5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

FARKLI YÜKLEME KOŞULLARINDAKİ SUYA DOYGUN KİLLİ ZEMİNLERİN KONSOLİDASYON DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF THE CONSOLIDATION BAHAVIOUR OF SATURATED CLAYEY SOIL UNDER DIFFERENT LOADING CONDITIONS

Eren BALABAN[1] **Uğur DAĞDEVİREN[2]** **M. İnanç ONUR [3]**

Mustafa TUNCAN [4] **Ahmet TUNCAN [5]**

ABSTRACT

Consolidation behavior of saturated clays is one of the most important subjects of geotechnical engineering. Differences on the dissipation of the excess pore water pressure can be seen by the time during the consolidation. In this paper, analytical solutions are developed for the 8 different initial pore water pressure distribution and drainage condition problems that can be occurred in the soil layers under different field and loading conditions. Additionally consolidation behavior is explained by maximum normalized pore water pressure isochronous at different times. At the end, maximum normalized pore water pressure values can be showed significant differences by the time versus same U_{av}-T_v relationship at the some loading conditions.

Key Words: Consolidation, pore water pressure, analytical solution.

ÖZET

Suya doygun killi zeminlerin konsolidasyon davranışı geoteknik mühendisliğinin en önemli konularından birisidir. Konsolidasyon sırasında aşırı boşluk suyu basıncı dağılımlarında zamana bağlı olarak farklılıklar gözlemlenebilmektedir. Bu çalışmada, farklı arazi ve yükleme koşulları sonucunda zemin tabakaları içerisinde oluşabilecek 8 farklı başlangıç boşluk suyu basıncı dağılımı ve drenaj koşulu problemi için tam analitik çözümler geliştirilmiştir. Ayrıca, konsolidasyon davranışı farklı zamanlardaki maksimum normalize edilmiş boşluk suyu basıncı izokornları ile açıklanmıştır. Çalışma sonucunda, bazı yükleme koşullarında aynı U_{av}-T_v ilişkisi elde ediliyor olmasına karşın, maksimum normalize edilmiş boşluk suyu basıncı değerlerinin zamanla değişiminin büyük farklılıklar gösterebildiği tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Konsolidasyon, boşluk suyu basıncı, analitik çözüm.

[1] Araş.Gör., Anadolu Üniversitesi, erenb@anadolu.edu.tr
[2] Yrd.Doç.Dr., Dumlupınar Üniversitesi, ugur.dagdeviren@dpu.edu.tr
[3] Araş.Gör., Anadolu Üniversitesi, mionur@anadolu.edu.tr
[4] Prof.Dr., Anadolu Üniversitesi, mtuncan@anadolu.edu.tr
[5] Prof.Dr., Anadolu Üniversitesi, atuncan@anadolu.edu.tr

1. GİRİŞ

Konsolidasyon, suya doygun killi zeminlerin uygulanan yük altında zamana bağlı olarak gösterdikleri deformasyon davranışıdır. Uygulanan yük sonucunda oluşan aşırı boşluk suyu basıncının zamana bağlı olarak sönümlenmesinden dolayı killi zeminlerin konsolidasyon oturmaları da zamana bağlı olarak gerçekleşmektedir. Killi zeminlerin bir yük altında toplam oturma miktarının ne kadar olduğunun yanı sıra, bu oturmanın ne kadar sürede gerçekleşeceği de geoteknik mühendisliği açısından büyük önem taşımaktadır. Bu nedenle, ilave yüklerden dolayı killi zeminde gerçekleşecek konsolidasyon oturmalarının süresi incelenirken, başlangıç aşırı boşluk suyu basıncının sönümlenmesinin dikkatli bir şekilde ele alınması gerekmektedir.

Uygulanan ilave yükler sonucunda zemin tabakasında oluşacak başlangıç aşırı boşluk suyu basıncı dağılımı; arazi koşulları, inşaat süreci ve drenaj koşullarına bağlı olarak farklı geometrik özelliklere sahip olarak oluşabilmektedir. Bunlardan üniform ya da lineer (üçgensel veya trapezoidal) başlangıç boşluk suyu basıncı dağılımı çoğu konsolidasyon analizinde yaygın olarak benimsenmektedir. Üniform boşluk suyu basıncı dağılımı; ince kalınlıktaki kil tabakalarında, geçirimsiz tabakalar üzerindeki toprak barajlar ya da dolgularda, zemin içindeki tünel ya da galeri inşalarında, alt sınırı geçirimli bir kil tabakası üzerindeki temel ve hidrolik dolgularda oluşabilmektedir. Lineer olarak artan ya da azalan başlangıç boşluk suyu basıncı ise temel boyutuna göre çok kalın olan zemin tabakalarında, yeraltı su seviyesinin ani düşümünün sebep olduğu kil tabakalarında ve yeni oluşum içerisinde olan ve kendi ağırlığı altında konsolide olan zeminlerde gelişebilmektedir (Smith, 1998; Lovisa vd., 2010).

Konsolidasyon sürecini açıklamak için genellikle konsolidasyon derecesi veya ortalama konsolidasyon yüzdesi ifadelerinden yararlanılmaktadır. Konsolidasyon derecesi (konsolidasyon oranı) (U_z), konsolide olan bir zemin tabakası içerisinde herhangi bir derinlikteki konsolidasyonun tamamlanma derecesinin bir ölçümüdür ve farklı zaman aralıkları için zemin tabakasının derinliği boyunca grafiksel olarak sunulan konsolidasyon derecesi izokronları ile gösterilmektedir. Ancak, literatürdeki çalışmalar incelendiğinde, derinlik değişkenini devre dışı bırakarak, bir bütün olarak zemin tabakasının konsolidasyonunun yansıtıldığı ortalama konsolidasyon yüzdesinin (U_{av}) daha çok tercih edildiği görülmektedir. Ortalama konsolidasyon yüzdesi, herhangi bir zamandaki konsolidasyon oturmasının, nihai konsolidasyon oturmasına oranını ifade etmektedir.

Üniform başlangıç boşluk suyu basıncı dağılımına ilave olarak bazı özel başlangıç aşırı boşluk suyu basıncı dağılımları ve farklı drenaj koşulları için ortalama konsolidasyon yüzdesi davranışı pek çok araştırmacı tarafından analiz edilmiş ve geoteknik mühendisliği kitaplarında yer almıştır (Taylor, 1948; Smith, 1998; Craig, 2004; Singh, 2005; Das, 2008, Singh, 2008; Singh ve Swamee, 2008; Lovisa vd., 2010; Lovisa vd., 2010). Üniform ve lineer başlangıç boşluk suyu basıncı dağılımları için konsolidasyon davranışını özetleyen grafikler incelendiğinde, drenaj ve başlangıç boşluk suyu basıncı koşulları birbirinden çok farklı olmasına rağmen, ortalama konsolidasyon yüzdesi - zaman faktörü (U_{av}-T_v) ilişkisinin pek çok durum için tek bir eğri ile ifade edilebildiği görülmektedir (Das, 2008; Lovisa vd., 2010). Ancak, aynı problemler için konsolidasyon derecesi izokornları birbirlerinden oldukça farklı durumdadır ve ortalama konsolidasyon yüzdesinden çok daha fazla bilgiye sahiptir. Son yıllara kadar konsolidasyon derecesi izokornlarının yalnızca üniform başlangıç aşırı suyu basınç durumu için verildiği görülmektedir. Başlangıç aşırı boşluk suyu basıncı dağılımı üniform olmayıp derinliğin fonksiyonu olduğu zaman, boşluk

suyu basıncının yeniden dağılımından dolayı, bazı zamanlarda belirli derinliklerde konsolidasyon derecesi %100'ün üzerine çıkabilmektedir (Lovisa vd., 2010). Bu durum, konsolidasyon sırasında genellikle beklenilmeyen bir olgudur. Bu nedenle, başlangıç aşırı boşluk suyu basıncı dağılımının üniform olmadığı durumlarda, konsolidasyon derecesi boşluk suyu basıncı sönümlenme sürecini tam olarak temsil edememektedir. Bu nedenle, aşırı boşluk suyu basıncı dağılımı ve konsolidasyon süreciyle ilgili bütün bilgileri yakalayabilmek için Lovisa vd. (2010) normalize edilmiş boşluk suyu basıncı (P_z) ifadesini önermişlerdir. Konsolidasyon derecesine benzer şekilde, belirli zamanlar için tabaka derinliği boyunca normalize edilmiş boşluk suyu basıncı izokornlarını çizmek mümkündür.

Konsolidasyon davranışının temel olgusu, boşluk suyu basıncının zamana bağlı olarak sönümlenmesi olmasına karşın, ilgi zaman içerisinde oturmaların tamamlanma yüzdesine kaymıştır. Ancak, özellikle geoteknik deprem mühendisliği açısından problem ele alındığında, boşluk suyu basıncının önemi bir kez daha ortaya çıkacaktır. Uygulanan statik bir yüklemeden dolayı konsolidasyonunu tamamlamamış yani halen ilave boşluk suyu basıncının olduğu bir kil tabakasının tekrarlı yüklemeye maruz kaldığında, bu zeminde dinamik yüklemeden kaynaklanan ilave bir boşluk suyu basıncı daha oluşacaktır. Örneğin, konsolidasyonunu tamamlamış bir zemin tabakası ile halen boşluk suyu basıncının sönümlenme süreci devam eden bir zemin tabakası ele alındığında, bu zeminlerin aynı özelliklerde depreme maruz kaldığı düşünülürse, konsolidasyonunu tamamlamamış olan tabakanın tekrarlı yük altında daha kritik duruma geleceği açıktır. Böyle bir durumda, statik şartlarda zeminin oturmalarını tamamlamasından ziyade tekrarlı yükleme sırasında kil tabakası içerisindeki maksimum boşluk suyu basıncı değerinin bilinmesi daha büyük önem kazanmaktadır. Bu nedenle, killi zeminlerin konsolidasyon süreci incelenirken, farklı zaman değerleri için kil tabakasındaki boşluk suyu basıncı değerlerinin, normalize edilmiş boşluk suyu basıncı açısından da değerlendirilmesi oldukça önemlidir.

Bu çalışmada, farklı arazi ve yükleme koşulları sonucunda zemin tabakaları içerisinde oluşabilecek 8 farklı başlangıç boşluk suyu basıncı dağılımı ve drenaj koşulu problemi için, boşluk suyu basıncı ve ortalama konsolidasyon yüzdesi değişimini açıklayan tam analitik çözümler geliştirilmiştir. Yapılan bu çözümler ışığında, aynı tabaka kalınlığındaki bu 8 farklı problem için, ortalama konsolidasyon yüzdesi – zaman faktörü (U_{av}-T_v) ilişkileri ortaya konulmuştur. Ayrıca, bu koşullardaki zemin tabakalarının normalize edilmiş boşluk suyu basıncı izokornları oluşturulmuştur. Aynı konsolidasyon özelliklerine sahip kil tabakalarında, yüklemeden sonra farklı zamanlarda oluşması beklenilen maksimum normalize edilmiş boşluk suyu basıncının değişimi ele alınmıştır. Bazı yükleme koşullarının aynı U_{av}-T_v ilişkisi ile tarif edilebilmesine karşın, maksimum normalize edilmiş boşluk suyu basıncı değerlerinin zamanla değişiminin büyük farklılıklar gösterebildiği tespit edilmiştir.

2. FARKLI YÜKLEME KOŞULLARI İÇİN KONSOLİDASYON DENKLEMİNİN ANALİTİK ÇÖZÜMLERİ

Konsolidasyon problemini kurumsal olarak ilk defa ele alan Terzaghi (1925), yapmış olduğu modelde, küçük bir diferansiyel elemana giren ve çıkan su debisinden yola çıkarak zeminlerin bir boyutlu konsolidasyon davranışlarını, günümüzde halen yaygın olarak kullanılan, Denklem 1'deki ifade ile formüle etmiştir.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v . \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1)$$

Yukarıda verilen ikinci dereceden kısmi diferansiyel denklemde u, boşluk suyu basıncını; t, zamanı; z, kil tabakasının üst yüzeyinden itibaren ölçülen derinliği, c_v ise konsolidasyon katsayısını göstermektedir. Konsolidasyon katsayısı; kilin permeabilite katsayısına ve kilin hacimsel sıkışma katsayısına bağlı olup konsolidasyonun süresini etkileyen ana parametredir.

Denklem 1'deki kısmi diferansiyel denklemin çözümü, Denklem 2'de ifade edilen ayrıştırma metodu ile çözülebilmektedir. Bu çözüm yönteminde, boşluk suyu basıncında meydana gelen değişim derinlik ve zamana bağlı iki fonksiyonun çarpımı olarak tanımlanmaktadır.

$$u(z,t) = F(z).G(t) \quad (2)$$

Denklem 2'deki F(z) derinlik fonksiyonu ve G(t) zaman fonksiyonu için genel çözümler, sırasıyla, Denklem 3 ve 4'de verilmiş olup, gerekli matematiksel işlemler gerçekleştirildikten sonra, Denklem 1'deki kısmi diferansiyel denklemin genel çözümü Denklem 5'deki gibi elde edilir.

$$F(z) = A_1 \cos(kz) + A_2 \sin(kz) \quad (3)$$

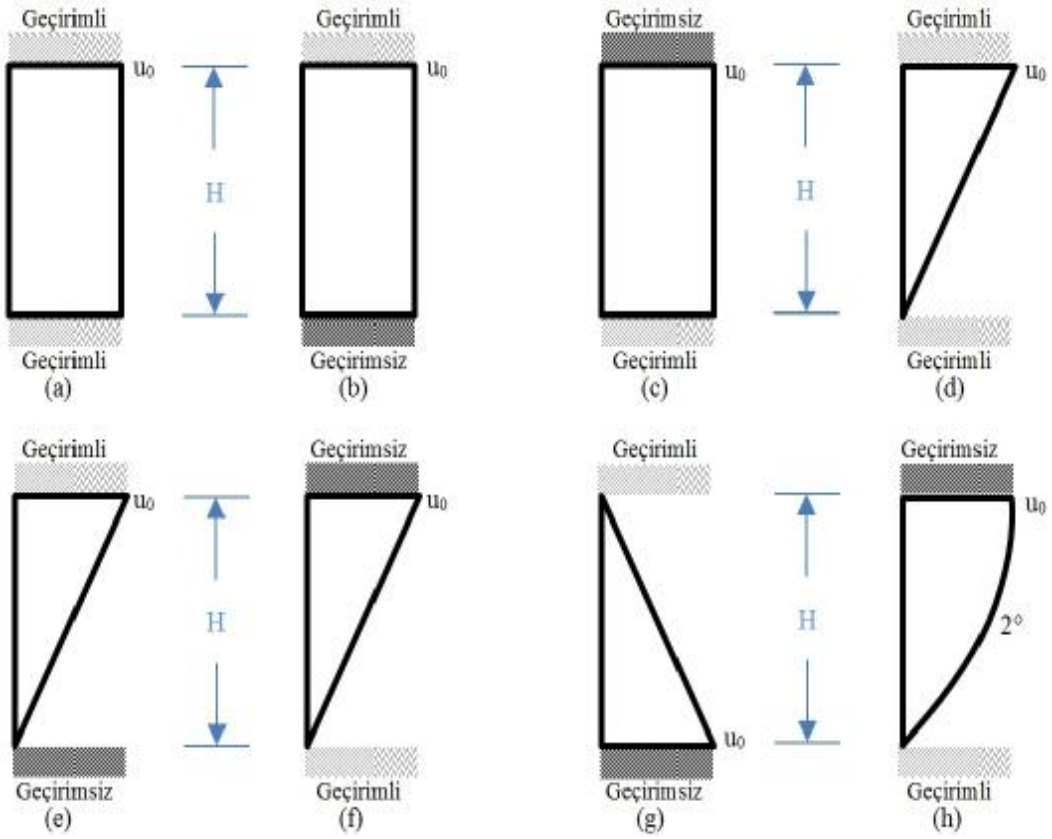
$$G(t) = A_3 \exp(-k^2 . c_v . t) \quad (4)$$

$$u(z,t) = [A_4 \cos(kz) + A_5 \sin(kz)]. \exp(-k^2 . c_v . t) \quad (5)$$

Burada, A_4, A_5 ve k bilinmeyenleri başlangıç ve sınır şartlarından hesaplanacak olan ifadeler olup denklemin çözümü, yükleme ve drenaj koşullarına bağlıdır.

Konsolidasyon denkleminin genel çözümünün verildiği Denklem 5'in tam analitik çözümünün yapılabilmesi için, iki adet sınır şartına ve bir adet başlangıç koşuluna ihtiyaç duyulmaktadır. Sınır şartları, killi zeminin alt ve üst tabakasında bulunan zemin tabakalarının geçirimli veya geçirimsiz olmasına göre belirlenmekte ve tabaka geçirimli ise drenajlı durum, geçirimsiz ise drenajsız durum olarak ele alınmaktadır. Sınır şartlarını tanımlarken drenaja açık yüzeylerde boşluk suyu basıncı, u = 0; drenaja kapalı yüzeylerde ise hidrolik gradyan $\partial u/\partial z = 0$ olarak tarif edilmektedir (Terzaghi ve Peck, 1967). Başlangıç koşulu ise, kil tabakasının yüklenmesinden çok kısa bir süre sonra oluşan başlangıç boşluk suyu basıncı dağılımına göre belirlenmektedir. Arazi koşulları, inşaat süreci ve drenaj koşullarına bağlı olarak oluşan bu başlangıç boşluk suyu basıncının dağılımı farklı geometrilerde gözlenebilecektir. Şekil 1'de farklı drenaj şartları ve başlangıç boşluk suyu basıncı dağılımları için oluşması beklenilen tipik problemler görülmektedir. Bu problemler için, kil tabakasının alt ve üst yüzeylerdeki sınır koşulları ve başlangıç boşluk suyu basıncı denklemleri Tablo 1'de matematiksel olarak ifade edilmiştir.

Bu çalışmada, Şekil 1'de verilen yükleme ve drenaj şartları için konsolidasyon denkleminin tam analitik çözümleri gerçekleştirilmiştir. Yapılan çözümler sonucunda elde edilen boşluk suyu basıncı değişim denklemleri Tablo 2'de özetlenmiştir. Tablo 2'deki bu denklemler ile kil tabakasındaki herhangi bir derinlikte herhangi bir zamandaki boşluk suyu basıncını teorik olarak belirlemek mümkündür.



Şekil 1. Farklı Boşluk Suyu Basıncı ve Drenaj Koşullarına Sahip Zemin Tabakaları

Tablo 1. Sınır ve Başlangıç Koşullarının Matematiksel İfadeleri

Durum	**Sınır Şartları**		**Başlangıç Koşulu**
	Üst Yüzey (z = 0)	**Alt Yüzey (z = H)**	
(a)	$u(0,t) = 0$	$u(H,t) = 0$	$u(z,0) = u_0$
(b)	$u(0,t) = 0$	$\frac{\partial u}{\partial z}(H,t) = 0$	$u(z,0) = u_0$
(c)	$\frac{\partial u}{\partial z}(0,t) = 0$	$u(H,t) = 0$	$u(z,0) = u_0$
(d)	$u(0,t) = 0$	$u(H,t) = 0$	$u(z,0) = u_0(1 - \frac{z}{H})$
(e)	$u(0,t) = 0$	$\frac{\partial u}{\partial z}(H,t) = 0$	$u(z,0) = u_0(1 - \frac{z}{H})$
(f)	$\frac{\partial u}{\partial z}(0,t) = 0$	$u(H,t) = 0$	$u(z,0) = u_0(1 - \frac{z}{H})$
(g)	$u(0,t) = 0$	$\frac{\partial u}{\partial z}(H,t) = 0$	$u(z,0) = \frac{u_0 z}{H}$
(h)	$\frac{\partial u}{\partial z}(0,t) = 0$	$u(H,t) = 0$	$u(z,0) = u_0(1 - \frac{z^2}{H^2})$

Tablo 2. Şekil 1'deki Koşullar için Boşluk Suyu Basıncı Değişim Denklemleri

Durum	**Boşluk Suyu Basıncı Değişimi Denklemi, u(z,t)**
(a)	$u(z,t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} \sin\left(\frac{2Mz}{H}\right) \exp(-M^2 T_v)$
(b)	$u(z,t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H}\right) \exp(-M^2 T_v)$
(c)	$u(z,t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} \sin M \cos\left(\frac{Mz}{H}\right) \exp(-M^2 T_v)$
(d)	$u(z,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{u_0}{N} \sin\left(\frac{2Nz}{H}\right) \exp(-N^2 T_v)$
(e)	$u(z,t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M}\left(1 - \frac{\sin M}{M}\right) \sin\left(\frac{Mz}{H}\right) \exp(-M^2 T_v)$
(f)	$u(z,t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M^2} \cos\left(\frac{Mz}{H}\right) \exp(-M^2 T_v)$
(g)	$u(z,t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M^2} \sin M \sin\left(\frac{Mz}{H}\right) \exp(-M^2 T_v)$
(h)	$u(z,t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{4u_0}{M^3} \sin M \cos\left(\frac{Mz}{H}\right) \exp(-M^2 T_v)$

Boşluk suyu basıncı sönümlenme denklemlerinin belirlenmesinden sonra, verilen koşullar için Denklem 6'daki ortalama konsolidasyon yüzdesi tanımına göre hesaplanan ortalama konsolidasyon yüzdesi (U_{av}) ve zaman faktörü (T_v) ilişkileri Tablo 3'de verilmiştir.

$$U_{av} = 1 - \frac{\int_0^H u(z)dz}{\int_0^H u_0(z)dz} \tag{6}$$

Tablo 2 ve Tablo 3'deki ifadelerde,

$$M = \frac{(2m+1)\pi}{2} \tag{7}$$

$$N = \frac{n\pi}{2} \tag{8}$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H_{dr}^2} \tag{9}$$

olarak tanımlanmaktadır. Burada T_v zaman faktörü, u_0 maksimum başlangıç boşluk suyu basıncı, H_{dr} ise maksimum drenaj uzunluğu olarak ifade edilmektedir.

Tablo 3. Şekil 1'deki Koşullar için Ortalama Konsolidasyon Yüzdesi Denklemleri

Durum	**Ortalama Konsolidasyon Yüzdesi (U_{av})**
(a)	$U_{av} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v)$
(b)	$U_{av} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v)$
(c)	$U_{av} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v)$
(d)	$U_{av} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v)$
(e)	$U_{av} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{4}{M^2} \left(1 - \frac{\sin M}{M}\right) \exp(-M^2 T_v)$
(f)	$U_{av} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{4}{M^3} \sin M \exp(-M^2 T_v)$
(g)	$U_{av} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{4}{M^3} \sin M \exp(-M^2 T_v)$
(h)	$U_{av} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{6}{M^4} \exp(-M^2 T_v)$

3. BULGULARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

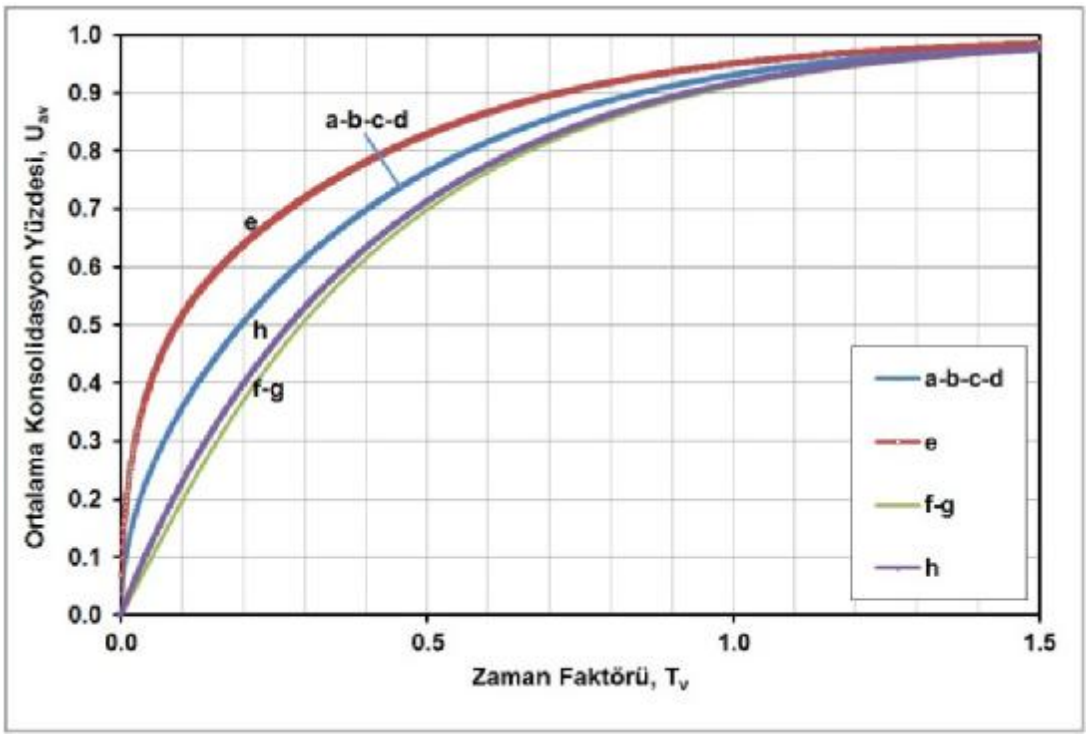
Tablo 3'de denklemleri verilen ortalama konsolidasyon yüzdesi (U_{av}) ve zaman faktörü (T_v) arasındaki ilişki Şekil 2'de grafiksel olarak verilmiştir. Şekil 2'de, Şekil 1'de tanımlanan (a), (b), (c) ve (d) durumlarının tek bir U_{av}-T_v eğrisi ile tanımlanabildiği görülmektedir. Benzer şekilde, (f) ve (g) durumları için de tek tip eğrinin elde edildiği tespit edilmiştir. Şekil 2'de aynı zaman faktörü için, (e) durumundaki şartlara maruz bir kil tabakasının konsolidasyonunu daha hızlı tamamladığı anlaşılmaktadır. (f) ve (g) durumları için ise konsolidasyonun tamamlanma süresinin daha fazla olacağı görülmektedir. Ancak, aynı konsolidasyon karakteristiklerinde (c_v sabit) ve aynı tabaka kalınlığına (H sabit) sahip kil tabakaları ele alındığında, (a) ve (d) durumları çift yönlü drenaj koşullarında olduğu için, ortalama konsolidasyon yüzdesinin belirli bir seviyeye ulaşması için geçen süre (b) ve (c) durumlarına göre 4 kat daha hızlı olacaktır.

Şekil 2'de görüleceği üzere, birbirinden oldukça farklı başlangıç boşluk suyu basıncı dağılımı ve drenaj koşullarına sahip tabakaların aynı U_{av}-T_v ilişkisi ile tarif edilebilmesi, konsolidasyon sürecinin anlaşılmasında bazı bilgilerin gözden kaçmasına sebep

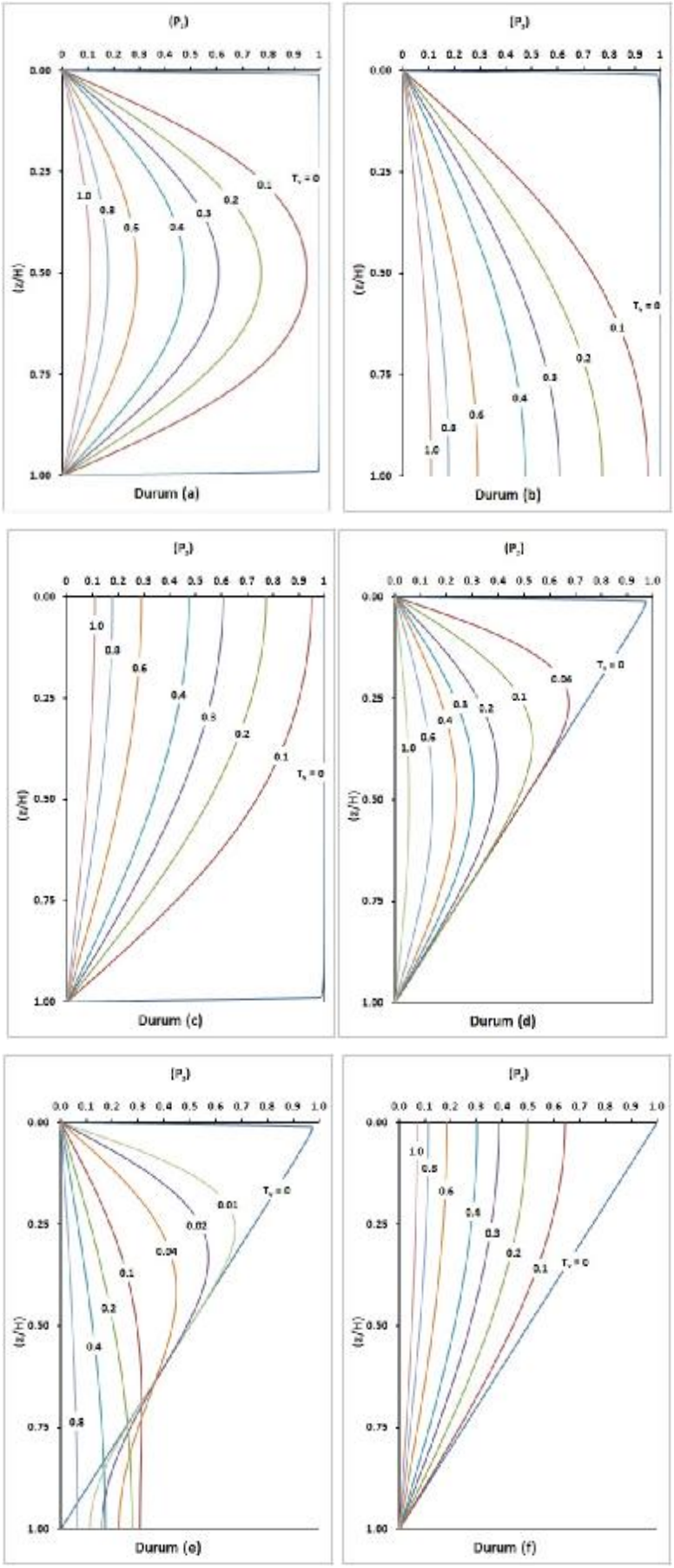
olabilmektedir. Bu nedenle, ortalama konsolidasyon yüzdesinden ziyade Denklem 10'da tanımlanan normalize edilmiş boşluk suyu basıncı ifadesi kil tabakasındaki sönümlenmemiş boşluk suyu basıncı değişimini yansıtmak açısından daha anlamlı hale gelmektedir. Bu ifade, üniform başlangıç boşluk suyu basıncı dağılımı dışında, konsolidasyon derecesi ifadesinden farklı olacaktır. Denklem 10'da, u(z,t) herhangi bir derinlikte herhangi bir zamandaki boşluk suyu basıncı, u_0 ise maksimum başlangıç boşluk suyu basıncı değerini göstermektedir.

$$P_z = \frac{u(z,t)}{u_0} \tag{10}$$

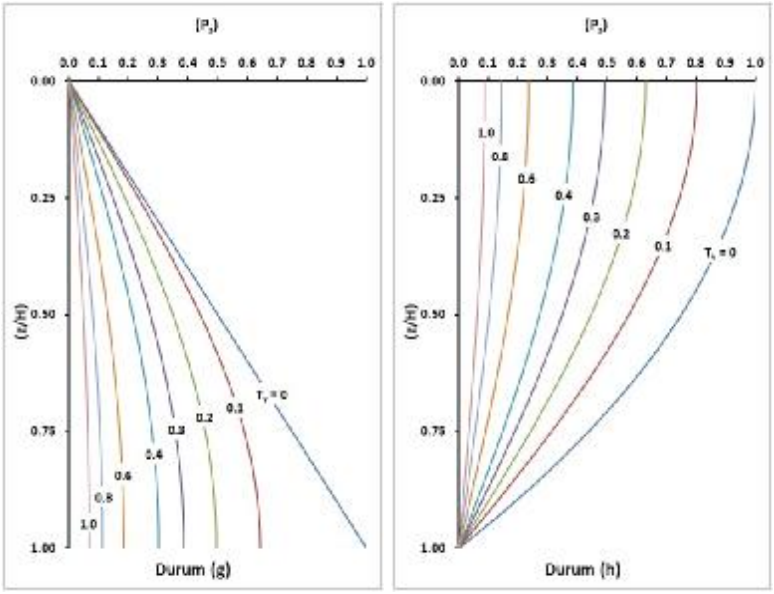
Şekil 3'de normalize edilmiş boşluk suyu basıncının (P_z), derinlik faktörü (z/H) ile değişimini gösteren izokornlar görülmektedir. Bu izokornlar, Şekil 1'deki yükleme koşulları için farklı zaman faktörü (T_v) değerleri için çizilmiştir. Ortalama konsolidasyon yüzdesine göre daha fazla bilginin yer aldığı izokornlarda, farklı zaman dilimleri için boşluk suyu basıncının derinlik boyunca değişimi rahatlıkla görülebilmektedir. Şekil 3'de (b) ve (c) durumları için yükleme ve drenaj koşulları birbirine çok benzer olduğu için normalize edilmiş boşluk suyu basıncı izokornlarının birbirlerinin simetrik olduğu görülmektedir. Benzer durum (f) ve (g) durumları için de geçerlidir. Ancak, (b) ve (c) durumları ile aynı U-T_v ilişkisine sahip olan (a) ve (d) durumlarının izokornları incelendiğinde, önemli farklılıkların olduğu görülmektedir. Örneğin, (d) durumu için boşluk suyu basıncının sönümlenmesi çok hızlı bir şekilde gerçekleşmektedir.



Şekil 2. Şekil 1'deki Koşullar için U-T_v İlişkileri



Şekil 3. Normalize Edilmiş Boşluk Suyu Basıncı İzokornları

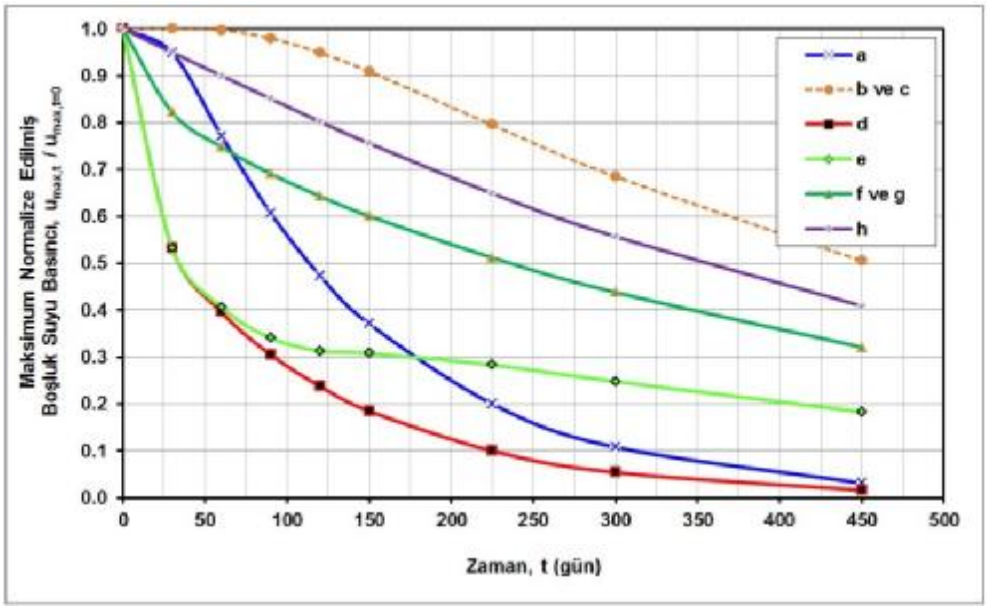


Şekil 3 (devamı). Normalize Edilmiş Boşluk Suyu Basıncı İzokornları

Şekil 3'deki izokornlar incelendiğinde, (e) durumunda önemli bir farklılığın varlığı göze çarpmaktadır. t = 0 anında, z = H derinliğinde, normalize edilmiş boşluk suyu basıncı değeri sıfır olarak tanımlanmıştır. z = H seviyesinde kil tabakası drenaja kapalı olduğu için, bu seviyede, boşluk suyu basıncının yeniden dağılım içerisine girdiği görülmektedir. T_v = 0.1 seviyesine kadar, boşluk suyu basıncı artış göstermekte ve P_z = 0.3 değerine kadar ulaşmaktadır. Bu seviyeden sonra, diğer durumlarda olduğu gibi boşluk suyu basıncı değişimi parabolik değişim sergilemektedir. Burada gözden kaçırılmaması gereken önemli bir durum, boşluk suyu basıncının bu yeniden dağılım davranışının, ortalama konsolidasyon yüzdesi eğrilerinden çıkarılmasının mümkün olmadığıdır.

Şekil 3'deki boşluk suyu basıncı izokornlarının önemini daha iyi vurgulayabilmek için oluşturulan Şekil 4'de; tabaka kalınlığı, H = 10 m, konsolidasyon katsayısı, c_v = 0.01 cm^2/s olarak seçilen bir kil tabakasında, Şekil 1'de verilen yükleme ve drenaj koşullarında farklı zamanlar (t = 0; 30; 60; 90; 120; 150; 225; 300; 450 gün) için maksimum normalize edilmiş boşluk suyu basıncı değerleri verilmiştir. Örneğin, (a), (b), (c) ve (d) durumları aynı U_{av}-T_v ilişkisi ile temsil edilirken, aynı durumlar için tabaka içerisindeki boşluk suyu basınçlarının birbirlerinden oldukça farklı olabildiği görülmektedir. t = 150 gün için (a), (b), (c) ve (d) durumları için zemin tabakalarındaki maksimum normalize edilmiş boşluk suyu basıncı değerleri sırasıyla, 0.371; 0.909; 0.909; 0.185 olarak belirlenmiştir. Bu durum, tabaka içerisindeki maksimum boşluk suyu basıncının sönümlenmesi açışından değerlendirildiğinde, (b) ve (d) durumları arasındaki farklılığın yaklaşık 5 kat olduğu görülmektedir.

Şekil 4 incelendiğinde, (b) ve (c) durumları için maksimum boşluk suyu basıncının sönümlenme süresinin, diğer durumlara göre çok daha zor gerçekleştiği görülmektedir. Bunun tam tersine, (d) durumu için ise sönümlenme çok daha kısa sürede oluşmaktadır. Şekil 4'deki diğer bir önemli bulgu ise, Şekil 1'de (h) durumunda 2. dereceden parabolik denklemle tanımlanan başlangıç yükleme koşulu için, maksimum normalize edilmiş boşluk suyu basıncının zaman ile değişiminin neredeyse lineer oluşudur. Bu durum, kil tabakasındaki maksimum boşluk suyu basıncının, belirli zaman aralıklarındaki değişiminin büyük ölçüde homojen bir şekilde sönümlendiği anlamına gelmektedir.



Şekil 4. Maksimum Normalize Edilmiş Boşluk Suyu Basıncının Zamanla Değişimi

4. SONUÇLAR

Suya doygun killi zeminlerin konsolidasyon davranışının modellenmesi bir çok araştırmacı tarafından incelenmiş ve farklı çözüm yöntemleri kullanılarak yeniden modellenmeye çalışılmıştır. Özellikle geliştirilen modeller ile oturma miktarı ve zaman ilişkisi belirlenirken boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ve bu davranışa etkisi ortaya konulmaya çalışılmıştır. Bu çalışmada, Terzaghi'nin konsolidasyon denklemi, farklı başlangıç boşluk suyu basınçları ve farklı drenaj koşulları altında analitik olarak çözülmüştür. Elde edilen çözümlerden yola çıkarak, kil tabakasındaki sönümlenmemiş boşluk suyu basıncı değişimi davranışını yansıtmak açısından daha anlamlı olan normalize edilmiş boşluk suyu basıncı izokornları oluşturulmuştur. Çalışma sonucunda, literatürde sıkça kullanılan, ortalama konsolidasyon yüzdesi ifadesinin birbirinden çok farklı yükleme durumlarda dahi tek tip eğri ile ifade edildiği ve kil tabakası içerisindeki boşluk suyu basıncı davranışını tam olarak açıklayamadığı tespit edilmiştir. Bu nedenle, özellikle, zeminlerin dinamik yükler altındaki davranışının değerlendirildiği çalışmalarda, ortalama konsolidasyon yüzdesinin yanı sıra maksimum normalize edilmiş boşluk suyu basıncı ifadesinin de dikkate alınması uygun olacaktır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma Anadolu Üniversitesi Bilimsel Araştırma Komisyonunca 1302F032 nolu bilimsel araştırma projesi kapsamında desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

Das, B.M. (2008), "Advanced Soil Mechanics", Taylor & Francis.
Craig, R.F. (2004), "Craig's Soil Mechanics", Spon Press.

Lovisa, J., Read, W., Sivakugan, N. (2010), "Consolidation Behavior of Soils Subjected to Asymmetric Initial Excess Pore Pressure Distributions", International Journal of Geomechanics, **Vol. 10 (5)**, 181-189.

Lovisa, J., Read, W., Sivakugan, N. (2011), "A Critical Reappraisal of the Average Degree of Consolidation", Geotechnical and Geological Engineering, **Vol. 29**, 873-879.

Lovisa, J., Read, W., Sivakugan, N. (2012), "Consolidation Behavior of Soils Subjected to Asymmetric Initial Excess Pore Pressure Distributions with One Way Drainage", International Journal of Geomechanics, **Vol. 12 (3)**, 318-322.

Lovisa, J., Read, W., Sivakugan, N. (2013), "Time Factor in Consolidation: Critical Review", International Journal of Geomechanics, **Vol. 13 (1)**, 83-86.

Singh, S.K. (2005), "Estimating Consolidation Coefficient and Final Settlement: Triangular Excess Pore Water Pressure", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, **Vol. 131 (8)**, 1050-1055.

Singh, S.K. (2008), "Identifying Consolidation Coefficient: Linear Excess Pore – Water Pressure", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, **Vol. 134 (8)**, 1205-1209.

Singh, S.K., Swamee P.K. (2008), "Approximate Simple Invertible Equations for Consolidation Curves under Triangular Excess Pore Water Pressures", Geotechnical and Geological Engineering, **Vol. 26**, 251-257.

Smith, G.N.. (1998), "Elements of Soil Mechanics", Wiley-Blackwell.

Taylor, D.W. (1948), "Fundamentals of Soil Mechanics", Chapman & Hall.

Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley&Sons.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

KURU KUMLARIN DÜŞÜK ŞEKİL DEĞİŞTİRME KAYMA MODÜLÜNÜN PİYEZOELEKTRİK BENDER ELEMANLAR İLE BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF MAXIMUM SHEAR MODULUS OF DRY SANDS USING PIEZOELECTRIC BENDER ELEMENTS

Lale ÖNER [1] **Cem AKGÜNER [2]** **Mehmet M. BERİLGEN [3]**

ABSTRACT

Stress-strain behavior of soils under loading is elasto – plastic and it varies within a wide range of strains. Typically, the range of shear strains is between 10^{-6}% -10% which also has a non-linear distribution. Instead of this range, it is sufficient to consider shear strains larger than 10^{-4}% practically for steady-state problems. However, it is necessary to evaluate this wide range of strains for steady state analyses, such as dynamic stress-strain analyses and soil movements around an excavation. The most important material property for such analyses is initial modulus of elasticity or shear modulus. In-situ and laboratory testing methods are devised to determine these modules. Within this study the initial (maximum) shear modulus of dry sand samples are determined under varying relative densities and cell pressures using piezoceramic bender elements applied to the laboratory triaxial testing equipment.

Keywords: Bender elements, small strains, dynamic behavior of sands, wave velocity, maximum shear modulus.

ÖZET

Zeminlerin yük altındaki gerilme şekil değiştirme davranışının elasto-plastik olması yanında şekil değiştirme aralığı çok geniştir. Genel olarak kayma şekil değiştirmeleri olarak göz önüne alınan bu şekil değiştirme aralığı %10^{-6}-%10 arasında olup doğrusal bir dağılım göstermemektedir. Pratikte çoğu statik problem için bu aralık yerine %10^{-4} den daha büyük kayma şekil değiştirmelerini göz önüne almak yeterli olmaktadır. Oysa dinamik gerilme şekil değiştirme analizleri ve kazılar çevresindeki zemin hareketlerinin belirlenmesi gibi statik analizler için bu geniş aralığı dikkate almak gerekir. Böylesi analizlerde ihtiyaç duyulan en önemli malzeme parametresi başlangıç elastisite veya kayma modülüdür. Bu modüllerin belirlenmesi için arazi ve laboratuvar deney yöntemleri

[1] İnş. Yük. & Jeof. Müh., Sentez İnşaat Yazılım Sanayi ve Tic. Ltd., loner@sentezinsaat.com.tr
[2] Öğr. Gör. Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fak. Geoteknik ABD, akguner@yildiz.edu.tr
[3] Doç. Dr, Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fak. Geoteknik ABD, berilgen@yildiz.edu.tr

geliştirilmiştir. Bu çalışmada piyezoseramik bender elemanların laboratuvar üç eksenli düzeneğinde kullanılarak kuru bir kum zeminin farklı relatif sıkılık ve çevre gerilmeleri altında başlangıç kayma modülü belirlenmiştir.

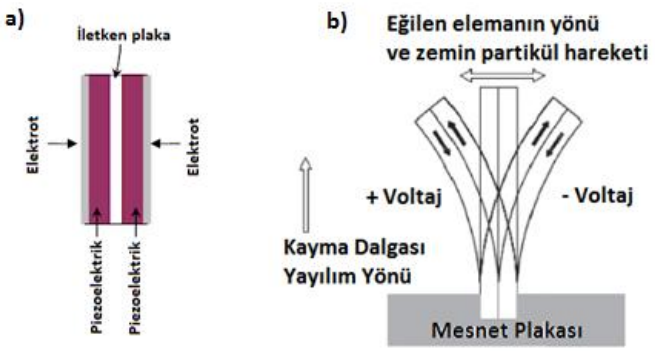
Anahtar Kelimeler: Bender elemanlar, küçük şekil değiştirmeler, kumların dinamik davranışı, dalga hızı, maksimum kayma modülü.

1. GİRİŞ

Zeminlerin yük altındaki davranışı doğrusal olmayıp şekil değiştirme seviyesine göre önemli değişiklikler göstermektedir. Zeminlerin gerilme şekil değiştirme davranışında eşik olarak tanımlanabilecek kritik bir şekil değiştirme değeri bulunmaktadır ve bu değer aşıldıktan sonra malzeme davranışı değişmektedir. Bu eşik değerin altı küçük şekil değiştirme bölgesi, üstü ise büyük şekil değiştirme bölgesi olarak tanımlanmakta olup her iki bölge için malzeme katsayılarının deneysel olarak farklı biçimde belirlenmesi gerekmektedir. Geoteknik mühendisliğinde birçok problemin gerilme şekil değiştirme analizinde küçük şekil değiştirme seviyelerini göz önüne almak gerekmese de, dinamik yük altındaki zemin davranışının ve tünel kazılarında yüzey oturmalarının hesaplanması gibi problemlerde kullanmak gerekmektedir. Küçük şekil değiştirme seviyesinin üstündeki gerilme-şekil değiştirme analizlerinde ihtiyaç duyulan deformasyon modülleri yaygın olarak bilinen laboratuvar veya arazi deneyleri yardımı ile belirlenebilmektedir. Küçük şekil değiştirme bölgesinde malzeme davranışını modellemek için ihtiyaç duyulan malzeme katsayılarının deneysel olarak ölçülmesinde jeofizik yöntemlere dayanan arazi deneyleri ve laboratuvar rezonant kolon deneyleri yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu deneylerin dışında son yıllarda tahribatsız deney yöntemlerinin başında gelen piyezoelektrik elemanlar kullanılmaya başlanmıştır. Bu çalışma kapsamında, piyezoelektrik bender elemanlar kullanılarak kuru kum zeminin küçük şekil değiştirme bölgesindeki davranışını incelenmiş ve bu küçük şekil değiştirme seviyesindeki kayma modülü belirlenmiştir.

2. BENDER ELEMANLARIN ÇALIŞMA PRENSİBİ

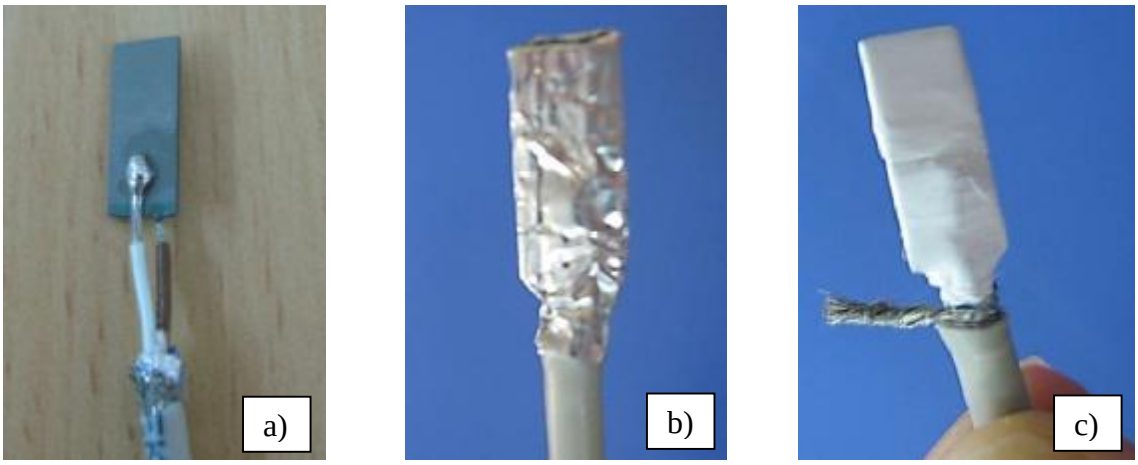
Bender elemanlar piyezoelektrik seramiklerden yapılmış olup çok hassas ince plakalardan oluşmaktadır (Şekil 1.a). Bu nedenle küçük şekil değiştirmeler altında zeminin özelliklerinin değerlendirilmesi açısından önemli bir avantaj sağlamaktadır. Sinyal tetikleyici cihazlar yardımı ile bender elemanlar titreşerek orta düzeyli bir kayma dalgası oluştururlar. Basitçe bender elemanın ana çalışma prensibi, gönderilen elektrik akımının bender elemanı mini bir konsol kiriş gibi eğilme hareketi ile titreştirerek zemin içinde kayma dalgası oluşumunu sağlaması şeklindedir. Bu şekilde elektrik enerjisini mekanik enerjiye dönüştüren bender elemanın bir dalga kaynağı olarak kullanılması durumunda zemin içinde meydana gelen dalga alıcı bender elemanın titreşmesi yani mekanik olarak şekil değiştirmesi ile elektrik akımı üretilir. Sonuçta kaynak ve alıcı bender elemanlarda eğilme hareketi polarite yüküne bağlı olarak farklı uzama ve farklı kısalma şeklinde olmaktadır (Şekil 1.b).



Şekil 1. a) Bender eleman yapısı (Valle-Molina, 2008),
b) Bender elemanın çalışması (Kramer, 2003).

Çalışmada bender elemanlar, Piezo Systems (Woburn, MA, ABD) tarafından üretilen PSI-5H4E T226-H4-203X tipi olup montajsız ve kablosuz olarak temin edilmiştir. Bu piyezoseramik elemanlar iki tabakalıdır ve boyutları 31.8 mm (Boy) – 6.4 mm (Genişlik) – 0.66 mm (Kalınlık) şeklindedir. Üç eksenli deney düzeneğine yerleştirilirken boyu ikiye bölünerek 15.9 mm (Boy) – 6.4 mm (Genişlik) - 0.66 mm (Kalınlık) olarak kullanılmıştır. X- kutuplu olan bu bender elemanlara seri bağlantı yapılmıştır (Şekil 2a).

Elektromanyetik sinyaller veya gürültü, alıcı bender elemana gelen sinyallerin performansını etkileyebilmektedir. En yaygın türü çapraz karışma (cross-talk) olmakta, seri ve paralel bağlı bender elamanlar için bu etkiye genel olarak rastlanmaktadır (Lee ve Santamarina, 2005). Bu amaçla Şekil 3.b ve c'de gösterildiği gibi bender elemanların üzeri sırasıyla teflon bant ve alüminyum bant ile kaplanarak topraklanmış, böylece çapraz karışma etkisi azaltılmaya çalışılmıştır.

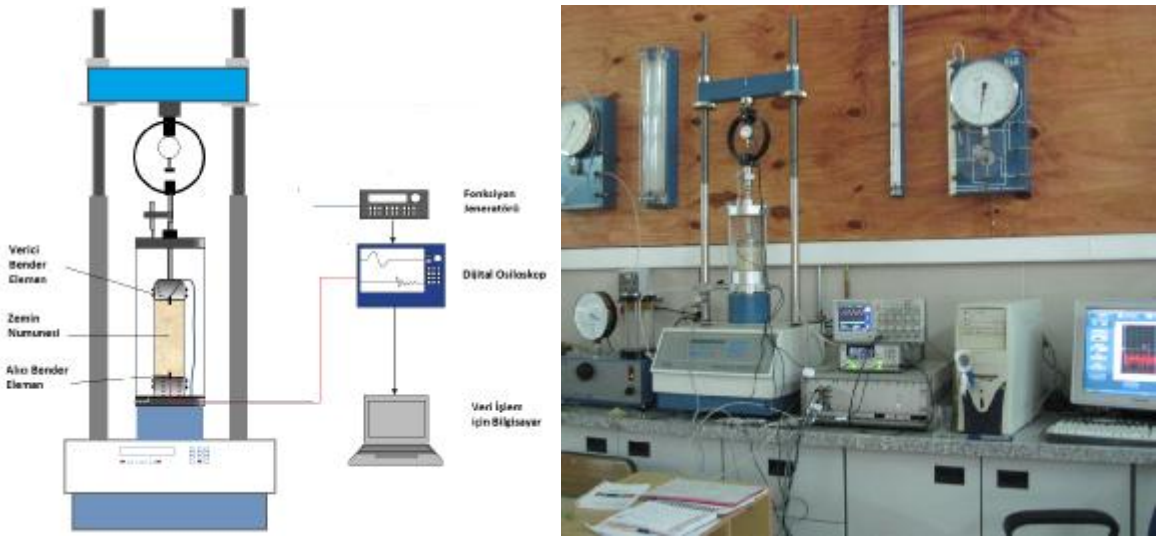


Şekil 2. a) Seri bağlı bender eleman , b) Teflon bant ile kaplanmış, c) Alüminyum bant ile kaplanmış bender elemanın görünümü.

3. BENDER ELEMAN DENEYLERİ

3. 1. Deney Sistemi

Bender elemanlar kullanılarak laboratuvar ortamında zemin numunelerinin kayma dalgası hızlarını ve maksimum kayma modüllerinin belirlemek için Şekil 3'de gösterilen deney düzeneği kurulmuştur.



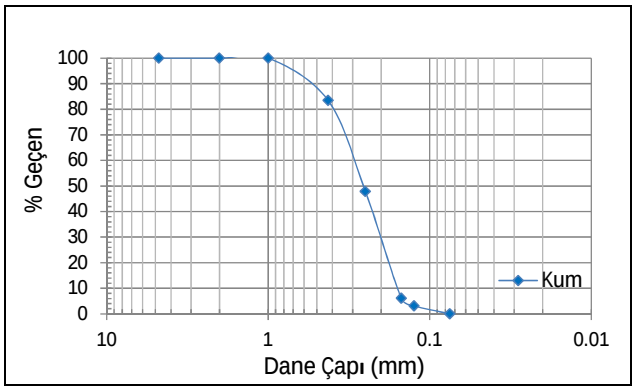
Şekil 3. Bender eleman deneyi düzeneği.

Bu düzenekte; üç eksenli basınç deney cihazı, alt ve üst başlıklara monte edilen piyezoelektrik bender elemanlar, bender elemanların farklı voltaj altında eğilme hareketi yaparak kayma dalgası hızı üretmelerini sağlamak amacıyla yer alan fonksiyon/ dalga form jeneratörü, verici bender elemandan alıcı bender elemana giden sinyalin dalga formunu ve alıcı bender elemana zemin içinden gelen dalga formunu görüntülemek amacıyla yer alan osiloskop ve verilerin toplanması için kullanılan bilgisayar yer almaktadır. Şekil 4'de üç eksenli basınç deneyinde alt ve üst başlıklara yerleştirilen bender elemanlar görülmektedir.

Şekil 4. Üst ve alt başlığa yerleştirilen bender elemanın görünümü.

3. 2. Zemin Özellikleri

Çalışma kapsamında kullanılan deney numunesi Şile kumu olup, numuneye ait indeks özellikleri laboratuvar deneyleri ile belirlenmiştir. Kullanılan kumun granülometri eğrisi Şekil 5'de indeks özellikleri ise Tablo 1'de verilmiştir.



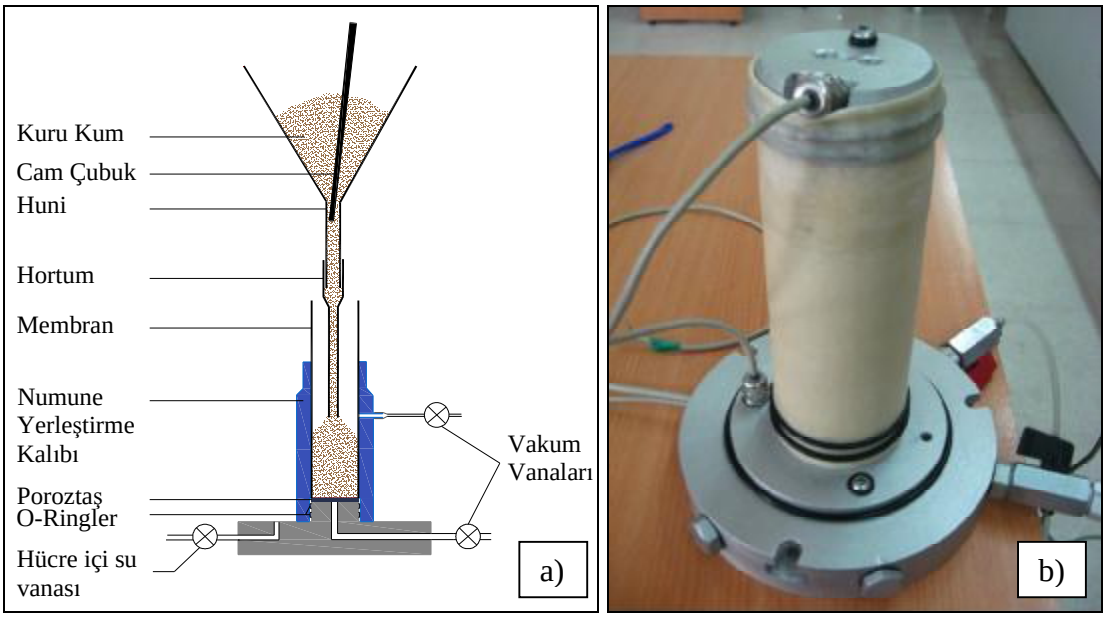
Şekil 5. Şile kumunun granülometri eğrisi.

Tablo 1. Deneysel çalışmada kullanılan kumun özellikleri.

Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sembolü	SP
Özgül Yoğunluk, G_s	2.65
Maksimum Boşluk Oranı, e_{max}	0.88
Minimum Boşluk Oranı, e_{min}	0.50
Ortalama Dane Çapı, D_{50} (mm)	0.28
Efektif Çap, D_{10} (mm)	0.18

3. 3. Deney Numunesinin Yerleştirilmesi

Deneyler çapı 7cm boyu 14.8cm olmak üzere relatif sıkılıkları %30, %50 ve ,%70 olan kuru kum numuneleri üzerinde yapılmıştır. Deney numunelerini bu relatif sıkılık değerlerinde hazırlamak için bir yağmurlama sistemi kullanılmıştır. Bu yağmurlama sistemi Bishop ve Henkel (1962) tarafından üç eksenli basınç deneyinde kuru kum için önerilen yönteme göre oluşturulmuştur. Şekil 6a'da kuru kumu yerleştirmede kullanılan yağmurlama sistemi şematik olarak gösterilmektedir. Şekil 6b'de ise yağmurlama sonrasında deney için hazırlanmış kum numunesi görülmektedir.

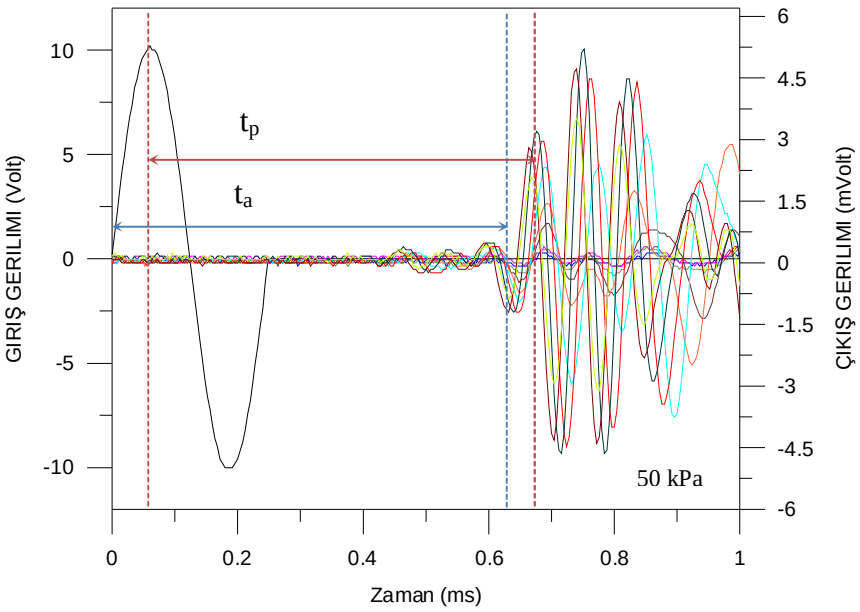


Şekil 6. a) Yağmurlama sistemi, b) Yerleştirilen kuru kumun görünümü.

Farklı sıkılıkta hazırlanmış numunelere deneyler sırasında 0, 50, 100, 150 ve 200 kPa hücre basınçları uygulanmıştır. Bu numunelere, üst başlıkta yer alan verici bender eleman vasıtası ile dalga kaynağından (function generator) gönderilen 20 V_{p-p} gerilim altında tek sinüs dalgası giriş sinyali ve alıcı sinyalleri osiloskop yardımı ile ölçülmüştür. Dalga kaynağından 1-1.5-2-4-6-8-10-12-15 ve 20 kHz frekanslarında giriş sinyali gönderilmiştir.

4. DENEYLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu çalışmada deneylerde gözlemlenen alıcı sinyallere bakılarak yolculuk süresi belirlenmiştir. Şekil 7'de % 50 sıkılıkta hazırlanan ve 50 kPa hücre basıncı altındaki numunenin farklı frekans altındaki yolculuk süresi gösterilmektedir.



Şekil 7. D_r = % 50 sıkılıktaki 50 kPa hücre basıncı altındaki numunede oluşan sinyaller.

Şekil 7'de örnek olması amacıyla sadece 4 kHz'lik giriş sinyali gösterilmektedir. Kayma dalgası hızı pikten pike veya ilk varış zamanı alınarak bulunmaktadır (Rio, 2006). Şekil 7'de gösterilen "t_a" ilk varış yöntemine göre, "t_p" ise pikten pike yöntemine göre hesaplanan seyahat zamanlarını belirtmektedir. Çalışma kapsamında numune boyunun belirtilen bu varış sürelerine oranından kayma dalgası hızı hesaplanmaktadır. Kayma dalgası hızı V_s;

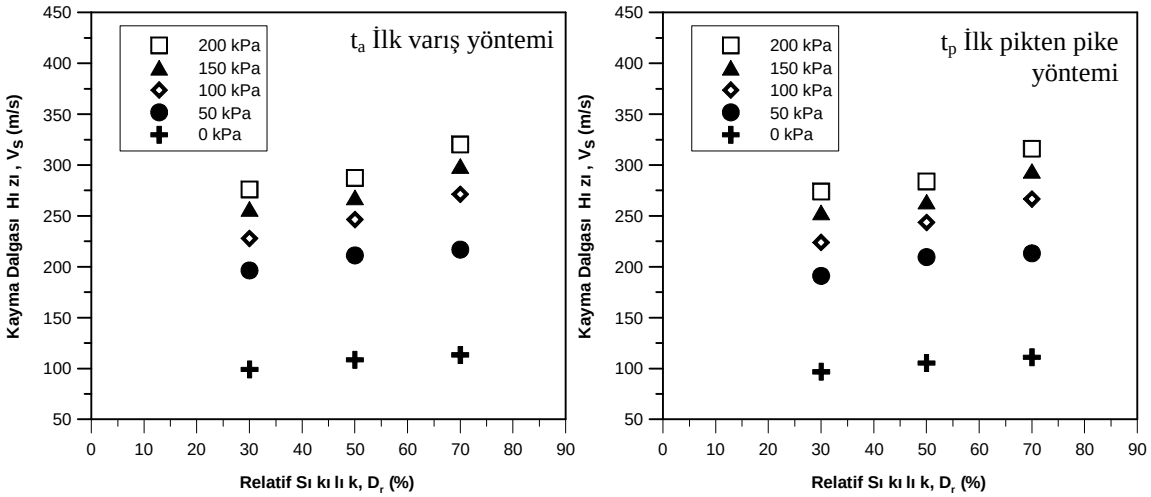
$$V_s = \frac{L_{tt}}{t} \tag{1}$$

eşitliğinden hesaplanmaktadır. L_{tt}, dalga izi boyu olup, toplam numune boyundan (L) bender elemanların (alıcı ve verici) konsol boylarının (l_b) çıkartılması sonucu elde edilmektedir. t, toplam seyahat süresini belirtmektedir. Çalışma kapsamında numune boyu 14.8 cm olup dalga izi boyu 12.4 cm olmaktadır. Bender elemanların numune içinde kalan kısımları hem alıcı hem verici bender eleman için 1.2 cm olmaktadır. İlk varış zamanı (first arrival) ve ilk pikten pike (peak-to-peak) yöntemleri kullanılarak belirlenen kayma dalgası hızlarından maksimum kayma modülü;

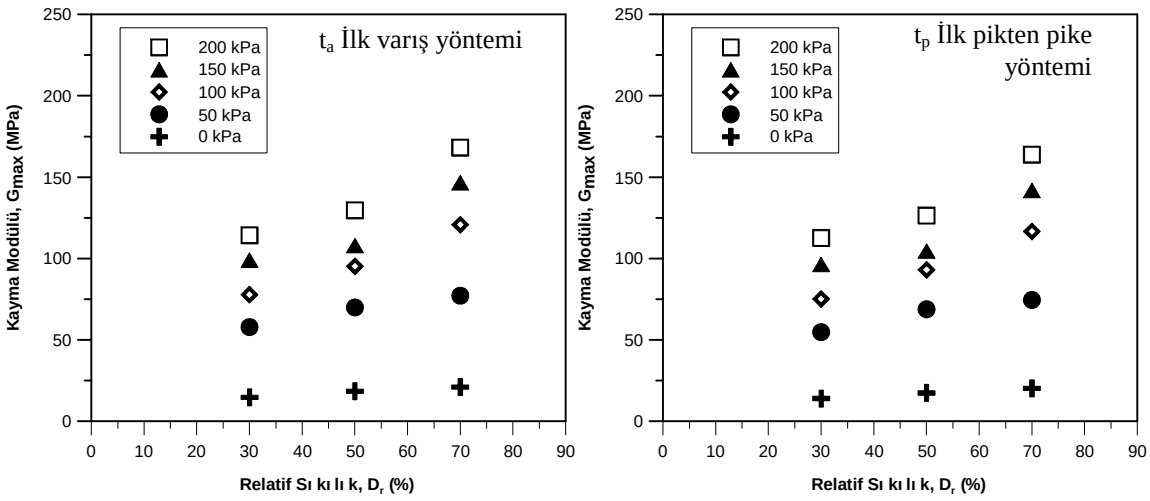
$$G_{\max} = r \cdot V_s^2 \tag{2}$$

eşitliğinden hesaplanmıştır.

Çalışma kapsamında, ilk varış ve ilk pikten pike yöntemine göre belirlenen kayma dalgası hızları ve bu hızlara göre elde edilen kayma modülü değerleri üzerinde hücre basıncı ve relatif sıkılık etkisi incelenmiştir. Buna göre Şekil 8 ve Şekil 9'da kayma dalgası hızı ve kayma modülü değerlerinin relatif sıkılığa göre değişimi gösterilmekte olup, farklı hücre basınçları altında kayma dalgası hızı ve maksimum dinamik kayma modülünün hem relatif sıkılık değerine hem de çevre basıncına bağlı olarak beklendiği gibi arttığı görülmektedir. Diğer yandan farklı yolculuk süresi belirleme yönteminin kayma dalgası hızlarını belirlemede birbirine yakın sonuç verdiği görülmektedir. Buna göre yapılan deneylerden elde edilen sonuçlara göre iki yöntem arasındaki fark % 1.4 ve %. 1.6 arasında değişmektedir.



Şekil 8. Farklı relatif sıkılıktaki numunelerin hücre basıncına göre kayma dalgası hızı değişimi (Öner, 2013).



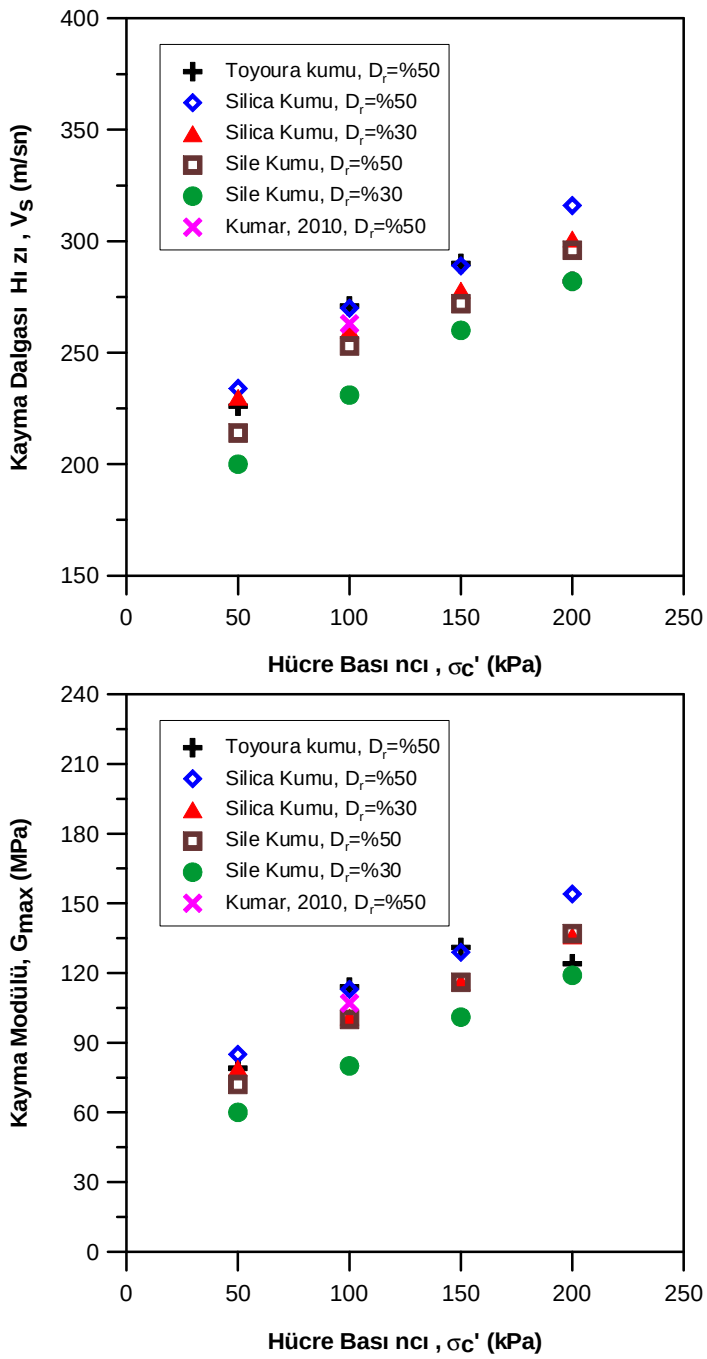
Şekil 9. Farklı relatif sıkılıktaki numunelerin hücre basıncına göre maksimum kayma modülü değişimi (Öner, 2013).

Ayrıca çalışma kapsamında Şile kumu için belirlenen bu kayma dalgası hızı değerleri literatürde benzer deney koşulları altında farklı kum numuneleri için ölçülen kayma dalgası hızları ile karşılaştırılmıştır. Benzer deney koşulları ile üç eksenli basınç ekipmanı ve piyezoelektrik bender elemanlar, uygulanan hücre basınçları (50-100-150 ve 200 kPa) ve relatif sıkılık değerleri (%30 ve %50) kastedilmektedir. Buna göre literatürde benzer koşullardaki kum numuneleri ile bu çalışmada kullanılan Şile kumunun özellikleri Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Şile kumunun literatürdeki bazı kumlarla karşılaştırılması.

	Şile Kumu	Kum (Kumar, 2010)	Toyoura Kumu (Youn, 2008)	Silica Kumu (Youn, 2008)
USCS	SP	-	SP	SP
Özgül Yoğunluk, G_s	2.65	2.62	2.65	2.63
Maksimum Boşluk Oranı, e_{max}	0.880	0.90	0.982	0.854
Minimum Boşluk Oranı, e_{min}	0.500	0.486	0.617	0.642
Ortalama Dane Çapı, D_{60} (mm)	0.28	0.75	0.21	0.18
Efektif Çap, D_{10} (mm)	0.18	0.20	0.16	0.09

Şekil 10'da Youn vd. (2008) yaptığı çalışmadan alınan kuru Toyoura ve kuru Silica kumunun farklı hücre basıncı ve relatif sıkılık değerlerindeki kayma dalgası hızları verilmiştir. Ayrıca Kumar vd. (2010) yaptığı çalışmada kullandığı kumun 100 kPa hücre basıncı altındaki kayma dalgası hız değeri görülmektedir. Farklı kumlar için elde edilen bu hız değerleri incelendiğinde çalışma kapsamında Şile kumu için ölçülen hız değerleri ile yakın olduğu saptanmıştır. Bu hız değerlerinden hesaplanan maksimum kayma modülü değerlerinin de çalışmada hesaplanan maksimum kayma modülü değerleri ile yakın olduğu görülmektedir.



Şekil 10. Çalışmada kullanılan Şile kumu ile literatürde yer alan farklı kum numunelerinin farklı hücre basınçları altında kayma dalgası hızı (V_s, m/s) ve maksimum kayma modülü (G_{max}, MPa) değişiminin karşılaştırılması (Youn vd., 2008, Kumar vd., 2010 ve Öner, 2013).

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada bender elemanlar kullanılarak farklı relatif sıkılıklarda hazırlanmış kum numunelerin farklı hücre basınçları altında kayma dalgası hızları ve maksimum kayma modüllerinin belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu amaç için kurulan deney düzeneğinde kayma dalgası hızlarını bulmak için alıcı-verici sinyallerinde ilk varış zamanı ve ilk pikten pike yöntemlerinden yararlanılmıştır. Bu iki yöntemle belirlenen kayma dalgası hızları ile

maksimum dinamik kayma modülü hesaplanmıştır. Deneylerden elde edilen bulgulara göre ulaşılan sonuçlar aşağıda verilmiştir:

- Kum numunesinin relatif sıkılık ve hücre basıncı değeri arttıkça kayma dalgası hızı ve maksimum dinamik kayma modülü değeri artmaktadır.
- Kum numunesinin boşluk oranı arttıkça kayma dalgası hızı ve maksimum dinamik kayma modülü değeri azalmaktadır.
- Yapılan deneyler sonucunda elde edilen kayma dalgası hızları ve bunların relatif sıkılık, hücre basıncı ve input sinyal frekansına göre değişimi literatürdeki sonuçlar ile uyumludur.

KAYNAKLAR

Bishop, A.W. ve Henkel, D.J., (1962). The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, Edward Arnold, Ltd, London.

Kumar, J. ve Madhusudhan, B.N., (2010). “A note on the measurement of travel times using bender and extender elements”, Soil Dynamics and Earthquake Engineeering, 30(7):630–634.

Kramer S. L., (2003). Geoteknik Deprem Mühendisliği, (Çev., K., Kayabalı), Gazi Kitapevi, Ankara.

Lee, J.S. ve Santamarina, J.C., (2005). "Bender elements: performance and signal interpretation", J. of Geotech. Geoenviron. Eng., 131(9):1063-1070.

Leong, E. C., Cahyadi, J. ve Rahardjo, H., (2009). “Measuring shear and compression wave velocities of soil using bender&extender elements”, Canadian Geotechnical Testing Journal, 46:792-812.

Öner, L., (2013). Kuru Kumların Düşük Şekil Değiştirme Kayma Modülünün Piyezoelektrik Bender Elemanlar İle Belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü.

Piezo Systems Inc., Application data, www.piezo.com, 2010.

Rio, J.F.M.E., (2006). “Advances in Laboratory Geophysics Using Bender Elements”, University College London Department of Civil & Environmental Engineering, PhD. Thesis, London.

Valle-Molina, C., (2008). “Measurements of Vp and V_S in Dry, Unsaturated and Saturated Sand Specimens with Piezoelectric Transducers”, Ph. D. Thesis, Geotechnical Engineering, Department of Civil Engineering The University of Texas, Austin.

Youn, J., Choo, Y., ve Kim, D., (2008). “Measurement of small-strain shear modülus Gmax of dry and saturated sands by bender element, resonant column, and torsional shear tests”, Canadian Geotechnical Testing Journal, 45(10):1426–1438.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

BAKTERİYEL KALSİYUM KARBONAT OLUŞUMU ÜZERİNDE KUMLU ZEMİNLERİN DANE ÇAPININ ETKİSİ

EFFECT OF PARTICLE SIZE OF SANDY SOIL ON BACTERIAL CALCIUM CARBONATE PRECIPITATION

Waleed SIDIK[1] Hanifi CANAKCI[2] Ibrahim Halil KILIC[3] Fatih Celik[4]

ABSTRACT

This study focused on the effect of particle size of sandy soil on bacterial calcium carbonate precipitation (BCCP) . Four samples of sandy soil in different particle size (150µ-300µ), (300µ-600µ), (600µ-1mm) and (1mm-2mm), were prepared in glass boxes having dimension of 6x6x2 cm were treated by immersing in bacterial medium (Bacillus pasteurii, urea, and CaCl2) for 4 days. The samples were treated by urea medium and $CaCl_2$ every 6 hours during this treatment period. Throughout the treatment time change in pH values were monitored each 6 hour. Also, amount of calcium carbonate in all samples were determined by using calcimeter test at the end of treatment. The test results showed that the pH values fluctuated between (9-9.3) during treatment stage for all samples. This range of the pH values indicates that the treatment medium is appropriate for BCCP. It was also found that the amount of precipitated calcium carbonate in occurred in all samples but in different percentage, the maximum value of CaCo3 monitored in sandy sample with particle siaze between (600µ-1mm) , while the minimum value monitored in sandy sample with particle size between (1mm-2mm). The results were supported by Scanning electron microscopy (SEM) analysis and energy-dispersive x-ray (EDX) analysis.

ÖZET

Bu çalışmada, kumlu zeminin dane çapının bakteriyel kalsiyum karbonat oluşumu üzerinde ki etkisi incelenmiştir. Boyutları 6x6x2 cm olan bir cam kutuda, farklı dane çaplarında (150µ-300µ), (300µ-600µ), (600µ-1mm) ve (1mm-2mm) hazırlanmış 4 kumlu toprak numunesi 4 gün süre ile bakteriyel ortama (Bacillus pasteurii, üre, ve $CaCl_2$) bırakılmıştır. Numuneler bu işlem esnasında her 6 saatlik periodlarda üre ortamı ve $CaCl_2$ tarafından beslenmiştir. Her 6 saatte bir pH değerinde ki değişim bu işlem boyunca gözlemlenmiştir. Ayrıca , tüm karışımlarda ki kalsiyum karbonat miktarı işlem sonucunda kalsimetre test kullanılarak hesaplanmıştır.

[1] Yük.Müh., Kerkük üniversitesi , waleedsidik@yahoo.com
[2] Doç.Dr., Gaziantep üniversitesi, canakci@gantep.edu.tr
[3] Y.Doç.Dr.., Gaziantep üniveritesi, kilic@gantep.edu.tr
[4] Arş.Gör, Gaziantep üniversitesi, fcelik@gantep.edu.tr

Deney sonuçları göstermiştir ki, bu işlem esnasında ki tüm numunelerin pH değeri 9-9.3 değerleri arasında değişmiştir (12 saatten sonra pH değeri 9'un üzerine çıkmaya başlamıştır). pH değerlerinde ki bu değişim aralığı, bu karışım ortamlarının BCCP için uygun olduğunu göstermiştir. Ayrıca tüm numunelerde belirli miktarlarda kalsiyum karbonat çökeltileri oluşmuştur fakat bu miktarlar farklı yüzdelerde gözlemlenmiştir. 600μ-1mm dane çapı aralığına sahip numunlerde $CaCO_3$ oluşumu maksimum seviyede iken, 1mm-2mm dane çapı aralığında minimum seviyede olmuştur. Deney sonuçları ayrıca, tarayıcı electron mikroskobu (SEM) ve enerji ayrımlı X ışını (EDX) analizleriyle gözlemlenmiştir.

1. GİRİŞ

Uygulanan zemin iyileştirme tekniklerinin çoğu hem mekanik enerji kullanımı hem de zemine bir katkı malzemesinin karıştırlmasını içermektedir. Bunların her ikisi yapım esnasında mevcut olan ortak enerji maliyetlerine sahiptirler. (Dejong vd. 2010). Portland çimento kullanımında oluşan yapay çimentolaşma yüksek oranda alkalin içeren malzemelerin zemine karışmasını sağlamaktadır. Bu durum ise zeminin yapısına zarar vermektedir (Fritzges, 2005). Yaygın olarak kullanılan kimyasal groutların çoğu zehirli maddeler içermektedir. Bu durum ciddi sağlık problemlerine sebep verebilecek noktadadır (Karol, 2003). Bahsedilen tüm bu faktörler yeni alternatif zemin iyileştrime metotlarının geliştirlmesine ihtiyaç duyulduğunu göstermiştir. Bu noktada zemin iyileştirmede bakteriyel kalsiyum karbonat oluşumu'nun kullanımı (BKKO) daha önceki tekniklere nazaran yeni ve çevresel açıdan her hangi bir tehlike içermeyen bir yöntemdir.Bu çalışmada kumun dane çapının bakteriyel kalsiyum karbonat oluşumu (BKKO) üzerinde ki etkisini incelemek için toprakta ve çevrede üre ve $CaCl_2$ ile birlikte doğal yollarla oluşmuş, patojenik olmayan organizmalar (Bacillus pastiurii) kullanılmıştır. Bu çalışmada farklı dane çaplarına sahip olan (150μ-300μ ; 300μ-600μ ; 600μ-1mm ; 1mm-2mm) ve 6x6x2 boyutlarında hazırlanmış dört kum numunesi bakteriyel solusyona batırılmıştır ve sonra dört günde her altı saatte bir üre ve $CaCl_2$ ile beslenmiştir. Dört gün boyunca her bir işlemden sonra pH değişimi gözlemlenmiş, ayrıca kum numunelerinde oluşmuş kalsiyum karbonat miktarı kalsimetre aparatı yardımıyla ölçülmüştür.Bunun yanı sıra, tüm numuneler tarayıcı electron mikraskobu (SEM) ve enerji dağıtıcı x-ray (EDX) tarafından analiz edilmiştir.

2. MATERYAL

2.1.Mikro-organizma

Bu çalışmada izole edilmiş Bacillus pasteurii NCIMB 8221 bakteri kültürü kullanılmıştır. Bu bakterinin kaynağı, bir mikrobiyoloji ve kimyasal analiz firması olan NCIMB Ltd. tarafından sağlanmıştır.

2.2.Bu Deneysel Çalışmada Kullanılan Kumun Karakteristik Özellikleri

Bu çalışmada kullanılan gevşek kum iyi derecelenmemiş dane çapına sahiptir. Kullanılan dane çapları ; (150μ-300μ), (300μ-600μ), (600μ-1mm) ve (1mm-2mm).

3. METOD

3.1. Üre Besleyici Agar Hazırlanışı

Bu ortam Bacillus pantothenticus'un üretilmesi için hazırlandı. Tablo 1 ve Tablo 2 de sırasıyla bu ortamın katı ve sıvı içerikleri gösterilmektedir.

Tablo 1. :Karışımın katı içeriği

Bileşim	Miktar
Agar	15g
Peptone	5g
NaCl	5g
Yeast extract	2g
beef extract	1g

Tablo 2. shows the details of liquid contents of the media

Bileşim	Miktar
Üre solüsyonu*	50mL

* Üre solüsyonu (20 g üre 100 ml saf suya katılarak solüsyon hazırlandı)

3.2. Bakteri Solusyonunun Hazırlanışı

Bakteri, üre ve $CaCl_2$ kum numunelerine eklenmiştir. Bakteri solusyonunun hazırlanışlarının detayları Tablo 3 de görülüyor.

Tablo 3. Bakteriyel solüsyonun çökelmesinin detayları.

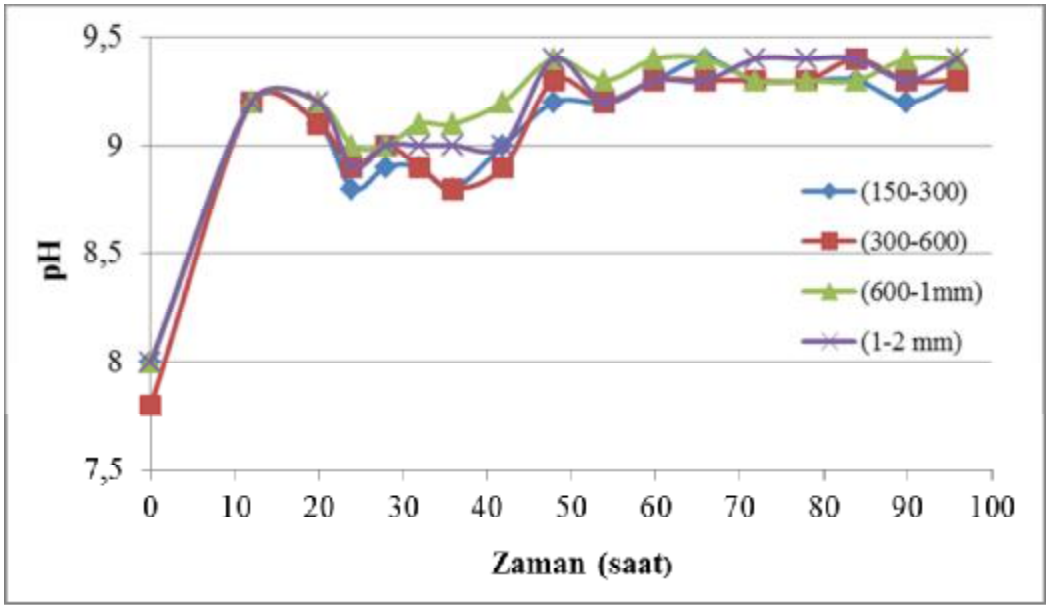
Solüsyon	İçerik	Miktar
Bakteri		
Üre ortamı	nutrient broth powder Urea (NH2(CO)NH2 NH4Cl NaHCO3 Su	3 g 20 g 10 g 2.12 g 1 L
Kalsiyumklorayd çözeltesi	CaCl2.2H2O	18.5 g CaCl2/100 mL su

3.3. Gevşek Kum Numunelerinde BKKO Denemeleri

Farklı dane çaplarına sahip olan (150µ-300µ ; 300µ-600µ ; 600µ-1mm ; 1mm-2mm) ve 6x6x2 cm boyutlarında hazırlanmış dört kum numunesi bakteriyel solusyona batırılmıştır ve sonra dört günde her altı saatte bir üre ve $CaCl_2$ ile beslenmiştir. Dört gün boyunca her bir işlemden sonra pH değişimi gözlemlenmiş, ayrıca kum numunelerinde oluşmuş kalsiyum karbonat miktarı kalsimetre aparatı yardımıyla ölçülmüştür.Toprağın kalsiyum karbonat içeriği, kapalı bir reactor kabı içerisine hidroklorikasitle (HCl) 1 gram kuru toprak numunesinin karıştırılmasıyla hesaplanır (ASTM D 4373). Numunenin karbonat parçası ve asit arasında ki reaksiyonu esnasında karbondioksit gazı açığa çıkar. Kapalı reaktörde oluşan nihayi basınç numunenin karbonat içeriğiyle doğrudan orantılıdır. Bu basınç, dereceli kalsiyum karbonat ayracıyla önceden kalibre edilmiş bourdon borusu basınç aletiyle ölçülür. Bunun yanı sıra, tüm numuneler tarayıcı electron mikroskobu (SEM) ve enerji dağıtıcı x-ray (EDX) tarafından analiz edilmiştir.

4.DENEY SONUÇLARI

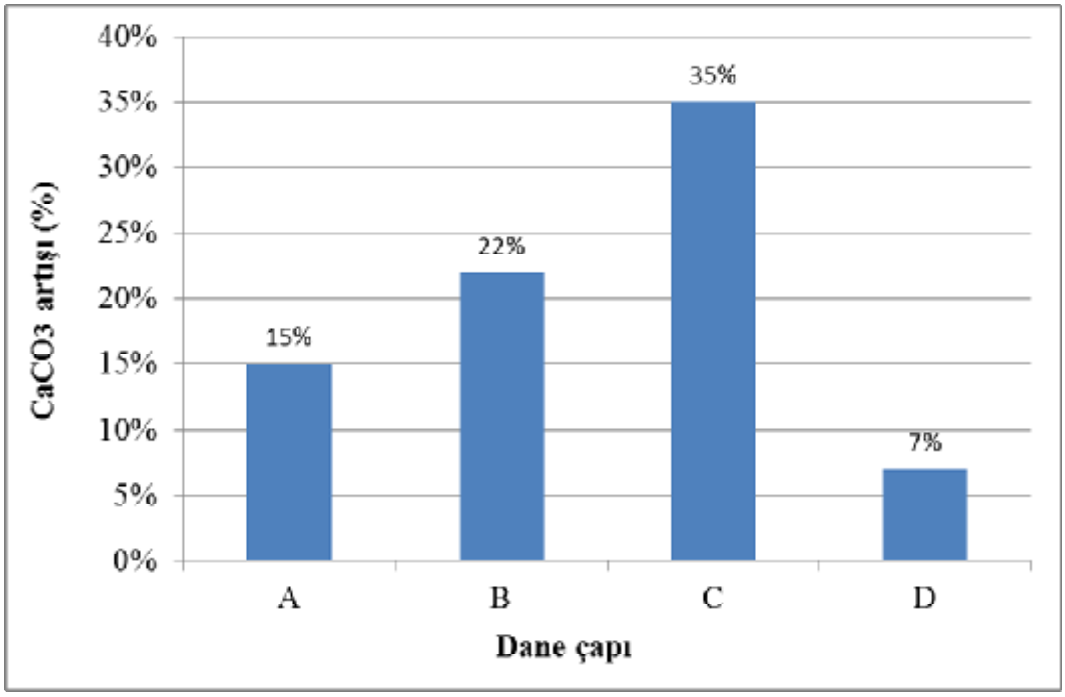
Farklı dane çaplarında ki kumlu toprak numuneleri bakteriyel solusyonla karıştırıldığında, kum numunesinde biyolojik bir aktivitenin olup olmadığını kontrol etmek için pH değerleri bir teknik olarak gözlemlendi. Kum numunesi içerisinde kalsit oluşumunun tamamlanması için ilk aşamada 12 saat bekletilen ve daha sonra 6 saat aralıklarla bekletilen her bir numunenin atığı pH metre kullanılarak hesaplandı. Bakteriden oluşmuş kalsitin pH değerinin ideal aralığı 8.5 ve 9.3 değerleri arasında değişim gösterir (Dejong, 2010). Şekil 1. Kumlu toprak numunesi için pH değerlerini göstermektedir. Bu değerler bakteriden oluşmuş kalsit için uygun ortamın sağlandığını göstermektedir.



Şekil 1. Tüm numunelerde ki pH değerinin değişimi.

Deney sonuçları kalsiyum karbonat çökelmesinin tüm numunelerde oluştuğunu göstermiştir, fakat bu çökelme farklı yüzdelerde olmuştur. Bu durum bakteriyel reaksiyon için uygun boşlukların olmasıyla doğrudan alakalıdır. Şekil 2 kalsiyum karbonat miktarında ki artışı göstermektedir. Sonuçlar BKKO'nun tüm numunelerde oluştuğunu

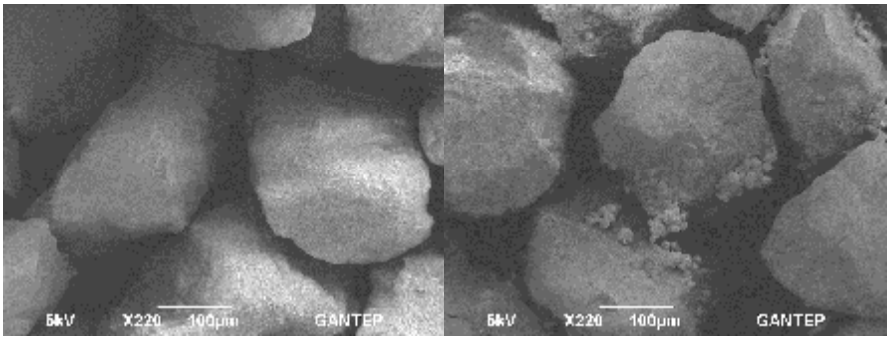
göstermiştir, fakat bu oluşum farklı oranlarda olmuştur. Dane çapı 600µ ile 1mm arasında, kumlu numunede yüksek oranda $CaCO_3$ çökelmesi gözlemlenmiştir. Bu durum bakteriyel reaksiyon için uygun boşlukların bulunmasının bir sonucudur.



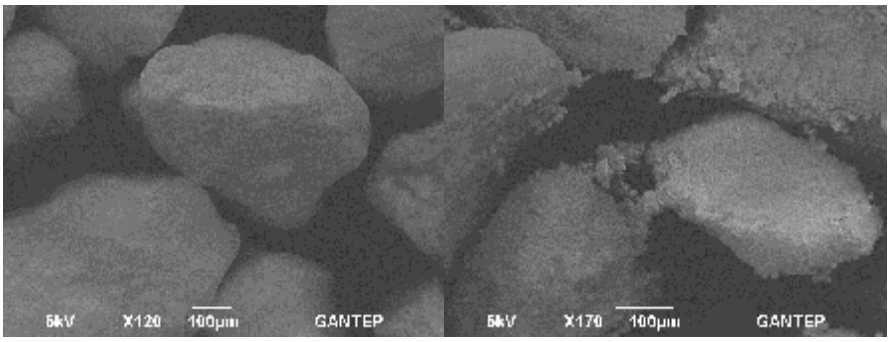
Şekil 2. Her bir numunedeki kalsiyum karbonat miktarında ki artış.

A = Dane çapı 150-300 µ , B=Dane çapı 300-600 µ , C = Dane çapı600µ-1mm , D = Dane çapı 1-2 mm

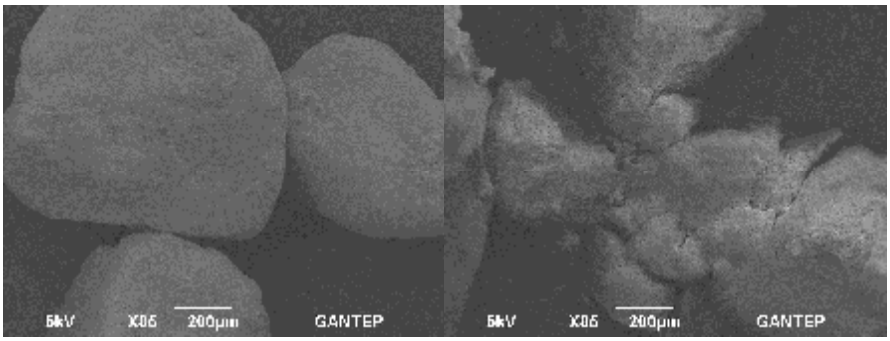
BKKO'nun kum numuneleri içinde nasıl oluştuğunu, kalsiyum karbonat parçacıklarının kum parçalarının yüzeylerine nasıl yapıştığını ve parçalar arasında ki boşlukları nasıl doldurduğunu SEM analizleri sonucunda Şekil 3-4-5-6 da açıkça görmekteyiz.



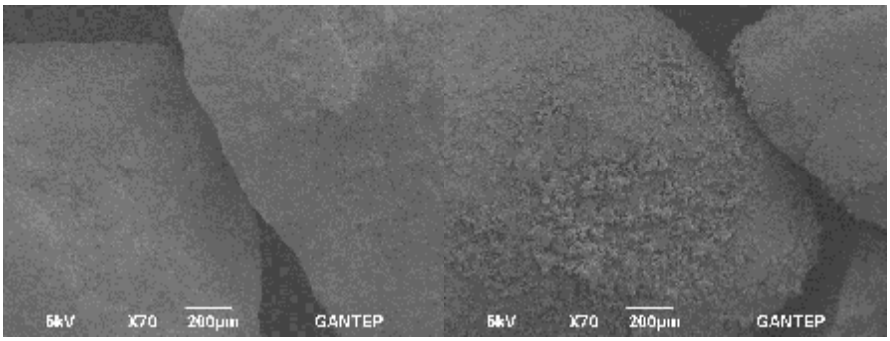
Şekil 3. 150-300 µ dane çapı aralığında SEM analizleri.



Şekil 4. 300-600 µ dane çapı aralığında SEM analizleri.

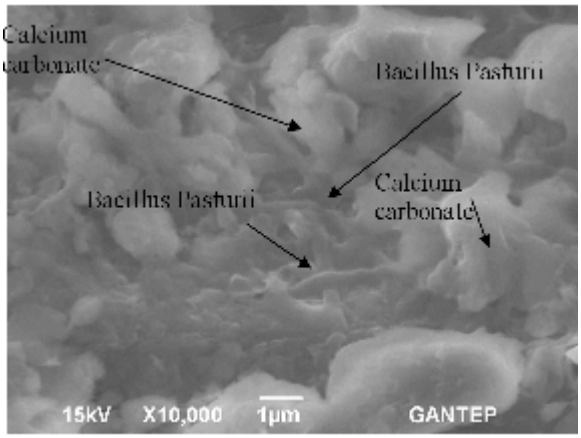


Şekil 5. 600 µ - 1mm dane çapı aralığında SEM analizler.



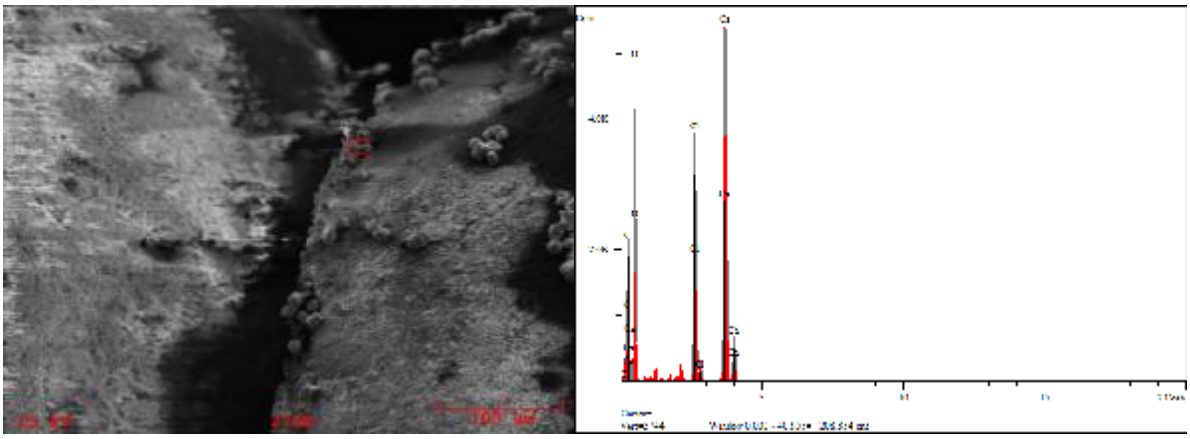
Şekil 6. 1 – 2 mm dane çapı aralığında SEM analizleri.

Ayrıca bakterilerin çökelttiği kalsiyum karbonat tarafından etrafı sarılmış kum parçacıklarının yüzeyleri üzerinde bulunan bacillus SEM analizleri sonucu kolaylıkla görülmektedir (Şekil 7.)



Şekil 7. Kalsit tarafından çevrilmiş kum parçalarının yüzeyinde ki bakteriler.

Kumlu zemin numunelerde kalsit kristalleri olarak karbonatın daha da doğrulanabilmesi için EDX analizleride yapılmıştır. Şekil 8 kumlu zemin numuneleri için EDX analizlerini göstermektedir. Kalsiyumun yüksek pik değerinde olması, kumun içerisinde ki parçaların yüzeyinde kalsiyum karbonat çökeltilerinin oluştuğunu açıkça göstermiştir. Ayrıca kalsiyumum diğer kimyasal bileşiklere göre daha yüksek oranda olduğu tablo 4'te açık bir şekilde görülmektedir.



Şekil 8. Kumlu zemin numunesi için EDX analizi.

Tablo 4. Kimyasal içeriklerin yüzdeleri

Elt.	*Line*	*Intensity (c/s)*	*Conc*	*Units*	*Error 2-sig*	*MDL 3-sig*	
C	*Ka*	*220.12*	*21.877*	*wt.%*	*0.703*	*0.126*	
O	*Ka*	*422.85*	*45.533*	*wt.%*	*0.503*	*0.153*	
Cl	*Ka*	*426.89*	*10.355*	*wt.%*	*0.509*	*0.044*	
Ca	*Ka*	*709.98*	*22.235*	*wt.%*	*0.369*	*0.045*	
			100.000	*wt.%*			*Total*

5. BULGULAR VE TARTIŞMA

1. Hammes ve Verstraete (2002) göre $CaCO_3$ oluşumunda en önemli parametrelerden biri pH'dır. pH değerinin ortamda ki artışı bakterinin kalsit elde edebilmesi için ortam hazırlar. Ürenin kullanımı esnasında ki dönüşüm pH değerinin yükselmesine sebep olur (Dejong, 2006).Bu çalışma da tüm numunelerde ki pH değerinde ki değişim 9 ve 9.3 değerleri arasında değişim göstermiştir. Bu değerlerin, kalsiyum karbonat çökelmesinde bakteriler için uygun olduğu gözlemlenmiştir.
2. Toprakta ki BKKO oluşumu esnasında ortaya çıkan kimyasal reaksiyon toprak yapısı tarafından ayarlanır. Toprağın yapısından kaynaklanan boşluk ağlarının sonucu, bakteri ve üre solüsyonunun boşluklar arasında ki hareketini ve parçacıların yüzeyinde reaksiyon için ortam hazırlamsını etkiler (Pinner ve Nye, 1982) . Bu çalışmada farklı dane çaplarına bağlı olarak farklı oranlarda kumlu numunelerin tümünde BKKO oluştuğu gözlemlenmiştir. Maksimum kalsit çökelmesinin 600μ-1mm dane çapı aralığında olduğu ortaya konmuştur.
3. SEM analizleri sonucu elde edilen görüntülerde, parçacıkların yüzeylerinde oluşmuş kristallerin şekilleri, miktarları ve boşlukları nasıl doldurdukları net bir şekilde gözlemlenmiştir.
4. Kalsit kristalleriyle doğrudan alakalı olarak Ca değerinin pik değerde olduğu EDX analizleri sonucu ortaya konmuştur.

TEŞEKKÜR

Bu projenin yapımında finansal destek sağlayan Gaziantep Üniversitesi Bilimsel Araştırmalar Proje (BAP) departmanına teşekkür ederiz. (Proje No: MF.12.09.)

KAYNAKLAR

Achal V, Mukherjee A, Basu PC, Reddy MS (2009). Strain improvement of Sporosarcina pasteurii for enhanced urease and calcite production. J. Ind. Microbiol. Biotechnol. 36: 981-988.

Dejong, J. T., Mortensen, B. M., Martinez, B. C., & Nelson, D. C. (2010). Biomediated soil improvement. Ecological Engineering 36(2), 197-210.

Dejong, J. T., Fritzges, M. B., & Nusslein, K. (2006). Microbially Induced Cementation to Control Sand Response to Undrained Shear. Journel of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE 1090-0241, 1381- 1392.

Fritzges, M. B. (2005). Biologically Induced Improvement of the Response of Sands. Master's thesis, University of Massachusetts, Amherst, MA, 111.

Hammes F, Verstraete W. (2002), Key roles of pH and calcium metabolism in microbial carbonate precipitation. Re Environ Sci Bio Technol 1:3–7.

Karol, R. H. (2003). Chemical Grouting and Soil Stabilization. New York: Marcel Dekker, 558.

Pinner and Nye (1982), A pulse method for studying effects of dead-end pores, slow equilibration and soil structure on diffusion of solutes in soil. Journal of Soil Science, 33(1):25–35, 1982.

Van P., LA, Biogrout (2009) , ground improvement by microbial induced carbonate precipitation, 20 October 2009, Delft University of Technology, 202 pp.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ZEMİNLERDE DÜŞEY GERİLME ARTIŞLARININ NÜMERİK VE ANALİTİK OLARAK İNCELENMESİ

NUMERICAL AND ANALYTICAL INVESTIGATION OF VERTICAL STRESS INCREAMENTS IN SOILS

Ahmet KUVAT[1] **Erol ŞADOĞLU [2]** **Hakan Alper KAMİLOĞLU[3]**

ABSTRACT

In this study, vertical stress increaments from under uniformly loaded square area were investigated numerically and analitically. In numerical study, vertical stress increaments for different four point in the model were determined to 3 different material type with ANSYS software which makes analyses on basis of finite element methods from 10 mPa stress aplied to 100 mm×100 mm area which located 3D model's center of the upper surface. These stress increaments were compared to results from two analytical methods based on Theory of Elasticity (Boussinesq and Westergaard). İn this way, the effect of material type and model's dimetions on the stress increaments were investigated.

Key words: ANSYS, Stress increament, Boussinesq, Westergaard.

ÖZET

Bu çalışmada üniform yüklü kare alanın altında oluşacak düşey gerilme artışları analitik ve nümerik olarak araştırılmıştır. Nümerik çalışmada, sonlu elemanlar yöntemine göre analiz yapan ANSYS paket programı ile farklı boyutlardaki 3 boyutlu modellerin üst yüzeyinin merkezinde bulunan 100 mm×100 mm'lik bir alana 10mPa gerilme uygulanmış ve modelin içerisindeki 4 farklı noktada meydana gelen gerilme artışları 3 farklı malzeme modeli için belirlenmiştir. Bu gerilme artışları Elastisite Teorisine göre geliştirilmiş 2 farklı analitik yöntem (Boussınesq, Westergaard)'e göre belirlenmiş sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Böylece malzeme modelinin ve modellemelerde kenar etkisinin zemindeki gerilme artışları üzerindeki etkisi araştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: ANSYS, Gerilme Artışı, Boussinesq, Westergaard.

[1] Arş. Gör., Karadeniz Teknik Üniversitesi, ahmet.kuvat@gmail.com
[2] Yrd. Doç. Dr., Karadeniz Teknik Üniversitesi, erolsadoglu@hotmail.com
[2] Arş. Gör., Bayburt Üniversitesi, hkamiloglu@bayburt.edu.tr

1. GİRİŞ

Zeminler doğada genellikle kendi ağırlıklar altında bulunurlar (Yani elastik denge durumunda). Zeminlere dışarıdan herhangi bir yük etki ettiği zaman zemin ortamında yükün uygulandığı bölgede daha fazla olmak üzere gerilme artışları meydana gelir. Meydana gelen bu gerilme artışlarının ne miktarda olduğu ve belirli bir doğrultu boyunca nasıl bir dağılım gösterdiği çeşitli yapıların projelendirilmesi için çok önemlidir. Ayrıca meydana gelen gerilme artışları sayesinde zemin ortamında meydana gelecek oturmalar da belirlenmektedir.

Birçok geoteknik probleminde (deformasyon problemlerinde, özellikle de oturma hesaplarında), zeminde kırılma (göçme)'dan önceki safhalarda, yüzey veya yüzeye yakın yüklerden zemin ortamında oluşan gerilmelerin ve şekil değiştirmelerin (deformasyonların) bilinmesi gerekir. Zeminin doğal yapısının karmaşık olmasından dolayı, zemin için gerçekçi gerilme-şekil değiştirme analizleri yapmak oldukça zordur. Bu nedenle, yaklaşık olmasına rağmen, uygulamada makul sonuçları vermesinden dolayı genellikle elastisite teorisini temel alarak geliştirilmiş çözüm yöntemleri kullanılır. Son yıllarda bilgisayar teknolojisindeki gelişmelerle birlikte sonlu elemanlar yöntemine göre analiz yapan programların yaygınlaşması, zeminde gerilme dağılışı ve oturma hesapları gibi birçok geoteknik probleminin nümerik yöntemlerle çözülmesine sebep olmuştur.

Zeminlerde oluşacak gerilme artışlarının belirlenmesinde birçok analitik, nümerik ve deneysel çalışma yapılmıştır. Bu çalışmalardan bazıları aşağıda sıralanmıştır.

Cho ve Vipulanandan (1998) kumlu zeminlerde gerilme dağılımını belirlemek amacıyla, basınç ölçerler kullanarak ölçümler gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada diyafram tipi basınç ölçerler kullanılmıştır. Deneyde kullanılan kumun sıkılık derecesi D_r = %70 olacak şekilde kasa içerisine yerleştirilmiş ve yük rijit bir plaka ile uygulanmıştır. Deneyler sonunda elde edilen düşey gerilme artışı değerleri, mevcut teorik çözümle karşılaştırılmıştır.

Laman ve Keskin (2004), kumlu zeminler üzerine oturan kare temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave düşey gerilme değerlerini, model deneyler yaparak incelemişlerdir. Deneyler, kare kesitli bir kasa içerisinde gerçekleştirilmiş ve gerilme değerlerini bulmak için basınç ölçerler kullanılmıştır. Sıkılığın ilave düşey gerilme değerlerine etkisinin araştırılması için deneyler iki farklı sıkılıkta hazırlanan kum zeminler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Ayrıca deney düzeneği, sonlu elemanlar yöntemi ile modellenip PLAXIS programı yardımıyla analiz edilmiştir. Elde edilen sonuçlar, mevcut teorik yöntemlerden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Keskin vd. (2008), kumlu zeminlere oturan üniform yüklü kare temellerin merkezi altında oluşan ilave düşey gerilme değerlerini deneysel ve sayısal olarak araştırmışlardır. Deneyler, kare kesitli bir metal kasa içerisinde gerçekleştirilmiş ve düşey gerilme değerlerini bulmak için basınç ölçerler kullanılmıştır. Sayısal çalışmada zemin, iki boyutlu eksenel simetrik ve üç boyutlu koşullarda sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak, lineer elastik ve non-lineer elastoplastik malzeme olarak modellenmiş ve analizlerde kullanılan bu modellerin ilave düşey gerilme değerlerine etkisi araştırılmıştır. Çalışma sonunda deneysel, nümerik ve analitik sonuçlar arasında belirli derinlik değerlerinde genel bir uyum görülmüştür. Sonuç olarak, derinlik arttıkça düşey gerilme değerlerinin azaldığı, deneysel sonuçların sayısal ve teorik sonuçlar arasında genel bir uyum olduğu ve sayısal sonuçlara göre %14, teorik sonuçlara göre ise %18'e varan oranlarda daha büyük değerler verdiğini bildirmişlerdir.

Bağrıaçık ve Laman (2011), kumlu zeminler üzerine oturan farklı boyutlardaki dairesel temellerden dolayı, zemin içinde oluşan ilave düşey gerilme davranışlarını laboratuvar model deneyleri yaparak araştırmış ve boyut etkisini incelemişlerdir. Sonuç olarak, kumlu zeminlerde boyut etkisinin önemli mertebelerde olmadığını belirtmişlerdir.

Bu çalışmada, farklı malzeme özelliklerine (lineer-elastik, multilineer kinematik pekleşme ve Drucker-Prager) ve farklı sınır koşullarına sahip olduğu kabul edilen zemin ortamı sonlu elemanlar yöntemine göre analiz yapan ANSYS paket programı ile modellenmiştir. Oluşturulan modele belirli bir değerde yük uygulanmış ve uygulanan bu yük nedeniyle modelde oluşacak gerilme artışları belirlenmiştir. Analitik çalışmada ise nümerik çözümde aynı noktalardaki düşey gerilme artışları, farklı sınır koşullarına sahip elastisite teorisine göre geliştirilmiş Boussinesq ve Westergaard yöntemleri ile hesaplanmıştır. Farklı zemin modellemelerinden elde edilen nümerik çözümlerden belirlenen gerilme artışları elastisite teorisine göre geliştirilmiş mevcut analitik yöntemlerle karşılaştırılmıştır. Çalışmalar sonucunda nümerik çalışmalarda oluşturulan 3 boyutlu modelin boyutlarının zeminde meydana gelebilecek gerilme dağılışı üzerindeki etkisi araştırılmış, mevcut analitik yöntemler ile nümerik sonuçlar arasındaki farklılıkların ne büyüklükte olduğu irdelenmiştir. Böylece, geoteknik mühendisliğinde sıkça karşılaşılan zeminde gerilme dağılışları problemine boyut etkisi açısından katkı sağlanacaktır.

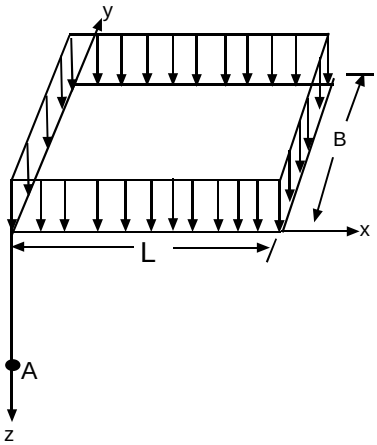
2.YAPILAN ÇALIŞMALAR

2.1. Analitik Çalışmalar

Geoteknik mühendisliğindeki bir çok problemde (deformasyon problemi, oturma hesapları vs.) kırılmadan önceki safhalarda, yüzey veya yüzeye yakın yüklerden, zemin ortamında oluşan gerilmelerin ve deformasyonların bilinmesi gerekir. Zeminin yapısının karmaşık olmasından dolayı gerçekçi gerilme-deformasyon analizleri yapmak zordur. Bu nedenle yaklaşık olmasına rağmen elastisite teorisine dayalı olarak geliştirilmiş çeşitli analitik yöntemler kullanılmaktadır (Uzuner, 2007). Bu çözümler uygulanırken zeminin malzeme özelliği lineer-elastik (bir başka deyişle Hooke yasasının geçerli olduğu), zemin ortamının ise yarım sonsuz, homojen ve izotrop olduğu kabulleri yapılmaktadır.
Yukarıda bahsedilen analitik yöntemlerden en çok kullanılanı Boussinesq yöntemidir. Boussinesq (1885) yukarıdaki basitleştirici kabulleri yaparak bir Q yüzey tekil yükünden dolayı r yatay uzaklığında z derinliğinde oluşan gerilme artışı için,

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{z^2}\left(\frac{3}{2\pi}\frac{1}{\left((r+z)^2+1\right)^{5/2}}\right) \tag{1}$$

bağıntısını vermiştir. Boussinesq ifadesi Şekil 1'de gösterilen B genişliğinde, L uzunluğundaki q üniform yükü ile yüklenmiş dikdörtgen bir alanın altında oluşan gerilmeleri bulmak içinde kullanılabilir. Dikdörtgen bir alanın bir köşesinin altında, z derinliğinde oluşan düşey gerilmeleri bulmak için aşağıdaki bağıntı türetilmiştir.



Şekil 1. Üniform yüklü dikdörtgen alan

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{4\pi}\left[\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-m^2n^2+1}\left(\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1}\right)+\tan^{-1}\left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-m^2n^2+1}\right)\right] \quad (2)$$

Westergaard üniform dikdörtgen yüklü bir alanın altında oluşan düşey gerilme artışı için,

$$\Delta\sigma_z = q\frac{1}{2\pi}\left[\cot^{-1}\sqrt{\left(\frac{1-2\nu}{2-2\nu}\right)\left(\frac{1}{m^2}+\frac{1}{n^2}\right)+\left(\frac{1-2\nu}{1-2\nu}\right)^2\left(\frac{1}{m^2n^2}\right)}\right] \quad (3)$$

denklemini elde etmiştir. Bu ifadeler yardımıyla, karşılaştırma yapabilmek amacıyla zemin içinde belirli noktalarda gerilme artışları hesaplanmıştır.

2.2. Nümerik Çalışmalar

Sonlu elemanlar yöntem, çeşitli mühendislik problemlerinde makul bir yaklaşımla çözüm arayan bir sayısal çözüm yöntemidir. Bu metodun genel bir bilgisayar programına sadece giriş verilerinin değiştirilmesiyle herhangi bir problemin çözümü için kullanılabilir olması, farklı mühendislik dallarında etkin bir şekilde kullanılmasını beraberinde getirmiştir. Bu çalışmada sonlu elemanlar yöntemine göre geliştirilmiş ANSYS paket programının ANSYS v10 versiyonu kullanılmıştır.

Bu çalışma kapsamında, Lineer Elastik, Drucker-Prager ve Multi Lineer Kinematik Pekleşme olmak üzere 3 farklı malzeme modeli ile analizler yapılmıştır. Lineer Elastik malzeme modelinde malzemenin Hooke yasasına uyduğu ve giriş verisi olarak yalnızca Elastisite modülü (E) ve Poisson oranı (μ) değerleri girilmiştir. Drucker-Prager ve Multi Lineer Kinematik Pekleşme modellerinde ise malzeme, lineer olmayan elastoplastik granüler yapıya sahip elemanların modellenmesinde kullanılmaktadır. Drucker-Prager modeli için giriş verileri, Elastisite modülü (E), Poisson oranı (μ), kohezyon (c), içsel sürtünme açısı (ϕ) ve akma açısı (ψ) değerleridir. Multilineer Kinematik Pekleşme

modelinde ise Elastisite modülü (E) ve Poisson oranına (μ) ek olarak zeminin tek eksenli gerilme-plastik şekil değiştirme grafiği oluşturulur.

Çalışmada zemin ortamı üç farklı malzeme tipiyle çeşitli boyutlardaki modellerle üç boyutlu olarak modellenmiştir. Oluşturulan model merkezinden 100 mm×100 (BxB) mm boyutlarındaki bir alana 10 MPa gerilme uygulanmıştır. Lineer elastik malzeme modeli için SOLID 95, Drucker-Prager için SOLID45 ve Multilineer Kinematik Pekleşme için ise SOLID 185 eleman tipleri seçilmiştir. Tüm malzeme çeşitleri için giriş verisi olarak girilen parametreler Tablo1'de toplu olarak görülmektedir. Ayrıca Multi Lineer Kinematik Pekleşme grafiğini oluşturmak için gerekli gerilme şekil değiştirme değerleri Tablo 2'de görülmektedir.

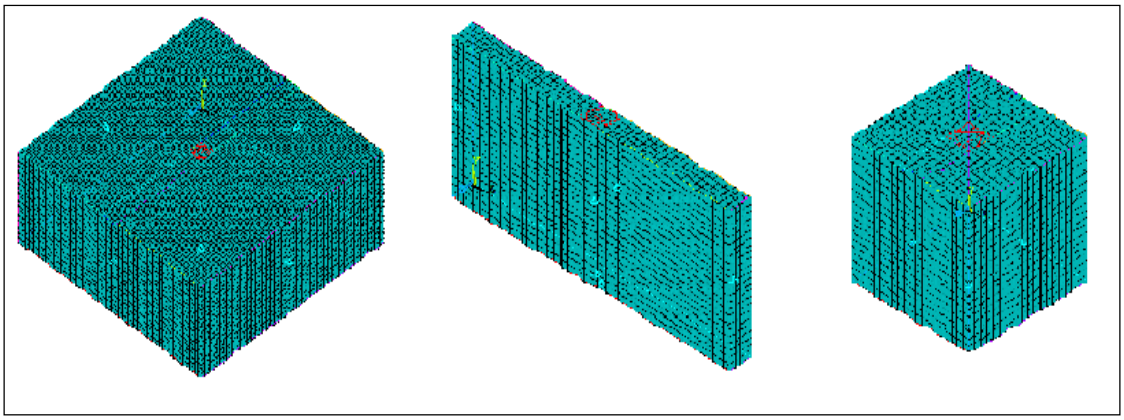
Tablo 1. Programa girilen malzeme parametreleri

Parametre Adı	**Simge**	**Birim**	**Değer**
Elastisite Modülü	E	N/mm^2	25720000
Poisson Oranı	μ	-	0.24
Kohezyon	c	N/mm^2	0
İçsel Sürtünme Açısı	ϕ	(^{o})	40
Akma Açısı	ψ	(^{o})	10

Tablo 2. Multi Lineer Kinematik Pekleşme Modeli için gerekli gerilme ve şekil değiştirme değerleri

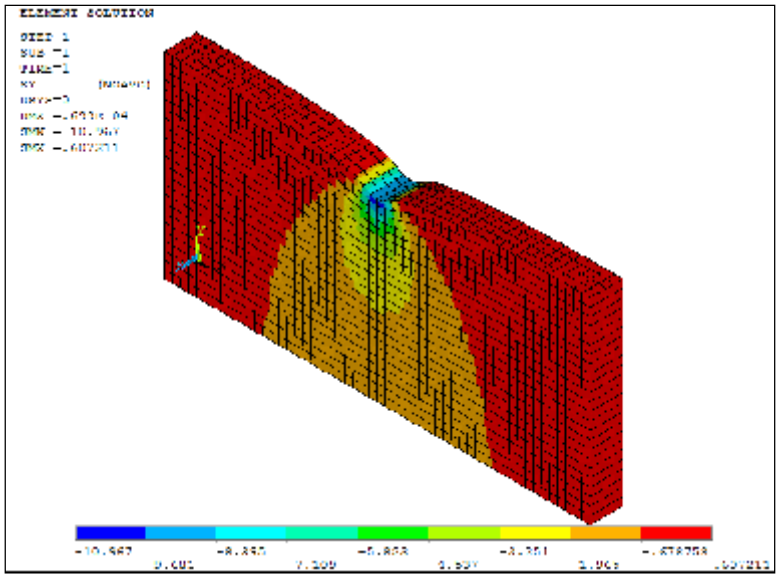
Gerilme (σ) (N/mm^2)	**Şekil Değiştirme (ε)**
60000	0.085
120000	0.215
180000	0.42
240000	0.745

Şekil 2’de farklı geometrilere sahip örnek modeller görülmektedir. Bu modeller, bir veya birkaç doğrultuda uzatılarak yeni modeller elde edilmiş ve böylece boyutların gerilme dağılışı üzerinde etkisi araştırılmıştır.



Şekil 2. Farklı boyutlardaki 3 boyutlu modeller.

Uzun modellerden birine ait gerilme dağılışı Şekil 3’te görülmektedir. Analiz sonucu oluşan gerilme dağılışlarının, görselliğini arttırmak için farklı renk tonları kullanılmıştır.

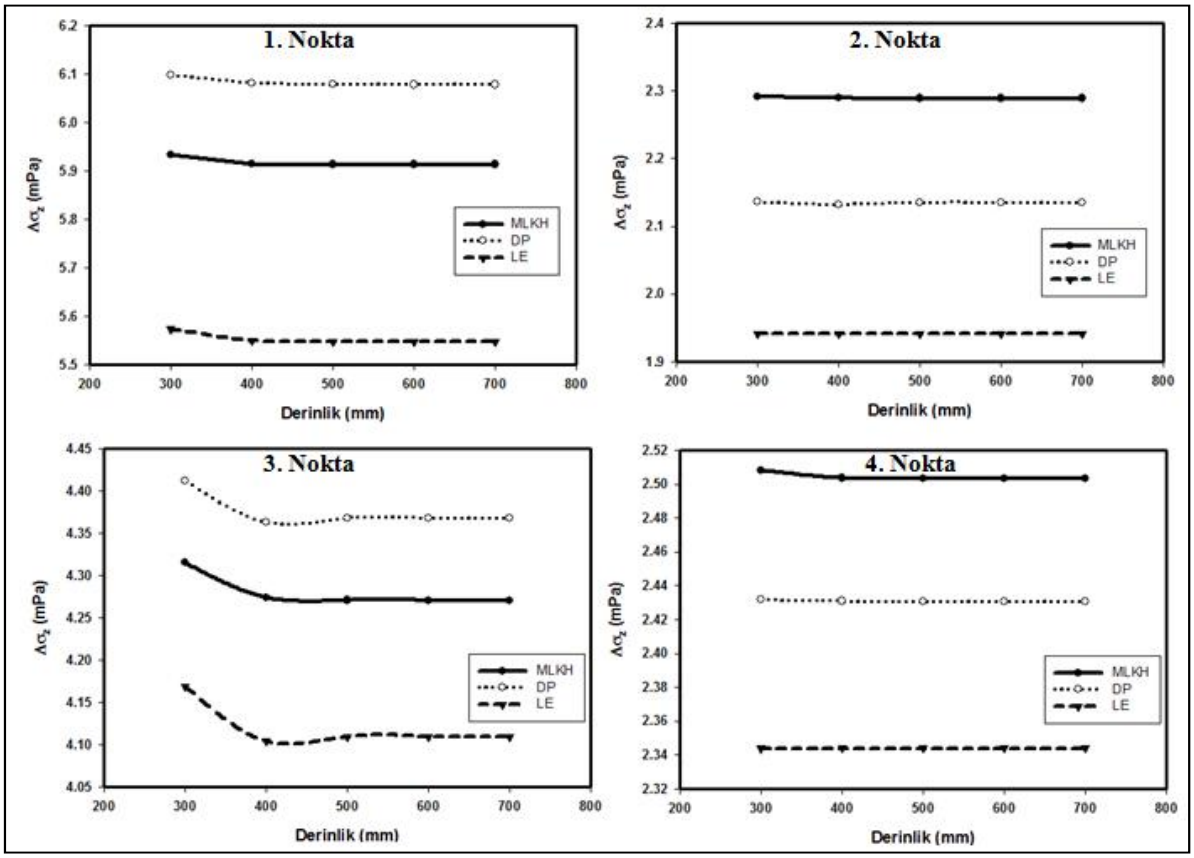


Şekil 3. Analiz sonucu oluşan gerilme dağılışı.

3. BULGULAR VE İRDELEME

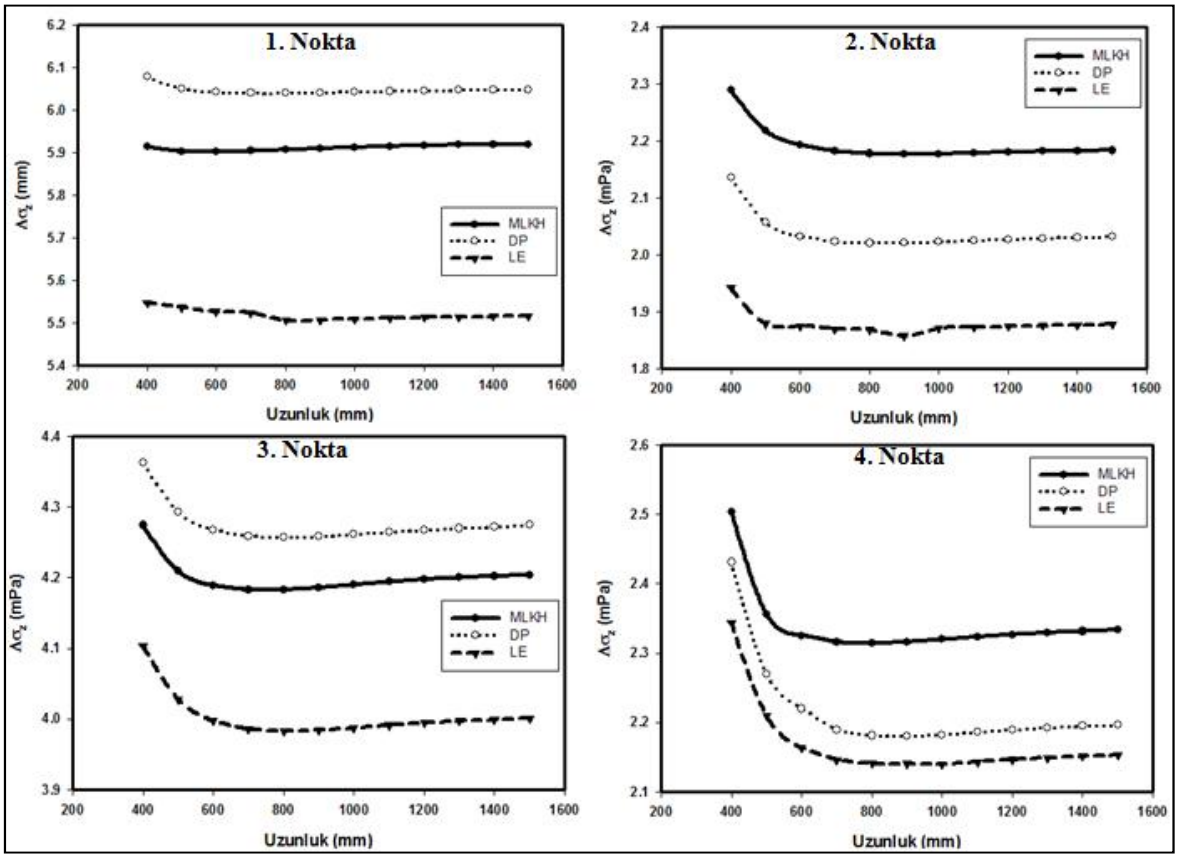
ANSYS’te yapılan modellerde, 100 mm×100 mm boyutlarındaki bir alan 10 MPa’lık uniform yayılı yükle yüklenmiştir. Bu yük altında, yüklü alanın merkezi ve merkeze yatay 100 mm uzaklıktaki iki farklı derinlikte (100 mm ve 150 mm derinlikte olmak üzere toplam 4 nokta) meydana gelen düşey gerilme artışları, değişik boyutlarda 3 farklı malzeme modeli için belirlenmiştir.

Zeminde meydana gelebilecek gerilme artışlarına boyutların etkisini bulabilmek için öncelikle 3 boyutlu model farklı yüksekliklerde analiz edilmiş daha sonra model farklı genişlik ve uzunluk değerleri için analiz edilmiştir. Yükseklik etkisi araştırılırken modelin uzunluğu (L) 400 mm ve genişliği (W) 100 mm olarak sabitlenmiş ve 300 mm- 700 mm aralığında 5 farklı derinlikte (H) analizler yapılmıştır. Böylece, derinliğin artışıyla birlikte gerilme artışlarındaki değişim 4 farklı nokta için elde edilmiştir (Şekil 4). Bu şekilden, tüm malzeme modelleri için derinliğin 500 mm (H=5B)’den daha fazla olmasının gerilme artışı üzerinde çok az değişime sebep olduğu görülmektedir.Bu nedenle diğer modellerde model derinliği 500 mm olarak kabul edilmiştir.



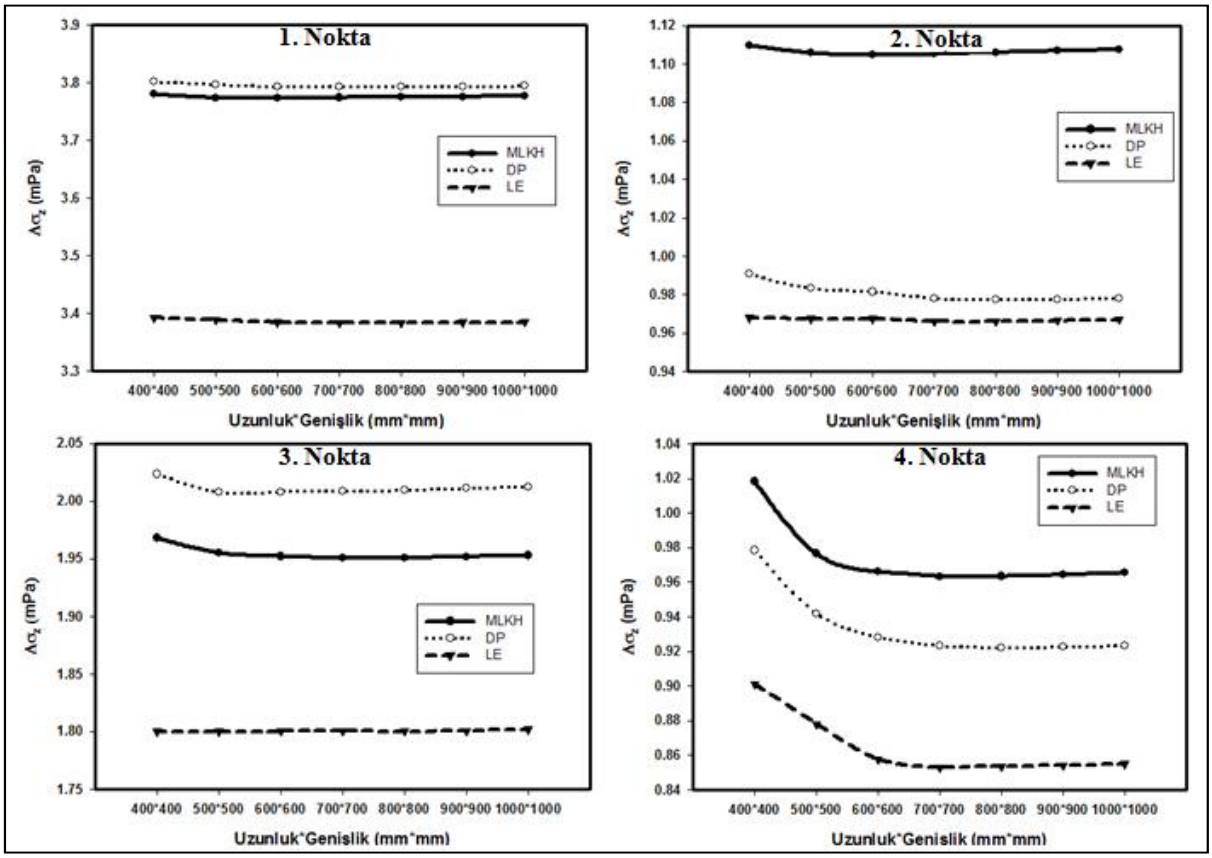
Şekil 4. 4 farklı nokta için derinliğin düşey gerilme artışı üzerindeki etkisi.

Model derinliği 500 mm olarak belirlendikten sonra 3 boyutlu model düzlem deformasyon koşullarına uygun olarak genişliği (100 mm) ve derinliği (500 mm) sabit olarak kabul edilmiş ve sadece uzunluğu 400 mm-1500 mm aralığında değiştirilmiştir. Böylece model uzunluğunun gerilme artışı üzerindeki etkisi 4 farklı nokta için elde edilmiştir. Şekil 5'e bakıldığında model uzunluğunun 1000 mm (L=10B) 'den sonra gerilme artışı üzerinde büyük bir etkisi olmadığı görülmüştür.



Şekil 5. 4 farklı nokta için uzunluğun düşey gerilme artışı üzerindeki etkisi.

Son olarak derinlik sabit olmak kaydıyla model farklı genişlik (W) ve uzunluk (L) değerleri (500 x 500 mm, 600 x 600, 700 x 700 mm vs.) için analiz edilmiştir. Bu analizlerin sonucu Şekil 6'da görülmektedir. Bu şekil incelendiğinde 500 mm×500 mm'den sonra modelin boyutlarının artırılmasının gerilme artışı üzerinde önemli bir etkisinin olmadığı görülmüştür.



Şekil 6. 4 farklı nokta için uzunluk ve genişliğin düşey gerilme artışı üzerindeki etkisi.

Ortamı yarım sonsuz kabul eden iki farklı analitik yöntemle (Boussinesq ve Westergaard) 1,2,3 ve 4 No'lu noktalardaki düşey gerilme artışları Tablo 3'te görülmektedir. Tüm noktalarda Westergaard yöntemi daha düşük gerilme artışları vermektedir.

Tablo 3. Analitik yöntemlerle belirlenen düşey gerilme artışları.

Nokta	**Düşey Gerilme Artışı (mPa) ($\Delta\sigma_z$)**	
	Boussinesq	**Westergaard**
1	3.36	2.775
2	0.944	0.683
3	1.8	1.577
4	0.834	0.617

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada sonlu elemanlar yöntemiyle analiz yapan ANSYS paket programıyla farklı geometrideki modellerin üst yüzeyinin merkezindeki 100×100 mm boyutundaki bir alana 10 MPa'lık üniform yayılı yük uygulanarak 3 farklı malzeme türü için analizler yapılmıştır. Analizler sonucu elde edilen düşey gerilme artışı değerleri, elastisite teorisine göre geliştirilmiş 2 farklı analitik yöntemden elde edilen değerlerle karşılaştırılmış ve şu sonuçlar elde edilmiştir:

1. Analiz sonuçlarına göre, model derinliğinin yüklü alan genişliğinin 5 katından daha büyük olmasının gerilme artışları üzerinde önemli etkisi olmadığı görülmüştür.

2. Modelin derinliği ve genişliği sabit olması durumunda (yani düzlem deformasyon koşullarında) 3 boyutlu modelin uzunluğun yüklü alan genişliğinin 10 katına kadar gerilme artışları üzerine etkisi olmaktadır. Bu uzunluktan sonra gerilme artışlarında çok az değişiklik olmaktadır.

3. Modelin derinliği sabitken hem genişliği hem de uzunluğu değiştirildiğinde, model genişliği ve uzunluğunun yüklü alan genişliğinin 5 katından büyük olması sonuçları fazla değiştirmediği gözlenmiştir.

4. Nümerik çalışmalarda nonlineer malzeme modellerinden (Multilineer Kinematik Hardening ve Drucker-Prager) elde edilen gerilme artışlarının lineer-elastik modelden elde edilen sonuçlara göre %10-15 daha fazla olduğu görülmüştür.

5. Modellerde boyutlar arttıkça gerilme artışlarındaki değişim daha az olmaktadır. Bu azalmanın temel ekseninin dışında daha fazla, merkezi altında ise daha az miktarda olduğu belirlenmiştir.

KAYNAKLAR

Boussınesq, J., 1885. Application des Potentiels a L'etude de L'equilbre et duMovement des Solids Elastiques. Gauthier-Villars, Paris.

Bağrıaçık, B., Laman, M. ve Demir, A., 2011. Dairesel Temeller Altında Farklı Sıkılıklarda Oluşan Düşey Gerilmelerin Karşılaştırılması, 4. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana, Bildiriler Kitabı, 552-565.

Cho, S., ve Vıpulanandan, C., 1998. Verification of Stress Distribution in a Soil Box. CIGMAT-Department of Civil and Enviromental Engineering University of Houston, Texas, 77204-4003.

Keskin, M.S., Laman M. ve BARAN, T., 2008, Kuma Oturan Kare Temeller Altında Oluşan Düşey Gerilmelerin Deneysel Tespiti ve Sayısal Analizi, İMO Teknik Dergi, 4521-4538,

Kuvat, A.,2013. Düzlem Deformasyon Koşullarında Kohezyonsuz Zeminlerde Gerilme Dağılışı, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.

Laman vd., 2004b. Farklı Sıkılıktaki Kumlu Zeminlere Oturan Dairesel Temeller Altında Gerilme Analizi, Türkiye İnşaat Mühendisliği 17. Teknik Kongre ve Sergisi, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Poulos, H.G. ve Davıs, E.H., 1974. Elastic Solutions for Soil and RockMechanics. John Wiley and Sons, Inc., 411p.

Uzuner, B.A. (2007), "Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği", Derya Kitabevi

Westergaard, H.M. 1938. A Problem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics: Soft material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets, Contributions to the Mechanics of Solids, Stephen Timoshenko 60th Anniversary Volume, Macmillan, New York.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

KOHEZYONSUZ ZEMİNLERDE MUKAVEMET VE GENLEŞİM

STRENGTH AND DILATANCY OF COHESIONLESS SOILS

Özer Çinicioğlu[1] **Arshiya Abadkon**[2]

ABSTRACT

As a novelty in literature, an equation that yields the dilatancy angle as a function of relative density and confining pressure is developed in this study. Dilatancy directly influences many geotechnical problems, such as bearing capacity, ultimate lateral earth pressures, strength and plastic deformation. However in all geotechnical works, either dilatancy is not considered or its variation with depth is ignored. With the utilization of the proposed equation, it will be possible to calculate dilatancy from the information gathered during a regular site exploration study and to consider its variation with depth. This requires two unitless soil-specific constants which can be measured experimentally. Additionally, the influence of dilatancy angle on friction angle is defined and an another new equation that calculates friction angle from relative density and confining pressure is developed. Finally in this paper, the universality and sensitivity of both equations are investigated and discussed.

Keywords: Dilatancy, cohesionless soil, friction angle, relative density

ÖZET

Literatürde bir ilk olarak bu çalışmada, granüler malzemelere özgü genleşim davranışının göreceli sıkılık ve ortam gerilmesi kullanılarak hesaplanabildiği bir bağıntı geliştirilmiştir. Genleşim davranışı, taşıma gücü, nihai yatay toprak basınçları, mukavemet, plastik şekil değiştirmeler v.b. gibi bir çok geoteknik problemi üzerinde doğrudan etkilidir. Buna rağmen, genleşimin hesaplanamaması nedeniyle, tüm geoteknik problemlerde ya genleşim etkisi göz ardı edilmekte, ya da zemin içinde noktadan noktaya değişken olan genleşim sabit kabul edilmektedir. Önerilen bağıntının kullanılması ile genleşim basit arazi çalışmalarından elde edilen bilgilerle hesaplanabilecek, derinlikle değişimi göz önüne alınabilecektir. Bunun için zemine has birimsiz iki sabitin deneysel olarak elde edilmesi yeterlidir. Buna ek olarak, genleşim açısının içsel sürtünme açısı üzerinde etkisi tanımlanmış ve içsel sürtünme açısını göreceli sıkılık ve ortam gerilmesinden hesaplayabilen başka bir bağıntı daha geliştirilmiştir. Bu bildiri kapsamında son olarak, her iki bağıntının evrensellikleri ve hassasiyetleri incelenmiş ve tartışılmıştır.

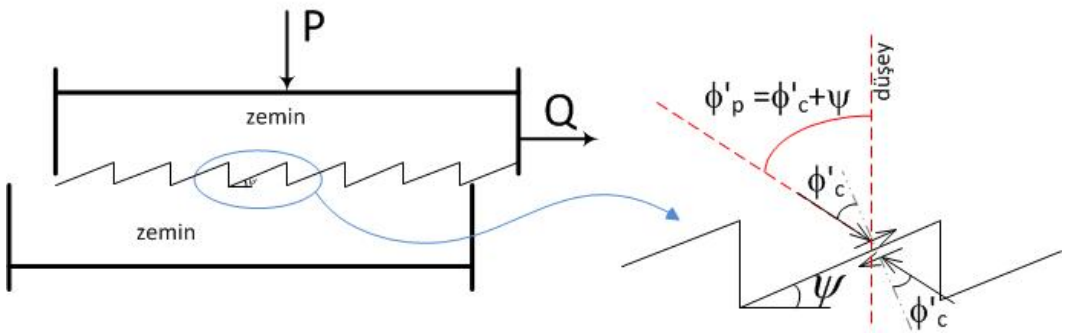
Anahtar kelimeler: Genleşim, kohezyonsuz zemin, içsel sürtünme açısı, göreceli sıkılık

[1] Doçent Dr., Boğaziçi Üniversitesi, ozer.cinicioglu@boun.edu.tr
[2] Dr., Boğaziçi Üniversitesi, arshia_abadkon@yahoo.com

1. GİRİŞ

Granüler malzemelere özgü bir malzeme özelliği olan genleşim, kayma şekil değiştirmesine bağlı olarak zeminde, özellikle de kayma yüzeyinde hacimsel değişim oluşmasıdır. Genleşim davranışı, genleşim açısı olarak tanımlanan ve tanjantı hacimsel değişim vektörü ile kayma şekil değiştirmesi vektörü büyüklüklerinin oranını veren parametre ile sayısallaştırılır. Genleşim, zeminlerin hem gerilme-deformasyon davranışını hem de mukavemet özelliklerini etkilemektedir, dolayısıyla zeminlerin hem statik, hem de dinamik davranışı bakımından büyük önem arz etmektedir. Örneğin, taşıma gücü göçmesi veya istinat duvarı göçmesi gibi nihai durumlarda zeminin direncinin mobilize olduğu kayma yüzeylerinin geometrisi zeminin genleşim açısına bağlıdır. Zeminin sahip olabileceği en büyük içsel sürtünme açısı da genleşim açısının bir fonksiyonudur. Benzeri şekilde, depremler gibi zeminlerin tekrarlı yüklemeye ve şekil değiştirmelere maruz kaldıkları olaylar esnasında, özellikle suya doygun kumlar gibi zeminlerde üretilen ilave boşluk suyu basınçları doğrudan genleşim açısının bir fonksiyonudur. Bunlara benzer bir çok nedenle, genleşim açısı zemin davranışında çok önemli bir etkiye sahiptir. Fakat tüm önemine ve teorik olarak tanımlanmış olmasına rağmen, genleşim açısı ancak zemin numunelerinin laboratuvar ortamında doğrudan test edilmesi ile elde edilebilmektedir. Bu kısıt, bir çok mühendislik probleminin sadece kaba amprik yöntemlerle çözülmesine neden olmakta ve de uygulamada sıklıkla kullanılan içsel sürtünme açısı gibi zemin parametrelerinin sayısal yöntemlerde bile sadece ortalama değerlerinin hesaplara girmesine yol açmaktadır. Bu durum mühendislik ekonomisi açısından bir yük, mühendislik bilimi açısından çözülmesi gereken bir problem olarak karşımıza çıkmaktadır.

Genleşim davranışının dışavurumu ince daneli ve kaba daneli zeminler arasında farklıdır. İnce danelere sahip olan killer kayma davranışı sırasında çok düşük hidrolik geçirimlilikleri nedeniyle hacim değiştirmezler ve genleşim davranışı kendini oluşan aşırı boşluk suyu basınçları olarak gösterir. Bu tip genleşim davranışı gizli genleşim olarak tanımlanabilir. Diğer taraftan, kaba daneli zeminler kayma deformasyonu esnasında drenajlı davranabilir ve genleşim davranışı hacim değişimi olarak kendini gösterir. Bu tip genleşim aşikar genleşim olarak tanımlanabilir. Kaba daneli zeminlerin “aşikar” olan genleşim davranışı, zeminlerin mukavemetini etkilemesi, kayma yüzeylerinin geometrisini kontrol etmesi ve bünye modellerinde plastik deformasyonları hesaplamakta kullanılması sebepleriyle araştırmacıların ilgisini çekmiştir. İlk olarak Reynolds (1885) sıkı kumların kesme sırasında genişlediğini ve şekil değiştirmenin ve göçmenin ille de uygulanan kesme kuvvetleri yönünde olmadığını göstermiştir. Reynolds (1885), bu davranışa genleşim (dilatancy) demiştir. Ardından Terzaghi (1920), genleşim davranışının yatay toprak basınçları üzerindeki etkisinin önemine dikkat çekmiş ve bu etkiyi göz önüne almayan yatay toprak basıncı teorilerini “köhne yatay toprak basıncı teorileri” olarak nitelendirmiştir. Fakat günümüzde, genleşim davranışının hesaplanmasında yaşanan zorluklar nedeniyle hala bu yatay toprak basıncı teorileri kullanımdadır. İkinci dünya savaşını takiben 1948 yılında çığır açan çalışmasında Taylor, mukavemetin sürtünme ve genleşim bileşenlerini birbirinden ayırmaya çalışmıştır. Taylor (1948) çalışmasından sonra zeminlerin içsel sürtünme açısı (ϕ') ile genleşim açısı (ψ) arasındaki ilişkiyi araştıran bir çok çalışma yapılmıştır. Bu çalışmaların başlangıç aşamasında genleşim açısını kontrol eden parametre olarak zemin sıkılığına yoğunlaşılmış ve bu da açıklayıcılığı yüksek ve anlaşılması kolay olan testere dişleri modeli ile açıklanan genleşim davranışı anlayışına yol açmıştır (Şekil 1). Günümüzde testere dişleri modelinin yanlış sonuçlar verdiği ve davranışı doğru yansıtmadığı bilinmektedir.

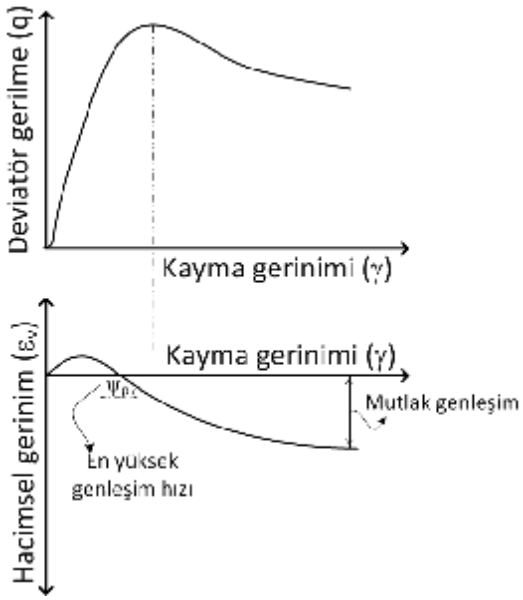


Şekil 1. Testere dişleri modeli ile açıklanan genleşim davranışı

Bunu takiben Rowe (1962, 1969) en düşük enerji oranı prensibine dayanan yeni bir gerilme-genleşim teorisi öne sürmüştür. De Josselin De Jong (1976), Rowe (1969) teorisininde değişiklik yaparak, tekrar testere dişli ayrım düzlemleri için sürtünme kaidelerini uygulamıştır. Genleşim üzerine yapılan araştırmaların artması ile, ortam efektif gerilmesindeki artışların içsel sürtünme açılarında ve dolayısıyla genleşim açılarında düşüşe sebep olduğu tesbit edilmiştir (Vesic ve Clough 1968; Billiam 1972; Bishop 1972). Hem zemin sıkılığının hem de ortam efektif gerilmesinin en yüksek içsel sürtünme(ϕ'_p) ve en yüksek genleşim açılarına (ψ_p) etkisini ilk olarak Bolton (1986) incelemiştir. Bu noktada altını çizmek gerekir ki en yüksek genleşim açısı (ψ_p) en yüksek genleşim hızı olarak da tanımlanmaktadır. Genelde göz ardı edilmesine rağmen iki farklı genleşim açısı mevcuttur (Jefferies ve Been 2006). Bunlar

- Mutlak genleşim: başlangıçtan itibaren oluşan hacimsel artışın kayma şekil değiştirmesine oranı
- Genleşim hızı: hacim değişim hızının şekil değiştirme hızına oranı.

Genleşim hızı yaklaşımını ilk olarak Rowe (1962) kullanmıştır ve malzeme davranışı hakkında çok daha fazla bilgi vermesi sebebiyle uygulamada ve araştırmada genellikle kullanılan yaklaşım genleşim hızı yaklaşımıdır ($\tan\psi=d\varepsilon_v/d\gamma$). Literatürde genellikle genleşim açısı ile kastedilen en yüksek genleşim hızı açısıdır (ψ_p). ψ_p Mutlak genleşim ve genleşim hızı kavramlarının grafiksel açıklaması Şekil 2'de verilmektedir. Asıl olarak her iki tanım birbirleri ile bağlantılıdır; mutlak genleşim, gerilme geçmişi boyunca genleşim hızının integralidir. En yüksek genleşim hızı (ψ_p), göçme anında ortaya çıkmaktadır, o sebeple zemin davranışı ve mukavemeti ile doğrudan alakalıdır. Bu sebeple, bu çalışmada genleşim açısı ile kastedilen en yüksek genleşim hızının açı karşılığıdır.



Şekil 2. Mutlak genleşim ve genleşim hızı kavramlarının grafiksel açıklaması

Genleşim açısını hesaplayabilecek bir bağıntı bulmak amacıyla, Bolton (1986) literatürde mevcut çalışmaların sonuçlarını toplamış ve göçme anındaki ortalama efektif gerilme (p'_f) ile göreceli sıkılığı (I_D) girdi olarak kullanan bir bağıntı (Eşitlik (1)) elde etmiştir. Göçme anında mevcut ortalama efektif gerilmenin (p'_f) girdi olarak kullanılması Bolton (1986) bağıntısının kullanılabilirliğini yüksek oranda düşürmektedir. Bunun sebebi zaten ψ_p değerine bağlı en yüksek içsel sürtünme açısının (ϕ'_p) p'_f değerinin hesaplanabilmesi için bilinmesinin gerekliliğidir.

$$\tan y_p = 0.3\left[I_D\left(Q - \ln p'_f\right) - R\right] \tag{1}$$

Bu bağıntıda Q ve R birimleri p'_f'in birimine bağlı uyum katsayılarıdır. Dolayısıyla amprik Q ve R katsayılarının değeri yapılan ölçümün birimine bağlıdır. $\psi_p=f(p'_f, I_D)$ bağıntısına ek olarak, Bolton (1986) ϕ'_p ile ψ_p arasındaki ilişkiyi de, öncelikle Rowe tarafından düzlem deformasyon şartları için teorik olarak tanımlanan gerilme-genleşim ilişkisini amprik bir biçimde basitleştirerek Eşitlik (2)'deki gibi vermiştir.

$$f_p' = f_c' + r y_p \tag{2}$$

Burada ϕ'_c zeminin kritik durum içsel sürtünme açısıdır. Ayrıca bağıntının eksenel simetri (üç eksenli) şartları için geçerli olduğunu göstermiştir. Daha önce benzer bir ilişki Bishop (1972) tarafından da önerilmiştir. Bolton (1986)'nın ardından, Vaid ve Sasitharan (1992) Erksak kumu üzerinde kapsamlı bir deney programı uygulayarak ϕ'_p'nin eşsiz bir biçimde ψ_p'ye bağlı olduğunu ispat etmişlerdir. Vaid ve Sasitharan (1992)'ye göre Eşitlik (2) ile verilen ϕ'_p-ψ_p ilişkisi, göreceli sıkılık, çevresel basınç, gerilme geçmişi ve yükleme modundan bağımsızdır. 1996 yılında Schanz ve Vermeer, eksenel simetri ve düzlem şekil değiştirme şartlarında genleşim açısında farklılık olmadığını, fakat içsel sürtünme açısının değiştiğini belirtmişlerdir. En son olarak Chakraborty ve Salgado (2010) ϕ'_p, ϕ'_c ve ψ_p arasındaki ilişkiyi düşük çevresel basınç şartları için araştırmıştır. Chakraborty ve Salgado (2010) çalışmaları sonucunda Bolton (1986) tarafından önerilen Eşitlik (4)'te Q

katsayısının kesme öncesi ortalama efektif gerilmenin (p'_i) bir fonksiyonu olduğunu ispat etmişlerdir.

Fakat, bu çalışmaların hiçbiri sükunette zemin özelliklerinin ψ_p üzerinde etkisini incelememiştir. Bu çalışma kapsamında sükunette ortalama efektif gerilme p'_i ve göreceli sıkılık I_D (=D_R/100; 0 ile 1 arasında değişmekte) bilgilerini kullanarak ψ_p değerini hesaplamaya yönelik bir bağıntı geliştirmek üzere kapsamlı bir üç eksenli deney programı hazırlanmıştır. Bildirinin geri kalan kısmında bu çalışmanın sonuçları sunulacak, nicelleştirilecek ve tartışılacaktır. Elde edilecek bağıntılar ile literatürde mevcut başka zeminin deney datası ile önerilen ilişkilerin geçerliliği araştırılacaktır. Son olarak da önerilen bağıntıların Bolton (1986) ile karşılaştırılması yapılacaktır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Bu araştırma kapsamında çok sayıda K_0 konsolide drenajlı üç eksenli deney yapılmıştır. Deneyler farklı I_D ve p'_i kombinasyonlarında ve dört değişik aşırı konsolidasyon oranı (AKO) değerlerinde yapılmıştır. Bu değişkenlerin kumun ϕ'_p ve ψ_p gibi parametrelerine etkileri incelenmiştir. Deney kumu, deneyler arasında dane dağılım özelliklerinin sabit tutulması amacıyla Silivri kumunun Ottawa kumu tane dağılımına göre hazırlanmasıyla oluşturulmuştur. Buna göre kum kötü derecelenmiş kumdur. Tüm numuneler kuru yağmurlama yöntemiyle hazırlanmıştır. Böylece yağmurlama yuksekliğinin değiştirilmesi ile değişik I_D değerlerine sahip numunelerin hazırlanması mümkün olmuştur. Kum üzerinde özgül ağırlık ve bağıl yoğunluk deneyleri yapılmış ve buna göre elde edilen değerler Tablo 1'de sunulmuştur.

Tablo 1. Ottawa dane dağılımlı Silivri kumunun özellikleri (Abadkon 2012)

Kum tipi	Özgül ağırlık (G_s)	C_u	C_c	Maks boşluk oranı (e_{maks})	Min boşluk oranı (e_{min})	Ortalama küresellik (S_{ave})	Ortalama yuvarlaklık (R_{ave})	ϕ'_c
Ottawa dane dağılımlı Silivri kumu (SP)	2.67	2.16	1.45	0.96	0.56	0.76	0.36	33°

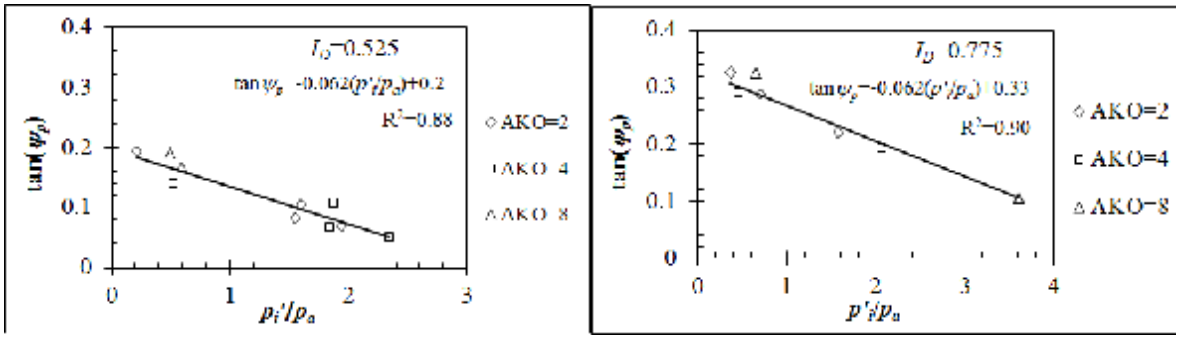
Bu deneysel çalışmada numuneler 1, 2, 4 ve 8 aşırı konsolidasyon oranlarında, 0.3-1 arası değişen I_D değerlerinde ve 25 kPa'dan 1000 kPa'a değişen p'_i değerlerinde test edilmişlerdir. Tüm deneyler K_0 koşulları altında drenajlı üç eksenli sıkıştırma deneyleridir. Bu deneyler sonucunda her bir deney için p'_i, I_D, ϕ'_p, ve ψ_p değerleri elde edilmiştir.

3. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

3.1. Genleşim Açısı

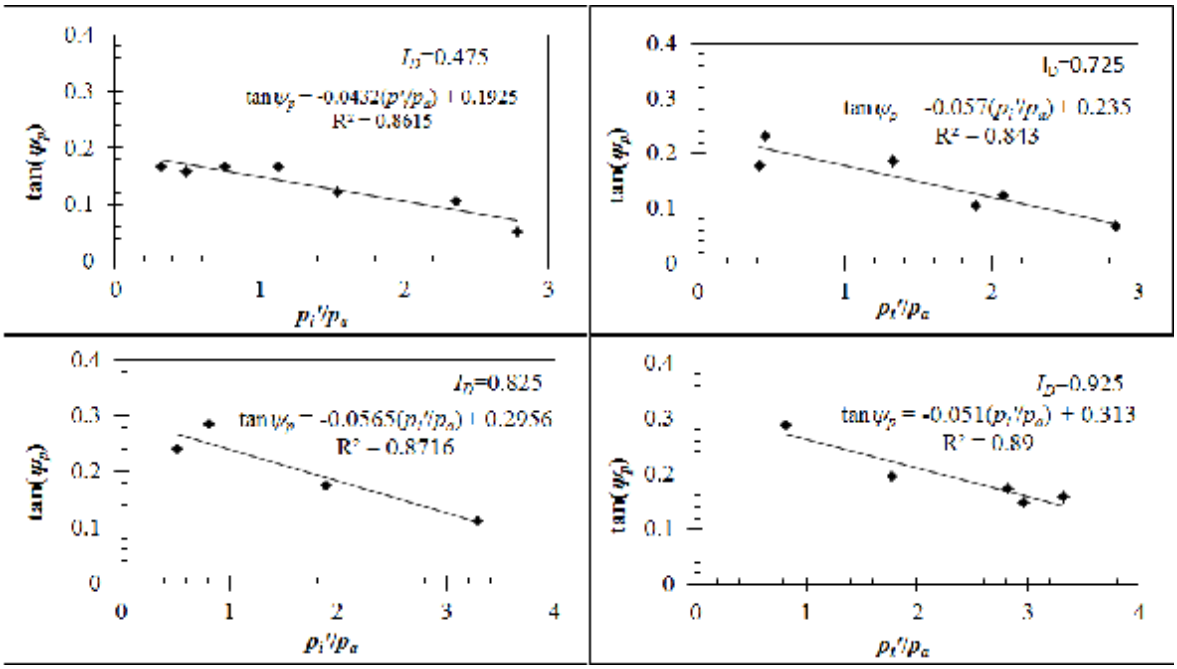
Deney sonuçları, p'_i, I_D ve AKO değişkenlerinin ψ_p üzerine etkilerinin birbirlerinden bağımsız olarak incelenebileceği şekilde düzenlenmiştir. Bu amaçla ilk olarak AKO'nın ψ_p üzerinde etkisinin olup olmadığı araştırılmıştır. İlk gözlemlere göre aynı p'_i ve I_D kombinasyonunda fakat farklı AKO oranlarında test edilen numunelerin yaklaşık olarak aynı ψ_p değerlerine sahip oldukları gözlenmiştir. Fakat net bir sonuca varmaya yetecek kadar çok sayıda bu özelliklere sahip karşılaştırmalı deneyler mevcut değildir. Bunun

sebebi zeminlerin I_D değerlerinin, numune hazırlanması sırasında K_o şartlarında aşırı konsolidasyon için gerekli yükleme-boşaltma ile tam olarak kontrol edilememesidir. Bu sebeple AKO etkisinin incelenebilmesi için farklı bir yöntem düşünülmüştür. Buna göre herbir I_D değeri için ψ_p değerinin p'_i ile değişimi incelenmiş ve elde edilen ilişkiler üzerinde AKO'nın etkisi olup olmadığı araştırılmıştır. Bu amaçla ψ_p yerine ψ_p'nin tanjantı ($\tan\psi_p$), p'_i yerine de standart atmosfer basıncı ile normalize edilmiş p'_i (p'_i/p_a) kullanılmıştır; bunun sebebi birim bağımlılığının önüne geçmektedir. Numunelerin AKO değerleri ve I_D sabit olduğunda doğrusal oldukları gözlenen $\tan\psi_p$-p'_i/p_a ilişkisine nasıl uydukları Şekil 3 ile gösterilmiştir.



Şekil 3. AKO'nun $\tan\psi_p$-p'_i/p_a ilişkisi üzerine etkisinin I_D=0.525 ve I_D=0.775 göreceli sıkılığına sahip zeminler üzerinde incelenmesi

Şekil 3'ten görülebileceği gibi I_D sabit tutulduğunda $\tan\psi_p$-p'_i/p_a ilişkisi doğrusal olmaktadır ve AKO değeri bu ilişkiyi etkilememektedir. Bu sebeple bildirinin geri kalanında numunelerin sahip oldukları farklı AKO'ları göz önüne alınmayacaktır. Bu noktada altı çizilmesi gereken gözlem $\tan\psi_p$-p'_i/p_a ilişkilerinin tüm I_D değerleri için doğrusal olmasıdır. Şekil 3'te verilenlere ek olarak Şekil 4'te de dört farklı I_D değeri için $\tan\psi_p$-p'_i/p_a ilişkileri verilmiştir. Görüldüğü gibi sabit I_D değerindeki $\tan\psi_p$-p'_i/p_a ilişkilerinin belirleme katsayıları (R^2) yüksek çıkmaktadır.

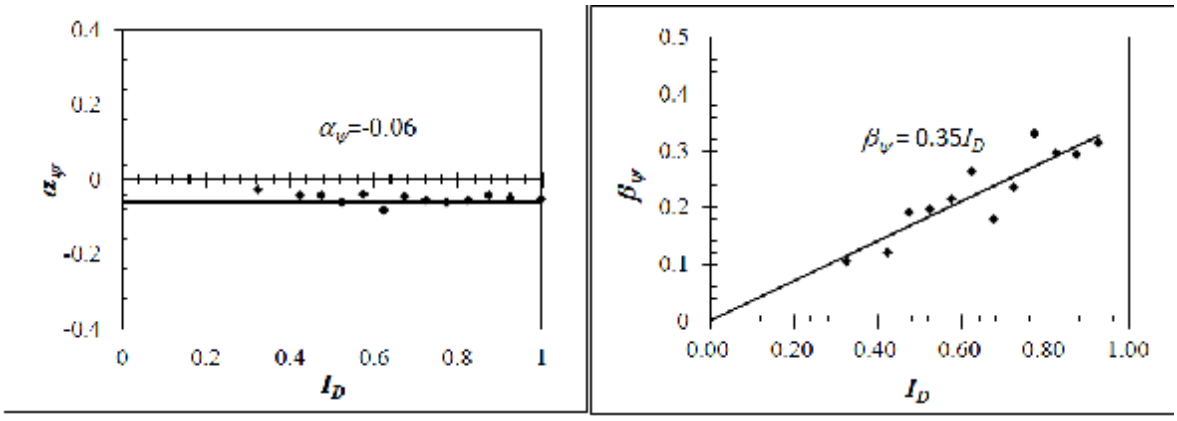


Şekil 4. Silivri kumu için dört farklı I_D değeri için $\tan\psi_p$-p'_i/p_a ilişkisi

Buna göre sabit sabit I_D değerindeki $\tan\psi_p$-p'_i/p_a ilişkileri Eşitlik (3)'deki gibi nicelleştirilebilir.

$$\tan y_p = a_y \left(\frac{p'_i}{p_a} \right) + b_y \tag{3}$$

Eşitlik (3)'te α_ψ ve β_ψ birimsiz amprik katsayılardır. Bu bağıntı, I_D'nin sabit olması halinde geçerli olduğu için α_ψ ve β_ψ katsayılarının I_D'ye bağımlı olmaları beklenmektedir. Bu sebeple farklı I_D değerleri için elde edilmiş α_ψ ve β_ψ katsayıları kullanılarak α_ψ-I_D ve β_ψ-I_D ilişkileri tanımlanmıştır (Şekil 5).



Şekil 5. Silivri kumu için α_ψ-I_D ve β_ψ-I_D ilişkileri (Çinicioğlu v.d. 2013)

Şekil 5'te görüldüğü gibi α_ψ katsayısı I_D ile değişmeyen bir sabittir ve β_ψ-I_D ilişkisi doğrusaldır. Buna göre

$$a_y = \text{sabit} \quad (\text{Silivri kumu için} - 0.06) \tag{4}$$

$$b_y = m_y I_D \quad (\text{Silivri kumu için } m_y = 0.35) \tag{5}$$

olmaktadır. Sonuç olarak Eşitlikler (4) ve (5) Eşitlik (3)'e yerleştirilince α_ψ ve m_ψ sabitlerini kullanarak ψ_p değerinin hesaplanmasında kullanılan Eşitlik (6) elde edilmektedir.

$$\tan y_p = a_y \left(\frac{p'_i}{p_a} \right) + m_y I_D \tag{6}$$

α_ψ ve m_ψ zemine has sabitlerdir; α_ψ, ortam efektif gerilmesindeki değişime bağlı olarak genleşim açısında meydana gelen değişimi, m_ψ ise boşluk oranındaki değişim ile genleşim açısında meydana gelen değişimi tanımlamaktadır. Her iki sabit de birimsizdir.

Doğal olarak Eşitlik (6)'yı doğru kabul etmek için başka kumlar için de aynı yapıda elde edilebildiğini göstermek gereklidir. Bu amaçla geniş bir literatür taraması sonucunda farklı I_D ve p'_i değerlerinde üç eksenli deney sonuçlarının rapor edildiği Vaid ve Sasitharan (1992) çalışması bulunmuştur. Erksak kumu kullanarak ψ_p-ϕ'_p ilişkisini araştıran Vaid ve

Sasitharan (1992), üç farklı I_D değerinde çok sayıda izotropik üç eksenli deney sonuçlarını tablo halinde vermektedir. Erksak kumunun malzeme özellikleri verilmektedir.

Tablo 2. Erksak kumunun malzeme özellikleri (Vaid ve Sasitharan 1992)

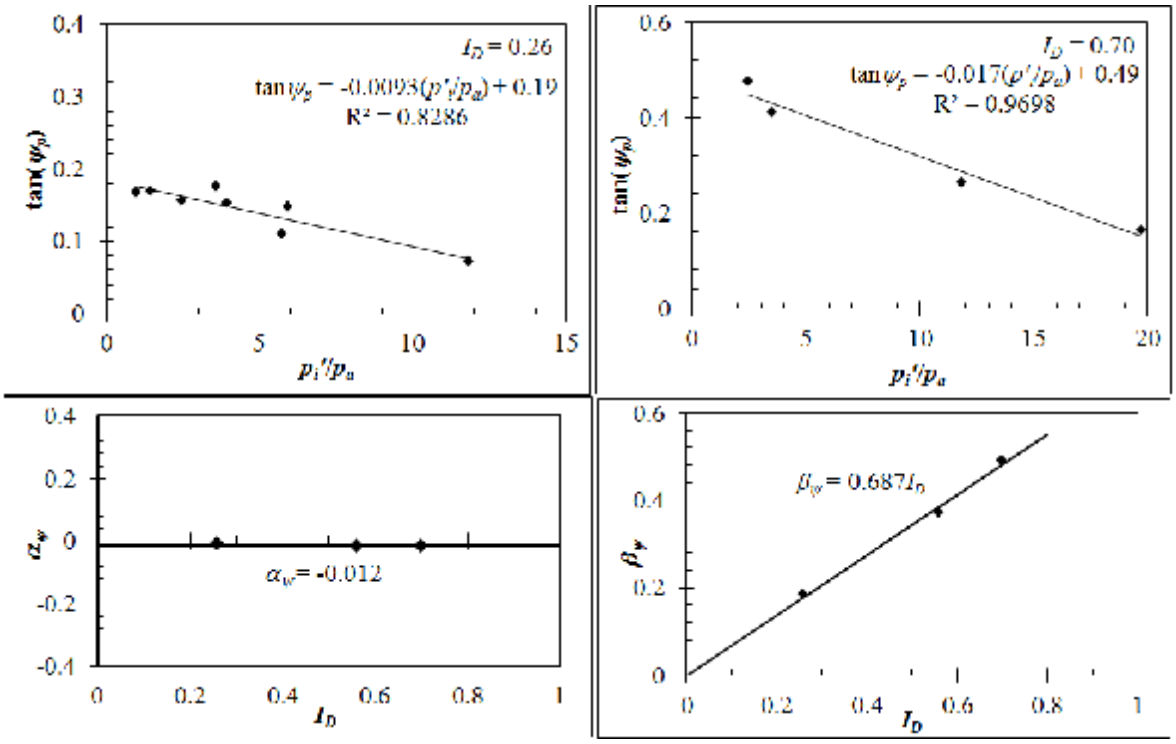
Kum tipi	C_u	D_{50}	Maks boşluk oranı (e_{maks})	Min boşluk oranı (e_{min})	ϕ'_c
Ottawa dane dağılımlı Silivri kumu (SP)	1.8	1.45	0.775	0.525	32°

Vaid ve Sasitharan (1992) verisi, 2Mpa'dan daha büyük p'_i değerlerinin uygulandığı ve dane kırılmasının muhtemel olduğu deney noktası çıkarılarak incelenmiştir. Bunun sebebi, daneciklerde genel ezilme ve kırılma davranışının engellenmek istenmesidir. Bilinmektedir ki tüm gerilme değerlerinde danelerin temas noktalarında ufalanma ve aşınım olmaktadır, fakat yüksek basınçlar altında ortaya çıkabilecek ezilme ve kırılma farklı bir yaklaşım gerektirmektedir. Bunun sebebi, malzeminin sürekli bünyesel değişim geçirmekte olacağıdır ki, bu davranış tipi mevcut çalışmanın kapsamı dışındadır. Sonuç olarak Vaid ve Sasitharan (1992) verisi Şekil 4 ve Şekil 5'te gösterildiği şekilde analiz edildiği zaman tıpatıp Eşitlik (6)'daki bağıntı formatı elde edilmektedir (Şekil 6). Erksak kumu için α_ψ ve m_ψ verildikleri gibi olmaktadır. Böylece Eşitlik(6)'nın geçerliliği ve evrenselliği kanıtlanmaktadır.

$$a_y = \text{sabit} \quad (\text{Erksak kumu için} - 0.12) \tag{7}$$

$$b_y = m_y I_D \quad (\text{Erksak kumu için } m_y = 0.687) \tag{8}$$

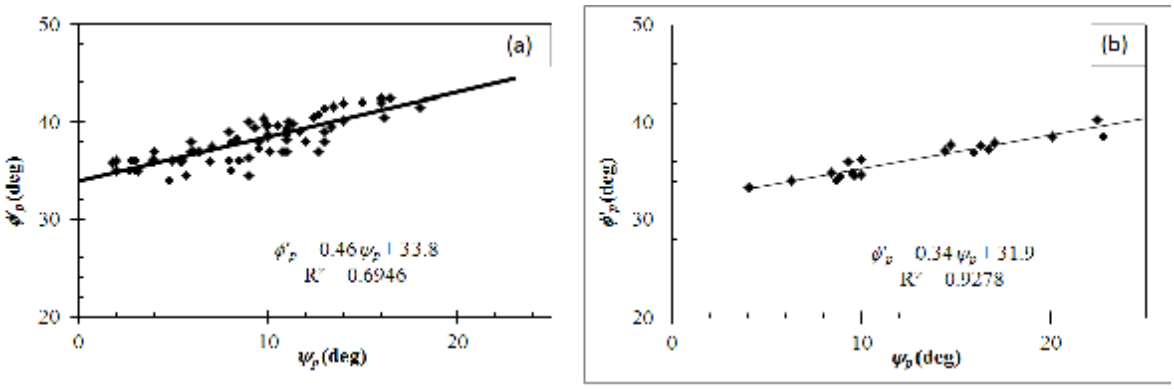
Açık olarak görülmektedir ki, Eşitlik (6) ile verilen genleşim bağıntısı hem Silivri hem de Erksak kumu için geçerlidir. Hatta Şekil 5 ve Şekil 6'nın karşılaştırılması ile Erksak kumu için bağıntının, Silivri kumuna göre daha yüksek oranda uyumlu görülmektedir. Bunun sebebi, Erksak kumu üzerinde yapılan deneylerin izotropik, Silivri kumu üzerinde yapılan deneylerin K_o şartlarında yapılmış olmasıdır. Deneylerin izotropik şartlarda yapılması hem tekrarlanabilirliği arttırmakta hem de göçmeye daha sorunsuz bir biçimde ulaşılmasını sağlamaktadır. Bunlara ek olarak, böylece Eşitlik (6)'nın farklı gerilme geçmişleri için de geçerli olduğu anlaşılmaktadır.



Şekil 6. Erksak kumu için elde edilen $\tan(\psi_p)$-p'_i/p_a bağıntılarından örnekler ve de ortaya çıkan α_ψ-I_D ve β_ψ-I_D ilişkileri

3.2. İçsel Sürtünme Açısı

Genleşim açısının en önemli etkilerinden biri de içsel sürtünme açısı üzerindedir. Bu etki genleşimin aşikar olduğu kohezyonsuz zeminlerde daha nettir. Kesme sırasında hacim artışına sebep olan daneler arası kilitlenme mekanizması, içsel sürtünme açısında da artışa neden olur. Giriş bölümünde üzerinde durulduğu gibi ϕ'_p-ψ_p ilişkisi bir çok araştırmacı tarafından çalışılmıştır. Bu çalışmaların sonucunda ϕ'_p-ψ_p ilişkisinin Eşitlik (2) ile tanımlanabileceği görülmüştür (Bishop 1972; Bolton 1986; Vaid ve Sasitharan 1992; Chakraborty ve Salgado). Tüm bu çalışmalarda r katsayısının zemine has sabit olduğu görülmüştür. Hatta Vaid ve Sasitharan (1992) ϕ'_p-ψ_p ilişkisinin zemine has olduğunu ve gerilme izinden etkilenmediğini göstermiştir. Bu çalışmada da Eşitlik (2)'nin geçerli olduğu görülmüştür. Silivri kumu için ve Erksak kumu için geçerli ϕ'_p-ψ_p ilişkileri Şekil 7'de verilmektedir. Bishop (1972)'ye göre ψ_p=0 olduğu durumda ϕ'_p=ϕ'_c olmaktadır. Dolayısıyla bu ilişkilerden Silivri kumunun kritik durum içsel sürtünme açısının 33.8° olarak elde edildiği de görülebilir. Bunu ek olarak Silivri kumu için uygun r sabiti 0.46 olmaktadır.



Şekil 7. ϕ'_p-ψ_p ilişkileri (a) Silivri kumu (b) Erksak kumu

Eşitlik (6)'nın Eşitlik (2)'ye yerleştirilmesi ile ϕ'_p'nin sondaj çalışmalarından elde edilebilir ve hesaplanabilir I_D ve p'_i değişkenlerinden hesaplanması mümkün olmaktadır. Aşağıda bu bağıntı verilmektedir.

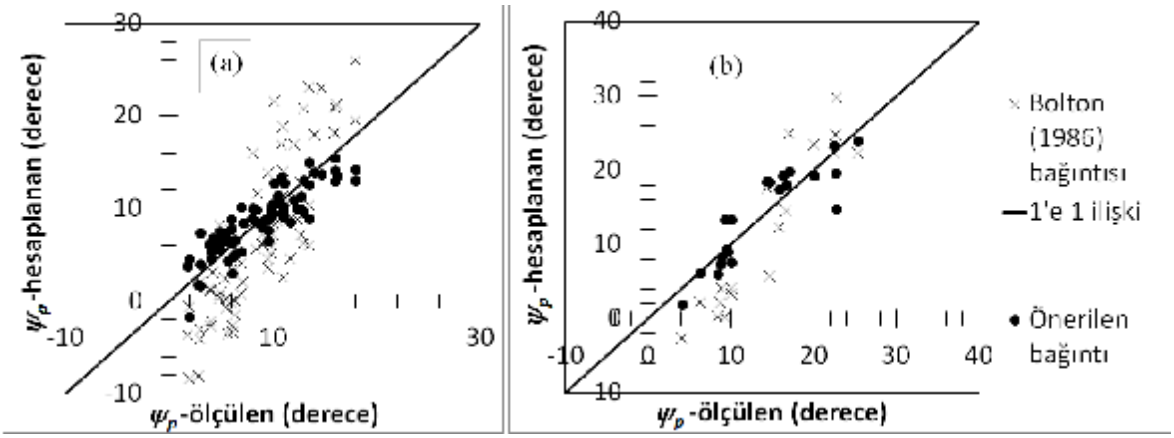
$$f'_p = f'_c + r\left[\tan^{-1}\left(a_y\left(\frac{p'_i}{p_a}\right) + m_y I_D\right)\right] \tag{9}$$

Eşitlik (9)'da ϕ'_c, r, α_ψ ve m_ψ parametrelerinin hepsi deneysel olarak elde edilebilen zemine has sabitlerdir.

4. ÖNERİLEN BAĞINTILARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

4.1. Önerilen Genleşim Açısı Bağıntısı

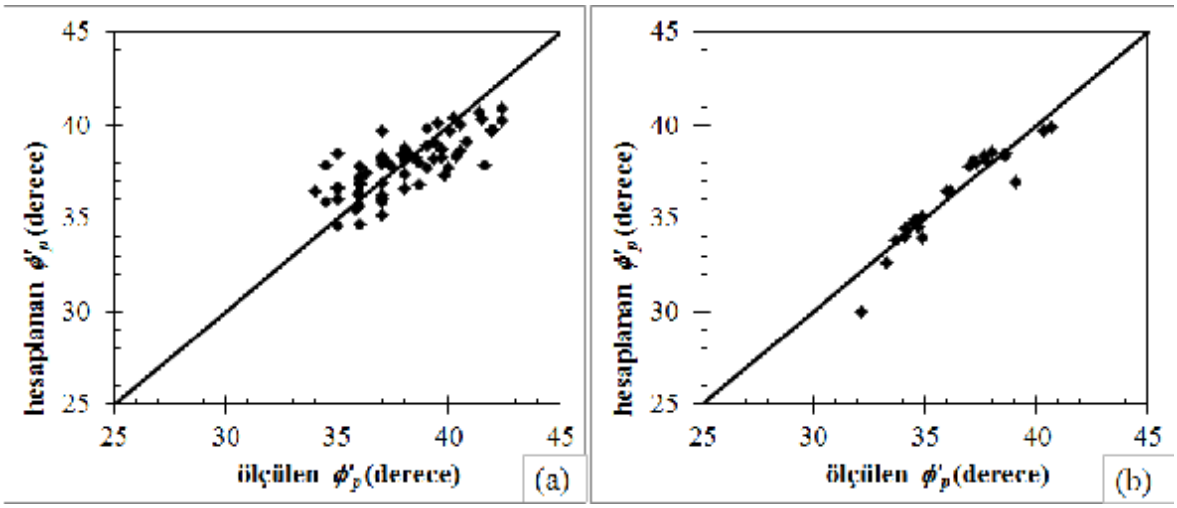
Genleşim açısının (ψ_p) hesaplanabilmesi için önerilen Eşitlik (6)'nın hassaslığını ölçebilmek ve literatürde mevcut tek diğer genleşim açısı hesabı olan Eşitlik (1) (Bolton 1986) eşitliği ile karşılaştırmak için Silivri kumu ve Erksak kumu deney dataları kullanılmıştır. Böylece iki farklı kum üzerinde Eşitlik (6) ve Eşitlik (1)'in yeterlilikleri test edilmiştir. Bu çalışmada önerilen Eşitlik (6) için p'_i ve I_D değerleri, Bolton (1986) tarafından önerilen Eşitlik (1) için p'_f ve I_D değerleri girdi olarak kullanılmıştır. Buna göre elde edilen sonuçlar Şekil 8'de sunulmaktadır. Şekil 8'de açıkça görülmektedir ki, her iki kum için de bu çalışmada önerilen Eşitlik (6), Bolton (1986) bağıntısına göre daha hassas sonuçlar vermektedir. Bu noktada Bolton (1986) bağıntısının kullanılabilmesi için gerekli Q ve R katsayılarının değerlerinin p'_f değişkeninin birimine bağlı olduğunun altı çizilmelidir. Halbuki, Eşitlik (6) için gerekli α_ψ ve m_ψ sabitleri birimsizdir ve bu nedenle p'_i'nin birimden bağımsızdırlar. Buna ek olarak Chakraborty ve Salgado (2010), Toyoura kumu üzerinde yaptıkları deneysel çalışma ile Bolton (1986) eşitliğinin Q ve R katsayılarının p'_i ile değiştiklerini ispatlamışlardır. Bu durum bu çalışmada da gözlenmiştir. Dolayısıyla ψ_p'nin, bu çalışmada da gösterildiği gibi, p'_i'nin bir fonksiyonu olduğu ispatlanmaktadır. ψ_p'nin hesabı için p'_f kullanmak, uygulama açısından anlamsız olmanın yanısıra hatalara da neden olmaktadır.



Şekil 8. Bu çalışmada önerilen ψ_p bağıntısı ile Bolton (1986) bağıntısının karşılaştırılması (a) Silivri kumu (b) Erksak kumu

4.2. Önerilen İçsel Sürtünme Açısı Bağıntısı

Bu çalışma kapsamında önerilen ve p'_i ve I_D değişkenleri kullanılarak ϕ'_p'nin hesaplanmasında kullanılan Eşitlik (9)'un hassasiyeti Silivri ve Erksak kumları için kontrol incelenmiştir. Bu bağıntı gibi zemin özelliklerinden ϕ'_p hesaplamaya yarayan başka bir bağıntı olmadığı için Eşitlik (9)'un sadece ölçülen ϕ'_p değerlerini ne kadar yakın hesaplayabildiği araştırılmıştır. Silivri ve Erksak kumları için p'_i ve I_D değerlerinden Eşitlik (9) kullanılarak hesaplanan ϕ'_p değerleri ile ölçülen ϕ'_p değerlerinin karşılaştırılması Şekil 9'da verilmektedir. Görülebildiği gibi Erksak kumu için hesaplar yüksek oranda yaklaşıktır. Erksak kumu için ϕ'_p hesaplarının daha yaklaşık olmasının sebebi deneylerin izotropik şartlarda yapılmış olması ve K_o şartlarına (Silivri kumu) göre numune kalitesinin daha yüksek olabilmesidir. Böylece izotropik numuneler daha dengeli biçimde göçmeye ulaşabilmektedir. Bu da ölçülen ϕ'_p değerlerinin daha gerçekçi olmasını sağlamaktadır. Ama her iki kum için de sonuçlar Eşitlik (9)'un p'_i ve I_D girdileri ile ϕ'_p hesaplanmasında kullanılabileceğini göstermektedir.



Şekil 9. Eşitlik (9) kullanılarak hesaplanan ϕ'_p değerlerinin ölçülen ϕ'_p değerleri ile karşılaştırılması (a) Silivri kumu (b) Erksak kumu

5. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında genleşim açısını (ψ_p) ve içsel sürtünme açısını (ϕ'_p) zeminin göreceli sıkılığına ve ortam gerilmesine bağlı olarak hesaplayabilen iki bağıntı önerilmiştir. Bağıntıların geçerlilikleri ve hassasiyetleri iki farklı zemin üzerinde test edilmiştir. Bu bağıntıların kullanımı ile genleşim ve içsel sürtünme açıları, arazi çalışmalarından elde edilen bilgiler ile hesaplanabilecektir. Buna ek olarak bu parametrelerin bölge ve derinlikle değişimleri de göz önüne alınabilecektir. Bağıntıların kullanılabilmesi için zemine has iki adet birimsiz katsayının deneysel olarak bulunması gereklidir. İleriki yıllarda bu zemin has birimsiz katsayıların farklı zeminler için belirlenmesi ile dane şekil ve dağılımına bağlı olarak bu katsayıları öngörmek mümkün olacaktır. Böylece, taşıma gücü göçmesi, yatay toprak basınçları, sıvılaşma, zemin mukavemeti ve plastik gerinimler gibi genleşim davranışının etkisi altındaki bir çok farklı geoteknik problem daha iyi anlaşılacak ve daha hassas hesaplanabilecektir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, bu çalışmayı 110M595 no'lu proje kapsamında destekleyerek mümkün kılan TÜBİTAK'a teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

Abadkon, A. (2012). "Strength and dilatancy of anisotropic cohesionless soils." Ph.D. thesis, Bogazici University, Istanbul, Turkey.

Billiam, J. (1972). "Some aspects of the behaviour of granular materials at high pressures." Stress-Strain Behaviour of Soils, R. H. G. Parry, eds., Foulis, London, 69-80.

Bishop, A. W. (1972). "Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soils specimens." Stress-Strain Behaviour of Soils, R. H. G. Parry, eds., Foulis, London, 3-58.

Bolton, M. D. (1986). "Strength and dilatancy of sands." Geotechnique, 36(1), 65-78.

Chakraborty, T., and Salgado, R. (2010). "Dilatancy and shear strength of sand at low confining pressures." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136(3), 527-532.

Çinicioğlu, Ö., Abadkon, A., Altunbaş, A. ve Abzal, M. (2013). "Variation of Friction Angle and Dilatancy for Anisotropic Cohesionless Soils," Proc. 18th Int. Conf. Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, Fransa, 895-898.

Reynolds, O. (1885). "On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact." Philosophical Magazine, 20(5), 469-481.

Rowe, P. W. (1969). "The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain, and direct shear." Geotechnique, 19(1), 75-86.

Schanz, T., and Vermeer, P. A. (1996). "Angle of friction and dilatancy of sand." Geotechnique, 46(1), 145-151.

Taylor, D. W. (1948). Fundamentals of soil mechanics, John Wiley and Sons, New York.

Terzaghi, K. (1920). "Old earth-pressure theories and new test results." Engineering News Record, 85(14), 108-113.

Vaid, Y. P., and Sasitharan, S. (1992). "The strength and dilatancy of sand." Canadian Geotechnical Journal, 29(3), 522-526.

Vesic, A. S., and Clough, G. W. (1968). "Behaviour of granular materials under high stresses." ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, 94(3), 661-688.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

KOHEZYONLU ZEMİNDE DOYGUNLUK DERECESİNİN DEĞİŞİMİNİN DRENAJSIZ KAYMA DİRENCİNE ETKİSİ

EFFECT OF SATURATION RATIO CHANGES ON UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOIL

Sedat SERT[1] **Ertan BOL[2]** **Aşkın ÖZOCAK[3]**

ABSTRACT

This paper is prepared to investigate the undrained shear strength of cohesive soil samples compacted at different water contents and it is intended to draw attention to misinterpretation of unconsolidated undrained (UU) triaxial tests. Firstly, compaction tests were carried out on samples having different saturation ratio values, then water contents, saturation ratios and unit weights were calculated to use these values when preparing samples for UU tests. After conducting UU tests on samples of five different water contents and eight different cell pressures, it is concluded that increasing cell pressure has significantly enhancing effect on deviatoric stress when saturation ratio is low. It is also concluded that while saturation ratio increases, this effect is reduced and it is confirmed that ϕ_u=0 condition has been reached. By using these findings it is observed that some improper assessments have been done on evaluating UU test results on saturated samples in our country. It would not be wrong to say that it is necessary to question the assessments of UU tests in geotechnical reports.

Keywords: Cohesive soil, Saturation ratio, Undrained shear strength

ÖZET

Bu bildiride farklı su muhtevalarında sıkıştırılarak hazırlanmış killi zemin numunelerinin kayma dirençlerinin irdelenmesi ve ülkemizde konsolidsasyonsuz drenajsız üç eksenli hücre kesme deneyinin (UU) sonuçlarının yanlış yorumlanmasına dikkat çekilmesi amaçlanmıştır. Öncelikle farklı doygunluk derecesine sahip olan numuneler üzerinde sıkıştırma deneyleri yapılarak su muhtevası, doygunluk derecesi, boşluk oranı ve birim hacim ağırlıklar hesaplanmış ve UU deneyleri için bu özelliklere sahip numuneler hazırlanmıştır. 5 farklı su muhtevası ve 8 farklı çevre basıncı altında yürütülen konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli hücre kesme deneyleri sonucunda doygunluk derecesinin düşük olduğu durumlarda çevre basıncı artışının deviatör gerilmeler dolayısıyla kayma dirençleri üzerinde belirgin şekilde artırıcı etkisi olduğu, numunelerin doygunluk derecesinin artmasıyla bu etkinin azaldığı ve doygun durumda ϕ_u=0 koşuluna

[1] Yrd. Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi, sert@sakarya.edu.tr
[2] Yrd. Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi, ebol@sakarya.edu.tr
[3] Yrd. Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi, aozocak @sakarya.edu.tr

ulaşıldığı teyit edilmiştir. Ülkemizin üç farklı bölgesinde yapılmış olan UU deneyleri bu bulgu ile değerlendirildiğinde doygun numunelerde ϕ_u=0 koşuluna uygun olmayan şekilde değerlendirmeler yapıldığı gözlemlenmiştir. Buna göre ülkemizde yazılan bir çok geoteknik raporlarda karşılaşılan UU deney sonucu olarak c_u-ϕ_u değerlerinin verilmesinin sorgulanması gerekmektedir.

Anahtar Sözcükler: Kohezyonlu zemin, Doygunluk derecesi, Drenajsız kayma direnci

1. GİRİŞ

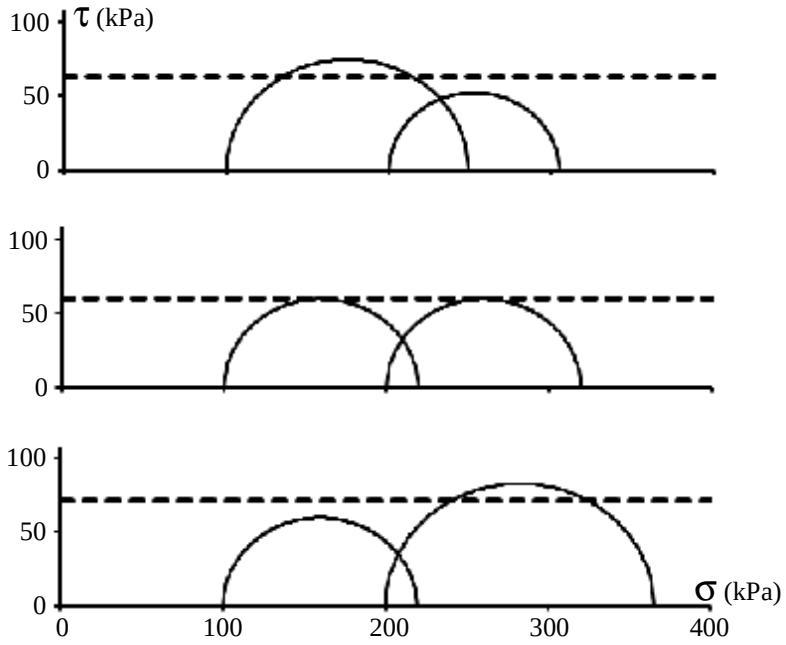
Konsolidasyonsuz - drenajsız üç eksenli hücre kesme deneyi (UU), doygun kohezyonlu bir zeminin kayma direncinin hücre basıncının sabit bir değerde tutularak ve zeminin su muhtevasının değişimine izin verilmeden ölçüldüğü bir deney olarak tariflenmektedir (TS1900-2, 2006). Deney, ülkemizde en çok uygulanan laboratuvar deneylerinden olup örselenmemiş veya sıkıştırılmış numuneler üzerinde yapılabilmektedir.

Bu bildiride farklı su muhtevalarında sıkıştırılarak elde edilmiş bir kil zemin numuneleri üzerinde yapılan konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli hücre kesme deneyleri sonucunda doygunluk derecesi değişiminin kayma direnci parametreleri üzerindeki etkisi incelenmektedir.

2. KONSOLİDASYONSUZ - DRENAJSIZ DENEYLER (UU) VE KAYMA DİRENCİ

Hızlı deney olarak nitelendirilen kayma direncinin tayinine yönelik bu deney tipinde numunenin dışarıdan aldığı gerilmeler altında konsolide olmasına izin verilmez ve yükleme de ani olarak yapılır. Konsolidasyonsuz- drenajsız hücre kesme deneyinin (UU) hiç bir kısmında artık boşluk suyu basınçları, sistem dışına çıkıp sönümlenemediğinden en yüksek değerlerde kalır (Önalp, 2007). Dolayısıyla, direncin toplam gerilmeler cinsinden belirlendiği bu deneyde elde edilecek dayanım numune içinde gelişecek boşluk suyu basıncının değerine bağlı olacaktır. Deney sırasında yükleme hızı, silindir şeklindeki numunenin göçmesinin 5-10 dakika içinde gerçekleşebileceği şekilde seçilir ve deney sabit hızda deformasyon kontrollü olarak yürütülür. Yükleme sırasında okumalar gerilme ve eksenel şekil değiştirme eğrisini belirlemeye yetecek sayıda alınır. Deneye numune yenilene veya boy kısalması %20'ye ulaşıncaya kadar devam edilir (TS1900-2, 2006). Amerikan standardında hücre basıncının uygulanmasından sonra numune içindeki boşluk suyu basınçlarının dengelenmesi için 10 dakika kadar beklenmesi önerilmekte, yenilme durumu da boy kısalmasının %15 olduğu durum olarak tanımlanmaktadır (ASTM D 2850-03a, 2007).

Denenen numunelerin %100 doygun olması durumunda ne çevre basıncının uygulanması ne de kesme aşamasında drenaja müsaade edilmediğinden numunede konsolidasyon meydana gelmeyecek, bu nedenle de aynı su muhtevasına sahip numuneler yaklaşık olarak aynı drenajsız kayma dirençlerine sahip olacaklardır (Şekil 1). Numunelerin homojen olmaması veya su muhtevasındaki değişimler nedeniyle elde edilecek kayma dirençlerinde farklılıklar ortaya çıkabilirse de deney sonucu olarak doygun killi zeminlerde kırılma zarfının yatay çizilmesi gerekmektedir (Skempton, 1948).

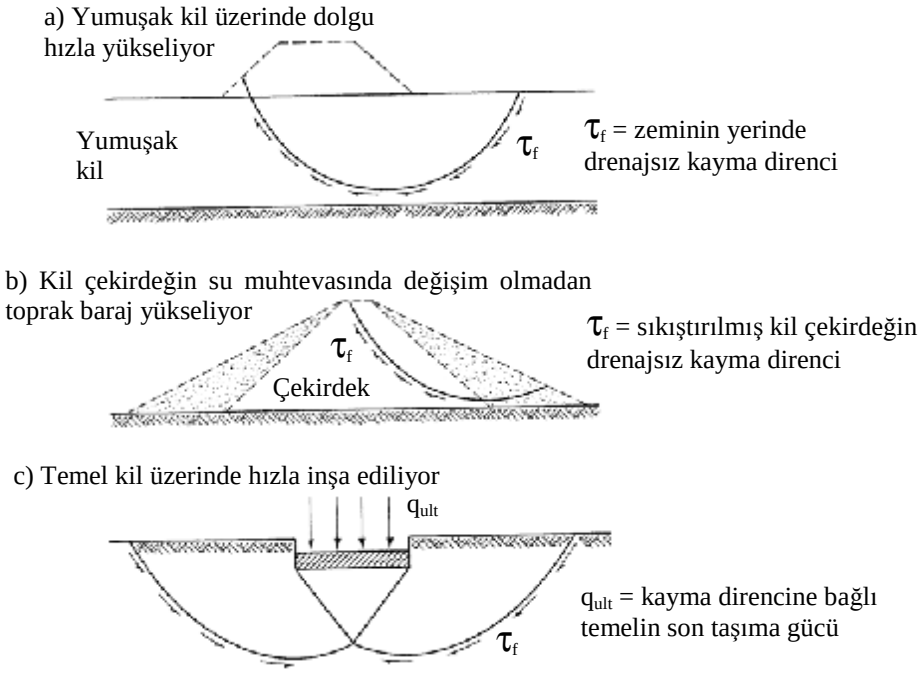


Şekil 1. UU Deneyinden Elde Edilebilecek Mohr Daireleri ve Kırılma Zarfının Çizilmesi

Denenen doğal veya sıkıştırılmış numunelerin kısmi doygun olması durumunda, drenaja müsaade edilmese de çevre basıncının uygulanması ve kesme aşamasında konsolidasyon meydana gelebilecek, bu durumda da farklı çevre basınçlarına tabi tutulan numunelerin drenajsız kayma dirençleri aynı olmayacaktır. Bu durumda drenajsız kayma direncini temsil eden kırılma zarfı genellikle yatay olmayacaktır (ASTM D 2850-03a, 2007).

Arazideki gerilme durumları tam olarak yansıtılamasa da kolay ve çabuk gerçekleştirilebilmesi nedeniyle bu deney tipi özellikle doygun yumuşak killerde ani yüklemelerin getirdiği kritik gerilme durumlarının ortaya konmasına yardımcı olmaktadır. Bunun yanında bir barajda yüksek plastisiteli zeminlerden oluşturulan çekirdeğin hızlı bir şekilde yükseltilmesi veya yumuşak kil üzerindeki bir temelin üzerinde binanın hızla yükseltilmesi de UU koşullarına karşılık gelen örnekler olarak Şekil 2'de görülmektedir (Önalp, 2007). Bu örneklerden de görüleceği üzere, killi zeminlerde geçirimliliğin çok düşük olması nedeniyle arazide doygun zeminin yüklenmesi sırasında oluşan gerilme koşulları ile üç eksenli hücredeki numuneden suyun çıkışına izin verilmemesi durumu benzerlik taşımakta ve UU deneyinin bu örneklerde belirtilen durumlarda kullanılması gerçekçi sonuçlar vermektedir. Özetle UU deneyi, yüklemenin hızlı yapıldığı ve konsolidasyonun gerçekleşmesi için gerekli sürenin olmaması (drenajın mümkün olmaması) durumları için uygundur.

Ülkemizde yazılan bir çok raporda ince daneli doygun numuneler üzerinde yürütülen UU deneyleri sonucu olarak c_u yanında ϕ_u açılarının verildiği görülmekte, bu durum da deneyin mantığıyla örtüşmemektedir. Bu tip sonuçların verildiği raporlarda temel taşıma gücü hesaplarının yapımı sırasında ϕ_u değerleri ihmal edilip sadece c_u değeriyle hesap yapılabilmektedir. Bu durumda kırılma zarfının ϕ_u açısı nedeniyle yatay çizilmemesi sonucunda c_u değerinin olması gerekenden az alınması gibi hatalı yaklaşımlar görülebilmektedir. Ayrıca bu tip raporlarda çoğunlukla deney okumalarını ve hesaplarını içeren ayrıntılar bulunmamaktadır.



Şekil 2. Konsolidasyonsuz-Drenajsız (UU) Kesme Problemlerine Örnekler (Önalp, 2007)

Tablo 1'de ülkemizin üç farklı ilinden gelen UU deney sonuçları verilmiştir. Deney sonuçlarının tamamı killi numunelere ait olup, raporların ikisinde deney numunelerinin YASS altından alındıkları ve doygun durumda oldukları belirtilmektedir. Duygun numunelerin denendiği raporlardan birinde 6°-13° arasında, diğerinde ise 2°-5° arasında, doygun olmayan numunelerin denendiği raporda ise 5°-9° arasında ϕ_u değeri önerilmiştir.

Tablo 1. Üç Farklı Zemin İnceleme Raporundan UU Deney Sonuçları

Rapor	Sondaj No	YASS (m)	Derinlik (m)	Sr (%)	Zemin Sınıfı (TS 1500)	c_u (kPa)	ϕ_u (^{o})
Afyon	A	4.30	6.00	100	CI	56	9
	B		4.50		CI	51	6
	C		4.50		CI	61	9
	D		6.00		CL	47	10
	E		4.50		CH	51	10
	F		6.00		CL	34	13
Sivas	A	1.20	3.00	100	CH	40	3
	A		7.50		CH	93	2
	B		6.00		CH	39	4
	C		4.50		CH	34	4
	D		6.00		CI	42	3
	E		3.00		CI	28	5
	F		15.00		CH	85	4
	G		3.00		CI	35	2
Diyarbakır	A	Yok	5.00	<95	CI	78	5
	B		5.50		CI	72	6
	C		6.50		CI	66	7
	D		4.00		CI	57	9
	E		6.00		CI	54	9

Bu bildiri kapsamında yürütülen deneysel çalışmada farklı su muhtevasında sıkıştırılmış zeminlerden elde edilen numuneler üzerinde gerçekleştirilen UC ve UU deneylerinde artan doygunluk derecesi ve hücre basıncı ile kırılma zarfının ϕ_u=0 koşuluna uyma durumlarının gözlemlenmesi ve ülkemizde yazılan raporların bu açıdan değerlendirilmesine dikkat çekilmesi amaçlanmıştır. Deneyin doğası gereği, yükleme sırasında oluşan boşluk suyu ve emme basınçlarının takibi çalışma kapsamına alınmamıştır.

3. DENEYSEL ÇALIŞMA

Bildiri kapsamında öncelikle Adapazarı zeminlerinden çöktürme ile elde edilmiş kil numunesi (-No200: %100, CI, Gs: 2.67) 5 ayrı su muhtevasında hazırlanmıştır. Her bir karışım için havada kurutularak depolanmış numune yığınından 4 kg civarında numune alınarak sırasıyla 200 ml, 400 ml, 600 ml, 800 ml ve 1000 ml su ile karıştırılmış ve su muhtevasının homojen dağılması için numuneler korunarak bekletilmiştir. Bu işlem sonrasında numuneler Standart Proktor enerjisi uygulanarak sıkıştırılmış ve yapılan hesaplamalarla doğal ve kuru birim hacim ağırlıkları, su muhtevaları ve doygunluk dereceleri bulunmuştur (Foto 1). UU deneylerinde kullanılacak numunelerin bu değerleri verecek şekilde hazırlanması amaçlanmıştır. Kompaksiyon kalıbına sıkıştırılmış her bir karışımdan 4'er adet UU numunesi elde edilebildiğinden 8 numune elde edebilmek için ölçüleri verilen karışımlar ikişer defa hazırlanarak sıkıştırılmıştır. Elde edilen numunelerden bir tanesi üzerinde serbest basma deneyi yapılmış, diğerleri sırasıyla 100, 200, 300, 400, 500, 600 ve 650 kPa hücre basıncında UU deneyine tabi tutulmuştur (Foto 2). Başlangıçta her bir seri için 8 deney amaçlanmışsa da yapılan UU deneylerinin bazılarında kılıfın delinmesi sonucunda numunenin içine su girmiş, su muhtevasında ve dirençlerde değişim meydana geldiği için bu deney sonuçları iptal edilmiştir. Bir serinin sıkıştırma işlemlerinden birinde tartım hatası farkedilmesi sonucunda bu seriye ait UU deneylerinin bir kısmı yapılmamıştır.

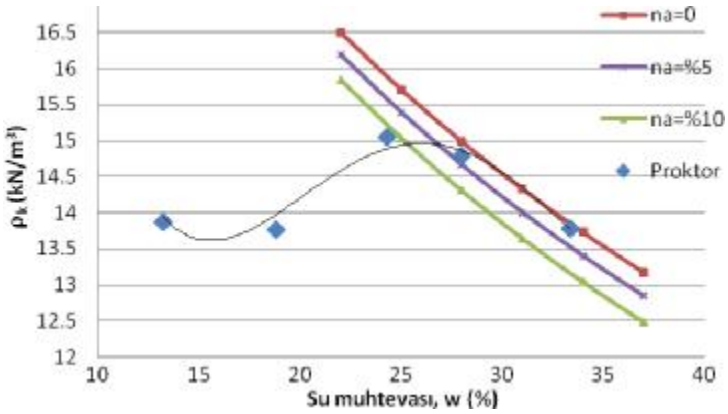
Foto 1. Numune Hazırlama

Foto 2. UU Deneyleri

Tablo 2 ve Şekil 3'de kil numunesi üzerinde yapılan kompaksiyon deney sonucu görülmektedir. Buna göre numunenin su muhtevası arttırıldıkça doygunluk derecesi %50'den %100'e yönelmekte, numunenin optimum su muhtevası %26, ρ_{kmaks} değeri de 15 kN/m^3 civarında çıkmaktadır.

Tablo 2. Kil Numunesinin Kompaksiyon Deney Sonuçları

Deney	1	2	3	4	5
Sr (%)	50	71	86	96	99.9
w (%)	13.25	18.80	24.31	28.00	33.35
ρ_n (kN/m^3)	15.71	16.36	18.70	18.93	18.38
ρ_k (kN/m^3)	13.87	13.77	15.04	14.78	13.78



Şekil 3. Kil Numunesi Kompaksiyon Deneyi Sonucu

Tablo 3 ve Tablo 4'de numuneler üzerinde yapılmış serbest basma ve UU deneyleri sonuçları sunulmaktadır. Buna göre UU deneylerinde kullanılan numunelerin ortalama su muhtevaları 1., 2., 3., 4. ve 5. gruplar için sırasıyla w=%12.52, %19.15, %19.43, %27.97, %33.29 ve doygunluk dereceleri de S_r=%48.5, %76, %83, %97 ve yaklaşık %100 çıkmıştır. Buradan 2. ve 3. grup kompaksiyon sonuçları ile UU ortalama değerleri arasında bir miktar farklılık bulunduğu görülmektedir. Değerlendirmeler UU sonuçlarına göre yapılmaktadır.

Tablo 3. UC ve UU Deneylerinde Sonuçlar

Grup No	Numune No	S_r (%)	w (%)	e_0	ρ_n (kN/m^3)	ρ_k (kN/m^3)	σ_3 (kPa)	σ_{dev} (kPa)	σ_1 (kPa)
1	1	50	13.37	0.71	17.33	15.29	0	375	375
	2	47	12.38	0.71	17.24	15.34	100	780	880
	3	48	11.85	0.66	17.61	15.74	200	1290	1490
	4	49	12.46	0.67	17.60	15.65	300	1400	1700
2	1	82	21.81	0.71	18.63	15.30	0	520	520
	2	71	18.50	0.69	18.31	15.45	100	655	755
	3	70	18.28	0.70	18.24	15.42	200	940	1140
	4	71	18.29	0.69	18.34	15.50	300	1090	1390
	5	78	18.01	0.62	19.11	16.19	400	1300	1700
	6	75	19.21	0.68	18.57	15.58	500	1100	1600
	7	81	19.83	0.66	18.94	15.81	600	1150	1750
	8	80	19.27	0.65	18.98	15.91	650	1340	1990
3	1	82	19.62	0.64	19.16	16.02	0	260	260
	2	79	19.14	0.65	18.96	15.91	100	305	405
	3	80	19.36	0.60	19.53	16.36	200	490	690
	4	83	19.21	0.62	19.26	16.15	300	440	740
	5	86	19.37	0.60	19.56	16.39	400	510	910
	6	84	19.85	0.63	19.20	16.02	500	540	1040
	7	86	19.30	0.60	19.52	16.36	600	500	1100
	8	84	19.56	0.62	19.28	16.12	650	595	1245
4	1	98	27.89	0.76	19.05	14.90	0	144	144
	3	96	27.90	0.78	18.85	14.74	200	200	400
	6	96	28.09	0.78	18.84	14.71	500	205	705
	8	98	28.01	0.76	19.00	14.84	650	225	875
5	1						0	51	51
	2	100	32.97	0.86	18.68	14.05	100	74	174
	3	100	33.87	0.88	18.67	13.95	200	76	276
	5						400	68	468
	6						500	63	563
	7	100	33.28	0.84	18.95	14.22	600	88	688
	8	100	33.04	0.86	18.77	14.11	650	98	748

Tablo 4. UC ve UU Deneylerinde Ortalama Değerler

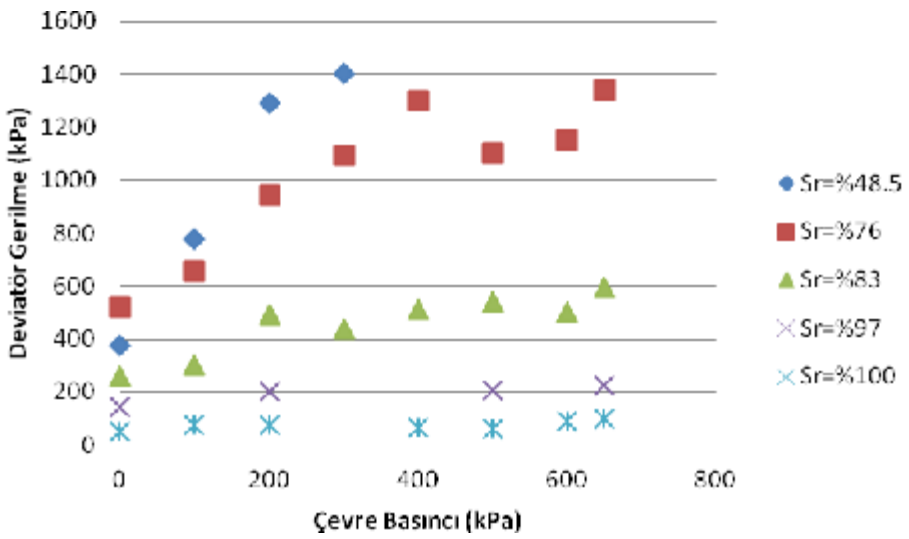
Grup	1	2	3	4	5
e_0	0.69	0.68	0.62	0.77	0.86
Sr (%)	48.5	76	83	97	100
w (%)	12.52	19.15	19.43	27.97	33.29
ρ_n (kN/m^3)	17.45	18.64	19.31	18.94	18.77
ρ_k (kN/m^3)	15.51	15.65	16.17	14.80	14.08

Tablo 5'te serbest basma ve UU deneylerinde yenilmenin gerçekleştiği birim boy değişimleri görülmektedir. Buna göre aynı çevre basıncında kesilen numunelerde su muhtevası arttıkça maksimum deviatör gerilmeler daha yüksek birim boy değişimlerinde elde edilmektedir. Benzer şekilde çevre basıncı arttıkça yenilme için gereken deformasyon da artmaktadır.

Tablo 5. UC ve UU Deneylerinde Yenilme için Gerekli Deformasyonlar

	Grup				
σ_3 (kPa)	1	2	3	4	5
0	1.1	1.4	5.4	13.9	18.5
100	6.1	7.1	11.1		20
200	9.2	9.9	18.5	17.9	20
300	11.1	12.8	19.5		20
400		17.3	20		20
500		19.6	20	20	20
600		20	20		20
650		20	20	20	20

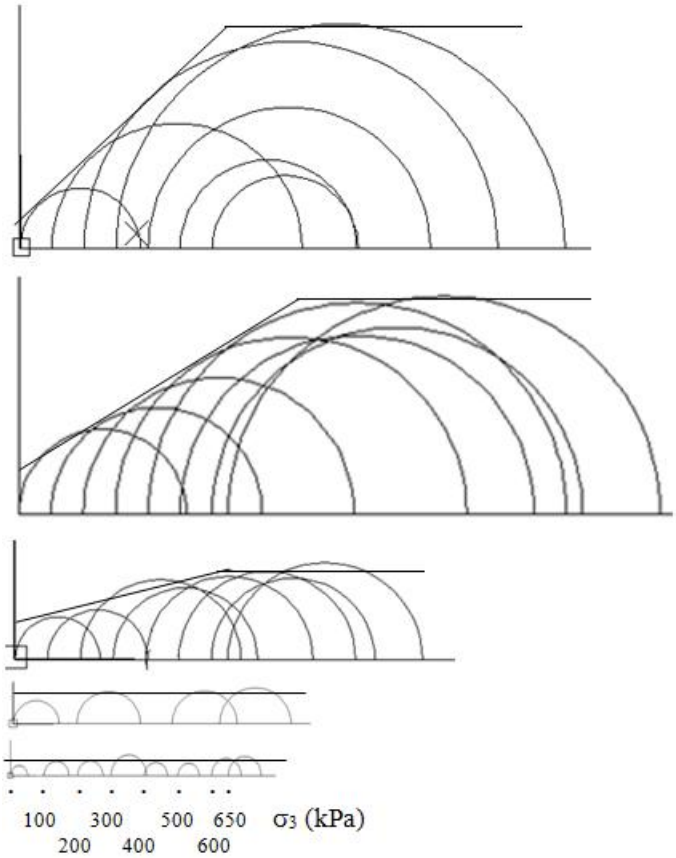
Şekil 4'de doygunluk derecesinin değişimine bağlı olarak deviatör gerilmede meydana gelen değişim sunulmaktadır. Buna göre doygunluk derecesinin düşük olduğu durumlarda çevre basıncının artışıyla deviatör gerilmelerin farkedilir şekilde arttığı, doygunluk durumuna erişilen yüksek çevre basınçlarında ise bu artışın durduğu dikkat çekmektedir. Ayrıca su muhtevasındaki veya doygunluk derecesindeki artışla numunelerin dayanımının düştüğü görülmektedir.



Şekil 4. Doygunluk Derecesi Değişimine Bağlı Olarak Deviatör Gerilmedeki Değişim

Şekil 5'te farklı doygunluk derecesindeki numunelere ait Mohr daireleri ve bunlar değerlendirilerek çizilen kırılma zarfları görülmektedir. Buradan doygunluk öncesi c_u ve ϕ_u değerleri sırasıyla 1. grup için 55 kPa ve 45°, 2. grup için 150 kPa ve 29°, 3. grup için 100 kPa ve 14° civarlarında alınabilir. 4. ve 5. grupta doygunluk dereceleri %97'nin üzerinde olduğu için bunları tam duygun kabul ederek Mohr-Coulomb kırılma zarfını yatay çizmek ve sadece c_u değeri elde etmek uygun olacaktır. Şekil 5'ten görüleceği üzere doygunluk

derecesi arttıkça ϕ_u açısı 0'a doğru düşmektedir. c_u değeri önce artarken sonra düşme eğilimindedir. Buna göre sıkıştırma etkisiyle kayma direnci önce artarken daha sonra düşmeye başlamaktadır.



Şekil 5. Mohr Daireleri ve Kırılma Zarfları

Tablo 1 ve Şekil 5 birlikte değerlendirildiğinde doygun numuneler için ϕ_u değeri vermenin doğru olmadığı, doygun olmayan numunelerde ise elde edilecek ϕ_u değerinin örnek raporda verildiği kadar küçük olamayacağı görülmektedir. Ayrıca Şekil 1'de gösterilen ve bu deneysel çalışmada da karşılaşılan yüksek çevre basıncında daha küçük deviatör gerilme değerlerinin elde edilmesi durumunun yukarıda örneği verilen raporların hemen hiçbirinde bulunmaması da soru işaretleri bulunduran bir durum olarak karşımıza çıkmaktadır.

3. SONUÇLAR

Sıkıştırılarak hazırlanmış bir killi zemin numuneleri üzerinde yapılan serbest basma ve konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli hücre kesme deneyleri sonrasında artan su muhtevası ile kayma dirençlerinin optimum su muhtevası altındaki değerlerde hazırlanmış numunelerde maksimum değerler aldığı, daha sonra giderek düştüğü görülmektedir. Doygunluk derecesinin düşük olduğu su muhtevasında hazırlanmış numunelerde çevre basıncının artışı ile deviatör gerilmenin belirgin şekilde arttığı, yüksek çevre basınçlarında ise numunede doygunluğun sağlanması ile bu artışın yavaşlayıp durduğu ölçülmüştür. Doygunluk derecesi arttıkça çevre basıncının artışı ile elde edilen deviatör gerilme artışı

düşmektedir. Doygunluğa yakın ve doygun durumdaki numunelerde çevre basıncının değerinin değişmesi deviatör gerilmelerde çok büyük değişikliğe neden olmamaktadır. Örnek olarak incelenen UU deneylerinde yukarıda belirtilenlere uymayan şekilde doygun durumdaki numunelerde kayma direnci parametresi olarak c_u yanında ϕ_u değerinin de verildiği görülmektedir. Buna göre ülkemizde yazılan geoteknik raporlarda karşılaşılan UU deney sonucu olarak c_u-ϕ_u değerlerinin verilmesinin sorgulanması gerekmektedir.

KAYNAKLAR

ASTM, (2007). ASTM D 2850-03a, Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils, West Conshohocken, PA.

Geoteknik Rapor, (2010, 2013). Afyon, Sivas ve Diyarbakır İllerinde Hazırlanmış Üç Ayrı Zemin İnceleme Raporu.

Önalp, A., (2007). "Geoteknik Bilgisi-1, Çözümlü Problemlerle Zeminler ve Mekaniği", Birsen Yayınevi.

Skempton, A.W., (1948). "The ϕ_u = 0 Analysis for Stability and Its Theoretical Basis", Second Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Engrg, Vol. 1, 72-77.

TSE, (2000). TS1500 İnşaat Mühendisliğinde Zeminlerin Sınıflandırılması, Ankara.

TSE, (2006). TS1900-2 İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri- Bölüm 2: Mekanik Özelliklerin Tayini, Ankara.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

KİLLİ KUM BİR ZEMİN İLE AHŞAP ELEMANLAR ARASINDAKİ YÜZEY SÜRTÜNMESİ ÜZERİNE BİR ARAŞTIRMA

AN INVESTIGATION ON SKIN FRICTION BETWEEN CLAYEY SAND SOIL AND TIMBER ELEMENTS

H. Suha AKSOY[1] **Mesut GÖR [2]** **Melike YILDIRIM [3]**

ABSTRACT

Pile foundations are used when weight of the building exceed the bearing capasity of the soil for ages. When top soil layer have insufficient bearing capacity pile foundations used for transmit loads to the stiff soil layers. Untill 20th century timber piles used in pile foundations. Timber have enormous life especially in water. Especially seaside historical buildings timber piles don't reach to the stiff soil layers (like at Golden horn). These piles used as friction piles. It is known that in granular soils, friction forces are affected soil type and granulometric distribution.
In this study, effect of fine grained soil on friction are investigated. In order to find out which rate of the fine grained soil caused maximum friction soil samples were prepared by using three different replacement amounts of 20%, 30%, and 40% by weight of sandy soil. By using these soils, friction angles between soil and timber element are determined. All tests are repeated under water and air dry.
According to experimental study, It was seen that increasing of fine grained soil content decreased the friction angle between soil and timber elements. Furthermore, under water friction angles are always smaller than air dry state.

Key Words: Friction, Friction Angle, Timber, Clayey Sand, Shearbox.

ÖZET

Yapı yüklerinin zemin tarafından taşınmasının mümkün olmadığı durumlarda kazıklı temeller yüz yıllardır kullanılmaktadır. Kazıklar genellikle yapı yüklerini üstteki gevşek tabakayı geçerek alttaki sağlam tabakaya aktarmak için kullanılırlar. Son yüzyıla kadar kazık malzemesi olarak ahşap kullanılmaktaydı. Özellikle su içerisinde ahşap kazıkların uzun ömürlü olması büyük bir avantajdır. Deniz kıyısında inşa edilmiş tarihi yapılar incelendiğinde (Haliçtekiler gibi) taşıyıcı kazıkların sağlam zemin tabakalarına ulaşamadıkları ve deniz çökellerinin içerisinde sürtünme kazığı olarak görev yaptıkları

[1] Yrd.Doç.Dr., H.Suha AKSOY, Fırat Üniversitesi, aksoy.suha@gmail.com
[2] Arş.Gör., Mesut GÖR, Fırat Üniversitesi, mesutgor@gmail.com
[3] İnş.Müh., Melike YILDIRIM, Çevre ve Şehircilik Bak. Elazığ İl Müd., melikeyildirim_2010@hotmail.com

görülmektedir. Daneli zeminlerde, kazık yüzeyinde meydana gelen sürtünme kuvvetinin zemin sınıfından ve granülometrisinden etkilendiği bilinmektedir.
Yapılan bu çalışmada kumlu bir zeminin içerisine artan oranlarda (%20, %30, %40) kil katılmış ve elde edilen bu zeminlerle ahşap elemanların yüzeyi arasındaki sürtünme açısı belirlenmiştir. Yapılan deneyler, uygulamada karşılaşıldığı gibi hem kuru ortamda hem de su altında tekrarlanmıştır.
Yapılan laboratuvar çalışması neticesinde zeminlerde kil oranı arttıkça yüzey sürtünme açısının azaldığı belirlenmiştir. Ayrıca su altında tekrarlanan deneylerde de kuru ortamda yapılan deneylere göre daha düşük yüzey sürtünme açıları elde edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Sürtünme, Sürtünme Açısı, Ahşap, Killi Kum, Kesme Kutusu

1. GİRİŞ

Kazıklar, esas olarak, yapı yüklerini zeminin derin tabakalarına taşıtmak amacı ile kullanılan bir derin temel çeşididir. Yapı yüklerini su veya zayıf zemin altındaki sağlam tabakaya aktarmak için kullanılan kazıklara uç kazığı denir. Yapı yükleri, kazık çevresinde meydana gelen zemin sürtünmesi tarafından kısmen veya tamamen taşınıyorsa böyle kazıklar sürtünme kazığı olarak adlandırılır (Uzuner, 2011). Taşıma gücü düşük zeminler üzerine yapılan tarihi yapıların hepsi ve yer altı su seviyesinin altında inşa edilen günümüz temellerinin bazıları ahşap kazıklar kullanılarak desteklenmektedir. Deniz kıyısındaki tarihi yapıların temelleri ahşap kazıklar üzerine oturtulmuştur. Kıyıdan belli bir genişliğe kadar deniz seviyesinde ahşap kazıklar çakılmıştır. Bu çakma işlemi insan gücüyle yapıldığından kazıklar istenen derinliğe kadar indirilememiştir. Kazıklar bir miktar çakılmış açıkta kalan kısımları yüzeye kadar dolgu malzemesi ile doldurulmuştur. Bu durumda ahşap kazıklar sürtünme kazığı olarak çalışmıştır (Toğrol, 2003).

Ahşap kazıklar düşük maliyetleri, su içindeki uzun ömürleri ve kaba daneli zeminlerde yüksek sürtünmeleri nedeniyle günümüzde de tercih edilmektedirler (Bowles, 1997).

Potyondy (1961) yaptığı çalışmada pürüzsüz çelik, pürüzlü çelik, ahşap eleman, pürüzlü beton ve pürüzsüz beton yüzeylerinin farklı üç farklı zemin sınıfıyla (kum, kaya unu ve kil) olan sürtünmesini incelemiştir. Yazar sürtünme kuvvetinin, zeminin granülometrisinin, su muhtevasının, normal gerilmenin, kazık malzemesinin ve yüzey pürüzlülüğünün bir fonksiyonu olduğunu belirtmiştir. Yüzey sürtünme açısının zemin içsel sürtünme açısı ile oranının (δ/ϕ) 0.79 – 1.00 arasında değiştiğini belirlemiştir. En yüksek δ/ϕ oranı kaya ununda (silt) elde edilmiştir.

Silberman (1961) üst başlığını kazıklarda kullanılan çelik ile değiştirdiği kesme kutusu deney sistemi ile deneyler yapmıştır. Kullanılan kumun en gevşek ve en sıkı haldeki içsel sürtünme açıları 28° ve 33° dir. Ancak bu en sıkı ve en gevşek haldeki durumlarda ölçülen yüzey sürtünme açısı eşit olarak elde edilmiştir. Bu durum Broms (1963) ve Acar vd (1982) yaptıkları çalışmalarda da doğrulanmış ve δ/ϕ oranının zeminin boşluk oranından (dolayısı ile relatif sıkılıktan) bağımsız olduğunu belirlenmiştir.

Tan vd (2008) çelik yüzeylerle kil arasındaki sürtünmeyi inceledikleri çalışmalarında; yüzey pürüzlülüğünün sürtünme kuvvetini etkileyen en önemli faktör olduğunu belirlemişlerdir. Bununla beraber ölçülen kohezyonun yüzey pürüzlülüğünden etkilenmediğini ve sabit kaldığını belirtmişlerdir.

Gireesha ve Muthukkumaran (2011) yaptıkları çalışmada farklı relatif sıkılıkta hazırlanmış kum zeminlerin ahşap, çelik ve beton malzemeleri ile arayüz sürtünmelerini incelemişlerdir. Relatif sıkılık arttıkça arayüz sürtünme açısının arttığını belirlemişlerdir.

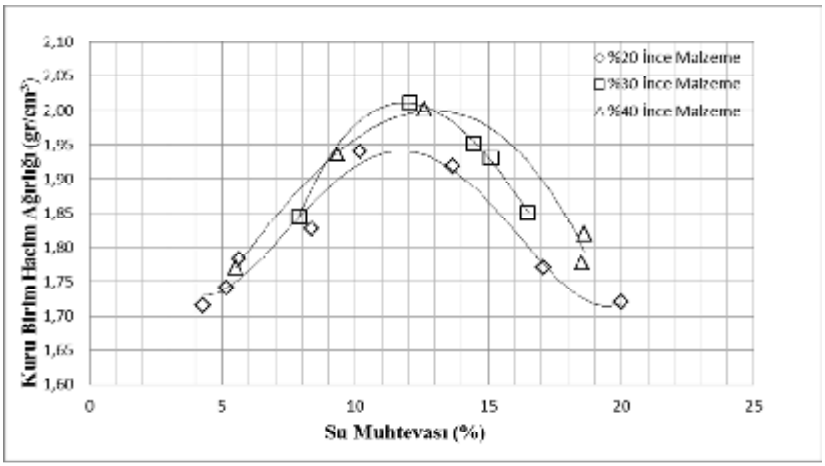
Çelik ve ahşaba göre beton malzeme kullanılarak elde edilen arayüz sürtünme açısının daha yüksek olduğunu tespit etmişlerdir.

Bu çalışmada literatüre bakılarak (Silberman, 1961 vs) kullanılan zeminlerin içsel sürtünme açılarının belirlenmesine gerek duyulmamıştır. Bunun yerine kullanılan ince daneli zemin yüzdesi ile yüzey sürtünme açısı (δ) değeri arasında bir ilişki olup olmadığı araştırılmıştır. Yapılan deneyler neticesinde elde edilen sonuçlardan yola çıkılarak ince daneli zemin oranı ile yüzey sürtünmesinin değişimi tablolar ve grafikler halinde verilmiştir.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

Deneysel çalışmalarda Elazığ ilinden temin edilen dere kumu ve yine Elazığ şehir merkezinden alınan killi zemin kullanılmıştır. Kumlu zemin elenerek 8 no'lu ve 16 no'lu elek (1.19 - 2.38 mm) arasında kalan zemin kullanılmıştır. İnce daneli zemin 200 nolu elekten elenerek alta geçen kısmı kullanılmıştır. İnce daneli zemin üzerinde ASTM D4318'e gore Atterberg deneyleri yapılmış ve likit limit %49, plastik limit %26 ve plastisite indisi %23 bulunmuştur. Bu değerlerden yola çıkarak ince daneli malzemenin, ASTM D2487 standardına gore CL (düşük plastisiteli kil) olduğu belirlenmiştir.

Kum zemine, ince daneli zemin ağırlıkça %20, %30 ve %40 oranlarında katılarak elde edilen yeni karışımlar üzerinde ASTM D698-07E1'e göre standart Proctor deneyleri yapılmıştır. Karışımların optimum su muhtevası – kuru birim hacim ağırlık değerleri Şekil2.1.'de görülmektedir. Elde edilen optimum su muhtevası değerleri Tablo 2.1.'de özetlenmiştir.

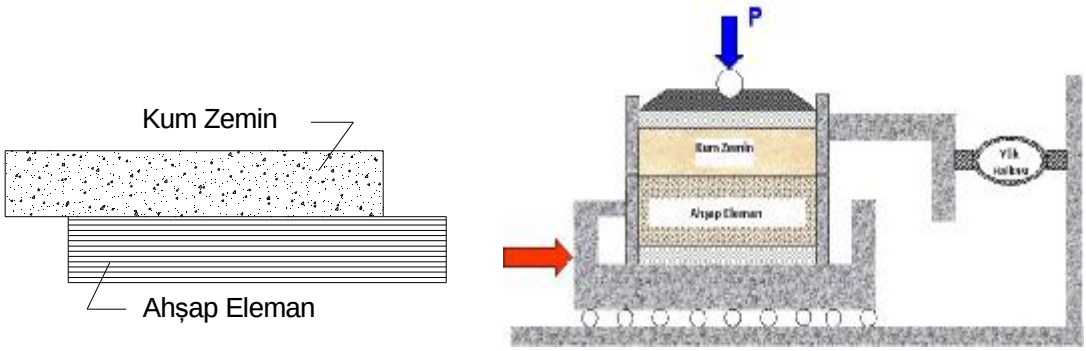


Şekil 2.1. Kum Kil Karışımları için Proctor Deneyi Grafikleri

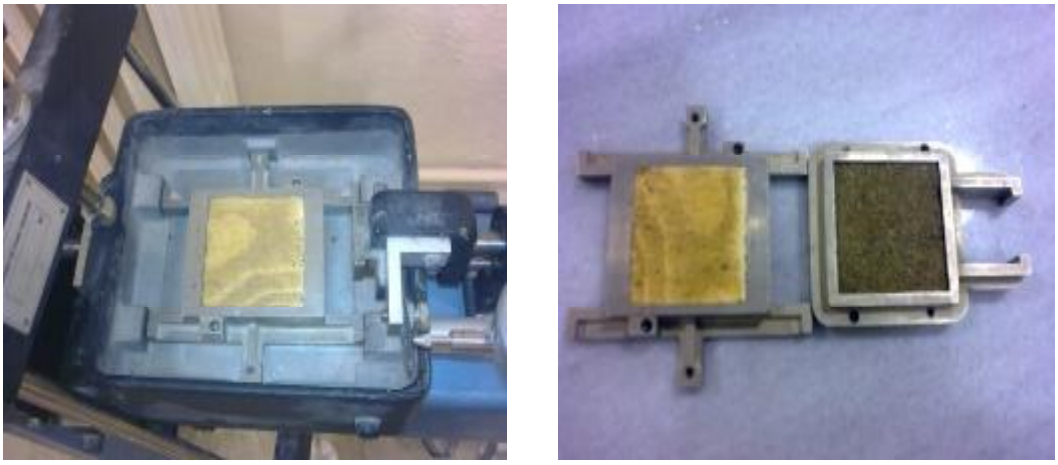
Tablo 2.1. Proctor Deneyleri Sonucunda Elde Edilen Optimum Su Muhtevası Değerleri

Kil oranı	Optimum su muhtevası
%20	%11.5
%30	%12.0
%40	%13.0

Kesme kutusu deney aletinin alt yarısını tam olarak dolduracak biçimde hazırlanan ahşap (çam) parça Şekil 2.2.'de görüldüğü gibi kesme kutusunun alt yarısınına yerleştirilerek kullanılmıştır. Kullanılan ahşap elemanın lif yönü kesme kutusunun hareket yönüne paralel olacak şekilde seçilmiştir (Şekil 2.3.). Her bir karışım için optimum su muhtevasında ve Proctor sıkılığında hazırlanmış numunelerden kesme kutusu deney numuneleri alınmış ve kesme kutusu üst yarısına yerleştirilmiştir.



Şekil 2.2. Kesme Kutusu Deney Sistemi



Şekil 2.3. Kesme Kutusu Deney Sistemine Ahşap Elemanın Yerleştirilmesi

2.1. Kesme Kutusu Deneyleri

Hazırlanan %20, %30 ve %40 oranında ince daneli zemin içeren karışımlar ve ahşap eleman üzerinde kesme kutusu deneyleri yapılarak zemin ile ahşap arasındaki sürtünme açıları belirlenmeye çalışılmıştır. Bilindiği gibi ahşap kazıklar genellikle yer altı su seviyesinin altında uzun servis ömürlerinden dolayı tercih edildiğinden bu olayı modelleyebilmek için kesme deneyleri hem kuru ortamda hem de su içerisinde yapılmıştır. Yapılan kesme kutusu deneylerinde sırasıyla 24.5kg (0.68kg/cm^2), 44.5kg (1.24kg/cm^2) ve 64.5kg (1.79kg/cm^2) düşey normal kuvvet (gerilme) uygulanmıştır. Kumlu zeminlerde konsolidasyonun hızlı olacağı bilindiğinden deneylerde yükleme yapılır yapılmaz konsolidasyonun gerçekleştiği kabul edilmiştir. Ayrıca kazık, killi kum zemine yerleştirilir yerleştirilmez sürtünmenin yenilmesi gerçekleşeceğinden dolayı zeminin konsolidasyonu için beklenmesine gerek olmadığı düşünülmüştür. Kesme kutusu deney sonuçları Tablo 2.2. ve Tablo 2.3.'te özetlenmiştir. Şekil 2.4.'te deneylerden elde edilen kırılma zarfları

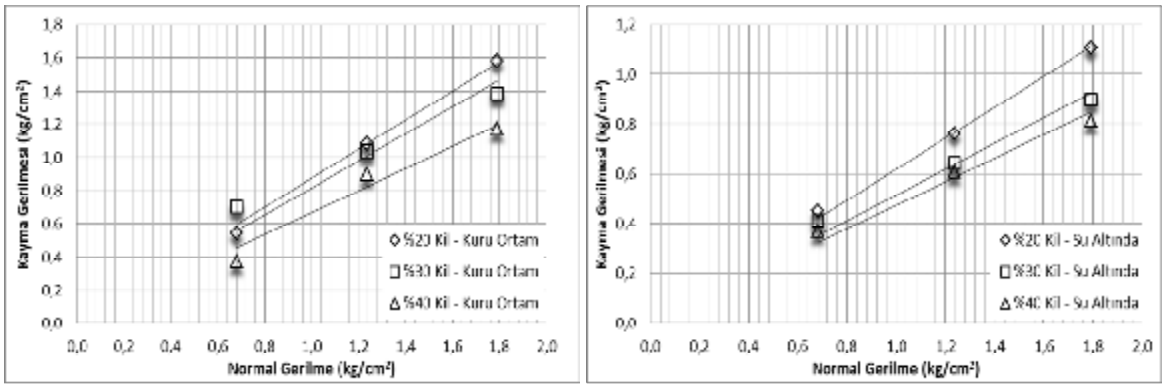
görülmektedir. Şekil 2.5.'te ise kuru ve su altındaki durumlar için ince daneli zemin oranı ile yüzey sürtünme açısının değişimi görülmektedir.

Tablo 2.2. Kuru Ortamda Değişen Kil Miktarı ile Yüzey Sürtünmesi Açısı Değişimi

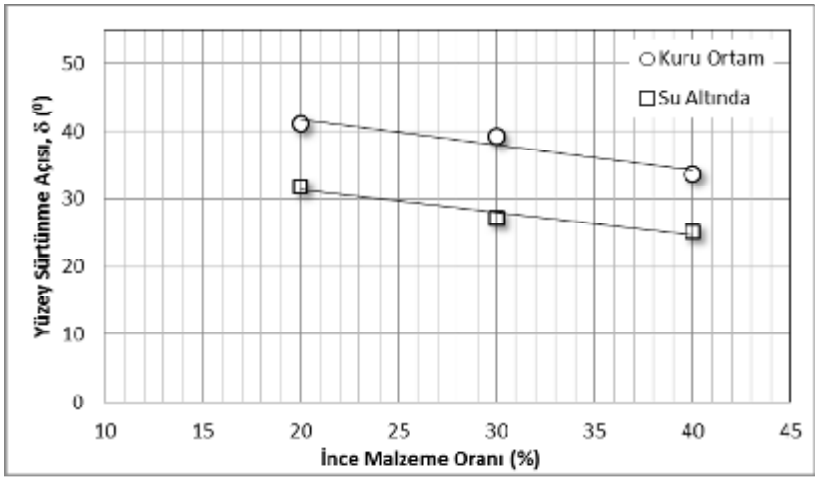
Kil oranı (%)	**Yüzey sürtünme açısı,**d **(°)**
20	41.0
30	39.0
40	34.0

Tablo 2.3. Su İçerisinde Değişen Kil Miktarı ile Yüzey Sürtünmesi Açısı Değişimi

Kil oranı (%)	**Yüzey sürtünme açısı,**d **(°)**
20	32.0
30	27.0
40	25.0



Şekil 2.4. Deneylerden Elde Edilen Kırılma Zarfları



Şekil 2.5. İnce Daneli Zemin Oranı ile Yüzey Sürtünme Açısının (δ) Değişimi

3.SONUÇLAR

Deneyler sonucunda elde edilen veriler ve grafiklerden de anlaşılabileceği gibi gerek kuru ortamda gerekse su içerisindeki numunelerde kil oranı artıkça yüzeyler arası sürtünme açısı (δ) değeri azalmaktadır.

Kil oranı az iken kum daneleri arasındaki boşlukların fazlalığı sebebiyle ahşap yüzeyi ve bu boşluklu zemin arasında sürtünme değeri daha büyük olmaktadır. Kil oranı arttıkça kum içindeki boşluklar dolmaktadır. Boşlukların azalması sebebi ile zemin yüzeyindeki pürüzlülük de azalmaktadır. Yüzey daha pürüzsüz hale geldiği için yüzey sürtünme açısı da azalmaktadır.

Kil oranının artması gibi, ortamın kuru veya su altında olması da sürtünme miktarını etkilemektedir. Su altında, suyun kayganlaştırıcı etkisi nedeniyle yüzey sürtünme açısı değerleri çok daha düşük olarak elde edilmiştir.

Grafiklerden yola çıkılarak özellikle dere kumu gibi doğal oluşmuş kum malzemesinin içerisindeki ince daneli malzeme oranından yüzey sürtünme açısının tahmin edilebileceği görülmüştür. İlerde yapılacak çalışmalarda ahşap yerine farklı yapı malzemeleri kullanılarak veya kırmataş gibi zeminler kullanılarak daha genel ilişkiler elde edilebilir.

KAYNAKLAR

Acar, Y. B., Durgunoğlu, H. T., and Turnay, M. T. (1982), “Interface Properties of Sand” Journal of the Geotechnical Division, ASCE, 108(4): 648–654.

Bowles, J. (1997), “Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill”, New York, NY, USA, 5th Edition.

Broms, B. B. (1963), “Discussion on Bearing Capacityof Piles in Cohesionless Soils” Journal of the Soil Mechanics Division, ASCE, 89(6), pp: 125–126.

Gireesha N. T, Muthukkumaran K. (2011), “Study on Soil Structure Interface Strength Property”, Int. J. Earth Sciences and Engineering, V:04, No:06, pp: 89-93.

Potyondy J.G., (1961), “Skin Friction Between Various Soils and Construction Materials”, Géotechnique, Vol: 11, Issue:4 , Pages: 339 –353.

Silberman, J. O. (1961), “Some Factors Affecting the Frictional Resistance of Piles Driven in Cohesionless Soils”, Thesis Presented to Cornell University, Ithaca, NY, in Partial Fulfillment of Requirements for the Degree of Master of Science.

Tan, W.H., C.Y. Lee and T. Sivadass. (2008), “Behaviour of Clay-Steel Interfaces”, International Conference on Construction and Building Technology. pp: 11-20

Toğrol E. (2003), “Kazıklı Temeller”, Birsen Yayınevi İstanbul.

Uzuner, B.A. (2011), “Temel Mühendisliğine Giriş ”, Derya Kitabevi, Trabzon.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

İNCE DANE ORANININ ZEMİNLERİN KOMPAKSİYON DAVRANIŞINA ETKİSİ

EFFECT OF FINE CONTENT RATIO ON COMPACTION BEHAVIOR OF SOILS

Fatih IŞIK[1] **Gürkan ÖZDEN[2]**

ABSTRACT

The effect of fine content on compaction behavior is observed during the testing program. This behavior is also captured by means of computed tomography imaging technique. It is found that both maximum dry unit weight and optimum water content of the compacted soil mixtures exhibit a transitional behavior nearby a transition fine content. Prior to the transition zone, soils behave like a sand or gravel and beyond this zone fine matrix governs soil behavior.

Key words: Soil compaction, fine content, computed tomography

ÖZET

İnce dane oranının kompaksiyon davranışına etkisi deneysel çalışma ile ortaya konmuştur. Bu davranış ayrıca bilgisayarlı tomografi tekniği kullanılarak da elde edilmiştir. Sıkıştırılmış zemin karışımlarının maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su içeriğinin belirli bir ince dane oranında geçiş davranışı gösterdiği bulunmuştur. Geçiş zonunundan önce, zeminler kum veya çakıl gibi davranırken bu zonun üstünde ise ince zemin daneleri zemin davranışını kontrol etmektedir.

Anahtar kelimeler: Zeminlerin sıkıştırılması, ince dane oranı, bilgisayarlı tomografi

1. GİRİŞ

İnce dane oranının (IDO) zeminlerin mühendislik özelliklerine etkisi ile ilgili çalışmalarda ince daneli zeminlerden iri daneli zeminlere geçiş, daneler arası boşluk oranı kavramı ile açıklanmaya çalışılmıştır (Thevanayagam, 1998; Thevanayagam, 2007(a), 2007(b); Monkul ve Özden, 2007). Bu çalışmalarda plastik özellik göstermeyen ince daneler için %20 ile %30 aralığında, killi zeminler için ise %20'den daha az olan bir geçiş zonunun bulunduğu belirtilmektedir. Yapılan çalışmalarda, geçiş zonunun altında zeminlerin kum veya çakıl gibi davrandığı, geçiş zonunun ötesinde ise ince matriksin zeminlerin

[1] Yrd. Doç. Dr., Atatürk Üniversitesi, faith.isik@atauni.edu.tr
[2] Prof. Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi, gurkan.ozden@deu.edu.tr

davranışını kontrol ettiği bulugulanmıştır. Benzer şekilde, çakıllı ve kumlu zeminlerin kompaksiyon davranışını etkileyen bir geçiş zonunun olabileceği düşünülmüştür. Bazı araştırmacılar IDO'nun kompaksiyon davranışına etkisini araştırmıştır (Howell vd, 1997; Arvelo, 2004). Fakat, bu çalışmalarda genellikle ince daneli zeminlerle ilgilenilmiştir. Ören (2007) yapmış olduğu çalışmada, sıkıştırılmış bentonit-granüler zeolit karışımlarının farklı sıkıştırma enerjileri altında benzer geçişsel özellik gösterdiğini bulgulamıştır. Ören (2007) %20 bentonit içeriğine kadar maksimum kuru birim hacim ağırlığın (γ_{kmaks}) arttığını ve bu noktadan sonra bentonit artışıyla γ_{kmaks}'ın azaldığını ve benzer fakat ters bir ilişkinin de optimum su içeriği (ω_{opt}) için geçerli olduğunu göstermiştir.

Genel olarak bilindiği üzere, zeminlerde ince dane oranındaki artış çoğunlukla γ_{kmaks}'ın düşmesine ve ω_{opt}'mun ise artmasına neden olmaktadır. Ancak, bu çalışma kapsamında yapılan kompaksiyon deney sonuçlarına bakıldığında, %12 ince dane oranına kadar γ_{kmaks}'ın arttığı ve bu geçiş noktasından sonra ise IDO'nun artışıyla γ_{kmaks}'ın azaldığı bulunmuştur. Benzer fakat ters bir ilişki ise ω_{opt} için bulunmuştur. %12 ince dane oranına kadar ω_{opt} azalmış ve %12 IDO'dan sonra artmaya başlamıştır.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

Çakıl, kum ve kil malzemeler farklı oranlarda karıştırılarak zemin karışımı hazırlanmıştır. Karışımlarda kullanılan çakıl, taş ocağı malzemesi olup Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne (USCS) göre kötü derecelenmiş çakıl (GP) sınıfına girmektedir. Kum malzeme, dere kumu olup USCS'ye göre iyi derecelenmiş kum (SW) sınıfına dahildir. Kil ise Manisa/Salihli yöresinden alınmış olup likit limiti %58 ve plastik limiti %27'dir. Kil malzeme USCS'ye göre yüksek plastisiteli kil (CH) sınıfına girmektedir. Elde edilen zemin karışımları, USCS'ye göre GW'dan CH'a kadar geniş bir aralıkta yer almaktadır.

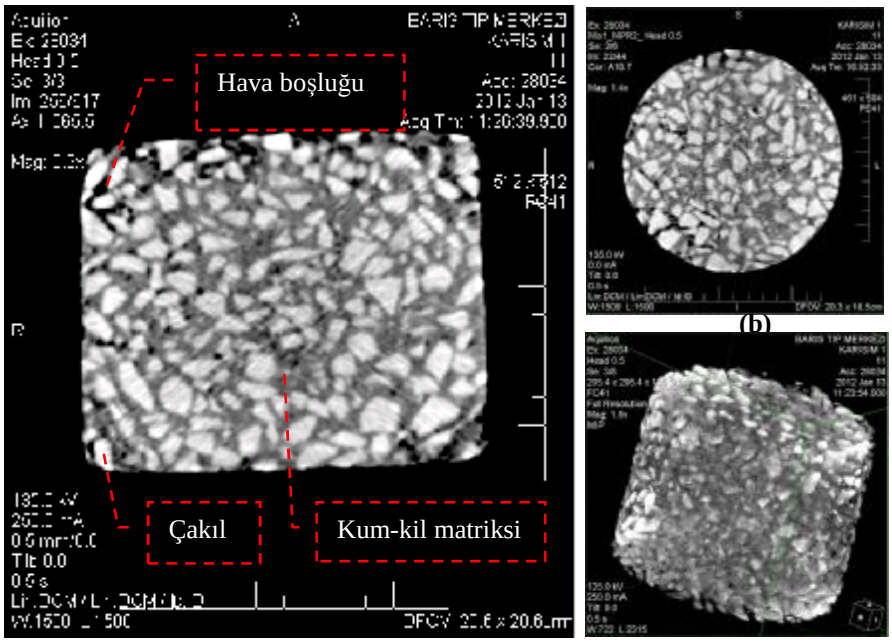
Belirlenen oranlarda çakıl, kum ve kil malzemeler kuru halde karıştırılmış ve mütekiben su ilave edilip tekrar karıştırılmıştır. Zemin karışımları plastik kaplar içerisinde 24 saat bekletilmiştir. Daha sonra bu zemin karışımları otomatik kompaktör yardımı ile standart Proctor enerjisi altında sıkıştırılmıştır.

Ayrıca, ince danenin kompaksiyon davranışına etkisini incelemek amacıyla geçişsel özellik gösteren 13 adet zemin örneği belirlenmiş ve bu örnekler kendi standart Proctor optimum su içeriklerinde sıkıştırılmıştır. Kompakte edilen örnekler streç film ile kaplanmış ve bilgisayarlı tomografi (BT) tekniği kullanılarak görüntüleri elde edilmiştir. Hazırlanmış olan 13 zemin örneğinin karışım oranları ve standart Proctor kompaksiyon değerleri Tablo 1'de özetlenmiştir.

Tablo 1. BT görüntülerinde kullanılan zemin örneklerinin karışım oranları

Grup #	Zemin Örneği	Çakıl (%)	Kum (%)	Kil (%)	Standart Proctor	
					g_{kmaks} (kN/m^3)	w_{opt} (%)
Grup-1	#1	55	40	5	21.11	8.82
	#2	55	38	7	21.25	7.33
	#3	55	33	12	21.43	7.80
	#4	55	28	17	20.53	10.04
	#5	55	20	25	20.41	8.40
	#6	55	15	30	19.52	10.96
Grup-2	#7	95	0	5	17.34	7.23
	#8	93	0	7	17.33	7.30
	#9	88	0	12	18.12	6.45
	#10	83	0	17	19.35	12.58
	#11	75	0	25	19.28	12.29
	#12	70	0	30	19.10	11.91
	#13	55	0	45	19.24	12.30

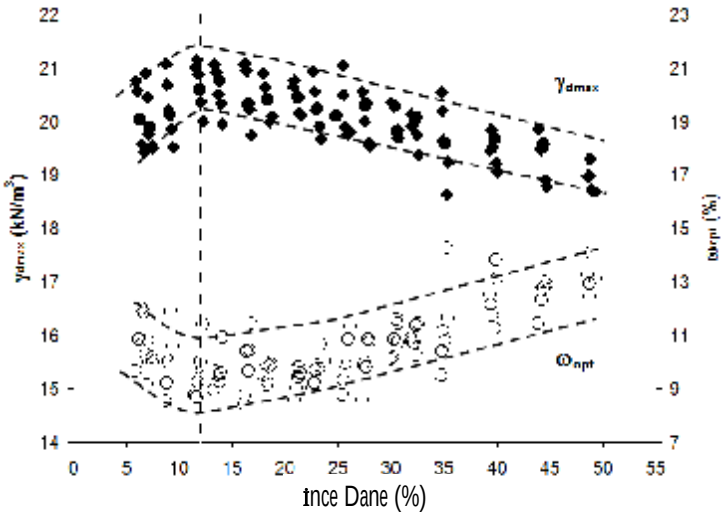
BT tekniği, sıkıştırılan örneklerin boşluk yapıları da dahil olmak üzere dane dağılımının görüntülenmesinde kullanılmıştır. BT aleti 1 mm kalınlıkta “dilim” adı verilen görüntüler alabilmektedir. Herbir zemin örneğinin tüm dilimleri DICOM tabanlı bir bilgisayar programı kullanılarak görüntülenmiştir. Şekil 1’de sıkıştırılmış zemin örneğinin (a) dilim görüntüsü, (b) plan görüntüsü ve (c) 3D görüntüsü verilmiştir. Şekil 1’de görüleceği gibi, çakıllar “beyaz” görünürken, hava boşlukları “siyah” olarak görünmektedir. “Gri” ton ise kum-kil matriksini temsil etmektedir.



Şekil 1. Zemin örneğinin BT görüntüsü (Işık 2012)

3. SONUÇLAR

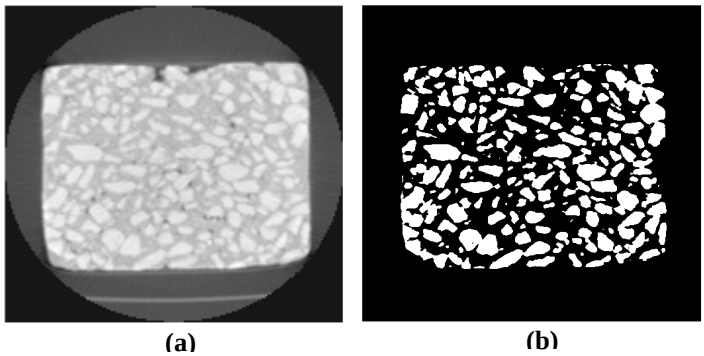
Bilindiği üzere, zemin içindeki ince dane oranının (IDO) artışı γ_{kmaks}'ın düşmesine ve ω_{opt}'mun ise artmasına neden olmaktadır. Ancak, bu çalışma kapsamında sıkıştırılan zemin karışımlarının standart Proctor kompaksiyon değerlerine bakıldığında, %12 ince dane oranına kadar γ_{kmaks}'ın arttığı ve bu geçiş noktasından sonra ise IDO'nun artışıyla γ_{kmaks}'ın azaldığı bulunmuştur. Benzer, fakat ters bir ilişki ise ω_{opt} için geçerlidir. %12 ince dane oranına kadar ω_{opt} azalmış ve %12 IDO'dan sonra artmaya başlamıştır (Şekil 2). Bu geçiş noktasından önce zemin karışımları çakıl veya kum gibi davranırken, %12'den sonra kil kompaksiyon davranışına hakim olmaktadır.



Şekil 2. İnce dane oranının γ_{kmaks} ve ω_{opt} ile ilişkisi (Işık 2012)

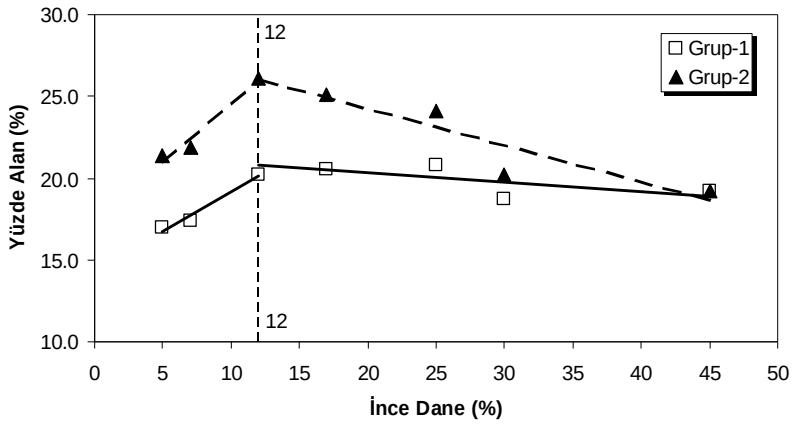
BT görüntüleri, Matlab bilgisayar programında görüntü işleme tekniği kullanılarak sayısallaştırılmıştır. Bu amaçla, herbir zemin örneğinin merkez dilim görüntüsü Matlab'te ikili görüntüye çevrilmiştir (Şekil 3). İkili görüntü kullanılarak "toplam çakıl alanı" ve "toplam dilim alanı" değerleri hesaplanmıştır. Bu iki değer kullanılarak "yüzde alan" (Denklem 1) belirlenmiştir.

$$\text{Yüzde Alan} = \frac{\text{Toplam Çakıl Alanı}}{\text{Toplam Dilim Alanı}} \times 100 \qquad \text{(Denklem 1)}$$



Şekil 3. Görüntü işleme analizinden (a) önceki ve (b) sonraki BT görüntüsü (Işık 2012)

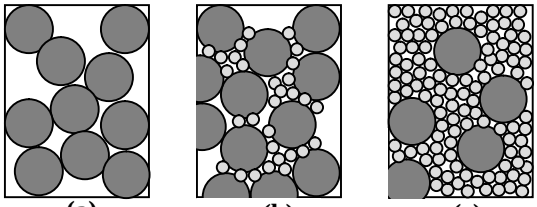
Şekil 4’te görüleceği gibi, her iki grup için de hesaplanan yüzde alan değeri %12 ince dane oranına kadar artmakta ve bu noktadan sonra azalmaya başlamaktadır. Görüntü işleme tekniği ile bulunan bu değer, deneysel olarak bulunan geçiş değeri ile aynıdır.



Şekil 4. İnce dane oranı ile yüzde alan arasındaki ilişki (Işık 2012)

Deneysel olarak ve görüntü işleme tekniği kullanılarak elde edilen bulgular ışığında, zeminlerin kompaksiyon davranışının ince dane oranına bağlı olarak değişiklik gösterdiği belirlenmiştir. Belirli bir ince dane oranına (geçiş ince dane oranı) kadar γ_{kmaks}’ın arttığı ve bu geçiş ince dane oranından sonra ise γ_{kmaks}’ın azaldığı bulunmuştur. Benzer fakat ters bir ilişki ise ω_{opt} için geçerli olduğu bulunmuştur. Bu çalışmada kullanılan zeminler için geçiş ince dane oranı %12 olarak belirlenmiştir. Belirtmekte yarar vardır ki, kompaksiyon davranışındaki geçiş ince dane oranı USCS ile paralellik göstermektedir.

İnce dane oranına bağlı olarak zeminlerin kompaksiyon davranışının değişimi Şekil 5’te açıklanmıştır. İnce dane içermeyen kaba daneli zeminler sıkıştırıldığında, daneler arası kilitlenme etkisi sonucu bu tip zeminler yeteri kadar sıkıştırılamamaktadır (Şekil 5.a). Buna karşın ince dane içeren kaba daneli zeminlerde ise kilitlenme etkisi azaldığından daha iyi kompakte edilebilmektedir (Şekil 5.b). Ayrıca, kaba daneler arasındaki boşluklar ince daneler tarafından doldurulduğundan daha yüksek birim hacim ağırlıklar elde edilmektedir. Bu durum geçiş ince dane oranına kadar devam etmekte ve bu noktadan sonra ince daneler zemin davranışına hakim olmaktadır (Şekil 5.c). Farklı zemin türleri için geçiş ince dane oranı araştırılmalıdır.



(a) **(b)** **(c)**

Şekil 5. İnce dane oranının zeminlerin kompaksiyon davranışına etkisi

KAYNAKLAR

Arvelo Guerrero, A. M. (2004). Effects of the soil properties on the maximum dry density obtained from the standard proctor test. MS thesis, University of Central Florida.

Howell, J.L., Shackelford, C.D., Amer, N.H., & Stern, R.T. (1997). "Compaction of sand-processed clay soil mixtures" Geotech. Test. J., 20(4), 443-458.

Işık, F. (2012). Estimating compaction characteristics of engineering fill materials based on soil index parameters using artificial neural networks. Ph.D thesis, Dokuz Eylül University.

Monkul, M. M., & Özden, G. (2007). Compressional behavior clayey sand and transition fines content". Eng. Geology., Vol.89, 195-205.

Ören, A. H. (2007). Engineering investigation of zeolite-bentonite mixtures for landfill liner applications. Ph.D thesis, Dokuz Eylül Universty.

Thevanayagam, S. (1998). "Effect of fines on confining stress on undrained shear strength of silty sands". J.Geotech. & Geoenvir. Eng., ASCE, 124(6), 479-491

Thevanayagam, S. (2007a). "Intergrain contant density indices for granular mixes – i: framework". Earthquake Eng. & Eng.Vibration, Vol.6, No.2, 123-134.

Thevanayagam, S. (2007b). "Intergrain contant density indices for granular mixes – ii: liquefaction resistance". Earthquake Eng. & Eng.Vibration, Vol.6, No.2,135-146.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

GAZİANTEP KİLLERİNİN DİSPERSİBİLİTE ÖZELLİĞİNİN BELİRLENMESİ

DISPERSIBILITY TESTS ON GAZİANTEP CLAYS

Mateusz WISZNIEWSKI[1] Ali Fırat ÇABALAR [2]

ABSTRACT

This study presents the results of pinhole, crumb, and double hydrometer tests, which are effectively used for identifying dispersive clays. Identifying dispersive clays plays a significant role in determining soil failures caused by internal erosion. Experimental studies were carried out on the clays obtained from Gaziantep. The results showed that the specimens tested were not dispersive.
Keywords: Gaziantep clay, dispersibility

ÖZET

Bu çalışmada, dispersif killerin tanımlanmasında etkin olarak kullanılan iğne deliği, dağılma, ve çifte hidrometre deney sonuçları sunulmaktadır. Zeminlerin dispersif özelliğinin belirlenmesi içsel erozyondan kaynaklanan göçmelerin tanımlanmasında önemli bir rol oynamaktadır. Deneysel çalışmalar, Gaziantep'in farklı bölgelerinden alınan kil örnekleri üzerinde yapılmıştır. Yapılan deneysel çalışmalarda, Gaziantep killerinin dispersif olmadığı tespit edilmiştir.
Anahtar kelimeler: Gaziantep kili, dispersibilite

1. GİRİŞ

Durgun ya da yavaş hareket eden su ile temas ettiğinde kolayca erozyona uğrayabilen, boşluk suyundaki çözünmüş sodyum iyonu yüzdesi nispeten daha yüksek olan killer, dispersif (dağılan) olarak tanımlanmaktadır. Bu tür killer, özellikle dolgu baraj seddelerinde içsel erozyona neden olabilmektedir. Yapılan çalışmalar göstermiştir ki; dağılan killerin özelliklerinin belirlenmesinde özgül ağırlık, kıvam limitleri, ve tane dağılımı gibi sıkça kullanılan laboratuar deneyleri yeterli olmamaktadır. Dağılan killer için fiziksel ve kimyasal deney metodları geliştirilmiştir (Tosun, 1997; Tosun ve Savaş, 2001; Tosun, 2004; Dixit ve Gupta, 2011).

[1] Y. Lisans Öğrencisi, Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü
[2] Doç. Dr., Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, cabalar@gantep.edu.tr

İğne deliği deneyi, kil zeminlerin dispersibilite özelliğinin belirlenmesi için kullanılan fiziksel metodlardan biridir. Deneyde, zemin numunesi içerisindeki 1 mm çapındaki delikten geçen suyun bulanıklığı gözlenerek, farklı hidrolik yükler altında delikten boşalan suyun debisi ölçülür. Ulaşılan verilere göre zeminler, dispersibilete yönünden üç ana gruba (dispersif, ara zemin, dispersif değil) ayrılmaktadır (Acciardi, 1982, USBR 5410-89).

1960'larda geliştirilen dağılma deneyi dispersibilite özelliklerinin belirlenmesinde kullanılan diğer bir deney olarak bilinmektedir. Bu deneyde her kenarı 15 mm olan kübik ya da hacmi buna eşit bir zemin numunesi hazırlanarak 250 ml su dolu cam beher içerisine yerleştirilir. Malzemedeki kolloidal kil parçacıklarının suyun içerisinde süspansiyon durumu yaklaşık 10 dakika süreyle gözlenir ve rapor edilir (USBR 5400-89).

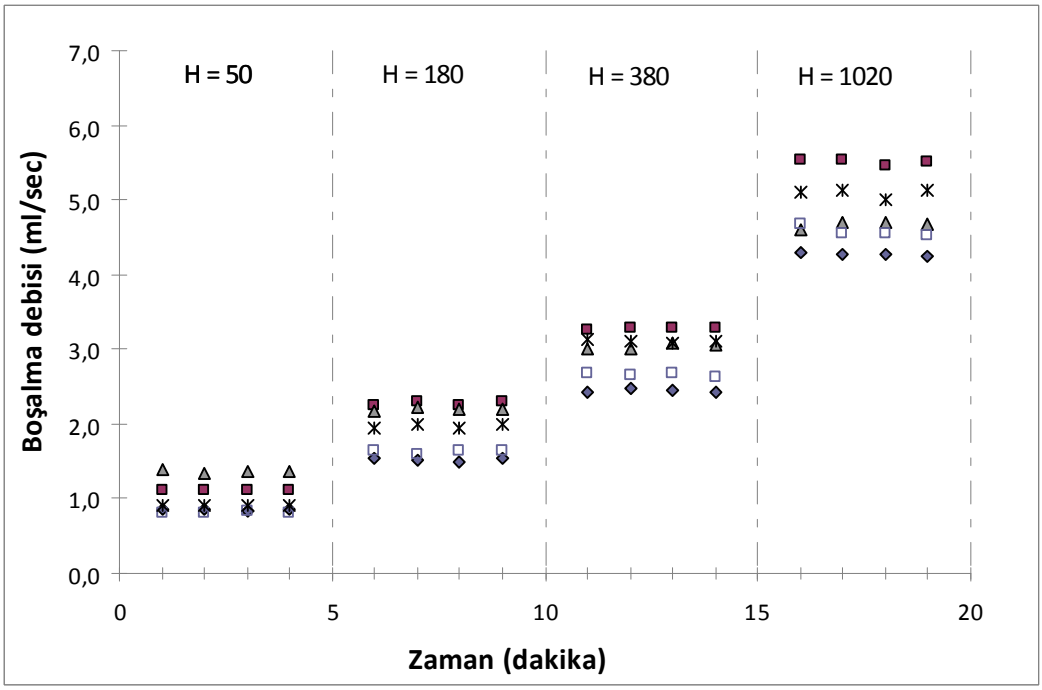
Çifte hidrometre deneyi, dispersibilite özelliklerinin tespitinde kullanılan diğer bir deneydir. Öncelikle, mekanik karıştırıcı ve kimyasal ayırıştırıcı kullanılmadan standart hidrometre deneyi yapılır. Daha sonra, mekanik karıştırıcı ve kimyasal ayırıştırıcı kullanılarak aynı deney tekrarlanır. Her iki deney sonucu elde edilen dane dağılımı eğrileri çizilerek 0.005 mm'den daha küçük olan danelerin birinci deneydeki yüzdesi, ikinci deneydeki yüzdesine oranlanarak dispersiyon yüzdesi tespit edilir. Dispersiyon yüzdesi %50'den fazla ise malzeme 'dispersif', %30- %50 arasında ise 'ara zemin', %30'dan az ise 'dispersif değil' olarak adlandırılır (USBR 5405-89).

Gaziantep'teki killerin dispersif özelliklerinin belirlenmesi, bölgede yapılması planlanan çeşitli toprak dolgu barajlar için maliyetlerin tahmininde hızlı ve ekonomik olarak karar verilmesini sağlayacaktır. Bu nedenle, burda sunulan çalışmada Gaziantep'in farklı bölgelerinden alınan zemin örnekleri üzerinde yapılan iğne deliği, dağılma, ve çifte hidrometre deneyleri sunulmaktadır.

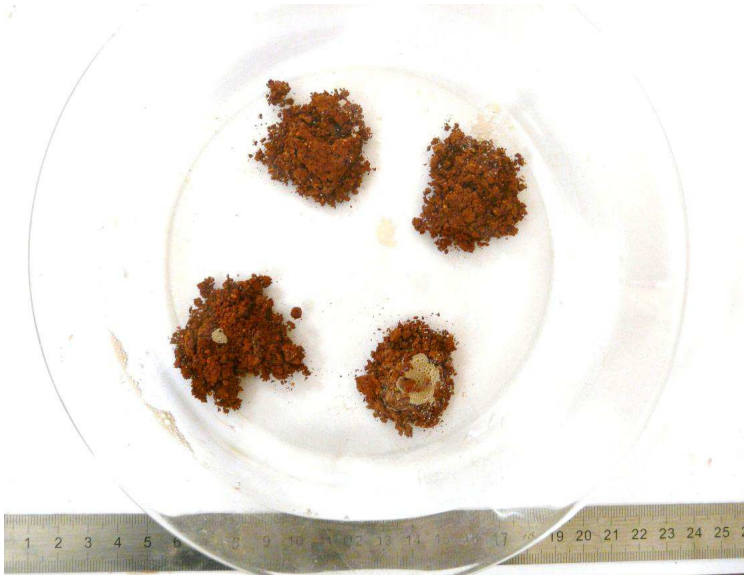
2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Killerin dağılma özelliğinin belirlenmesinde kullanılan en etkili yöntem olarak iğne deliği deneyi kabul edilmektedir. Burada sunulan deneysel çalışmada, öncelikle kil zeminler optimum su muhtevasında sıkıştırılarak maksimum kuru birim hacimdeki örnekler elde edilmiştir. İlgili standart yöntemine göre örnek içerisine açılan 1 mm çapındaki delikten farklı hidrolik yükler altında geçen suyun miktarı ölçülerek, bulanıklığı değerlendirilmiştir (ASTM, 1998). Beş farklı numune 50, 180, 380, ve 1020 mm'lik hidrolik yükler altında test edilmiştir. Bulanıklık, tüm deneylerde, berrak olarak tespit edilmiştir. Elde edilen deney sonuçlarına göre test edilen numuneler dispersif olmayan kil örnekleri olarak değerlendirilmiştir (Şekil 1).

Doğal su içeriğinde hazırlanmış zemin örnekleri ile saf su arasında oluşan reaksiyonun nitel olarak değerlendirildiği dağılma deneyi sonuçlarından da aynı sonuca ulaşılmıştır. Bir kenarı 15 mm olan kübik bir kil örneği su dolu bir cam kap içerisine batırıldıktan sonra, kil parçacıklarının ayrılıp ayrılmadığı gözlemlendi. Şekil 2'de görüldüğü gibi, sudaki bulanıklık yok denecek kadar az olduğu için zemin örnekleri 'dispersif değil' olarak tanımlanmıştır.

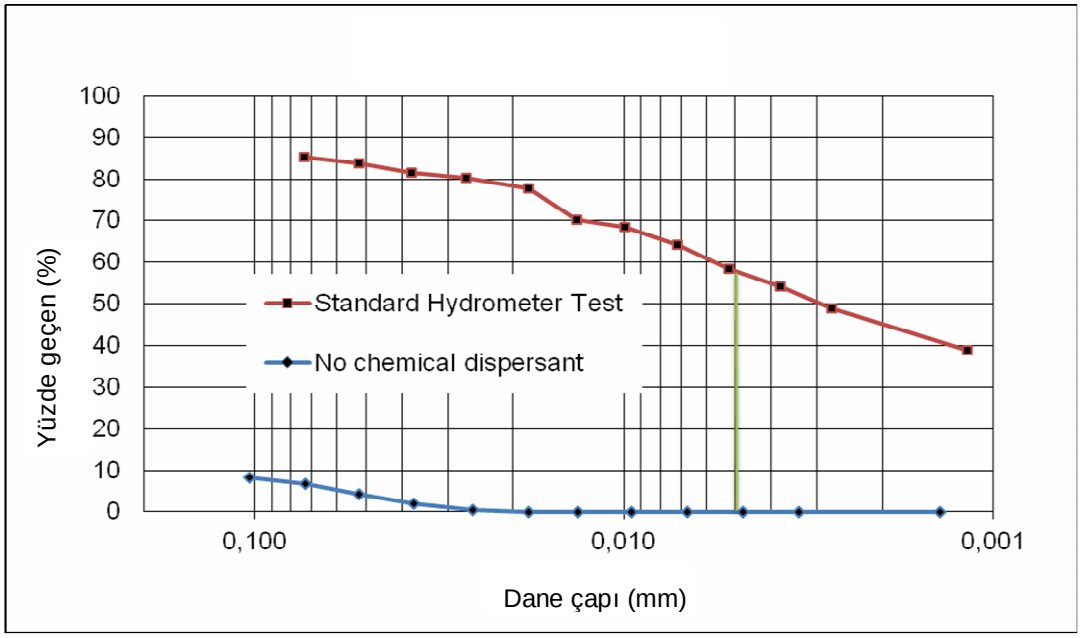


Şekil 1. İğne deliği deneyi sonuçları.



Şekil 2. Dağılma deneyi (üstten görünüş).

Son olarak, çifte hidrometre deneyleri yapılmıştır. Öncelikle, mekanik karıştırıcı ve kimyasal ayrıştırıcı kullanılmadan yapılan standart hidrometre deneyi ile test edilen numuneye ait dane dağılımı belirlenmiştir. Daha sonra, mekanik karıştırıcı ve kimysasl ayrıştırıcı kullanarak aynı malzemeden alınan ikinci numune üzerinde hidrometre deneyleri tamamlanmıştır. Her iki deney sonucu elde edilen dane dağılımı eğrileri çizilerek 0.005 mm'den daha küçük olan danelerin birinci deneydeki yüzdesi, ikinci deneydeki yüzdesine oranlanarak dispersiyon yüzdesi tespit edilmiştir. Bu oran %30'dan az olduğu için test edilen malzeme 'dispersif değil' olarak tespit edilmiştir. Her iki numuneye ait tane dağılımları Şekil 3'te gösterilmektedir.



Şekil 3. Çifte hidrometre deneyinden elde edilen dane dağılımı grafikleri.

3. SONUÇLAR

Gaziantep'in farklı bölgelerinden elde edilen kil örnekleri üzerinde üç farklı deneysel çalışma yapılarak, bu örneklerin dispersibilite özellikleri belirlenmiştir. Deneysel çalışmada, fiziksel deneyler olarak bilinen, iğne deliği, dağılma, ve çifte hidrometre deneyleri yapılmıştır. Her üç deneysel çalışma sonucunda elde edilen veriler ışığında, Gaziantep'teki killerin dispersif olmadığı tespit edilmiştir. Gaziantep'teki killerin dispersif özelliklerinin belirlenmesi, bölgede yapılması planlanan çeşitli toprak dolgu barajlar için maliyetlerin tahmininde hızlı ve ekonomik olarak karar verilmesini sağlayacaktır.

KAYNAKLAR

Acciardi, R.G. (1982). "Quantification of pinhole test equipment hydraulic characteristics", US Department of the Interior Bureau of Reclamation, REC-ERC-82-5.

ASTM D 4647- 93 (1998), "Standard Test Method for Identification and Classification of Dispersive Clays Soil by the Pinhole Test", American Society for Testing and Matrieals, V. 04.08.

Dixit, M., ve Gupta, S.L. (2011). "Problems in Characterization and Identification of Dispersive Soils- a Case Study", International Journal of Earth Sciences and Engineering, 4 (6), 143- 146.

Tosun, H. (1997). "Comparative Study on Physical Tests of Dispersibility of Soils used for Earthfill Dams in Turkey", ASTM Geotechnical Testing Journal, 20 (2), 242- 251.

Tosun, H. (2004), "Baraj Mühendisliğinde Geoteknik- Geçirimli Zeminler ve İyileştirme Esasları", Türkiye Mühendislik Haberler, TMH, 430, 38- 47.

Tosun, H., ve Savaş, H. (2001), "Düşük Plastisiteli Zeminlerde Dispersibilite Özelliğinin Farklı Yöntemlerle Değerlendirilmesi", Osmangazi Üniversitesi Müh. Mim. Fak. Dergisi C.XIV, S.2, 37- 52.

USBR 5400-89, "Determining dispersibility of Clayey Soils by the Crumb Test Method", Earth Manual II, US Department of the Interior Bureau of Reclamation, 414- 418.

USBR 5404-89, "Determining Dispersibility of Clayey Soils by the Double Hydrometer Test Method", US Department of the Interior Bureau of Reclamation, 419- 424.

USBR 5410-89, "Determining Dispersibility of Clayey Soils by the Pinhole Tests Method", US Department of the Interior Bureau of Reclamation, 425- 437.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ZEMİNİN FİZİKSEL ÖZELLİKLERİ VE KARAKTERİSTİĞİNİN BELİRLENMESİNDE JEOFİZİĞİN ROLÜ

THE ROLE OF GEOPHYSICS IN DETERMINATION OF PHYSICAL CONDITIONS AND CHARACTERISTIC OF THE GROUND

Mahmut G. Drahor[1]

ABSTRACT

Geophysics is one of the important investigation techniques used in determination of physical conditions and characteristic of the ground. The determination of geological problems is also possible using geophysical studies as good as the determination of the physical behaviour of the ground. Particularly, many problems in geotechnique can effectively be defined in a short time using electrical resistivity tomography (ERT), seismic tomography, MASW, microtremor and georadar techniques of geophysics. In Turkey, the geophysical techniques are commonly used as 1dimensional (1D) form in geotechnique applications. However, the application of these techniques as 2 and 3D is to give us the truer images and interpretations of the subsurface. In addition, the ground character can be analysed in more detail by combined usage of geophysical techniques. This paper contains some examples from the results of two different studies carried out as geotechnical objectives. Thus, the expected contribution to geotechnique is discussed in the meaning of integrated and 2D applications of ERT, seismic tomography, MASW, georadar and microtremor techniques of geophysics.

Keywords: Geophysics, ground, ERT, seismic tomography, MASW, microtremor, georadar

ÖZET

Jeofizik zeminin fiziksel özelliklerinin ve karakteristiğinin saptanmasında kullanılan önemli araştırma tekniklerinden biridir. Jeolojik sorunların belirlenmesi de zeminin fiziksel davranışlarının belirlenmesi gibi jeofizik çalışmalarla olası olmaktadır. Özellikle jeofiziğin elektrik resistivite tomografi (ERT), sismik tomografi, MASW, mikrotremor, jeoradar gibi yöntemleri yardımıyla geoteknikte birçok sorun kısa süre içinde efektif olarak saptanabilmektedir. Türkiye'de geoteknik uygulamalarda jeofizik teknikler yaygın olarak bir boyutlu olarak kullanılmaktadır. Oysa bu tekniklerin iki ve üç boyutlu olarak uygulanması bize yeraltının daha doğru görüntüleri ile yorumlarını verecektir. Ayrıca jeofizik tekniklerin tümleşik olarak kullanılmasıyla zemin karakteri daha ayrıntılı olarak analiz edilebilmektedir. Bu bildiri geoteknik hedeflerle yapılmış iki ayrı çalışmanın

[1] Prof. Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi Sığ Jeofizik ve Arkeolojik Prospeksiyon Araştırma ve Uygulama Merkesi (SAMER), goktug.drahor@deu.edu.tr

sonuçlarından bazı örnekleri içermektedir. Böylece jeofiziğin ERT, sismik tomografi, MASW, jeoradar ve mikrotremor yöntemlerinin tümleşik ve iki boyutlu olarak kullanılması anlamında geotekniğe beklenen katkı tartışılmaktadır.

Anahtar kelimeler: Jeofizik, zemin, ERT, sismik tomografi, MASW, mikrotremor, jeoradar

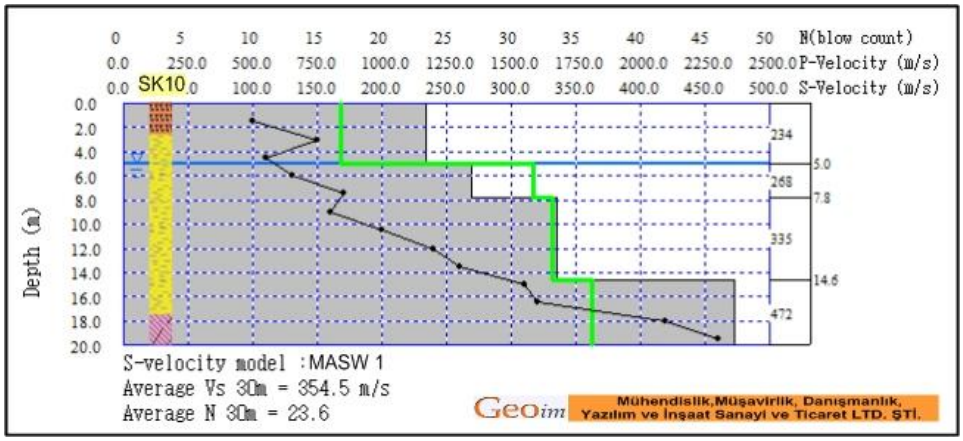
1. GİRİŞ

Jeofizik incelemeler geoteknik uygulamalarda yaygın kullanılan tekniklerden biridir. Değişik yöntem ve cihazlarla yeraltının sığ fiziksel özellikleri jeofizik çalışmalar yardımıyla belirlenerek, zeminin fiziksel özellikleri ile karakteristiğinin saptanmasında geoteknik bilimine önemli katkılarda bulunulur. Jeofizik yöntemler yardımıyla zemindeki fiziksel davranış (*akustik hız, dielektrik, elastik modül, elektrik iletkenlik, manyetik duyarlık ve yoğunluk*) özelliklerine bağlı olarak zeminin özellikleri belirlenebilmektedir. Ayrıca zemindeki faylanma ve kırıklanma, boşluk ve sağlam kaya derinliğinin belirlenmesi, heyelan ve yüksek tonajlı iş makinalarının çalışma alanlarının tespiti gibi ortaya çıkan diğer sorunları belirlemek de olasıdır (Steeples, 2001, Anderson ve Croxton, 2008). Jeofizikte özellikle son 10 yıl içinde, çoğunlukla da sığ jeofizik olarak adlandırdığımız 100 metreye kadar olan sorunların belirlenmesinde, çok önemli gelişmeler ortaya çıkmıştır. Yöntemsel ve enstrümental gelişim jeofiziğin tomografik anlamda yeraltını görüntülemesini sağlamıştır. Geoteknik araştırmalarda en yaygın kullanılan teknik hiç kuşkusuz ki sismiktir. Yöntem geoteknik araştırmalarda süreklidir ve çeşitli uygulama olanaklarına sahiptir. Özellikle sismik çalışmaların yapılma olanağı olmayan alanlardaki faylanma, heyelan ile ana kaya gibi karakteristiklerin saptanmasında, elektrik resistivite tomografi (ERT) çalışmaları da zemini yorumlama anlamında çok etkili sonuçlar vermektedir. Jeofiziğin sığ uygulamalar anlamında diğer önemli bir araştırma tekniği de jeoradar'dır. Bu teknik ile yaklaşık olarak 30 metre derinliğe kadar olan zemin karakteristiği ortaya çıkarılabilir ve bunun yanı sıra faylanma, heyelan, ana kaya, stratigrafik istiflenme gibi özellikleri de belirlenebilir. Özellikle bu yöntemin en büyük avantajlarından biri de karla kaplı alanlarda etkili inceleme olanağı sağlamasıdır. Bu yöntemlerin yanı sıra mikrogravite, elektromanyetik, indüklem polarizasyon ve doğal gerilim gibi yöntemlerde sorunlara bağlı olarak ikincil yöntem olarak kullanılmaktadır. Ayrıca kuyu içinden yapılan incelemeler ve özellikle bunların tomografik biçimde kullanılmasıyla yeraltındaki zemin özellikleri daha ayrıntılı biçimde incelenebilmektedir. Jeofizik araştırmalar halihazırdaki binaların altındaki zeminin özelliklerini ve davranışını ortaya çıkarma anlamında da geoteknik araştırmalara katkı sağlamaktadır.

Bu bildiri yukarıda belirtilen özellikler bağlamında yapılmış bazı jeofizik çalışmalar yardımıyla zeminin fiziksel özellikleri ve karakteristiğinin geoteknik amaçlı incelenmesi ve yorumlanmasını kapsamaktadır. Bu bildiride geoteknik amaçlı yapılmış değişik jeofizik çalışmaların (ERT, sismik tomografi, MASW, mikrotremor, jeoradar gibi) sonuçlarından bazı örnekler verilerek, jeofiziğin geoteknik uygulamalardaki önemi ortaya çıkarılmaya çalışılacaktır.

2. ZEMİNİN FİZİKSEL ÖZELLİKLERİNİN VE KARAKTERİSTİĞİNİN BELİRLENMESİNDE JEOFİZİK

Jeofizik uygulamalar geoteknik incelemelerde zemin ile ilişkili birçok özelliğin belirlenmesine katkı sağlar. Özellikle sismik yöntemler bu konuda çok farklı parametrelerin saptanmasını olanaklı duruma getirir ve böylece zemin karakteristiğinin ortaya çıkarılmasında yararlı sonuçlar verir. Sismik, geoteknik uygulamalarda yeraltının P ve S dalga hızlarının dağılımını ortaya koymakla birlikte, zeminin fiziksel özelliklerini ortaya çıkaran birçok parametrenin (*elastisite ve kayma modülleri, poisson oranı, zemin büyütmesi, zemin hakim titreşim periyotu gibi*) elde edilmesini de sağlar. Bu uygulamalar ülkemizde bir boyutlu olarak geoteknik uygulamalarda yaygın olarak kullanılmaktadır (Şekil 1). Ancak P dalga tomografisi ve MASW gibi uygulamaların özellikle iki boyutlu ölçümleri yoluyla yeraltının noktasal değil, alansal hız dağılım modellerini elde etmek de olanaklı olmaktadır. Bu uygulamalar yoluyla inşa sahasının iki ve üç boyutlu yeraltı modelleri oluşturularak daha gerçekçi yorumlara ulaşmak ve mühendislik uygulamaya katkı sağlamak olanaklı olmaktadır. ERT yönteminin iki ve üç boyutlu uygulamaları ile yeraltındaki jeolojik sorunlar (*faylanma, heyelan, ana kaya, boşluk gibi*) daha etkili olarak belirlenebilir. Bunun yanısıra sıvı içeriği yüksek ortamlar ERT tekniği ile ayrıntılı ve yorumsal olarak saptanabilmektedirler. Böylece yeraltındaki ortamların korozif özellikleri hakkında yorum yapmak olanaklı olabilmektedir. Sismik ve ERT sonuçlarının kuyu kütüğü ve SPT gibi doğrudan yöntemlerle birlikte yorumlanması ise daha gerçekçi bir yeraltı dağılımını elde etme olanağı sağlamaktadır. Jeoradar yöntemi yeraltındaki özelliklerin çok yüksek ayrımlıkla incelenmesine olanak verir ve özellikle çift yönlü uygulamalarla yeraltının derinliğe bağlı dağılımları derinlik kesmeleri yoluyla elde edilebilir. Bu uygulama ERT tekniğine de uygulanabilir ve böylece üç boyutlu uygulamalarla daha doğru yeraltı modelleri ortaya çıkarılabilir. Ayrıca bu tekniklerin kuyu içinden yapılan borehole ve cross-borehole tomografik uygulamalarıyla da geoteknik amaçlı sondajların çevresindeki yeraltı dağılımı ayrıntılı olarak belirlenebilir.



Şekil 1. Bir boyutlu MASW verisinden hesaplanan katmanlara ilişkin S ve P hızları üzerine oturtulmuş SPT ve sondaj sonuçları (Geoim, 2013).

Zeminin fiziksel özelliklere bağlı olarak genel karakteristiğinin belirlenmesinde jeofizik büyük önem taşır. Özellikle sismik kırılma çalışmalarında P ve S dalga hızlarının tomografik anlamda çözümlenmesiyle, daha yorumsal bir yeraltı modeli elde etmek olası olabilmektedir. Böylece yeraltındaki ortamların hız değişimleri, inceleme hattı boyunca kolayca izlenebilmektedir. Özellikle sondajlar ve SPT ile birlikte yapılan yorumlama,

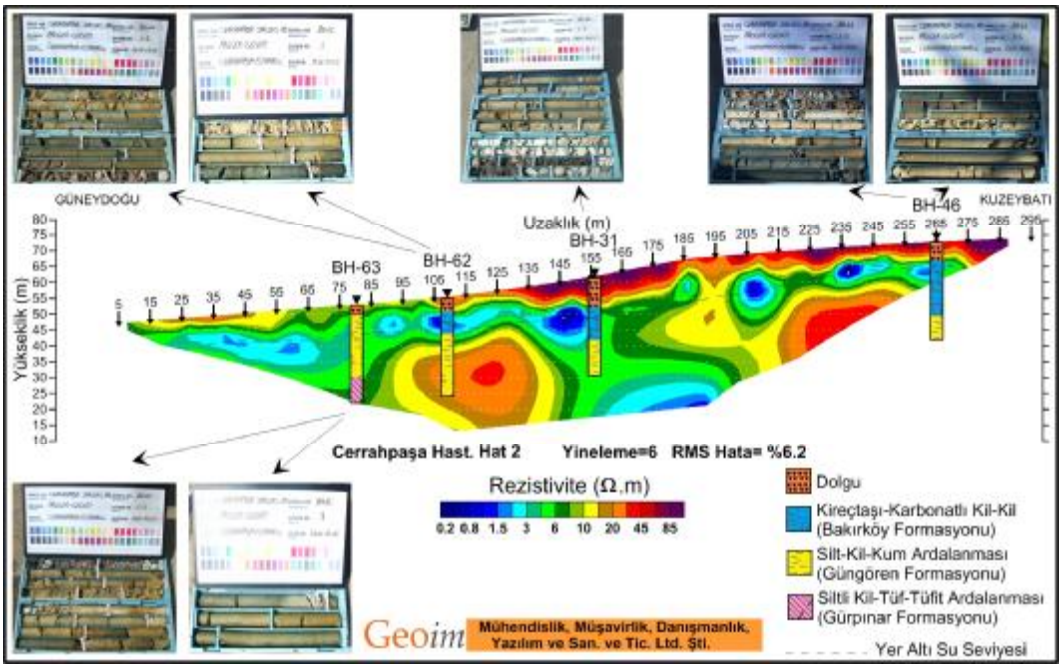
zeminin sismik hız karakteristiği ve jeolojik litolojisi anlamında yararlı sonuçlar vermektedir. ERT çalışmaları yeraltındaki ortamların sıvı doygunluğu, faylanma, heyelan ve benzeri özellikleri ile jeolojik birimlerinin litolojik değişimleri hakkında önemli sonuçlar veren bir başka uygulamadır. Ancak sıvı içeriği yüksek benzer karakterli zonların açık biçimde ayrılabilmesi ne yazık ki bu yöntemle pek olası olmamakla birlikte, birbirinden farklı fiziksel özelliklere sahip jeolojik birimler kolayca ayrılabilmektedir. Elde edilen modellerin SPT ve sondaj sonuçları ile karşılaştırılmasıyla da, zemin karakteristiği hakkında daha yorumsal sonuçlara ulaşma olanaklı olmaktadır. Jeoradar çalışmaları özellikle zemin litolojisi ve bu litolojiler içindeki değişimlerin daha ayrımlı belirlenmesini sağlamaktadır. Böylece zemin içindeki karmaşık fiziksel durumlar ve çakıllı-kumlu birimler ile killi birimleri ayırmak daha kolay olabilmektedir. Radargramlar üzerine SPT ve sondaj sonuçlarının yerleştirilmesiyle de yeraltının zemin karakteristiği hakkında daha yorumsal sonuçlara ulaşmak olanaklı olmaktadır.

3. BAZI ARAŞTIRMALARDAN SONUÇLAR

Bu bildiride geoteknik amaçlı yapılmış bazı jeofizik çalışmaların sonuçlarından örnekler verilerek, konunun zeminin fiziksel özellikleri ve karakteristiğinin belirlenmesindeki önemi ortaya konulmaya çalışılacaktır. Bu tür çalışmalarda en önemli olgulardan biri de jeofizik çalışmaların tümleşik bir biçimde uygulanmasıdır. Burada açıkça belirtilmelidir ki her jeofizik yöntem incelediği fiziksel özelliklere bağlı olarak yeraltının farklı karakteristiklerini ortaya koymaktadır. Bu nedenle geoteknik uygulamalarda tek bir jeofizik yönteme dayalı olarak sunulan sonuçlar yeraltının yeterli biçimde incelenmesine olanak vermeyecektir. Bu nedenle geoteknik çalışmalarda sismik (kırılma, MASW, mikrotremor) ERT ve jeoradar yöntemlerin birlikte uygulanması bir zorunluluk olmalıdır. Çünkü zemin çok farklı fiziksel özelliklere sahiptir ve karmaşık olan bu ortamın ayrıntılı olarak yorumlanması ve doğru zemin parametreleri ile karakteristiğine ulaşabilmek için bu yöntemlerin tümleşik kullanılması yeraltını tanımlamada bir gereklilik olacaktır.

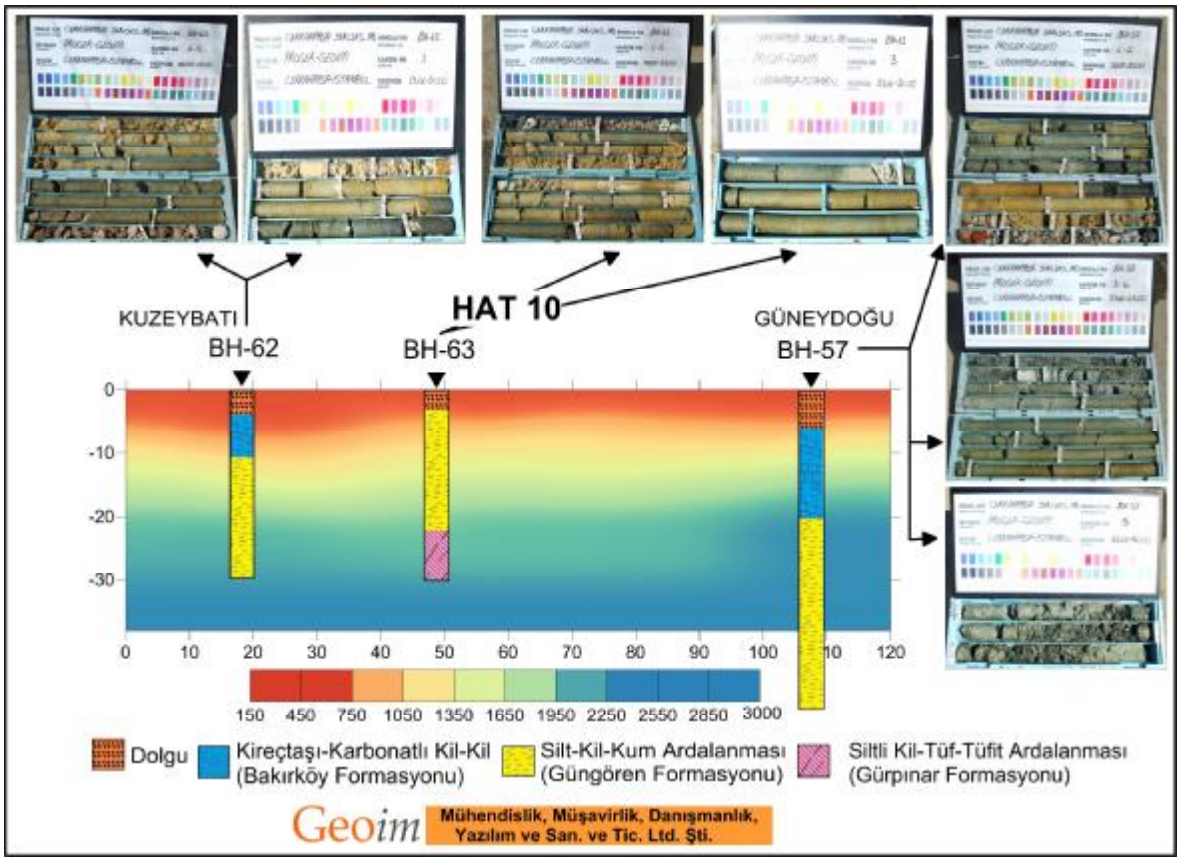
Bu amaçla yapılan ilk çalışma örneği İstanbul Üniversitesi Cerrahpaşa Tıp Fakültesi Yenilenme projesi kapsamında yapılan geoteknik amaçlı çalışmalar kapsamındaki araştırmalardan alınmıştır. Buradaki örneklerde yerleşkenin doğu ucunda birbirine yakın olarak yapılmış üç ayrı hat üzerindeki ERT, sismik kırılma tomografisi ve jeoradar çalışmalarının sonuçları ve ortak yorumu burada sunulmaktadır. ERT hattı Hat-2 olarak adlandırılmıştır. ERT verileri GD-KB doğrultusunda 10 ayrı araştırma düzeyi için hat uzunluğu 295 m olacak biçimde toplanmıştır. Hattın ERT kesitinde yüzeyden ilk 5 metreye değin yüksek resistiviteli bir ortamın varlığı görülmektedir. Bu ortam özellikle profilin 135-185 metreleri arasında hem daha yüksek resistivite değerleri hem de daha fazla katman kalınlığı içermektedir. Topoğrafik değişiminde arttığı bu alan aynı zamanda yüzey toprağında düzensizliklerin olduğu ve dolgu malzemenin fazlaca bulunduğu bir kısımdır. Ortamın resistivitesi 25 ile 90 Ωm arasında değişmektedir ve genelde güneydoğuya doğru gidildikçe resistivite değerinin bu ilk ortam için azaldığı izlenmektedir. Resistivitedeki bu azalımın dolgu malzemenin özelliğinin değişmesinden kaynaklanabileceği düşünülmektedir. Bu ortamın hemen altında yine oldukça düşük resistiviteli (0.2 ile 3 Ωm) bir katman bulunmaktadır ve derinliği yaklaşık olarak 15 metreye değin sürmektedir. Bu katmanın altında ise yüksek resistiviteli ve yer yer kapanımlar içeren başka bir birimin varlığı tomografi kesitinde görülmektedir. Ancak alttaki katmanda hattın 155-205 metreleri arasında düşük resistiviteli başka bir ortam ortaya çıkmaktadır. Buradaki ani değişimler bir faylanma belirtisini gösterebileceği gibi, ardalanmalı seviyeler arasındaki birim

değişikliklerini de gösterebilir. Bu hattın sondaj sonuçlarına göre; güneydoğudaki BH-63 sondajında 0 ile 3m arasında dolgu tabaka, 3-8.5 m'de organik kalıntılı, köşeli kçt çakılları içeren yeşilimsi gri renkli siltli kil, 8.5 ile 15 m arasında okside olmuş karbonatlı, kumtaşı blok seviyeli kahverengi-sarı renkli siltli kum, 15-22.5 m'de okside olmuş ve yer yer köşeli kçt çakılları içeren yeşilimsi gri renkli siltli kil ve 22.5 ile 30.5 m arasında da tüf içerikli ve okside olmuş, organik madde içeren koyu gri-yeşil renkli orta katılıkta siltli kumlu kil birimleri ortaya çıkmıştır. Genelde resistiviteler sondaj sonucu ile uyumludur ve özellikle yaklaşık 7.5 ile 12.5 m arasındaki resistivite azalımının 9.5 m derinliğinde bulunan YSS ile ilişkili olduğu düşünülmektedir. Bunun kuzeyinde yaklaşık 108. metre civarında bulunan BH-62 sondajında ise 4m derinliğe kadar bir dolgu ortaya çıkmıştır. Sondajın 4 ile 11 m arasında kçt blokları ve çakılları içeren organik içerikli yer yer okside olmuş kirli beyaz-açık kahve-yeşil-koyu gri renk değişimli orta katılıkta kçt-kil seviyesine rastlanmıştır. İlerleyen derinlikte 11 ile 27.5 m'de okside olmuş, siltli, ince daneli, taşlaşmış karbonat ve kumtaşı blok seviyeli kahverengi-sarı siltli kum ve 27.5 ile 30.5 metreler arasında ise okside olmuş, organik kalıntılı, yer yer köşeli kçt çakılları olan yeşilimsi gri renkli yüksek plastisiteli siltli-kil ile karşılaşılmıştır. Resistivitelerdeki düşmeler 13m'de bulunan YSS ile önemli derecede ilişkili olmalıdır. Hattın kuzeybatısındaki BH-46 sondajında ise ilk 5.5 m'lik derinlikte dolgu ile karşılaşılmıştır. Bu tabakanın altından başlayan ve 23 m'ye değin devam eden boşluklu, kırıklı, killi kçt blokları içeren, siltli kum mercekli, karbonatlı kçt-kil ardalanımı içinde yer yer organik seviyeler içeren siltli kil birimleri de bulunmaktadır. Sondajın 23 ile 30.5 metreleri arasında ise yer yer killi seviye içeren, ince daneli, siltli, okside olmuş ve son seviyeleri karbonatlı kum taşı bloklu kısımlar barındıran karbonatlı sarımsı-açık kahverenkli, sıkı-çok sıkı özellikli siltli kum çıkmıştır. Her ne kadar sondaj hattın sonuna rastlamış olsa da resistivite ile çok uyumludur ve özellikle dolgu açık biçimde resistivitede görülmektedir. Dolgu altındaki resistivite düşüşü yüzeyin 10 m altındaki YSS ile ilişkili olmalıdır. Genelde birimler arası geçişler ile resistivite değişimleri uyumludur. Sonuç olarak üzerine sondaj logları işlenen resistivite tomogramının sondajlarla birlikte ortamı daha iyi tanımladığı ortaya çıkmaktadır (Şekil 2).



Şekil 2. Hat-2'ye ait iki-boyutlu elektrik resistivite tomografi kesiti, basitleştirilmiş sondaj logu ve ilgili sondajlarla ilişkili karot fotoğrafları (Geoteknik, Geoim, PROGER, 2012).

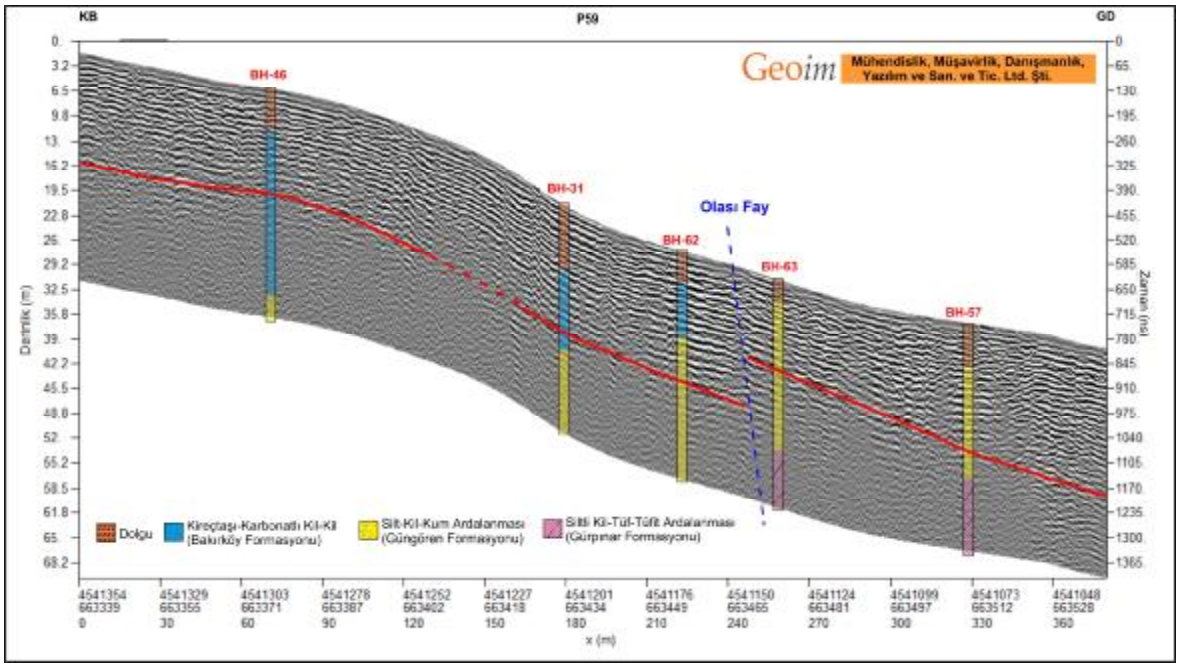
ERT hattının güneydoğusunda 120 metre uzunluğunda bir sismik tomografi hattı alınmıştır. Hatta ilişkin SRT kesiti ve yakınındaki üç sondajın basitleştirilmiş logları ile sondaj karot fotoğrafları ise Şekil 3'de görülmektedir. Kesitte düşük hızlı katman kuzeybatıda daha kalınken, güneydoğuya doğru azalmaktadır 8 ile 4 metre arasında değişmektedir. Bu katmanın genelde sondajlardaki dolgu ile uyumlu olduğu görülmektedir. Orta hız değerlerine sahip katmanların kalınlığındaki değişimde benzerdir. Basitleştirilmiş loglar ile hız değerleri arasındaki uyum genelde iyidir. Ancak sondaj karotları incelendiğinde karotlardaki fiziksel değişimler anlamında sismik hızlar ile olan uyumun son derece iyi olduğu ortaya çıkmaktadır. Buradaki sonuçlar ERT sonuçlarıyla da uyumludur ve fiziksel değişimler ikisi birlikte daha iyi değerlendirilebilmektedir (Şekil 2 ve 3).



Şekil 3. Hat-10'a ait iki-boyutlu sismik kırılma tomografi kesiti, basitleştirilmiş sondaj logu ve ilgili sondajlarla ilişkili karot fotoğrafları (Geoteknik, Geoim, PROGER, 2012).

ERT ve SRT hatlarının doğusundaki dar sokakta KB'dan GD'ya doğru alınan ve P59 olarak adlandırılan jeoradar ölçümünün üzerine işlenmiş sondaj logları bulunan radargram ise Şekil 4'de verilmektedir. Hattın topoğrafyası denize doğru gidildikçe önemli oranda azalmaktadır. Sondajlardan BH-46 ile 31'in dolguları radargramlarla daha ilişkilidir. Hattın radargramı burada birçok ayrı zemin özelliğinin olduğunu ortaya koymaktadır. Hattın yakınındaki 62, 63 ve 57 nolu sondajlarda genelde dolgunun altında killi birimler kesilmişken, ortaya çıkan yüksek radar yansımaları ilginçtir. Olasılıkla özellikle 62 ve 63 arasındaki yatay izlerdeki değişimler olasılıkla bir faylanmaya karşı gelmelidir. BH-31'in bulunduğu yerdeki yüksek yansımalar burada yansıtıcı bir yüzeyin varlığını göstermektedir. Bu arkeolojik bir tabaka olabileceği gibi bir kçt katmanlaşması da olabilir.

Zaten sondajda 17 metreye kadar kireçtaşları kesilmiştir. Ancak bunların arkeolojik bir katmandan kaynaklanıp, kaynaklanmadığı hakkında bir bilgi edinilememiştir. Olasılıkla bir jeolojik katmanın malzemesi olmalıdır. Yaklaşık 12 -13 metreden sonra ortaya çıkan önemli genlik yitimleri ise ortamdaki killer ve YSS ile ilişkili olmalıdır. İlk 10 metre arasındaki katmanlardaki yanal değişimler jeolojik ortamların litolojileri ile olmanın yanı sıra bölgedeki arkeolojik yapılanma ile de ilişkili olabilir. Böylece özellikle yatay karakterli yansımaların arkeolojik yapıları gösterebileceği düşünülmektedir. Ayrıca hattın bu derinliğindeki ani yansıma değişimleri hattaki jeolojik birimlerin değişimlerinden ve katmanlanma özelliklerinden kaynaklanmalıdır.



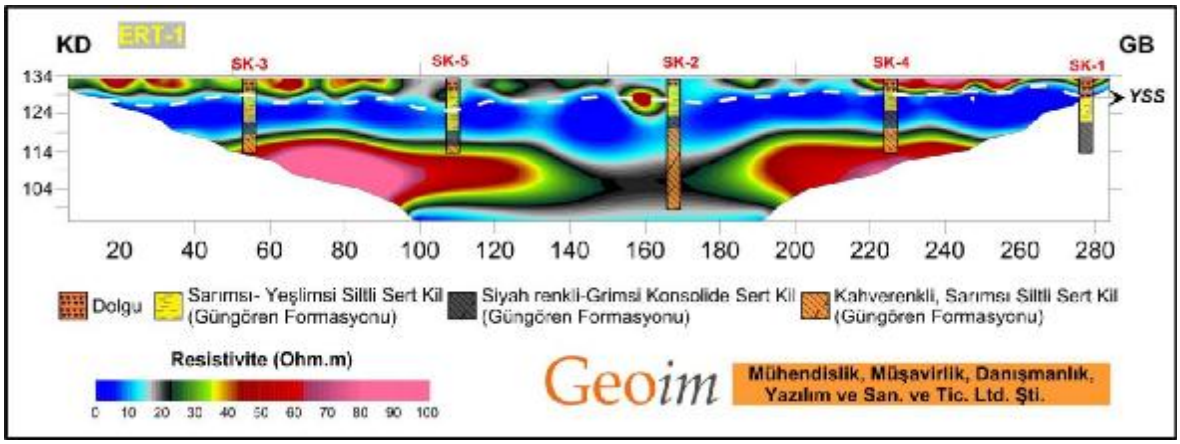
Şekil 4. Cerrahpaşa yerleşkesinde P59 hattının radargramı ve üzerine işlenmiş sondaj sonuçları (Geoteknik, Geoim, PROGER, 2012).

Buradaki örnekte de görüldüğü gibi, aynı bölgede yakın alanlarda yapılan üç farklı jeofizik yöntemin sonuçları birbirini doğrular sonuçlar üretmiştir. Böylece alanın bu kesimindeki olası faylanma, katmanların kalınlıkları ve fiziksel özellikleri, genel litolojileri, P hız dağılımları, sıvı içerikleri ve yeraltısuyu ile ilişkileri gibi birçok özelliği ortaya çıkarılarak, geoteknik çalışmalar için önemli bir altlık oluşturulabilmiştir.

İkinci çalışma örneği İstanbul Bayrampaşa'da yapılan kentsel dönüşüm projesinden alınan bazı örnekleri göstermektedir. Bu çalışmada ERT, MASW ve MAM yöntemleri kullanılarak hem zeminin yeraltı özellikleri ve karakteristiği belirlenmeye çalışılmış, hem de jeofizik çalışmalara bağlı olarak yeraltının V_P ve V_S hızları, katman kalınlıkları, V_P/V_S oranı, yoğunluk, Poisson, kayma, elastisite ve statik modülleri, hacimsel sıkışmazlık modülü, taşıma gücü, zemin emniyet gerilmesi, güvenli taşıma gücü, zemin oturması, zemin hakim titreşim peryodu, zemin büyütmesi, S kayma dalga hızı gibi birçok parametresi sismik çalışmalar yardımıyla belirlenebilmiştir.

Çalışma alanının orta kısmında bulunan ERT-1 hattı, KD-GB yönlü bir uzanıma sahiptir (Şekil 5). Hat uzunluğu 295 m'dir ve veriler 60 elektrot kullanılarak Wenner-Schlumberger diziliminde 7 ayrı derinlik seviyesinde toplanmıştır. Elde edilen görünür resistivite verisi,

belirli proses işlemlerinden sonra iki-boyutlu ters-çözüm işlemlemesinden geçirilmiş ve hatta ilişkin yeraltı elektrik resistivite modeli elde edilmiştir. Beşinci yineleme sonucunda elde edilen bu hattın %RMS hatası 17.5'dir. Alanda yapılan sondajların sonuçları da yorumları güçlendirilmesi amacıyla ters-çözüm modellerine eklenmiştir. Resistivite modeli irdelendiğinde, elektriksel olarak üç farklı ve genel olarak yatay karakterde katmanlanma dikkat çekmektedir. İlk katman yüzeyden 4-6 m arasındaki derinliklerdedir ve yüksek resistivitelidir. Bu katman hat üzerindeki güncel dolguları göstermelidir. Sondaj sonuçlarında da bu katman ile kesilen dolgu arasındaki ilişki çok iyidir. Bu katmanın altında yaklaşık 6 ile 13 m derinliğe kadar uzanan ve mavi renk ile simgelenen düşük resistiviteli bir zon bulunmaktadır. Sondaj sonuçları karşılaştırıldığında, dolguyu izleyen ortadaki katmanın genelde Güngören formasyonu içinde su içeriği yüksek, gözenekli, sarımsı ve yeşilimsi kili gösterdiği düşünülmektedir. En alttaki katmanın ise resistivite değeri 25 ile 100 Ohm.m arası değişim göstermektedir. Bu katman üstteki katmandan daha yüksek bir resistiviteye sahiptir. Yeraltısu seviyesi (YSS) kesikli beyaz çizgilerle şekil üzerinde gösterilmektedir. Sondaj çalışmalarında bu tabakanın olduğu bölümlerde genelde Güngören formasyonuna ilişkin kahverengi, sarımsı siltli sert kil kesilmiştir. Böylece İngiliz standartlarına (BS) göre resistivite çalışması sonucunda buradaki katmanların koroziflik özellikleri sırasıyla orta, yüksek ve düşük korozif olarak çıkmaktadır. TS'ye (Türk standartları) göre ise sırasıyla orta, yüksek ve korozif olmayan özelliklerdedir. Buradaki yüksek korozifliğin yeraltı su sınırı ile olan ilişkisi de şekilde açıkça görülmektedir.



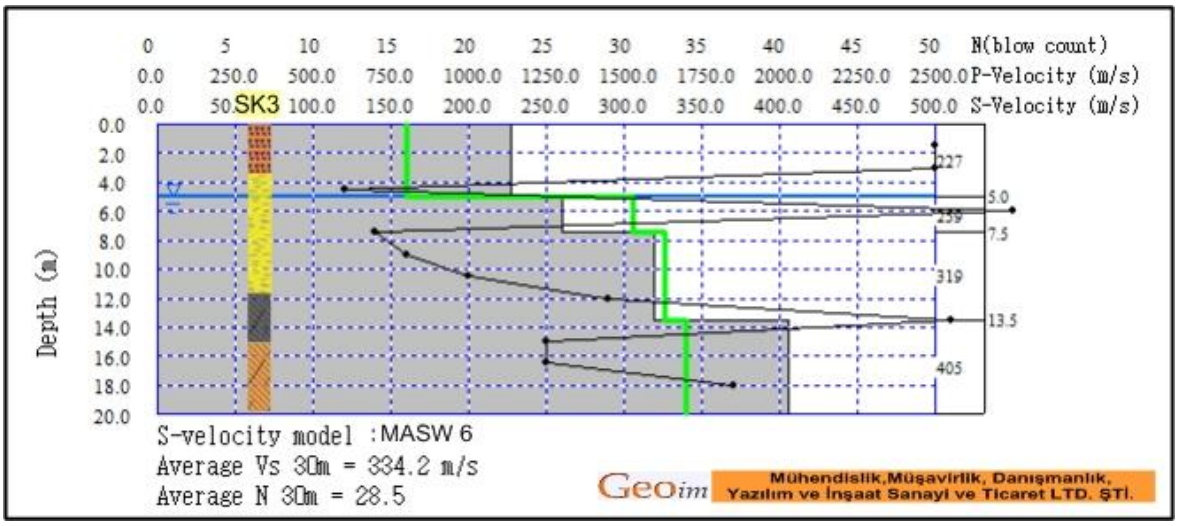
Şekil 5. ERT-1 hattının kesiti ve üzerine işlenmiş sondaj sonuçları (Geoim, 2013).

İnceleme alanında MASW ve mikrotremör ölçüleri 24 kanallı GEOMETRICS ST-NZXP 48 SMARTSEIS cihazı kullanılarak kullanılmıştır. Değerlendirmeler için SEISIMAGER yazılımı kullanılmıştır. Çalışmalar araştırma alanında ölçüme uygun 12 farklı sondaj kuyusunun bulunduğu yerde bir boyutlu MASW ve mikrotremor (MAM) çalışmaları biçiminde gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmadaki örneklerden MASW-6 ve MAM-6 bu bildiride ilişkilendirilmektedir. MASW hatlarında jeofon aralıkları 2 m, ofset uzaklığı 5 ve 10 m olacak şekilde seçilerek, hat başı ve hat sonundan yapılan atışlarla kayıt alınmıştır. Kayıtlar çevresel etkilerin fazla olması sebebiyle öncelikle high-pass ve low-pass filtrelerden geçirilmiştir. Veri işlem için hazır hale gelen verilere faz hızı–frekans dönüşümü uygulanmıştır. Bu dönüşüm işleminden sonra genlik değerleri değiştirilerek en doğru dispersiyon eğrisi çizimi yapılarak, dispersiyon eğrisine bağlı olarak oluşturulan yeraltı modeli ters-çözüme sokulmuş ve en uygun yeraltı modeli elde edilmiştir. Elde

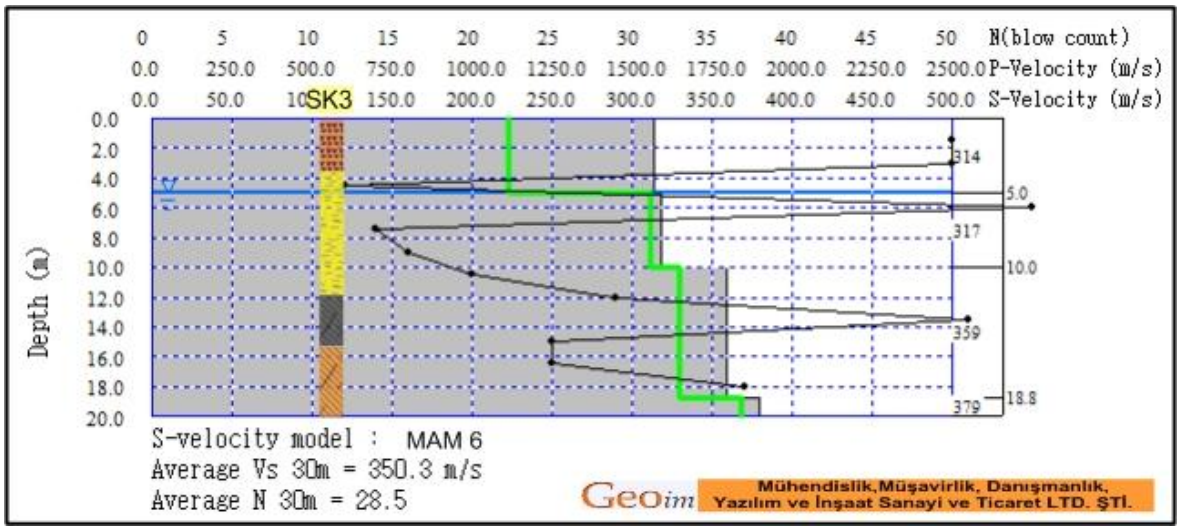
edilen modellerde her bir tabakaya ait hız değeri, Vs30 hızı, sondajlarda elde edilen SPT testi değerleri ve sondaj logu eklenmiştir (Şekil 6). MASW-6 noktasında Vs_{30} hızı 334.2 m/s'dir ve C sınıfındadır. Bu verinin 1. ve 2. Katmanları arasındaki zemin büyütme değerleri ise sırasıyla 2.62 ve 2.11 olarak bulunmuştur.

MAM değerlendirmelerinde SEISIMAGER yazılımının MAM ve WaveEq bölümleri kullanılmıştır. Mikrotremör ölçümleri tüm noktalarda 2 ms örnekleme aralığı içinde 32 s'lik mikrotremör kayıtları alınarak yapılmış ve her bir noktada minimum 21 adet kayıt toplanmıştır. Değerlendirme aşamasında her ölçüm noktası için 21 adet verinin frekans dönüşümü yapılarak uygun veri grupları oluşturulmuştur. Çalışma alanın çevresindeki yolların oldukça işlek ve tren yoluna da yakın olması sebebiyle de çevresel gürültüler oldukça fazladır. Bu nedenle veri kalitesinde bozulmalar oluşabilmektedir. Veriyi kaliteli hale getirebilmek için high-pass ve low-pass filtreler uygulanmıştır. SurfaceWave programında faz hızı frekans dönüşümü yapılarak dispersiyon eğrisi çıkartılmış ve WaveEq yazılımında dispersiyon eğrisine bağlı olarak bir model oluşturulmuştur. Daha sonra ters-çözüm işlemi ile model değerleri hesaplanmıştır. Ters-çözüm sonucunda elde edilen model SPT sonuçları ve sondaj logları sonuç üzerine eklenerek gerekli şekiller oluşturulmuştur (Şekil 7). MAM modeline göre ortamın Vs_{30} hızı 350.5 m/s olarak bulunmuştur. Yine C sınıfı karakterindeki bu hız değeri MASW-6 verisinin hızına oldukça yakındır ve benzer karakterleri göstermektedir.

Yapılan bu çalışmada 6 nolu ölçüm noktası için MASW ve MAM değerlerinin To, Ta, Tb değerleri sırasıyla 0.27, 0.18, 0.41 (MASW) ve 0.24, 0.16, 0.36 (MAM) 'dır. Birbirleri ilişkili yapılan çalışmaların modelleme sonuçlarının zeminin karakteristiğini ve özelliklerini tanımlamada son derece güvenilir olduğu ortaya çıkmaktadır. Böylece yapılan çalışma hem zeminin yer altı modellenmesine olanak sağlamakta hem de sismik hızlara dayalı olarak geoteknik çalışmalar için gerekli parametrelerinin saptanmasını olanaklı kılmıştır. Böylece geoteknik yorum daha yararlı biçimde geliştirilebilmiştir.



Şekil 6. MAWS-6 ölçüm noktasının hız modeli. SPT ve sondaj logu model üzerine oturtulmuştur (Geoim, 2013).



Şekil 7. MAM-6 ölçüm noktasının hız modeli. SPT ve sondaj logu model üzerine oturtulmuştur (Geoim, 2013).

4.TARTIŞMA VE SONUÇLAR

Jeofizik araştırmalar, geoteknik amaçlı yeraltının incelenmesi ve zeminin fiziksel özellikleri ile karakteristiğinin belirlenmesinde büyük öneme sahiptir. Ülkemizde yaygın olarak bir boyutlu uygulanan jeofizik yöntemlerin (*sismik P kırılma, DES, MASW*) yerine iki ve üç boyutlu uygulamalarını kullanmanın daha yorumsal ve doğru yeraltı görüntülerinin elde edilmesine olanak sağlayacağı bu çalışma sonuçlarında açıkça görülmektedir. Özellikle jeofizik tekniklerin tümleşik olarak kullanılmasıyla da, incelenen zeminin daha ayrıntılı ve karakterinin daha iyi analiz edilebilmesi olanaklı olabilmektedir. Böylece geoteknik mühendisleri inşa yapacakları zemin hakkında daha ayrıntılı bilgi edinme ve olası geoteknik sorunlar hakkında daha yorumsal bilgi edinme olanağını elde edebileceklerdir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışmada Geoim LTD şirketinin İstanbul'da yapmış olduğu iki ayrı projenin sonuçlarından yararlanılmıştır. Bu nedenle belirtilen projelerin verilerinden yararlanma olanağı sağlayan şirket yetkililerine teşekkürler.

KAYNAKLAR

Anderson, N. and Croxton N. (2008), "Introduction to geotechnical geophysics", Transportation Research Circular, Number E-C130, 2-12

Steeples, D.W. (2001), "Engineering and environmental geophysics at the millennium", Geophysics, Vol 66 (1), 31-35.

Geoteknik, GEOİM, PROGER (2012), İstanbul Üniversitesi Yeni Çapa-Cerrahpaşa Projesi Kapsamında Cerrahpaşa Yerleşkesinde Yapılan Sondaja ve Jeofizik Çalışmalara Dayalı Zemin Araştırma Raporu

GEOİM, TTM (2013), İstanbul İli, Bayrampaşa İlçesi, İsmetpaşa Mahallesi, F21c24a Pafta, 22372 Parselde Kentsel Dönüşüme Yönelik Mimari, Statik ve Tesisat Uygulama Projelerininin Hazırlanması İşi Kapsamında Gerçekleştirilen Zemin Etüd Raporu, RAPOR NUMARASI: 2013 İNŞ 2-02, Mayıs, 2013 İZMİR

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

RÖLATİF SIKILIĞIN ZEMİNLERİN SIVILAŞMASINA ETKİSİNİN DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ DENEYİ İLE ARAŞTIRILMASI

INVESTIGATION OF RELATİVE DENSITY THE LIQUEFACTION POTENTIAL OF SOILS BY USING DYNAMIC TRIAXIAL TEST

Mehmet ORHAN[1] **Ali ATEŞ**[2] **Burak YEŞİL**[3]

ABSTRACT

This study includes the determination of the liquefaction potential region using dynamic triaxial test. It was predicated that the Gediz Graben Fault Zone was a length of 150 km and approximately passes through in a distance of 33 km in the south of Saruhanlı District. In a probable earthquake effect, Gediz Graben would be cracked 1/3 of the total length and it would produce as M_W=7,1 and a_{max}=0,28 g. The liquefaction analysis was performed and liquefaction map was prepared. The samples were obtained from site according to the liquefaction analyses and reconstituted in laboratory. They were subjected to stress-controlled cyclic loads sinusoidally according to the cyclic stress ratios obtained from site conditions consolidating to the stress which was exposed to the influence of geological overburden in-situ field stress. The whole tests were performed at the frequency of 0,5 Hz. In the end, one region was liquefied and the other region was not liquefied.

Keywords: Cyclic triaxial test, CPT, Liquefaction potential, Relatif Sıkılık

ÖZET

Rölatif sıkılığın alüvyal zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin, Dinamik Üç Eksenli deney kullanılarak belirlenmesini içermektedir. İnceleme bölgesinin yaklaşık 33 km güneyinde ve 150 km uzunluğundaki “Gediz Grabeni Fay Zonu”, bölgeyi etkileyebileceği varsayılarak, araştırmaya esas alınmıştır. Bu fay zonunun, olası bir depremde 1/3’nün kırılması tahmin edilerek, moment magnitüdü 7,1 ve 0,28 g büyüklüğünde yatay deprem ivmesi oluşturabileceği hesaplanarak sıvılaşma analizleri yapılmış. Bu analizlere göre sıvılaşan lokasyonlardan, numuneler alınmıştır. Laboratuarda arazi şartlarına uygun deney numuneleri hazırlanarak arazide maruz kaldıkları efektif jeolojik yüke eşit oranda konsolide edilmiş ve gerilme kontrollü devirsel yükler sinüzoidal olarak uygulanmıştır. Bütün deneyler 0,5 Hz frekansında yapılmıştır. Bu fay zonunun üretebileceği ivme şartlarında 1 bölgenin sıvılaşabileceği, diğer bölgelerin sıvılaşmadığı görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Devirsel üç eksenli deney, Sıvılaşma potansiyeli, Rölatif Density

[1] Prof. Dr., Gazi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, orhanm@gazi.edu.tr
[2] Yard. Doç. Dr., Düzce Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, aliates@duzce.edu.tr
[3] Öğretim Gör., Düzce Üniversitesi, İnşaat Teknolojisi Bölümü, burakyesil@duzce.edu.tr

1. GİRİŞ

Depremler esnasında suya doygun zemin tabakalarında çevrimli yüklemeler altında oluşan boşluk suyu basıncı artışları zeminde katı fazdan sıvı faza dönüşme olarak nitelendirilebilecek sıvılaşma durumunun ortaya çıkmasına neden olabilmektedir. Zeminlerin sıvılaşabilirliği tane boyutu ve dağılımı yanında, jeolojik yaşı ve çökelme koşulları, başlangıç sıkılık derecesine bağlı hacim değişim potansiyeli ve su geçirgenliği gibi özellikleri yanında depremin büyüklüğü, süresi uzaklığı gibi sismik faktörlere bağlıdır (Özaydın, 2007).Zemindeki yeraltı su seviyesinin yüzeye yakın olmasıyla birlikte zeminin gevşek şartlarda olması, zeminin sıvılaşması için etkili olan koşullardandır. Sıvılaşma olayı, pek çok depremde gelişmesine karşın ülkemizde, 1992 Erzincan depremiyle dikkate alınmaya başlanmış, 1999 Marmara depreminde meydana gelen sıvılaşma olayları ile bu olgunun önemi tüm kesimlerin ilgisini çekerek önem kazanmıştır.

Bu çalışmada, İller Bankası tarafından gerçekleştirilen jeolojik-jeoteknik etüt çalışmaları kapsamında elde edilen CPT verileri kullanılarak, bölgede yapılması planlanan yapıların oturtulacağı temellerin alüvyal zeminlerinde, sıvılaşma riski ve yerleşime uygunluk durumu değerlendirilmiştir. Bu amaçla, bölgenin jeolojisinden, depremselliğinden, olası deprem odaklarının uzaklığı ile oluşturacakları yer ivmesi ilişkilerinden, zemine ait granülometri değerlerinden ve CPT verilerinden yararlanılarak sıvılaşma analizleri yapılmıştır.Bu analizlere göre örselenmiş ve örselenmemiş örnekler üzerinde, laboratuvarda yeniden yapılan değerlendirmeler sonucu hazırlanan numunelere, bölgenin oluşturabileceği en yüksek ivme şartlarında, devirsel yüklemelerin uygulanabildiği dinamik üç eksenli deneyleri ile sıvılaşabilirlik konusunda daha kararlı sonuçlar elde edilmesine çalışılmıştır (Ateş, 2010).

2. MATERYAL VE METOT

2.1. Materyal

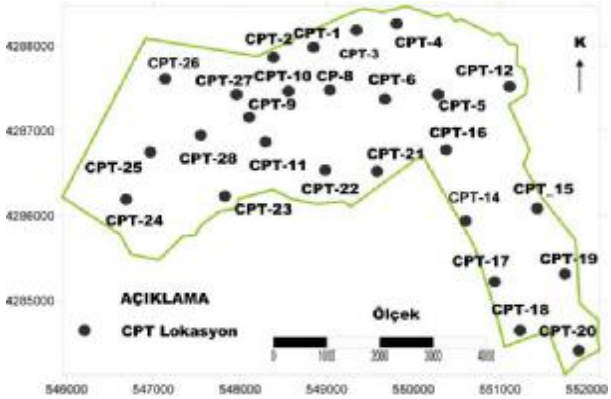
2.1.1. Çalışma Alanı

Çalışma sahasının sınırlarını gösteren bir uydu görüntüsü Şekil 1'de verilmiştir. İlçe Manisa'nın kuzeyinde, il merkezine 19 km mesafededir. Yerleşim alanı ve çevre morfolojisi düz alanlardan meydana gelmektedir. İlçenin içinden geçen Kara Çay Deresi kısmen ıslah edilerek T11 tahliye kanalı olarak kullanılmaktadır. Gediz Nehri ise çalışma sahasının güney sınırından geçmektedir.

Şekil 1. Çalışma Sahasının Sınırlarını Gösteren Bir Uydu Görüntüsü

2.1.2. Arazi Verileri

Çalışmada, geleneksel sıvılaşma potansiyeli hesaplamalarının yapılması için, arazide yerinde yapılan CPT (Konik Penetrasyon Test) verileri kullanılmıştır. Bu veriler, İller Bankası tarafından hazırlanan "Saruhanlı (Manisa) Belediyesi Jeoteknik Etüt Gerektiren Alanların (Jega) İmar Planına Esas Jeolojik-Jeoteknik Etüt Raporu" nun hazırlanmasında yapılan çalışmalardan elde edilen CPT deney sonuçlarıdır (Bulut vd., 2006). Sözü edilen bu çalışmadan alınan, 28 adet CPT deneyinde (Şekil 2), uç direnci (q_c) çevre sürtünmesi (f_s) ve boşluk suyu basıncı (u) değerlerinin, 25 mm/sn (hız) aralıklarla, 6,5 m ile 12,5m derinlikler arasında kaydedildiği görülmektedir.



Şekil 2. Çalışma Alanındaki CPT Lokasyonlarının Dağılımı

2.2. Metot

İller bankası tarafından hazırlanan rapordan alınan CPT verileri esas alınarak, Robertson ve Wride [4]. yöntemine göre, LiqIT V. 4.7.3 Geologismiki yazılımı kullanılarak sıvılaşma analizleri yapılacaktır. Bu analizlere göre, imara açık yapılaşma bölgesinde, sıvılaşma potansiyeli "yüksek", "düşük" ve "çok düşük" özellikli bölgeler belirlenecektir. Bu belirlenen bölgelerden alınacak örselenmiş ve örselenmemiş numunelerin laboratuar deneyleri ile, zemin özellikleri belirlenecek, bu kriterlere göre arazi şartlarına uyumlu örnekler hazırlanarak, Dinamik Üç Eksenli deney cihazında, bölgede oluşması muhtemel deprem etkilerini yansıtacak sismik verilerin kullanılması ile deneyler yapılacaktır. Bu deneylerde, bölgeyi etkileyebilecek fay zonu tespiti ve bu faya göre deprem tasarım parametreleri, oluşabilecek deprem büyüklüğüne göre en yüksek ivme değerleri göz önüne alınacaktır.

2.2.1. Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesindeki Kriterler

Çalışmada, CPT verileri ile Robertson ve Wride [4] yöntemine göre LiqIT v. 4.7.3 Geologismiki yazılımı kullanılarak yapılacak sıvılaşma analizleri hesaplamalarında, aşağıdaki değişkenler belirlenecektir.

- Zemin tabakasındaki sismik talebi ifade eden devirsel gerilme oranı (DGO),
- Zeminin sıvılaşmaya karşı direncini gösteren devirsel direnç oranı (DDO).

Depremin gücünü karakterize eden DGO'nın, zeminin direncini karakterize eden DDO'a oranı ise o zeminin sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısını vermektedir (Eş. 1).

$$GK = \frac{DDO}{DGO} \qquad (1)$$

Güvenlik faktörünün 1'den küçük olması o bölgenin sıvılaşma riski taşıdığını, güvenlik faktörünün 1'den büyük olması ise o bölgenin sıvılaşma riski taşımadığını göstermektedir.

2.2.1.1. Seed ve Idrıss (1971) Tarafından Geliştirilen "Basitleştirilmiş" Yönteme Göre Devirsel Gerilme Oranının (DGO) Bulunması

Bu yönteme göre deprem esnasında zemin tabakasında oluşacak devirsel gerilme oranı aşağıda verilen Eş.2'den hesaplanabilmektedir (Seed ve Idriss 1971).

$$DGO = 0{,}65\left\{\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}}\right\} = 0{,}65\left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\right)r_d \qquad (2)$$

Burada; (a_{max}) deprem tarafından oluşturulan ve yüzeyde etkiyen en büyük yatay yer ivmesini, (σ_{vo}) toplam düşey gerilmeyi (kN/m^2), (σ'_{vo}) efektif düşey gerilmeyi (kN/m^2), (g) yerçekimi ivmesini (m/s^2), (τave) ortalama devirsel gerilme dayanımını (kN/m^2), (r_d) gerilme azaltma katsayısını ifade etmektedir. Efektif Gerilme azaltma katsayısı, Liao ve Whitman (1986)'ya göre aşağıdaki şekilde belirlenebilir;

$$r_d = 1 - 0{,}00765z, \qquad z \leq 9{,}15m \qquad (3a)$$

$$r_d = 1{,}174 - 0{,}0267 \qquad 9{,}15m < z \leq 23m \qquad (3b)$$

Burada; (z) metre cinsinden derinliktir.

2.2.1.2. Robertson ve Wride (1998)'e göre Devirsel Direnç Oranı (DDO) Bulunması

Bu yöntemde koni penetrasyon test (CPT) uç direncinin (q_c) sıvılaşma direncinin belirlenmesinde kullanılmasında bazı düzeltmeler yapmak gerekmektedir. Robertson ve Wride [4] yönteminde, q_c uç direnci üst tabaka yükü düzeltme katsayısı C_Q kullanılarak aşağıdaki eşitliklerde olduğu gibi normalize edilir.

$$q_{c1} = C_Q\,(q_c/P_a) \qquad (4)$$

$$C_Q = (P_a/\sigma'_{vo})^n \qquad (5)$$

Burada; (C_Q) konik penetrasyon direnci için üst tabaka yükü düzeltme katsayısı, (P_a) 100 kPa değerindeki referans gerilmesi, (n) zemin tipi ile değişiklik gösteren sabit, (q_c) ölçülen uç direnç, (q_{c1}) üst tabaka yüküne göre düzeltilmiş birimsiz uç dirençtir. C_Q, sığ derinliklerde düşük efektif gerilme nedeniyle büyük değerler alabilmesine rağmen, uygulamada 1,7'den büyük değerler dikkate alınmaz ve "n" sabiti, zeminin tane özelliklerine bağlı olarak 0,5 ila 1,0 arasında değerler almaktadır (Youd vd., 2001). Zemin cinsini tanımlamak için kullanılan zemin indeksi Eş. 6'dan bulunur.

$$I_z = [(3{,}47 - \log Q)2 + (1{,}22 + \log F)2]0{,}5 \qquad (6)$$

Burada;

$$Q = [(q_c - \sigma_o)/P_a]\ [P_a/\sigma'_{vo)}n] \qquad (7)$$

$$F = [f_s / (q_c - \sigma_{vo})] \times 100\ (\%), \qquad (8)$$

(Q) Normalize edilmiş uç direnç, (F) normalize edilmiş sürtünme oranıdır. Hesaplamalardaki ince tane oranına göre düzeltme ise aşağıdaki şekilde bulunur.

$$(q_{c1})_{tk} = K_c\ q_{c1} \qquad (9)$$

Burada, (K_c) zeminin granüler yapısını ifade eden düzeltme katsayısıdır ve Eş. 10a ve Eş. 10b kullanılarak Robertson ve Wride (1998)'e göre aşağıdaki şekilde bulunur.

$$K_c = 0;\ I_z \leq 1{,}64 \qquad (10a)$$

$$K_c = -0{,}403.I_z^4 + 5{,}581.\ I_z^3 - 21{,}63.\ I_z^2 + 33{,}75.\ I_z - 7{,}88 \qquad I_z > 1{,}64 \qquad (10b)$$

Eğer n=1 alınarak hesaplanan Q kullanarak hesaplanan I_z<2,6 ise zemin killi ve sıvılaşmayan zemin olarak kabul edilir. Eğer n=1 alınarak hesaplanan Q kullanılarak hesaplanan I_z>2,6 ise, CQ ve Q, n=0,5 alınarak tekrar hesaplanır ve I_z değeri yeniden hesaplanır, eğer I_z<2,6 ise sıvılaşma analizinde kullanılır, eğer I_z>2,6 ise n=0,7 alınarak Iz tekrar hesaplanır ve sıvılaşma analizinde kullanılır.

Bu yöntem zemin indeksinin iterasyon yoluyla bulunmasını içerir. Bu durum Robertson ve Wride (1998), yönteminin elle hesaplamalarda tercih edilmemesine neden olmaktadır. Temiz kumlar için M=7,5 büyüklüğündeki bir deprem için sıvılaşma direnci aşağıdaki eşitlikler kullanılarak bulunmaktadır.

$$DDO_{7.5} = 0{,}833\ [(q_{c1})_{tk}/1000] + 0{,}0\ ;\ (q_{c1})_{tk} < 50 \qquad (11)$$

$$DDO_{7.5} = 93\ [(q_{c1})_{tk}/1000]^3\ 0{,}08;\ 50 \leq (q_{c1})_{tk} > 160 \qquad (12)$$

Burada, $(q_{c1})_{tk}$ 100 kPa'lık üst tabaka yüküne göre düzeltilmiş temiz kumlarda konik penetrasyon direncini ifade etmektedir.

2.2.3.Deprem Tasarım Parametrelerinin Hesaplanması

İnceleme sahasının yaklaşık 33 km güneyinden Gediz Grabeni fay zonu, 100 km güneyinden Büyük Menderes fay zonu ve 39 km kuzey-batısından Bergama fay zonu geçmektedir (Şekil 3). Burada en yüksek ivme yaratabilecek fay zonu, ilçenin 33 km güneyinden geçen Gediz Grabeni fay zonu olduğu tespit edilmiştir. Deprem tasarım parametrelerinin bulunması için, çalışma alanını çevreleyen 100 km yarıçapında bir daire çizilerek, daire içinde kalan ve çalışma alanını etkileyebileceği düşünülen aktif sismik kaynaklara dik çizilerek bu sismik kaynakların çalışma sahasına en kısa mesafeleri kilometre (km) cinsinden ölçülmüştür (Şekil 3). Çalışma sahasında en yüksek ivme yaratabilecek olan Gediz Grabeni fay zonu, Mark (1977), yaklaşımına göre olası bir depremde 1/3'nün kırılabileceği yaklaşımıyla, olası tasarım depreminin moment

büyüklüğü, Wells ve Coopersmith'in eşitliği kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanabilir (Wells ve Coppersmith, 1994).

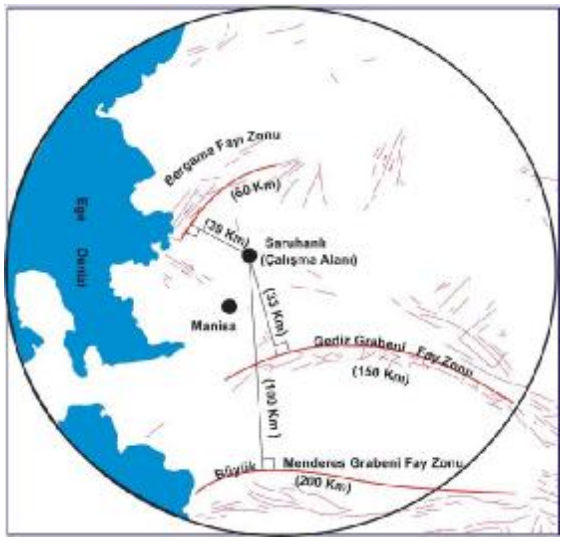
$$M = 4{,}86+1{,}32 \text{ Log } L \qquad (13)$$

Burada; M:Moment büyüklüğü, L:Fay uzunluğu (km).

Bu yaklaşıma göre Fay uzunluğunun, 1/3'nün kırılması durumunda, "Moment Büyüklüğü" 7,1 olarak hesaplanmıştır.
Yatay deprem ivmesi ise Türkiye'deki depremleri esas alan ve normal atımlı faylar için geliştirilen deprem atenasyon ilişkisi kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Ulusay vd., 2004).

$$PGA = 2{,}18e^{0{,}0218(33{,}3M_W - R_e + 7{,}8427S_A + 18{,}9282S_B)} \qquad (14)$$

Burada; yumuşak zeminler için S_A=0, S_B=1 alınır, Re yerleşim alanından ilgili fay zonuna en yakın dikey mesafedir, M_w Deprem büyüklüğüdür. Buna göre, tasarım depreminin meydana getirebileceği "Yatay deprem ivmesi" 0,28g olarak hesaplanmıştır.



Şekil 3. Çalışma Sahasına 100 km Çap İçinde Bulunan Sismik Kaynakların Belirlenmesi

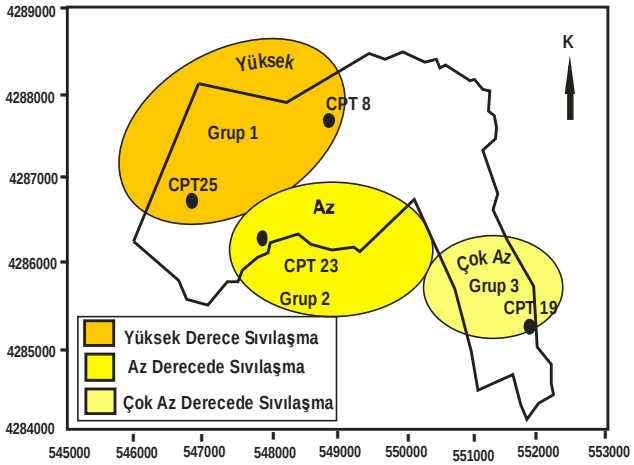
2.2.4 Araziden Numune Alma ve Yer Seçimi

Yukarıdaki yapılan sıvılaşma analizlerine göre belirlenen 4 lokasyon, yüksek, düşük ve çok düşük sıvılaşma potansiyeli derecelendirmesine göre 3 grup olarak aşağıdaki Tablo 1'da olduğu gibi belirlenmiştir.

Tablo 1. Lokasyonların Sıvılaşma Derecelerine Göre Sınıflandırılması

Sıvılaşma Dereceleri	Lokasyon No	Numune Alma Grubu
Yüksek	CPT -8 ve 25	1. Grup
Düşük	CPT -23	2. Grup
Çok Düşük	CPT-19	3. Grup

Bu tespitlerden sonra, yer altı suyu seviyesi dikkate alınarak 4-4,8m derinliğinde açılan gözlem çukurlarından UD (örselenmemiş) tüpleri ile sıvılaşma sınıflandırma gruplarını temsilen sıvılaşma riski taşıyan noktalardan (grup 1, CPT-8, CPT-25) numuneler alınmıştır (Şekil 4).



Şekil 4. CPT lokasyonları Numune Alma Örneklem Haritası

Zeminlerin arazideki doğal ortam özelliklerini temel alarak laboratuarda aynı özellikleri benzeştirecek şekilde numune hazırlanması gerekliliği yaklaşımıyla, alınan örselenmemiş numunelere, indeks deneyleri yapılmış ve sonuçları aşağıda Tablo 2'de verilmiştir. Bu değerlendirmelere göre zemin numuneleri, siltli kum özellikleri göstermektedir.

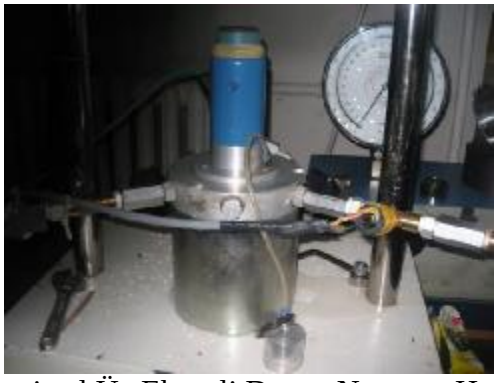
Tablo 2. Araziden Alınan Numunelerin Fiziksel Özellikleri

Zemin Numunelerinin İndeks Özellikleri	**Lok#8**	**Lok#25**
Numune Alma Derinliği, (m)	5	4,75
Doğal Su Muhtevası, w_n, (%)	35	38
Özgül Ağırlık, G_s	2,65	2,68
Likit Limitt, w_L, (%)	NP	NP
Kil İçeriği (<0.005 mm), (%)	10,1	5
Boşluk Oranı, e (%)	1.024	1,10
Doygunluk Oranı, S_r (%)	97	93
Rölatif sıkılık, D_r (%)	45	66
Zemin Sınıfı	SM-SC	SM
Yer Altı Su Seviyesi, (m)	5	4,75
İnce Tane Oranı (<0.075 mm), (%)	34	17

2.2.5. Numune Hazırlama ve Devirsel Deneylerin Yapılması

Numune hazırlamanın tekniğinin drenajsız kayma üzerinde etkisi oldukça fazla olduğu belirtilmektedir (Silver ve Park, 1976). Literatürde yaygın olarak kullanılan üç çeşit (ıslak tokmaklama, kuru hazırlama, sedimentasyon) yöntem kullanılmaktadır. Farklı yöntemlerin farklı tepkiler oluşturacağı bilinerek yük uygulamalarına farklı tepki vermek amacıyla

numuneler hazırlanır (Ishihara, 1993). Islak tokmaklama yönteminin tane dağılımı ve boşluk oranının farklılığı üzerinde etkisi oldukça azdır (Ibrahim ve Kagawa, 1991).
Bu çalışmada numuneler, arazideki zeminlerin doğal yapısına ve özelliklerine benzeyecek şekilde (su muhtevası, boşluk oranı, rölatif sıkılığı, birim hacim ağırlığı), laboratuarda yeniden hazırlanmak amacıyla, çapı 38 mm ve yüksekliği 76 mm olmak üzere Ladd vd., (1989) tarafından ortaya konulan ıslak tokmaklama tekniğinden faydalanarak hazırlanmıştır.
Siltli kumlu numunelerin hazırlandıktan sonra, cihaza yerleştirilirken bozulmalarını önlemek için, sıkıştırma kalıbı cihaz üzerine monte edilmiş ve numuneler sistem üzerinde hazırlanmıştır (Şekil 5).



Şekil 5. Devirsel Üç Eksenli Deney Numune Hazırlanması

2.2.6. Numunenin Doyurulması

Önce, numune test cihazına yerleştirilir, devamında karbondioksit (CO_2) gazı verilir ve numunenin içindeki hava dışarı atılır. Sonra daha önce belirlenmiş olan basınç altında su verilir ve doygunluğu kontrol edilir ve doygunluk sağlanmışsa yük uygulama safhasına geçilir (JGS, 2000).

2.2.7. Numunenin Konsolidasyona Bırakılması

Numune doyurulduktan sonra konsolidasyona bırakılır. Konsolidasyon esnasında basınçlar arasındaki farklar düzenlenir ve efektif konsolidasyon basıncı 100 kpa'a sabitlenir. Numuneye devirsel yük uygulama aşamasına geçilir.

2.2.8. Devirsel Deneylerin Yapılması

Deney cihazı üzerinde hazırlanan numuneler, devirsel üç eksenli deney hücresine yerleştirilip, numunenin doygun hale getirilmesi için, 50 kN/m^2 çevre basıncıyla birlikte CO_2 (karbondioksit gazı) verilmiş ve numunelerin içinde hapsolmuş havayla CO_2 gazının yer değiştirilmesi sağlanarak, çevre basınçı 400 kPa, geri basınç 380 kPa olarak uygulanarak, hızlı ve güvenilir bir şekilde doyurulmaya çalışılmıştır. Numune bu gerilme şartları altında uzun süre bekletilerek, en az % 95 doygunluğa ulaştığında, geri basınç 380 kN/m^2, çevre basıncı 430 kN/m^2 yapılarak 50 kN/m^2'lik efektif izotropik çevre basıncı altında konsolide edilmiştir. σ_c = 50 kPa konsolidayon (jeolojik yük) basıncı altında konsolide edilmiş, zemin ortam ve numuneleri için hesaplanan farklı gerilme oranlarında (τ_d/σ_c= 0,31-0,33) ve arazide oluşan deprem dalgalarını düzenli sinüs dalgaları formunda laboratuvarda temsil edecek titreşim frekansını seçerken ayrıca boşluk suyu basıncı

oluşumunun verimliliğini yükseltmek için (yüzde % boşluk suyu basıncı) f: 0,5 Hz frekansında devirsel yüklemeler uygulanmıştır (JGS, 2000). Bu deney ASTM D 5311, (2002)'e, göre yapılmıştır. Drenajsız olarak dinamik yükleme yapılırken; düşey yük, düşey deplasman, boşluk suyu basıncı kaydedilmiştir. Bu çalışmada kullanılan deney numunelerine ait gerekli olan parametreler hesaplanmış ve Tablo 3'de verilmiştir.

Tablo 3. Lokasyonlar İçin Gerekli Olan Parametreler

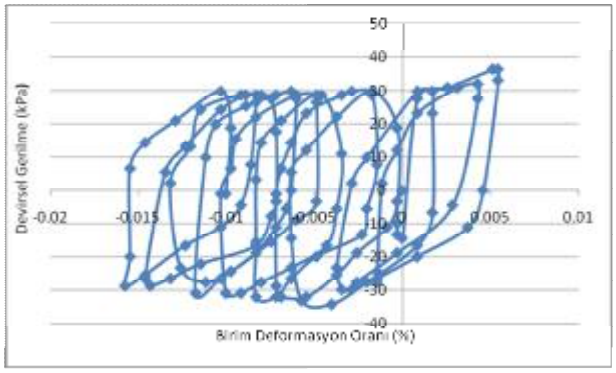
Devirsel Üç Eksenli Test Parametreleri	**Deney Grubu 1**	
Lokasyonlar	CPT-8	CPT-25
Rölatif Sıkılık Oranı (R_D), % (Laboratuvar)	45	66
Numune Miktarı, (MS) (gr)	120,2	119,7
Su miktarı, (W) (gr)	41,9	41,7
Eşdeğer Gerilme Çevrim sayısı, $N_{Eş}$	14	14
Devirsek Yük, (P_d) (kgf)	5,6	5,7
Maksimum Boşluk Oranı (e_{maks}), %	1,12	1,28
Boşluk Oranı (e), %	1,024	1,10
Devirsel Gerilme Oranı (DGO, τ_d/σ_c)	0,31	0,32
Frekans (Hz)	0,5	0,5
Minumum Boşluk Oranı (e_{min}), %	0,531	0,89
Laboratuvarda uygulanan Çevrim sayısı, N_{Lab}	40-50	40-50

2.2.9. Deney Grubu 1 Numunelerinin Deney Sonuçları

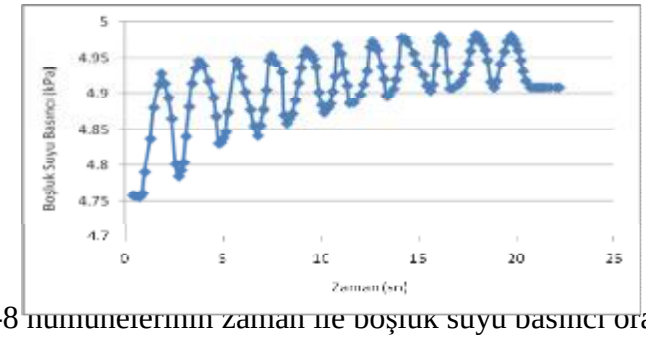
Burada deney grubu 1 olarak belirtilen numuneler CPT-8 ve CPT-25 nolu lokasyonları temsil etmektedir (Bkz. Tablo 1, Şekil 4). Sırasıyla CPT-8 ve CPT-25 nolu lokasyonların numunelerine yapılan deneyler aşağıda verilmiştir.

2.2.9.1. CPT-8 lokasyonu

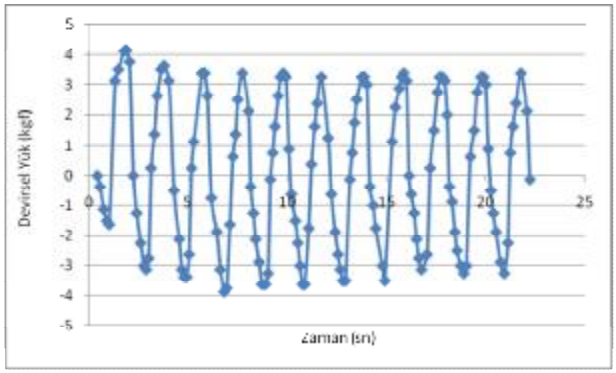
Tablo 3'de, bu gruba ait parametrelere göre, çalışma alanından örselenmemiş olarak getirilen numunelerin rölatif sıkılığı, Dr=0.45 olup, bu oranda yeniden hazırlanarak doyurulan numunelere, devirsel gerilmeler, boşluk suyu basıncının ortalama efektif çevre basıncına eşit veya boşluk suyu basınçlarının sabitleştiği duruma erişinceye kadar uygulanmış ve deney çıktıları Şekil 6'da verilmiştir.



(a). CPT-8 numunelerinin devirsel gerilme ve birim deformasyon ilişkisi



(b).CPT-8 numunelerinin zaman ile boşluk suyu basıncı oranı ilişkisi



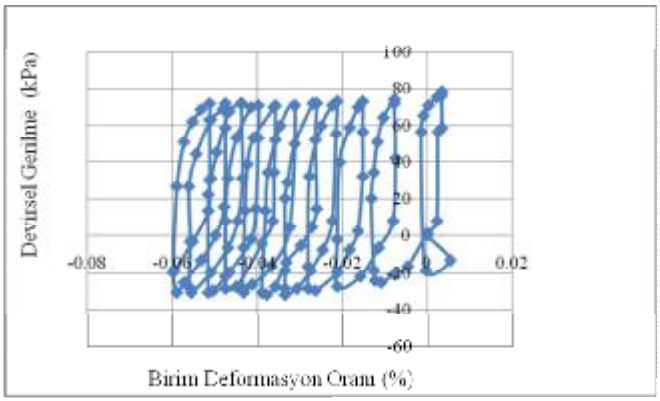
(c). CPT-8 numunelerinin zaman ile devirsel yük ilişkisi

Şekil 6. CPT-8 Numunelerinin Devirsel Üç Eksenli Deney Sonuçları

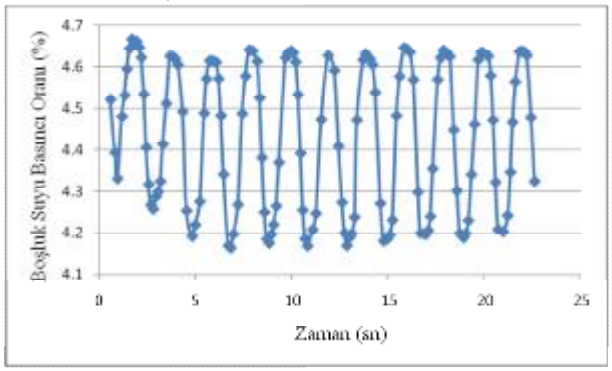
CPT-8 nolu lokasyondaki doğal ortama göre hesaplanan DGO (devirsel gerilme oranı) değerleri referans alınarak, devirsel gerilme oranı (τd/σc) 0,31, devirsel yük 5,6 kgf, frekans 0,5 Hz alınmıştır. Çevrim Sayısı; arazide 7,1 büyüklüğündeki bir deprem için hesaplanan eşdeğer çevrim sayısının (14), (Bkz. Tablo 3) üç (3) katı kadar olan (40 çevrim) sayısı yaklaşımıyla karşılaştırma yapılmak amacıyla numuneler sinüzoidal devirsel yüklemeye maruz bırakılmıştır. Bu gerilme seviyesinin tekrarı ile boşluk suyu basıncında ve birim şekil değiştirmelerde artışlar meydana gelmiştir. Deneyde uygulanan NLab=26. çevrim sonunda, diğer bir ifade ile eşdeğer çevrim sayısı (40-26=14) NEş =14. çevrim sonunda boşluk suyu basıncı (ΔU/σc) %90 seviyesine çıkmış ve efektif gerilmeye (konsolidasyon basıncına) eşit olmuş bunun sonucu olarak da zemin numunesi sıvılaşmıştır.

2.2.9.2. CPT-25 lokasyonu

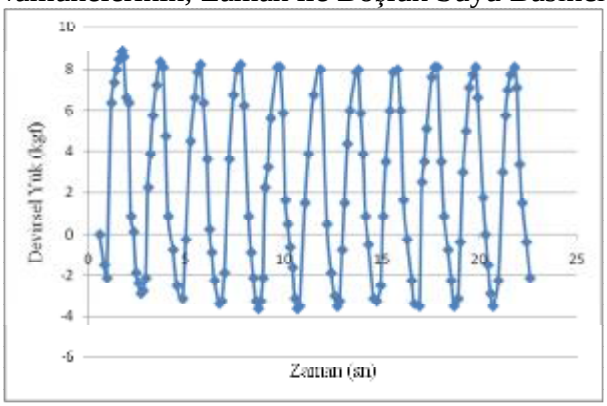
Tablo 8’de verilen parametrelere göre, rölatif sıkılığı, Dr=0.66 oranında laboratuvarda yeniden hazırlanarak devirsel üç eksenli deney yapılmış ve deney sonucu Şekil 7’de verilmiştir.



(a). CPT-25 Numunelerinin, Devirsel Gerilme ve Birim Deformasyon İlişkisi



(b). CPT-25 Numunelerinin, Zaman ile Boşluk Suyu Basıncı Oranı ilişkisi



(c). CPT-25 numunelerinin zaman ile devirsel yük ilişkisi

Şekil 7. CPT-25 Numunelerinin Devirsel Üç Eksenli Deney Sonuçları

Burada doğal ortama göre hesaplanan DGO (devirsel gerilme oranı) değerleri referans alınarak, devirsel gerilme oranı (τ_d/σ_c) 0,32, devirsel yük 5,6 kgf, frekans 0,5 Hz alınmıştır. Çevrim Sayısı; arazide 7,1 büyüklüğündeki bir deprem için hesaplanan eşdeğer çevrim sayısının (14), (Bkz. Tablo 3) üç (3) katı kadar olan (40 çevrim) sayısı yaklaşımıyla karşılaştırma yapılmak amacıyla numuneler sinüzoidal devirsel yüklemeye maruz bırakılmıştır. Suya doygun siltli kumlu zeminde boşluk suyu basıncı zamanla artmış ancak hiçbir zaman efektif çevre (konsolidasyon) basıncına eşit olamamıştır. Çevrim sayısı 40 olduğunda (N_{Lab}=40), boşluk suyu basıncı (Δ_U/σ_c) 0,70 değerinin üzerine çıkamamış ve zamanla bir miktar azalmıştır. Diğer yandan birim kayma deformasyoları (δ) zamanla artmış ve göçme ölçütü olan δ =±%2,5 deformasyon derecesine kırk çevrimde (N_{Lab}=40, laboratuarda uygulanan çevrim sayısı) ulaşılamamış ve boşluk suyu basıncı oranı ise Δ_U/σ_c=0,70 değerinin üzerine çıkamamıştır. Devirsel yükün zamana göre değişimi ise

boşluk suyu basıncının zamanla değişmesine rağmen devirsel devirsel yük N_{Lab}=40. çevrim, diğer ifadeyle eşdeğer çevrim sayısı sonuna kadar ($N_{Eş}$ =14) devam etmiş ve deney sonunda yenilme ölçütü $\delta=\pm30$ değerine kadar çıkmış ve deney sonlanmıştır. Deneyde uygulanan N_{Lab}=40. çevrim sonunda, diğer bir ifade ile eşdeğer çevrim sayısı ($N_{Eş}$ =14) sonunda boşluk suyu basıncı (Δ_U/σ_c) %90 seviyesine çıkamadığı için bu lokasyondan alınan numunelerin sıvılaşmadığı gözlenmiştir..

3. SONUÇLAR

İki aşamadan oluşan bu çalışmada, önce, Saruhanlı (Manisa) ilçesinde imara açılan ve sıvılaşma potansiyeli taşıyan alandaki konik penetrasyon testi (CPT) verileri ile, deprem kaynağı olarak Gediz Grabeni Fay zonu tepit edilmiş ve bu fay zonunun üretmesi beklenen tasarım parametreleri; "maksimum yatay deprem ivmesi 0,28g ve moment magnitüdü 7,1", olarak hesaplanmış olup bu parametrelere göre sıvılaşma analizi yapılmıştır. Analizler sonucu, Bölgede yüksek sıvılaşma potansiyeli gösterebilen noktalar belirlenmiştir (Gurup 1).

İkinci aşamada, bu analiz sonuçlarına göre, sıvılaşan bölgelerde gözlem çukurları açılarak, su seviyesinin başladığı noktalar dikkate alınarak yaklaşık 4,5-5 m derinliğinden örselenmiş ve örselenmemiş numuneler alınmıştır. Arazideki doğal zemin ortamın özelliklerinin (rölatif sıkılık, su muhtevası, boşluk oranı, birim hacim ağırlık) belirlendiği ve bu şartlar referans alınarak laboratuvarda ıslak tokmaklama yönteminden yararlanarak yeniden numune hazırlanmış, Devirsel üç eksenli deney cihazında, drenajsız şartlar altında gerilme kontrollü, devirsel yükler uygulanarak, zeminlerin devirsel davranışları ve sıvılaşma özellikleri incelenerek çalışma alanının sıvılaşma potansiyelinin daha kararlı tespiti yapılmıştır. Laboratuvarda yapılan devirsel üç eksenli deneyler sonucunda; Dr = %45 olan lokasyonda (CPT-8), sıvılaşma gerçekleşmiş, mevcut durumdaki diğer lokasyonda (CT-25) sıvılaşma gerçekleşmemiştir.

KAYNAKLAR

ASTM D 5311-92, (2002), "Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil", Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 1-10.

Ateş, A., (2010), "Manisa Saruhanlı ilçesi zeminlerinin sıvılaşma potansiyelinin arazi ve laboratuvar deneyleri ile incelenmesi", Doktora Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Gazi Üniversitesi, Ankara.

Bulut, İ., Sağlam, M., Bektaş, İ.A., Şahin, M.S., Demir, M., Uran, Ş., Üçkardeşler, C.,Güner, F., Araz, A.H., (2006), "Saruhanlı (Manisa) Belediyesi Jeoteknik Etüt Gerektiren Alanların (Jega) İmar Planına Esas Jeolojik-Jeoteknik Etüt Raporu", İller Bankası Rapor No. ILB-I/45-039-004, Ankara, 1-53.

Ibrahim, A.A., Kagawa, T., (1991), "Microscobic measurement of sand fabric from cyclic tests causing liquefaction", Geotchnical Testing Journal 14 (4), 371-382.

Ishihara, K. (1993), "Liquefaction and flow failure during earthquakes", Geotchnique, 43 (3),pp.351-451.

JGS (Japanese Geotechnical Society), (2000), "Method for cyclic undrained triaxial test on soils", Standards of Japanese Geotechnical Society for Laboratory Shear Tests (English Version). Japanese Geotechnical Society, Tokyo, Japan, pp. 54-61.

Ladd, R. S., Dobry, R., Dutko, P., Yokel, F. Y. and Chung, R. M., (1989), “Pore-Water Pressure Buildup in Clean Sands Because of Cyclic Straining”, Geotechnical Testing Journal, 12 (1): 77-86.

Liao, S.S.C. And Whitman, R.V., (1986), “Overburden Correction Factors For SPT In Sand”, Journal Of Geotechnical Engineering, ASCE, 112 (3): 373-377.

Mark, R. K., (1977), “Application Of Linear Statistical Model Of Earthquake Magnitude Versus Fault Length in Estimating Maximum Expectable Earthquakes”, Geology, 5: 464- 466.

Özaydın, K., (2007), “Zeminlerde Sıvılaşma”, Altıncı Ulusal Depem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, 231-255, 16-20 Ekim.

Robertson, P.K., and Wride, C.E., (1998), “Evaluating cyclic liquefaction potential using the Cone Penetration Test”, Canadian Geotechnical Journal, 35(3), 442-459.

Seed, H.B., Idriss, I.M., (1971), “Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 97(9), 1249-1273.

Silver, M.L., Park, T.K., (1976), “Liquefaction potential evaluated from cyylic strain–controlled properties test on sands”, Soils and Foundations 16 (3),51-65.

Ulusay, R., and Tuncay., E., and Sönmez, H., and Gökçeoğlu C., (2004), “An attenuation relationship based on Turkish strong motion data and iso-acceleration map of Turkey”, Engineering Geology. 74: 265–291.

Wells, D.L. and K.J. Coppersmith, (1994), “New empirical relationships amoung magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement”, Bull, Seismol, Soc, America., 84, 974-1002.

Youd, T. L., et al., (2001), “Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils”, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 127(10), 817-833.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

DEĞİŞİK GRANÜLOMETRİYE SAHİP TEMİZ KUMLARDA MAKSİMUM VE MİNİMUM BOŞLUK ORANI DEĞERLERİNİN FARKLI DANE BOYUTU TANIMLAYICILARI İLE İLİŞKİLERİ

RELATIONSHIPS BETWEEN MAXIMUM & MINIMUM VOID RATIOS OF CLEAN SANDS WITH VARYING GRAIN SIZE DISTRIBUTION AND DIFFERENT PARTICLE SIZE IDENTIFIERS

Mehmet ÇİÇEK[1] **Rezan SÜLEYİMAN[2]**

Selim ALTUN[3] **Ahmet Burak GÖKTEPE[4]** **Alper SEZER[5]**

ABSTRACT

In this study, it is tried to establish relationships between maximum and minimum void ratios/range of void ratios belonging to 22 clean sands of different grain size distributions and different identifiers of grain size as well its distribution. Initially, different grain size distribution curves were predetermined using the materials retained between different sieves, and 22 different mixes were constituted. Thereafter, maximum and minimum void ratio tests were applied on these mixtures. On the next stage, different identifiers of grain sizes as well as their distribution were calculated. First of these identifiers is the breakage potential area ratio inspired from the the Hardin's breakage potential, the second one is the median diameter, D_{50} and the third one is the fragmentation fractal dimension. Results showed that the relationship between the median diameters of the clean sands and their maximum / minimum void ratios can be explained by a third degree polynomial equation, however, this equation is not as strong as the equations derived from relationships belonging to the remaining two identifiers. Up to a certain value of breakage potential area ratio, a logarithmic trendline explains the relationship among the breakage potential area ratio and maximum/minimum void ratios,whereas an exponential relationship explains the same relationship after that value. Polynomial expressions have also been obtained between the maximum and minimum void ratios and the fragmentation fractal dimension.As a consequence, the results and empirical relationships are presented along with the R^2 values.

Keywords: Maximum-minimum void ratio, fractal dimension, clean sands.

[1] İnşaat Mühendisi adayı, Ege Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Türkiye, mehmet_cicek_3385@hotmail.com
[2] İnşaat Mühendisi adayı, Ege Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Türkiye, rezan_nus@hotmail.com
[3] Doç. Dr., Ege Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Türkiye, selim.altun@ege.edu.tr
[4] Doç. Dr., Proje Müdürü, Rruga Bilal Golemi, Arnavutluk, abgoktepe@gmail.com
[5] Doç. Dr., Ege Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Türkiye, alper.sezer@ege.edu.tr

ÖZET

Bu çalışmada ince malzeme içermeyen 22 değişik dane boyu dağılımına sahip kum zeminin maksimum ve minimum boşluk oranlarının ve bu parametrelerinin farkının, değişik dane boyu ve boyutu tanımlayıcıları ile ilişkileri ortaya konulmuştur. Öncelikle, 22 değişik dane boyu dağılım eğrisi belirlenerek, farklı elekler arasında kalan malzemeler kullanılarak, bu dane boyu dağılımlarına uyan karışımlar oluşturulmuştur. Daha sonra, bu karışımlar üzerinde maksimum ve minimum boşluk oranı deneyleri yapılmıştır. Sonraki aşamada, farklı dane boyu ve boyutu tanımlayıcıların hesabına geçilmiştir. Bu tanımlayıcılardan birincisi, Hardin'in kırılma potansiyeli esas alınarak üretilen kırılma potansiyeli alan oranı, ikincisi medyan çap D_{50} ve üçüncüsü fragmentasyon fraktal boyutudur. Sonuçlar, temiz kumlarda medyan çap ile maksimum/minimum boşluk oranı arasındaki ilişkinin üçüncü dereceden polinom bir denklem ile açıklandığını, ancak bu denklemin diğer iki dane boyu/boyutu tanımlayıcıların denklemleri kadar başarılı olmadığını göstermiştir. Maksimum ve minimum boşluk oranı değerleri ile kırılma potansiyeli alan oranı arasında belli bir değere kadar logaritmik, bu değerden sonra eksponansiyel ilişki elde edilmiştir. Maksimum ve minimum boşluk oranı değerleri ile fraktal boyutu arasında ise polinom ifadeler elde edilmiştir. Son olarak, elde edilen sonuçlar ve ampirik ilişkiler, R^2 değerleri ile beraber sunulmuştur.

Anahtar kelimeler: Maksimum-minimum boşluk oranı, fraktal boyut, temiz kumlar.

1. GİRİŞ

Bilindiği üzere, zeminlerin farklı yükleme ve başlangıç koşullarında davranışlarının tespit edilmesi için birçok laboratuvar deneyi yapılmaktadır. Özellikle granüler zeminlerde, bu davranışın doğru tespit edilebilmesi için, örneğin içinde bulunduğu başlangıç koşullarının doğru şekilde belirlenmesi şarttır. Bu başlangıç koşulları için boşluk oranı ve izafi sıkılık kavramları ön plana çıkmaktadır. Bu deneylerde kullanıcı hataları, örneğin başlangıç koşullarının yanlış tespit edilmesine, dolayısı ile davranışın doğru olarak belirlenememesine sebep olduğundan, deneylerin doğru bir şekilde uygulanması gerekmektedir.

Dane boyu dağılım eğrileri granüler zeminlerde ince malzeme içeriğini, Atterberg limitlerinin belirlenmesi ile beraber zemin içerisindeki incelerin silt veya kil olup olmadığını, ince malzeme içeriği göreli olarak önemsiz ise zeminin iyi veya kötü derecelenmiş olup olmadığını belirlemekte faydalı olmaktadır. Zeminlerin iyi veya kötü derecelenmiş olup olmadığı üniformluk ve derecelenme katsayıları ile belirlenmektedir. İyi derecelenmiş zeminler kompaksiyon veya vibrasyon yöntemleri ile boşluk oranları düşürülerek yüksek dayanımlara ulaşabilir. Üniform derecelenmiş zeminler genellikle kontrollü drenaj uygulamalarında kullanılmaktadır. USCS sınıflandırma sistemine göre çakıllar ve kumlarda üniformluk katsayısı 4 ve 6 değerlerini aştığında iyi derecelenmiş olarak kabul edilmekte, genel anlamda bu parametre 5 ila 10 değerlerini aştığında iyi derecelenmiş bir zemin elde edilmektedir (Das, 2012; Mitchell ve Soga, 2005). Bu bilgiler ışığında, zeminlerin gradasyonunun maksimum/minimum boşluk oranları değerlerine etkisinin oldukça fazla olduğunu söylemek gerekir.

Dane şeklinin etkisi ele alındığında, farklı araştırmacıların benzer sonuçlar otaya koyduğunu gözlemekteyiz. Zemin danelerinde köşeliliğin artması ile beraber, maksimum

ve minimum boşluk oranında artımlar gözlemlenmektedir (Youd, 1973). Bu çalışmada kullanılan yuvarlaklık tanımı 0 ile 1 arasında değişen değerler vermekte, 0'a yaklaşan değerler daha köşeli, aksine, 1'e yaklaşan değerler daha yuvarlak danelerin oluşturduğu zemini göstermektedir.

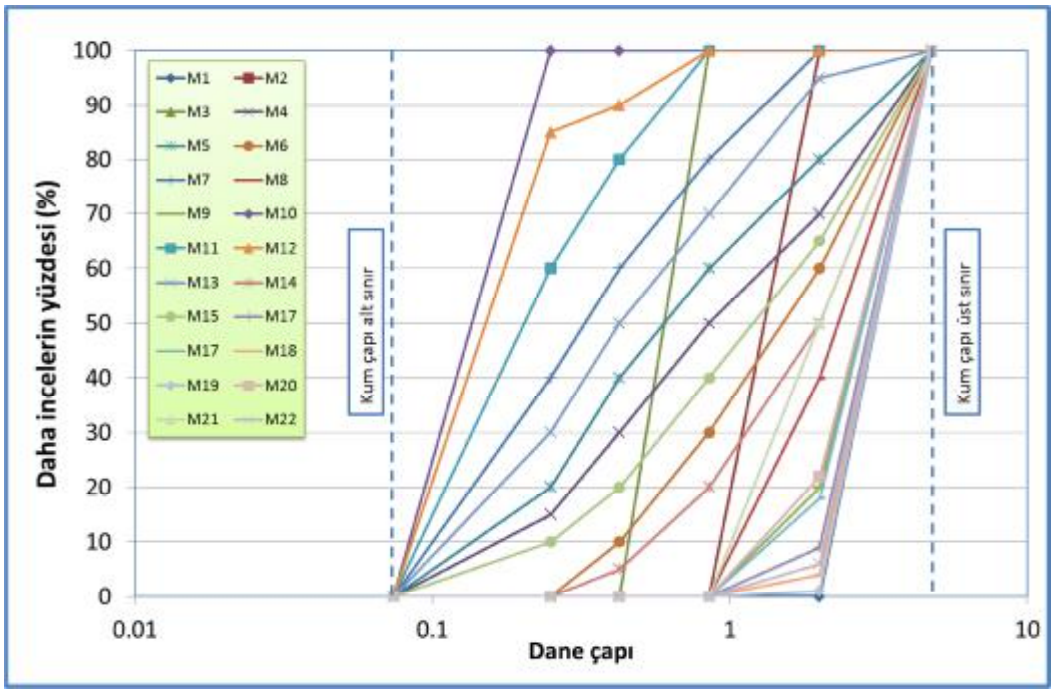
Yuvarlaklığın Sukumaran and Ashwamy (2001) tarafından verilen tanımına dayanarak belirlendiği başka bir çalışmada benzer sonuca ulaşılmıştır (Altun ve diğ., 2006). Bu tanımlamada fark, daha yuvarlak zeminlerin R sayısı 1'e yakınken, köşeli zeminlerde bu değer 1'den başlayarak artmaktadır.

Ek olarak, kumların mineralojik yapısının da özellikle değişik miktardaki yükler altında davranışını değiştirdiği gözlenmektedir. Zayıf dane dayanımına sahip zeminler, bu anlamda, değişik yükler altında deforme olduğunda, boşluk oranındaki değişimlere ek olarak, zemin danelerinin kırılmasının da davranışa oldukça fazla etkisinin olduğunu söylemek mümkündür. Bilindiği üzere, danelerin kırılma olayı üzerinde pek çok faktör etkilidir. Belki de burada en önemli parametre, danelerin orijini veya mineralojisidir. Dane boyutu, şekli ve dağılım özellikleri, ortamın rölatif sıkılığı ve gerilme seviyesi farklı ortamlardaki ezilme olayını kontrol eden faktörler arasında sayılabilir. Geçmiş çalışmalarda belirtildiği gibi, granüler ortamda yapılan yüklemeler, makro ve mikro düzeyde dane ezilmesi ve kırılmasına yol açmaktadır, ve bunlar pürüzlü yüzeyin ezilmesi ve kırılma olarak adlandırılmaktadır (Önalp, 2002).

Laboratuarda çok sık kullanılan ince malzeme içeremeyen kumların boyutlarının ve dane boyu dağılımları, maksimum ve minimum boşluk oranı parametresinin etkilemektedir. Bu çalışmada, belli elekler arası malzemeler kullanılarak yapay olarak hazırlanmış 22 çeşit karışımın maksimum ve minimum boşluk oranlarının ve bu parametrelerinin farkının, değişik dane boyu ve boyutu tanımlayıcıları ile ilişkileri ortaya konulmuştur. Bu tanımlayıcılardan birincisi, Hardin'in kırılma potansiyeli esas alınarak üretilen kırılma potansiyeli alan oranı, ikincisi medyan çap D_{50} ve üçüncüsü fragmentasyon fraktal boyutudur. Elde edilen sonuçlar, birinci ve üçüncü parametreler ile maksimum ve minimum boşluk oranı arasında ampirik ilişkilerin olduğunu göstermiştir.

2. MALZEME VE METOD

Çalışmada kullanılan kum Aydınlar Madencilik tarafından temin edilmiştir. Kum, % 99 oranında SiO_2 içeren yarı yuvarlak ve kuvars esaslı bir kumdur. Değişik elekler arasında kalan malzemeler belli oranlarda birleştirilerek yapay olarak 22 çeşit dane boyu dağılım eğrisine sahip karışım elde edilmiştir. Karışımların dane boyu dağılımları Şekil 1'de verilmiştir.



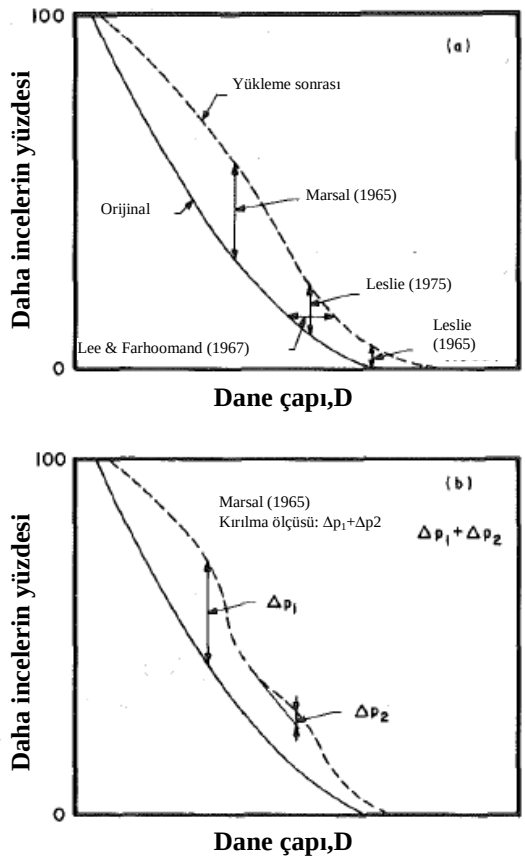
Şekil 1. Çalışmada kullanılan karışımların dane boyu dağılım eğrileri.

Çalışmadaki zeminler üzerinde maksimum ve minimum boşluk oranı deneyleri ASTM D4253-00 ve ASTM D4254-00 standartları esas alınarak yapılmıştır.

2.1. Hardin'in kırılma potansiyeli kavramı

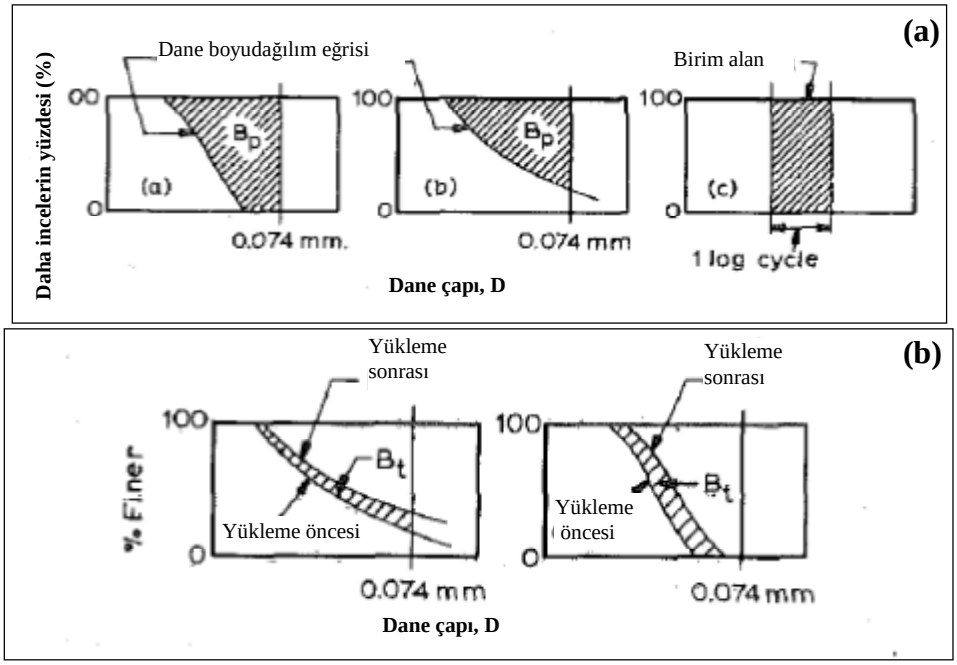
Hardin'in kırılma potansiyeli kavramı, değişik tipte geo-malzemelerin kuvvet, gerilme ve de basınç altındaki fiziksel davranışlarını matematiksel olarak değerlendirerek granüler malzemenin kırılma derecesi, bir başka ifadeyle dane boyu dağılımındaki değişimler hakkında bilgi verir.

Hardin'in (1985) öncesinde bazı araştırmacılar, yükleme sonrasında dane boyu dağılım eğrisindeki değişimleri tek bir sayı ile ifade etmiştir. Buradaki asıl problemin değişik boyuttaki danelerin kırılmasını yeterli biçimde ifade eden bir parametrenin elde edilmesidir (Hardin, 1985). Leslie (1963) başlangıçtaki malzemenin % 100'ünün üzerinde kaldığı elek üzerinde kalan malzeme miktarını kullanmıştır. Yazar, daha sonra, başlangıçta malzemenin %90'ının üzerinde kaldığı elekte geçen malzeme miktarındaki artıştan faydalanmıştır (Leslie, 1975). Herhangi bir çaptaki geçen malzeme miktarındaki artış, diğer çaptaki malzemeler ile karşılaştırıldığında daha fazla ise, Marsal (1965) kırılma ölçüsünü Şekil 2a'daki gibi tanımlamaktadır. Eğer ki birden fazla çapta kırılma miktarı fazla ise, aynı tanımlama , Şekil 2b'deki gibi yapılmaktadır. Geçmişte yapılan çalışmalar, sadece belli eleklerden geçen malzeme yüzdeleri ile sınırlandırılmamış, Lee ve Farhoomand (1967), başlangıçtaki malzemenin % 15'inin daha ince olduğu elek çapının, kırılan malzemenin % 15'inin daha ince olduğu elek çapına oranını kullanmıştır. Dane boyu dağılım eğrisi log ekseninde olduğundan, bu parametre Şekil 2a'da gösterildiği üzere daha incelerin %15 olduğu y ekseninden geçen doğrunun dane boyu dağılım eğrileri kestiği noktaların apsislerinin farkıdır.



Şekil 2. Dane kırılmasının Hardin (1985)'den önceki tanımları.

Geçmişte birçok çalışmada, granüler zeminlerde danelerin ezilmesi araştırılmıştır. Hardin (1985) kırılmayı, bir başka deyişle dane boyundaki değişimi üç değişik parametre ile tanımlamıştır. Toplam kırılma (B_t)'yi, başlangıç ve son dane boyu dağılım eğrileri arasındaki alan olarak tanımlamıştır. Bununla birlikte, kırılma potansiyeli (B_p), zeminin yüklemeden önce ve sonraki dane boyu dağılım eğrisi ve 74 μm çaptan geçen düşey doğru arasında kalan alan olarak değerlendirilmektedir. İzafi kırılma (B_r) ise, B_t ve B_p parametrelerinin oranıdır. Bu tanımlar Şekil 3'de ayrıntılı olarak gösterilmektedir.



Şekil 3. Dane kırılması tanımları: a) Kırılma potansiyeli b) Toplam kırılma (Hardin, 1985).

Malzemenin dane kırılma potansiyeli şekliyle doğru orantılıdır. Bu durum zemin malzemelerinde normal değme kuvvetlerinin boyut artışıyla artması ve aynı zamanda boyut artışına bağlı parçacıktaki hata olasılığından kaynaklanmaktadır. Alınan kaya dolgu örneği üzerinde ortalama bir basınç uyguladığımız zaman belirgin bir kırılma olur ancak silt parçacıklarını kırmak için çok daha yüksek bir gerilme ihtiyaç duyulmaktadır . Yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlara göre malzemenin kırılma potansiyeli içerdiği dane boyutuyla orantılıdır. D çapında bir danenin kırılma potansiyeli;

$$\begin{cases} bp = \log10\left[\frac{D}{0{,}074}\right] & D\,(mm) \geq 0{,}074 \\ bp = 0 & D\,(mm) < 0{,}074 \end{cases} \quad (1)$$

Potansiyel kırılma (B_p) denklemi, b_p kırılma potansiyeliyse;

$$B_p = \int_0^1 b_p \, df \quad (2)$$

2 nolu denklemde B_p zeminin davranışına bağlı olarak kırılma potansiyeli ve df ise herhangi iki çap arasındaki malzemenin daha incesinin farkının 100'e bölümüdür.
Zemin faktörü varsayımıyla ,B_p bir gerilme durumunda bazı danelerin kırılmasına sebep olur. Dane dağılımı grafiği kırılma sonrasında aşağıdaki gibi olacaktır.
Yükleme sonrasında potansiyel kırılma b_{pl} olup orijinal değer b_p değerlerine bağlı toplam kırılma

$$B_t = \int_0^1 (b_{p0} - b_{pl}) d_f \quad (3)$$

formülü ile bulunur. Bu denklemde of b_{p0}, b_p'nin ilk değeri, b_{pl} ise b_p'nin yüklemeden sonraki değeridir. B_t parametresi toplam kırılma olarak adlandırılır ve Şekil 3b'de verilen taralı alandır.

2.2. Fraktal boyut kavramı

Fraktal boyut kavramı zemin gibi ayrı danelerin oluşturduğu ortamlarda danelerin ezilmesi, kırılması, v.b. nedenler ile dane boy dağılımlarındaki değişimleri veya dane boyu dağılımının kendisini tek başına açıklayabilmektedir. Esasen ayrık danelerden oluşan bir ortamda çift logaritmik eksende, belli bir dane çap değerinden büyük çapta danelerin sayısının, o dane çapına karşı değişimini gösteren doğrunun eğiminden çıkarılan fraktal boyut kavramı, dane boyu dağılımındaki değişimlerin elde olunmasında kullanılabildiği gibi, danelerin şekillerinin elde edilmesinde de hayati önem taşımaktadır.

Pratikte, zemin mekaniği uygulamalarında, danelerin birim hacim ağırlığının ve boyutlarının bilinmesini gerektirmesi veya dane sayısının belirli bir zemin için hesabının dane şekillerinin üniform olması kabulünü gerektirmesinden dolayı, dane boyu dağılım eğrisinin tanımlanması için fraktal boyut hesabında dane sayısı yerine belli bir çap (elek çapı) üzerinde kalan zeminin ağırlığından yola çıkılması tercih edilmektedir (Tyler ve Wheatcraft, 1992);

$$\frac{M(R<r)}{M_T} = \left(\frac{r}{r_L}\right)^{3-D_F} \tag{4}$$

Denklem (4)'de M, r'den küçük bir R boyutunda olan malzemenin toplam ağırlığı, M_T zeminin toplam ağırlığı, r elek açıklığı, r_L ise maksimum elek açıklığıdır, D_F ise fragmentasyon fraktal boyutudur. Denklem 4'de her iki tarafın doğal logaritması alınırsa,

$$\log\left(\frac{M(R<r)}{M_T}\right) = (3 - D_F)\log\left(\frac{r}{r_L}\right) \tag{5}$$

elde edilmektedir. Denklem 5'ye istinaden, $\frac{M(R<r)}{M_T}$ ve $\frac{r}{r_L}$ arasındaki ilişki log-log bir kağıda noktalanırsa, doğrunun eğiminin 3'den çıkarılması ile D_F'in elde edileceği açıktır

3. MAKSİMUM/MİNİMUM BOŞLUK ORANI DEĞERLERİ İLE DANE BOYU DAĞILIMI PARAMETRELERİ ARASINDAKİ İLİŞKİLER

3.1 Maksimum-minimum boşluk oranı ile kırılma potansiyeli alan oranı arasındaki ilişki

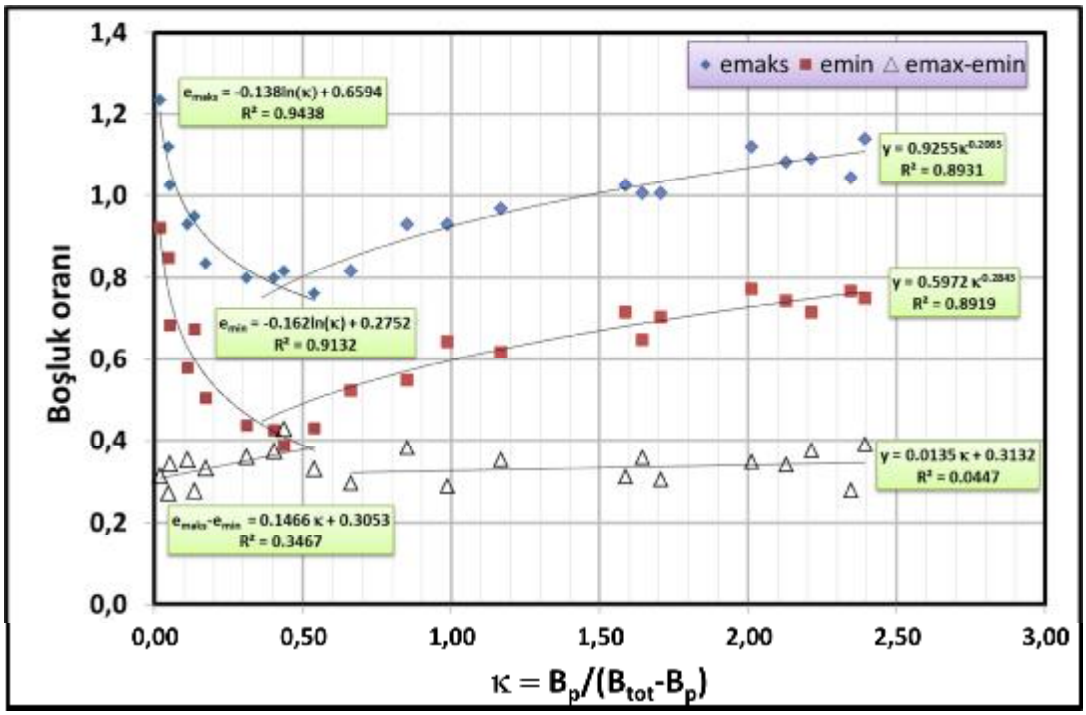
Deneysel olarak elde edilen maksimum/minimum boşluk oranı deney sonuçları, öncelikle Hardin'in kırılma potansiyeli olarak tanımladığı alan ile karşılaştırılmış ve bu değerin belli bir yüzdesinde minimum değerler elde edilmiş, ampirik olarak ifade edilmesi zor bir değişim elde edilmiştir. Bunun üzerine, 4.76 mm. ve 0.074 mm.'den geçen düşey doğruların sınırladığı alanı (Şekil 1), toplam kırılma potansiyeli (B_{tot}) olarak tanımlayıp, Denklem 6'daki gibi bir kırılma potansiyeli alan oranı (*K*) hesaplanmıştır:

$$K = B_p / (B_{tot} - B_p) \tag{6}$$

Elde edilen bu parametre ile maksimum, minimum boşluk oranı ve bunların farkı arasındaki ilişkiler incelenmiş ve *K* değerinin 0.35-0.45 aralığına kadar azalan, bu değerden sonra artan bir eğilime sahip olduğu gözlenmiştir. Böylece, elde edilen e_{max}/e_{min}ve *K* arasında, bahsedilen değere kadar logaritmik, bahsedilen değerden sonra eksponansiyel ilişki tespit edilmiştir (Şekil 4). Gözlenen ilişkileri determinasyon katsayısı değerleri de kabul edilebilir bir ölçüye kadar onaylamaktadır, e_{max}-*K* değişimi için logaritmik ilişkinin R^2 değeri 0.943, eksponansiyel ilişki için 0.893 olarak elde edilmiştir. Determinasyon kat sayısı; regresyonda bağımlı değişkenin yüzde olarak ne kadarının açıklayıcı değişkenler tarafından açıklandığını gösterir. R^2 ile sembolize edilmiştir.

$$R^2 = 1 - \frac{SS_{res}}{SS_{top}} \tag{7}$$

Bu denklemde, R^2, determinasyon katsayısı , SS_{tot} örnek varyansı ile doğru orantılı kareler toplamı, SS_{res} ise artıkların karelerinin toplamıdır. Benzer şekilde, e_{min}-*K* değişimi için logaritmik ilişkinin R^2 değeri 0.913, eksponansiyel ilişki için 0.892 olarak elde edilmiştir. e_{max}-e_{min}ile *K* arasında düzgün bir ilişki elde edilememiştir. Bu ilişkileri açıklayan denklemler ve tanım aralıkları denklem 8 ve 9'da verilmiştir.



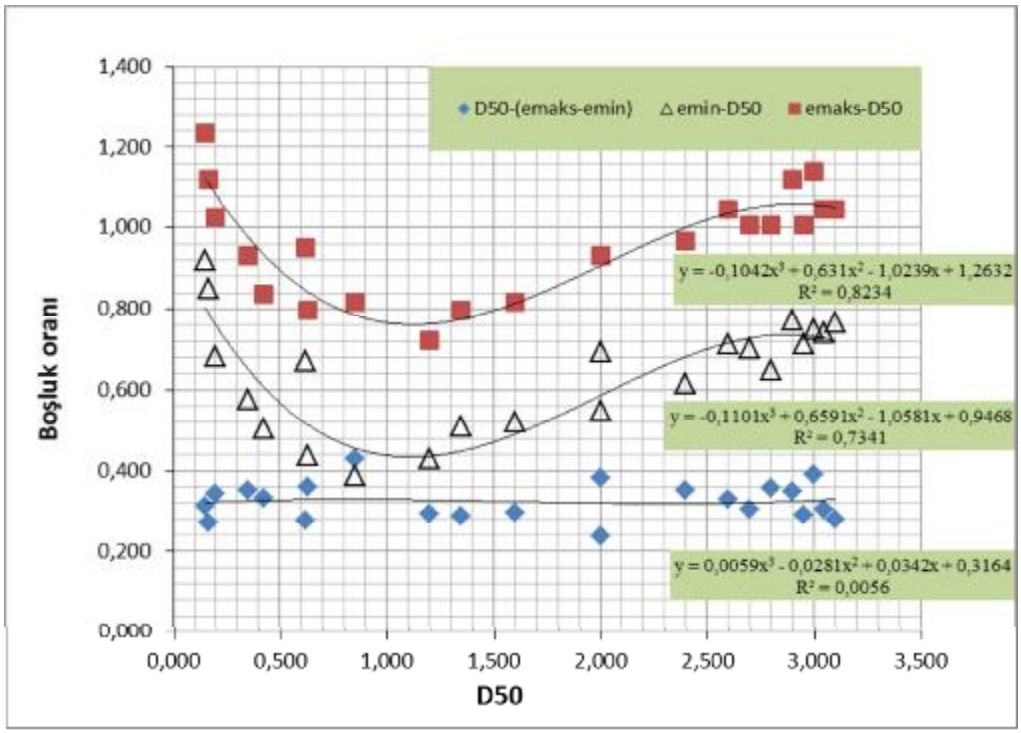
Şekil 4. e_{maks} , e_{min} , e_{maks}-e_{min} değerlerinin ile değişimi.

$$\begin{cases} e_{maks} = -0.138 \times \ln \kappa & e_{maks} < 0.42 \\ e_{maks} = 0.9255 \times \kappa^{0.2068} & e_{maks} \geq 0.42 \end{cases} \tag{8}$$

$$\begin{cases} e_{min} = -0.162 \times \ln \kappa & e_{maks} < 0.38 \\ e_{min} = 0.5957 \times \kappa^{0.2843} & e_{maks} \geq 0.38 \end{cases} \tag{9}$$

3.2. Maksimum-minimum boşluk oranı ile medyan çap arasındaki ilişki

Malzemenin dane çapının medyan değeri yada ortalama çap olarak da bilinen D_{50} gradasyon eğrisinde kümülatif dağılımı % 50'ye ulaşan partikül çapıdır. İnce malzemelerde en önemli parametrelerden biridir.
e_{maks}-e_{min} değerlerinin D_{50} ile değişimi incelenmiş, ve D_{50} herhangi bir değerinde kesin bir ilişki kurulamamıştır. R^2 0.0056 gibi küçük bir değer çıkmıştır. Aynı D_{50} değerlerinde gradasyon çeşitliliğine bağlı olarak e_{maks}-e_{min} değerlerinde bir artış gözlenebilmektedir.



Şekil 4. e_{maks} , e_{min} , e_{maks}-e_{min} değerlerinin ile değişimi.

e_{maks} ve D_{50} arası polinom bir fonksiyon oluşturulmuş ve bu fonksiyona göre R^2 değeri 0.824 bulunmuş, D_{50}'nin 0.8-1.2 arası aldığı değerlerde e_{maks} değerinin minimuma yaklaştığı tespit edilmiştir.e_{min} ile D_{50} arası değişimde buna benzerdir. Aynı değer aralıklarında e_{min} minimum değerler yaklaşmıştır. e_{min} için R^2 değeri 0.734 olmuştur (Şekil 5). Üçüncü dereceden polinomlar, bahsi geçen parametreler arasındaki davranışları belli bir dereceye kadar açıklasa da, bu eğilim eğrileri fraktal boyut ve kırılma potansiyeli alan oranınkilere göre daha düşük R^2 değerleri vermiştir.

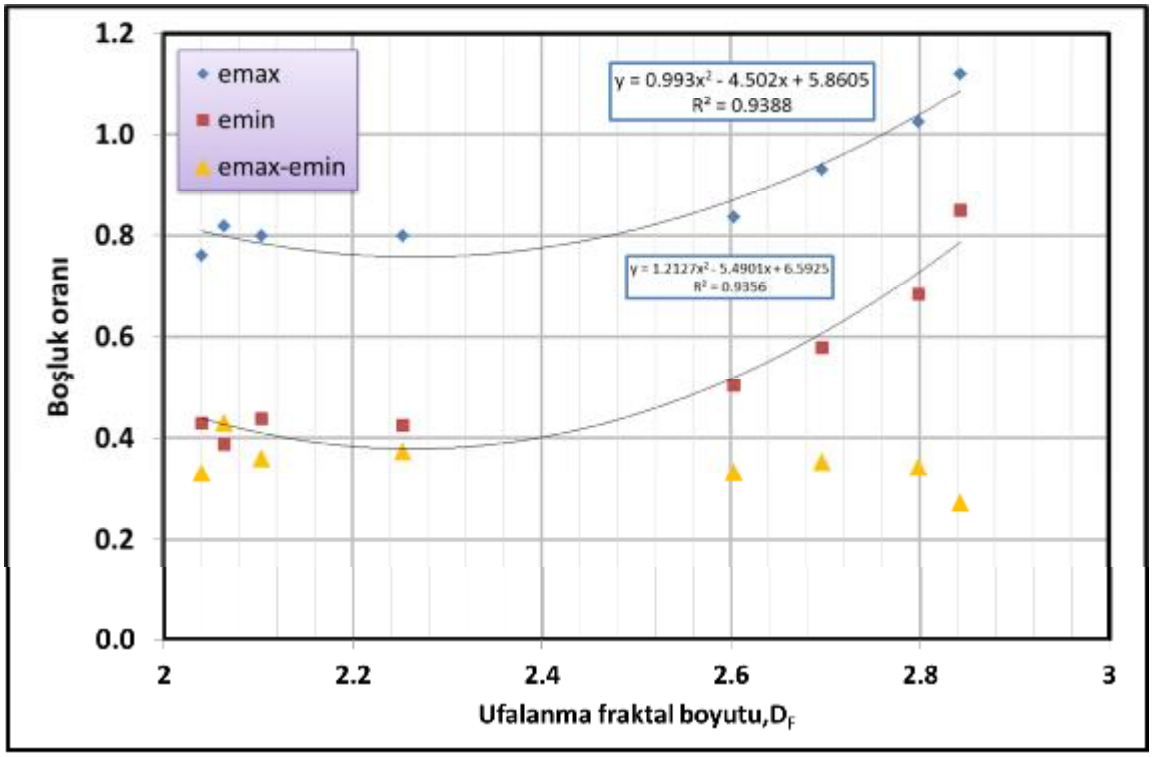
3.3. Maksimum-minimum boşluk oranı ile fraktal boyut arası ilişkiler

Maksimum / minimum boşluk oranı ve fragmentasyon (ufalanma) fraktal boyutu arasındaki deneysel olarak elde edilen ilişkiler Şekil 6'de görülmektedir. Şekilden görüleceği üzere, veri sayısı yapılan deney sayısına göre oldukça azdır, zira bazı karışımlar iki elek arasında kalan malzemeler ile hazırlandığından, bu karışımların fraktal boyut hesabında kullanılan eğrinin dane boyu dağılım eğrilerini sağlıklı biçimde açıklamadığı gözlenmiştir. Bu da, bu tip karışımlarda dane boyu dağılımının daha sağlıklı tespit edilmesi ve fraktal boyut parametresinin elde edilmesinde kullanılan eğrinin dane boyu dağılımını

doğru bir biçimde temsil edilebilmesi için, görüntü analizlerinin kullanımı bir alternatif olarak görülmektedir. Doğru biçimde temsil edilemeyen dane boyu dağılım eğrilerinden elde edilen fraktal boyutlar atıldıktan sonra, literatürde tavsiye edildiği üzere (Turcotte, 1992), 2 ile 3 arasındaki fraktal boyut değerleri ile maksimum/minimum boşluk oranı değerleri arasında ikinci deredecen polinom eşitliklerle açıklanan düzgün değişimler gözlenmiştir. Maksimum ve minimum boşluk oranları ile D_F arasında elde edilen polinom ilişkilerin determinasyon katsayısı değerleri 0.934 ve 0.936 olarak elde edilmiştir. Parametreler arası ilişkiler

$$e_{maks} = 0.993 \times D_F^2 - 4.502 D_F + 5.8605 \quad (10)$$
$$e_{min} = 1.2127 \times D_F^2 - 5.4901 D_F + 6.5925 \quad (11)$$

denklemleri ile verilmektedir.



Şekil 6. e_{max} ve e_{min} ile D_F arasında kurulan ilişkiler

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, kuvars esaslı bir kum zemin, öncelikle elenerek belli elekler arasında kalan malzemeler ayrılmış, daha sonra önceden belirlenmiş dane boyu dağılım eğrilerine istinaden 22 çeşit karışım hazırlanmıştır. Hazırlanan numuneler üzerinde ASTM D4253 ve ASTM D4254'e uygun olarak maksimum ve minimum boşluk oranları deneysel olarak elde edilmiştir.

e_{max} ve e_{min} ile tanımlanan kırılma potansiyeli alan oranı (*K*) arasındaki ilişkiler değerlendirildiğinde, *K* değerinin 0.35-0.45 aralığına kadar azalan, bu değerden sonra artan bir eğilime sahip olduğu gözlenmiştir. Böylece, elde edilen $e_{max/}e_{min}$ve *K* arasında, bahsedilen değere kadar logaritmik, bahsedilen değerden sonra eksponansiyel ilişki tespit edilmiştir. Gözlenen ilişkileri determinasyon katsayısı değerleri de kabul edilebilir bir ölçüye kadar onaylamaktadır, e_{max}-*K* değişimi için logaritmik ilişkinin R^2 değeri 0.943, eksponansiyel ilişki için 0.893 olarak elde edilmiştir. Benzer şekilde, e_{min}-*K* değişimi için logaritmik ilişkinin R^2 değeri 0.913, eksponansiyel ilişki için 0.892 olarak elde edilmiştir. e_{max}-e_{min} ile K arasında düzgün bir ilişki elde edilememiştir.

Maksimum ve minimum boşluk oranları ile ufalanma fraktal boyutu ile D_F arasında elde edilen polinom ilişkilerin determinasyon katsayısı değerleri 0.934 ve 0.936 olarak elde edilmiştir.

Temiz kumlarda medyan çap ile maksimum/minimum boşluk oranı arasındaki ilişkinin üçüncü dereceden polinom bir denklem ile açıklandığını, ancak bu denklemin diğer iki dane boyu/boyutu tanımlayıcıların denklemleri kadar başarılı olmadığını göstermiştir.

Netice olarak, fraktal boyut ve kırılma potansiyeli alan oranı ile maksimum ve minimum boşluk oranı arasında kabul edilebilir ilişkiler elde edilmiştir. Parametrelerin doğasından gözlenebileceği üzere, dane boyu dağılımı eğrileri iyi derecelenmiş zemini simgeleyen eğrilere yaklaştığında, maksimum ve minimum boşluk oranı değerleri en düşük değerlere yaklaşmaktadır. Bu davranışı özellikle kırılma potansiyeli alan oranı parametresi düzgün bire şekilde modelleyebilmektedir. Dane boyu dağılım eğrilerinin bu çalışmada yapılan tanımlarına göre altındaki ve üstündeki alanların oranı 2'ye yaklaştığında, maksimum ve minimum boşluk oranı değerleri en küçük değerlerine yaklaşmaktadır. Tersine, eksik derecelenmiş veya kötü derecelenmiş malzemelerde ekstrem boşluk oranı değerlerinde artışlar gözlenmiştir. Laboratuvar ortamında sıkça kullanılan ince malzeme içermeyen kumların ekstrem boşluk oranı değerleri ile dane boyu ve boyutu arasında kabul edilebilir ilişkiler ekde edilmiştir. Elde edilen bu ilişkiler, dane boyu dağılımının e_{max} ve e_{min} parametrelerine etkisinin olduğunu göstermektedir. Daha fazla sayıda deney yapıldıktan sonra, bu eğriler son haline getirilip, belli zeminlerde bu eğriler yapılan maksimum ve minimum boşluk oranı deneylerinin sonucunun kontrolünde kullanılabilir. Bundan sonraki çalışmalarda, silt katkılı kumlarda bu ilişkiler araştırılabilir.

KAYNAKLAR

ASTM D-4253 (2000) Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table, USA.

ASTM D-4254 (2000) Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density, USA.

Altun, A. , Göktepe, A.B. ve Sezer, A. (2006), "Understanding the Effect of Particle Shape on the Extreme Void Ratios of Sands and Gravels Using Digital Image Processing", Seventh International Congress on Advances in Civil Engineering.

Das, B.M. (2012) "Soil Mechanics Laboratory Manual", Oxford University Press.

Hardin, B. O. (1985),"Crushing of Soil Particles.", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 111(10), 1177-1192.

Lee, K. L. ve Farhoomand I. (1967) "Compressibility and Crushing of Granular Soil," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 4, No. 1, pp. 68-86.

Leslie, D. D. (1963),"Large Scale Triaxial Tests on Gravelly Soils,", Proceedings of the 2nd Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, Vol. 1, pp. 181-202.

Leslie, D. D. (1975), "Shear Strength of Rockfill", Physical Properties Engineering Study No. 526, South Pacific Division, Corps of Engineers Laboratory, Sausalito, Calif. , p. 124.

Marsal, R. J. (1965), "Discussion of Shear Strength," Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol.3, pp. 310-316.

Mitchell, K. and Soga, K. (2005) , "Fundamentals of Soil Behavior", John Wiley & Sons Inc.

Önalp,A. (2007),"Geoteknik Bilgisi-1",Birsen Yayınevi.

Sukumaran, B., and Ashmawy, A. (2001), "Quantitative Characterization of Discrete Particles," Geotechnique, Vol. 51, No. 7, pp. 619-627.

Tyler, S.W and Wheatcraft, S.W., (1992), "Fractal scaling of soil particle-size distribution and analysis", Soil Science Society of America Journal, Vol. 56, No.2, 47-67.

Turcotte, D.L. (1992), "Fractals and Chaos in Geology and Geophysics", Cambridge University Press, New York.

Youd, T.L. (1973) "Factors controlling maximum and minimum densities of sands, Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils", ASTM STP 523, pp.98-112.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

FARKLI KUM- KİL KARIŞIMLARININ DİREK KESME DENEYLERİNDE İNCELENMESİ

DIRECT SHEAR TESTS ON VARIOUS SAND- CLAY MIXTURES

Rozhgar Abdullah HASAN[1] **Ali Fırat ÇABALAR[2]**

ABSTRACT

In this study, experimental works have been conducted on various of clay- sand mixtures. During the tests, two types of sands (crushed stone sand and river sand) having different shapes ans sizes were used. The clay sample used during the tests was obtained from the Gaziantep University Campus. According to the Unified Soil Classification System (USCS), this clay is defined as low plasticity clay (CL). The experimental studies were conducted using direct shear test box. Clay- sand mixtures prepared in the laboratory have the proportions of 5%, 10%, 15%, 20%, 25% and 35%. From the results of the direct shear box, it has been observed that if clay content increases, the maximum shear strength values of the mixtures decrease.

Keywords: Sand, clay, direct shear box

ÖZET

Bu çalışmada, çeşitli oranlardaki kil- kum karışımları üzerinde deneysel araştırmalar yapılmıştır. Deneysel çalışmalarda, farklı fiziksel özelliğe sahip iki kum örneği kullanılarak, bunların direk kesme deney sonuçları üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Karışımlarda kullanılan kumlar; köşeli yapıya sahip kırma taş kumu, ve yuvarlatılmış dere kumudur. Her iki kum örneği, 1.0- 2.0 mm, ve 0.3- 0.6 mm aralıklarında kalacak şekilde elenmiştir. Deneyde kullanılan kil örneği, Gaziantep Üniversitesi Kampusu'ndan elde edilmiş, birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre düşük plastisiteli kil (CL) olarak tanımlanan, kil örneğidir. Deneysel çalışmalar, geleneksel direk kesme deney aletlerinde yapılmıştır. Laboratuarda hazırlanan kil- kum karışımları; %5, %10, %15, %20, %25 ve %35 oranlarındaki kil örnekleri ile meydana gelmiştir. Kesme kutusu deney sonuçlarına göre, kil miktarı arttıkça karışımın maksimum kesme mukavemeti değerlerinde azalma gözlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Kum, kil, direk kesme kutusu

[1] Y. Lisans öğrencisi, Gaziantep Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü
[2] Doç. Dr., Gaziantep Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, cabalar@gantep.edu.tr

1. GİRİŞ

Zeminleri (kum, kil) oluşturan taneler, kayaların kimyasal ve mekanik ayrışma sonucu daha küçük parçalara bölünmesi ile oluşmaktadır. Taneleri oluşturan kayaların birbirinden farklı mineralojik yapılara sahip olmaları ve ayrışmaya yol açan faktörlerin çok farklı olmasından dolayı, zemin örnekleri kendi içinde farklı boyut ve şekillerde bulunmaktadır. Kayalar içindeki bazı mineraller ayrışma sonucu iri taneleri meydana getiriken, bazı mineraller çok daha küçük parçalara bölünerek zeminlerdeki ince taneleri oluşturmaktadır. İri taneli zeminler (kum, çakıl) ile ince taneli zeminlerin (silt, kil) biçimleri birbirinden çok farklı olabilmektedir. Bazı taneler aşınma sonucu yuvarlatılmış ve yaklaşık küresel biçime kavuşurken, bazıları ise köşeli olabilmektedir (Özaydın, 1997). Barrett (1980) tarafından yapılan çalışmada zemin tanelerine ait şekil özellikleri ayrıntılı olarak gösterilmiştir. Bahsedilen çalışmada yazar, tane özelliklerini üç ayrı başlık altında toplamıştır. Bunlar; (i) pürüzlülük (roughness), (ii) yuvarlatılmış ya da köşelilik (roundness/ angularity), (iii) yapı (form). Abbireddy ve diğ. (2008) ve Clayton ve diğ. (2008) bu konuda son dönemde yapılmış önemli çalışmalardan ikisi olarak düşünülebilir. İnce ve iri taneli zemin tanelerinin yapı (form) özelliklerinin çalışıldığı bu iki makalede, yazarlar kapsamlı bir literatür taraması yaptıktan sonra lazer ayrıştırma (laser diffraction) yoluyla elde edilen yeni iki metot ortaya önermişlerdir. Tane çapı dağılımı da zeminlerin birçok mühendislik özelliğini etkilemektedir. Bunların başlıcaları; zeminin su geçirgenliği, sıkışabilirliği, ve mukavemetidir (Özaydın, 1997; Çabalar ve Hasan, 2013). Zeminlerin doğal malzeme olmaları ve özelliklerinin değişkenlik göstermeleri nedeniyle, deneysel yöntemler zemin araştırmalarının en önemli aşamasını oluşturmaktadır. Zeminin davranışını etkileyen ve temel mekanizmasının anlaşılmasına yardımcı olan en önemli deneysel yaklaşımlardan biri kayma özelliklerinin tespit edilmesidir (Çinicioğlu, 2006). Skempton ve Bishop (1954), kayma direncinin zeminin karşı koyduğu maksimum kayma gerilmesi olduğunu göstermiştir. Hvorslev (1960), kayma direncini yenilme yüzeyinde zeminin yenildiği andaki kayma gerilmesi olarak ispatlamıştır. Lambe (1960) ise taneli zeminlerde kayma direnci mekanizmasını detaylı olarak incelemiştir (Eurfur, 2004). Zeminlerde kayma direnci bir gerilme-şekil değiştirme problemidir ve kohezyon (c), ve içsel sürtünme açısı (φ) olmak üzere, iki parametreyle ifade edilmektedir. Kayma durumunda zeminlerin davranışını incelemek için başka diğer önemli araştırmalar yapılmıştır (Coulomb, 1776; Mohr, 1900; Rendulic, 1937; Roscoe vd,, 1958; Henkel, 1960).

Zemin mekaniği alanında yapılan ‘gerilme- şekil değiştirme’ ilişkileri üzerindeki çalışmalar genellikle saf/temiz zemin örnekleri kullanılarak yapılmaktadır. Ama yapılan arazi çalışmaları doğal zeminlerin önemli miktarda ince malzeme (silt, kil) içerebileceklerini göstermiştir (Monkul ve Özden, 2007). Burada sunulan çalışmada yuvarlatılmış ve köşeli kum örneklerine farklı oranlarda eklenen killerin, karışımın genel davranışına etkisi deneysel olarak araştırılmıştır. Deneysel çalışmalarda iki saf çeşit kum, ve %5, %10, %15, %20, %25 ve %35 oranlarındaki kil- kum karışımlarının davranışı direk kesme kutusu deney aletinde test edilmiştir.

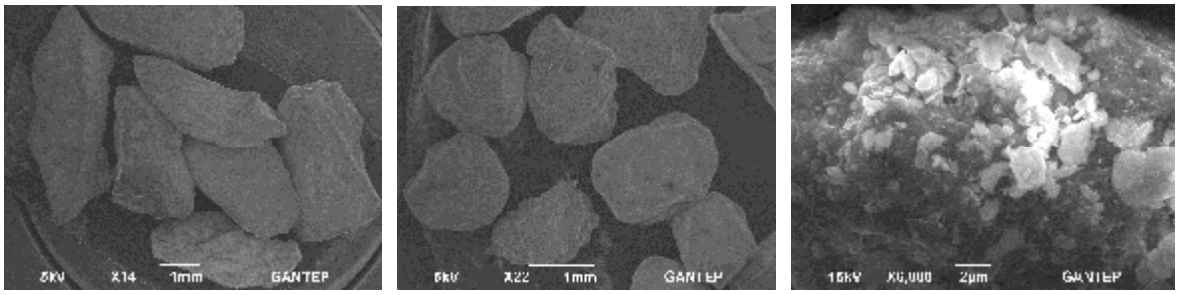
2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Deneysel çalışmalarda TS 1900- 22’de detayları gösterilen ‘ELE direk kesme kutusu deney aleti’ kullanılmıştır.

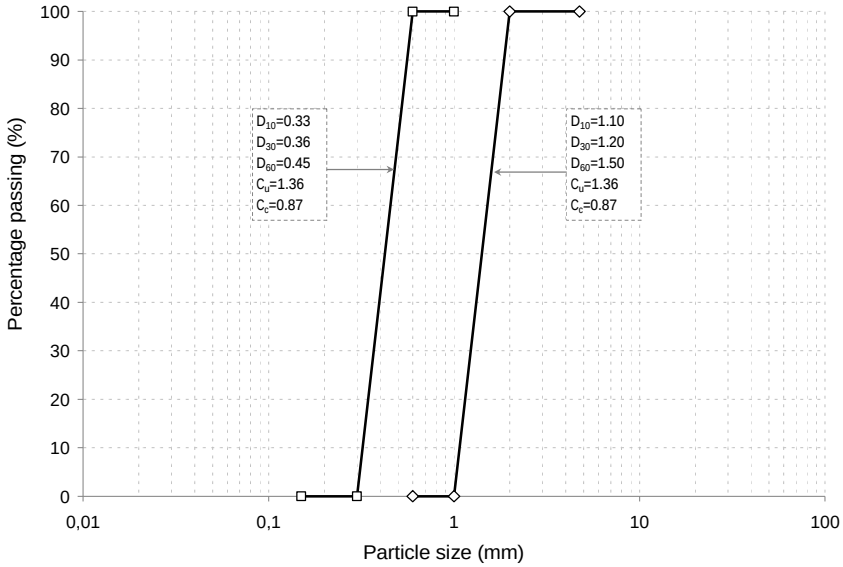
Bu çalışmada, kum tanelerinin bazı fiziksel özellikleri (büyüklük, şekil), ve bunlara eklenen kil oranının direk kesme kutusu deneylerinde elde edilen sonuçlara etkisi

incelenmektedir. Burada sunulan deneysel çalışmada, farklı şekilsel özelliklere sahip, farklı büyüklükteki iki kum örneğine farklı oranlarda kil karıştırılarak direk kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Direk kesme kutusu deneylerinde, köşeli kum ve yuvarlatılmış kum örneklerine ağırlıkça %5, %10, %15, %20, %25 ve %35 oranlarında kil karıştırılarak, doygun su muhtevasında kayma mukavemeti parametreleri incelenmiştir. Tüm deneylerde 1 mm/dak'lık yatay kesme hızı uygulanmıştır. Numuneler gevşek halde herhangi bir vibrasyona maruz bırakılmadan hazırlanmıştır. Deneyler, zemin örnekleri konsolide olduktan sonra yapılmıştır (ASTM D 2435-96).

Deneysel çalışmada kullanılan zemin örneklerinden biri yuvarlatılmış (RS) şekle sahip olan Trakya Kumu'dur. Diğeri, Gaziantep'te kırma taş olarak bilinen köşeli kum (AS) örneğidir. Kullanılan kil örneği ise Gaziantep Üniversitesi yerleşkesinden elde edilmiştir. Birleştirilmiş zemin sınıflandırması sistemine göre orta plastisiteli kil (CL) olarak belirlenen kil örneğinin plastik limit (PL) değeri 29, likit limit değeri (LL) ise 47 olarak tespit edilmiştir. Kullanılan malzemelere ait bilgiler Şekil 1 ve Şekil 2''de gösterilmektedir.



Şekil 1. Kullanılan malzemelere ait taramalı elektron mikroskop görüntüleri.



Şekil 2. Kullanılan kum örneklerine ait elek analizi sonuçları.

Çizelge 1'de köşeli ve yuvarlak kumların özellikleri kantitatik olarak tanımlanmaktadır (Çabalar ve Hasan, 2013).

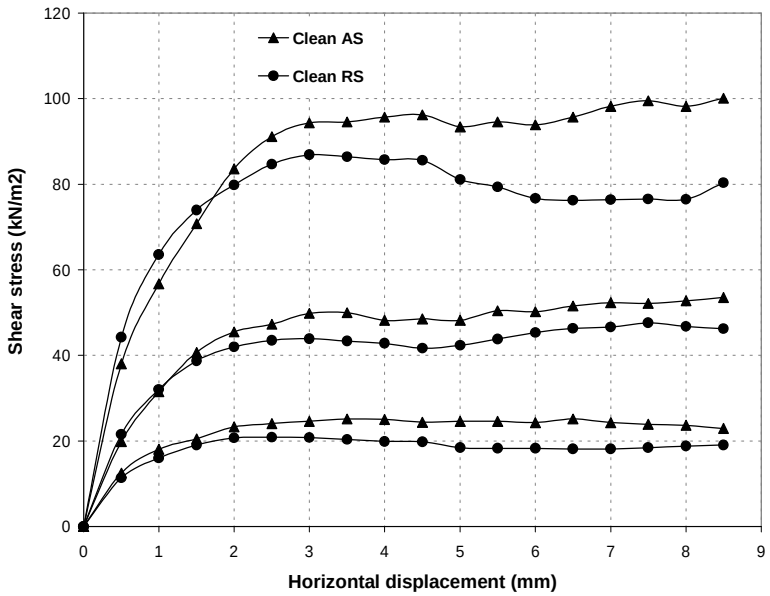
Çizelge 1. Deneysel çalışmada kullanılan kumlara ait bazı özellikler.

Sand	Size (mm)	e_{max}	e_{min}	G_s	C_u	C_c	ϕ (^{o})	R	S
RS	0.3- 0.6	0.97	0.68	2.65	1.36	0.87	36°	0.43	0.67
	1.0- 2.0	0.99	0.59	2.65	1.36	0.87	40°	0.43	0.67
AS	0.3- 0.6	1.0	0.65	2.68	1.36	0.87	36°	0.16	0.55
	1.0- 2.0	1.1	0.57	2.68	1.36	0.87	48°	0.16	0.55

RS: Yuvarlatılmış kum, AS: Köşeli kum, R: Yuvarlaklık, S: Küresellik

3. DENEY SONUÇLARI ve TARTIŞMA

Şekil 3'te 1.0- 2.0 mm arasında derecelenmiş temiz kum örneklerinin 27 kPa, 54 kPa, ve 108 kPa düşey yük altındaki kesme mukavemetleri ile yatay yer değiştirme grafikleri sunulmaktadır. Köşeli kum örneklerinin (AS) her düşey gerilme seviyesinde, yuvarlatılmış kum örneklerine (RS) göre daha yüksek kesme mukavemetine sahip olduğu gözükmektedir. Bu durumun, Cernica (1995)'de belirtildiği gibi, köşeli kum taneleri arasındaki kilitlenmenin (*interlocking*) daha fazla olmasına bağlı olduğu düşünülmektedir.



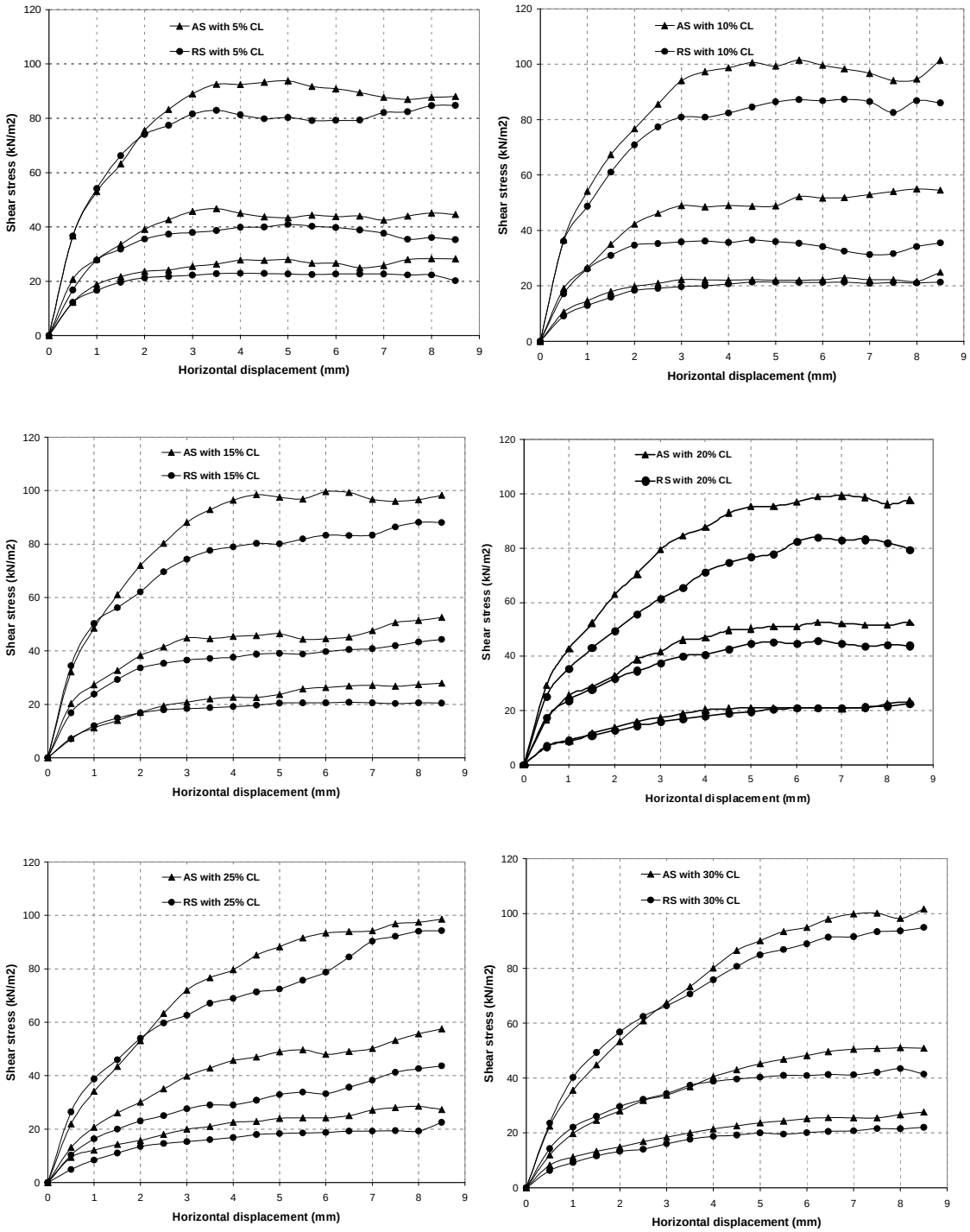
Şekil 3. 1.0- 2.0 mm aralığındaki temiz kumlara ait kesme mukavemeti- yatay yer değiştirme sonuçları.

1.0- 2.0 mm arasında derecelenmiş kum örneklerinin farklı miktarlardaki kil örneklerinin karışımıyla elde edilmiş direk kesme deneyi sonuçları Şekil 4'te görülmektedir. Karışım oranları %5, %10, %15, %20, %25, ve %30 seviyelerinde olup, kuru ağırlıklar dikkate alınarak hesaplanmıştır.

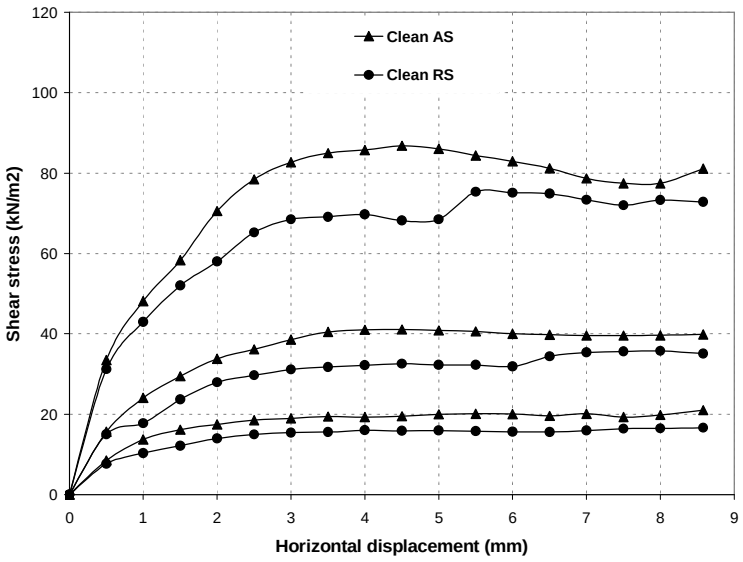
Şekil 5'te 0.3- 0.6 mm arasında derecelenmiş temiz kum örneklerinin 27 kPa, 54 kPa, ve 108 kPa düşey yük altındaki kesme mukavemetleri ile yatay yer değiştirme grafikleri verilmiştir. Şekil 3'te sunulan sonuçlara benzer olarak, köşeli kum örneklerinin (AS) her düşey gerilme seviyesinde, yuvarlatılmış kum örneklerine (RS) göre daha yüksek kesme mukavemetine sahip olduğu 0.3- 0.6 mm aralığındaki kum örneklerinde de gözükmektedir.

Şekil 6'da farklı miktarlarda kil eklenen 0.3- 0.6 mm aralığındaki kum örneklerine ait direk kesme sonuçları sunulmuştur.

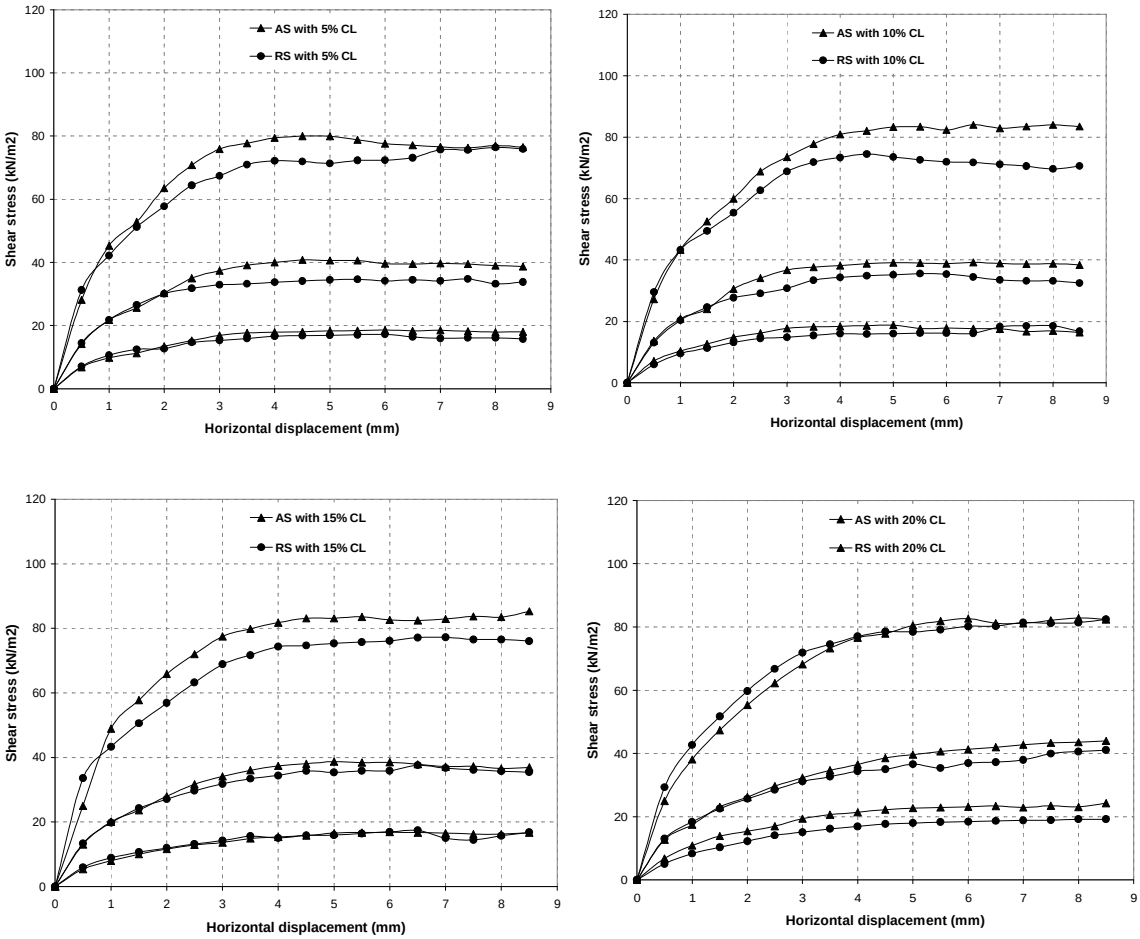
Tüm bu sonuçlar ışığında, Şekil 7'deki gibi bir genelleştirmenin yapılabileceğine inanılmaktadır.

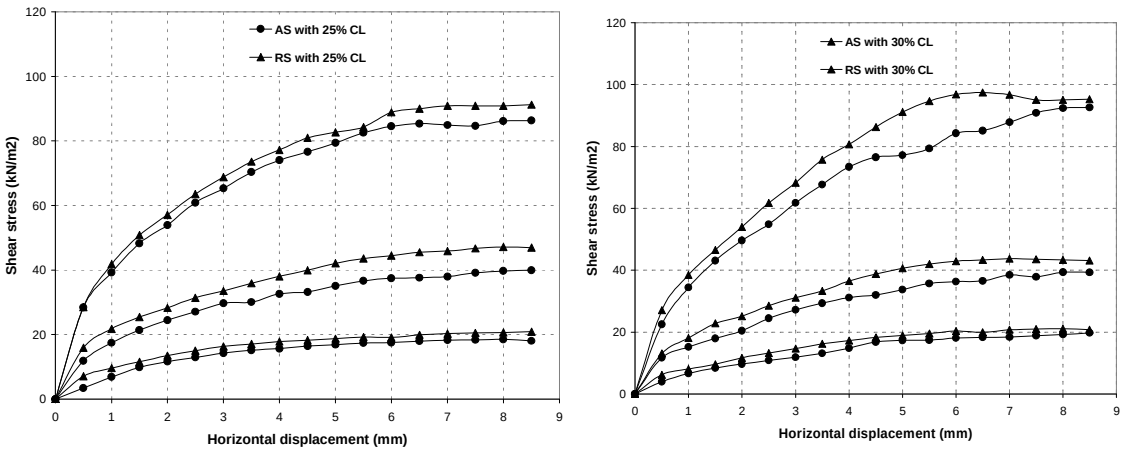


Şekil 4. Farklı miktarlarda kil eklenen 1-2 mm aralığındaki kum örneklerine ait direk kesme sonuçları.

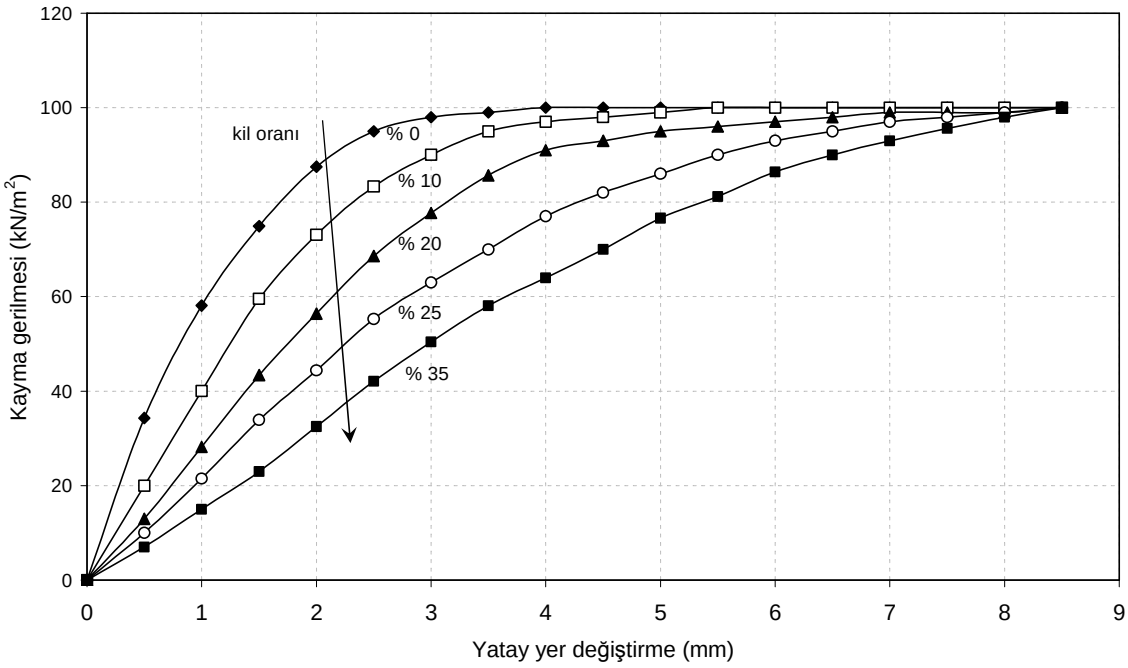


Şekil 5. 0.3- 0.6 mm aralığındaki temiz kumlara ait kesme mukavemeti- yatay yer değiştirme sonuçları.





Şekil 6. Farklı miktarlarda kil eklenen 0.3- 0.6 mm aralığındaki kum örneklerine ait direk kesme sonuçları.



Şekil 7. Farklı miktarlarda kil eklenen kum örneklerine ait idealize edilmiş davranış.

4. SONUÇLAR

Kötü derecelenmiş dere (yuvarlatılmış, RS) ve kırma taş (köşeli, AS) kumları ile, %0- %35 arasında farklı yüzdelerdeki Gaziantep Üniversitesi Kampusu'ndan elde edilen kil karışımları üzerinde yapılan direk kesme kutusu deneyinde ulaşılan sonuçlarından bazıları aşağıda sıralanmıştır.

- Köşeli kum örnekleri tüm kil karışımlarında ve tüm düşey yükler altında daha yüksek kesme mukavemeti göstermişlerdir. Bu durum, köşeli kumlardaki içsel sürtünme açısı değerlerinin daha büyük olduğuna işaret etmektedir.

- Köşeli ve yuvarlatılmış tüm kum örneklerine eklenen kil oranı arttıkça kesme mukavemeti değerleri, hesaplanan birim yer değiştirme miktarı aralığında, azalmaktadır.
- Daha büyük taneli kum örneklerine ait maksimum kesme mukavemeti değerleri daha yüksektir.

KAYNAKLAR

Abbireddy, C.O.R., Clayton, C.R.I., ve Huvenne, V.A.I. (2008). "A method of estimating the form of fine particulates", Géotechnique, doi: 10.1680/geot.2008.P.009.

ASTM D 2435-96, Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils.

Barrett, P.J. (1980). "The shape of rock particles: a critical review", Sedimentology 27, 3, 291- 303.

Cernica, J. N. (1995), "Geotechnical Engineering: Soil Mechanics", John Wiley & Sons, Inc, United States.

Clayton, C.R.I., Abireddy, C.O.R., and Schiebel, R. (2008). "A method of estimeating the form of coarse particulates", Géotechnique, doi: 10.1680/geot.2007.00195.

Coulomb, C.A. (1776), "Essai sur une application des règles de maximis et miminis â quelques problèmes de statique à l'architeclture", Mem.Div.Sav.Academi des Sciences,7.

Çabalar, A.F. ve Hasan, R.A. (2013). "Compressional behaviour of various size/shape sand- clay mixtures with different pore fluids", Engineering Geology, 164, 36- 49.

Çinicioğlu, S., F. (2006), "Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği" 11. Ulusal Kongresi Yedinci Ord. Prof. Dr. Hamdi PEYNİRCİOĞLU Konferansı Eylül 2006, Zemin Davranışı ve Zemin Yapıları için Deformasyon Esaslı Yaklaşım.

Eurfur, C. (2004), "Laboratory and Field Evaluations of undrained shear strength of Bonneville Clay", Ph.D.Dissertation, Utah State University.

Henkel, D.J. (1960), "Physical components of the shear strength of saturated clays", ASCE Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado.

Hvorslev, M.J. (1960), "Physica components of the shear strength of saturated clays", Proc. ASCE Research Conf. On Shear Strength of Cohesive Soils, 169- 273.

Özaydın, K. (1997). Zemin Mekaniği, Birsen Yayınevi Ltd. Şti., İstanbul.

Lambe, T. W. (I960), "A mechanistic picture of shear strength in clay: Am. Soc. Civil Eng.", Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, June 1960, p. 555-580.

Mohr, O. (1900), "Die Elastizitätsgrenze und Bruch eines Materials", Zeit. Vereins Deutsche Ingenieure. 44, 1524.

Monkul, M.M., Özden, G. (2007), "Compressional behavior of clayey sand and transition fines content", Engineering Geology, Elsevier Science, 89(3-4), 195-205.

Rendulic, L. (1937), "Ein Grundgezetz der Tonmechanic u. Sein Experementeller Beweis", Der Bauingenieur, 18, 31-32

Roscoe, K.H., Schofield, A.N., Wroth, C.P. (1958), "On yielding of soils", Géotechnique, 8, 22-53.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

KUM- KİL KARIŞIMLARININ OTURMA ANALİZİ ÜZERİNE BİR ÇALIŞMA

ON THE SETTLEMENT OF SAND- CLAY MIXTURES

Nurullah AKBULUT[1] **Ali Fırat ÇABALAR [2]**

ABSTRACT

In this study, different ratios of clay- sand mixtures have been investigated in the laboratory. In the experimental study, a river sand with rounded shape was used. The clay sample used in the tests was obtained from the University of Gaziantep Campus. The clay was defined as low plasticity clay (CL). Clay- sand mixtures with the mix proportions of 5%, 10%, 15%, 25% and 35% have been studied in oedometer testing apparatus. In the tests behavior of the mixtures was investigated by adding clay to rounded sand. The compressibility index results after the experimental studies was used to estimate the settlement of the mixtures. Experimental results of oedometer test showed that the settlement of the mixture having higher clay content is more than that having lower clay content.
Keywords: Sand, clay, compressibility index, settlement

ÖZET

Burada sunulan çalışmada, farklı oranlardaki kil- kum karışımları üzerine laboratuar deneyleri yapılmıştır. Deneysel çalışmada yuvarlatılmış şekil özelliğine sahip dere kumu, ve Gaziantep Üniversitesi Kampusu'ndan elde edilen düşük plastisiteli kil (CL) örnekleri kullanılmıştır. Laboratuarda hazırlanan %5, %10, %15, %25 ve %35 oranlarındaki kil-kum karışımlarının davranışı ödometre deney aletinde test edilmiştir. Deneysel çalışmada kum örneklerine eklenen killerin, karışımın genel davranışına etkisi araştırılmıştır. Deneyler sonucunda elde edilen sıkışma indisi değerleri kullanılarak karışım zeminlere ait oturma miktarları tahmin edilmiştir. Ödometre deney sonuçlarında, daha yüksek kil oranına sahip kil- kum karışımı örneklerinde, düşük kil oranına sahip örneklere göre daha fazla oturma gözlenmiştir.
Anahtar kelimeler: Kum, kil, sıkışma indisi, oturma miktarı

[1] Arş. Gör./ Doktora öğrencisi, Hasan Kalyoncu Üniversitesi İnşaat Müh. Bölümü, nurullah.akbulut@hku.edu.tr
[2] Doç. Dr., Gaziantep Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, cabalar@gantep.edu.tr

1. GİRİŞ

Zaman içerisinde ortaya çıkan farklı ortamlar zeminlerin değişen mühendislik parametrelerine sahip olmasına neden olmuştur. Zeminlerin doğal malzeme olmaları ve özelliklerinin değişkenlik göstermeleri nedeniyle, deneysel yöntemler zemin araştırmalarının en önemli aşamasını oluşturmaktadır. Zeminin davranışını etkileyen ve temel mekanizmasının anlaşılmasına yardımcı olan en önemli deneysel yaklaşım oturma ve sıkışabilirlik özelliklerinin tespit edilmesidir (Çinicioğlu, 2006). Sıkışma indisi (c_c), konsolidasyon deneyinden elde edilen boşluk oranı– logaritmik efektif gerilme eğrisinin eğimi olup, killi zeminlerde meydana gelebilecek konsolidasyon oturmasının tahmin edilmesinde kullanılmaktadır. Tüm zeminler sıkışabilir ve uygulanan efektif gerilmeye bağlı olarak hacim değişikliğine maruz kalabilirler. Oturma problemleri, Terzaghi'nin 'konsolidasyon teorisini' tanıtmasıyla daha gerçekçi bir yaklaşımla ifade edilmeye başlandı (Terzaghi, 1925). Sıkışmalardan dolayı bazı zeminlerdeki tane dizilimleri değişebilir ve kalıcı ya da elastik şekil değiştirmeler gözlemlenebilir. Zeminlerin konsolidasyon özelliklerinin önceden tespit edilmesi ve muhtemel oturmaların belirlenmesi, temel hesaplarında bilinmesi gereken en önemli parametrelerdendir. Konsolidasyon özelliklerini ve meydana gelebilecek oturma miktarlarını tespit etmek için çeşitli laboratuar ve arazi deneyleri kullanılmaktadır (Keskin vd., 2001). Bazı arazi çalışmaları doğal zeminlerin önemli miktarda ince malzeme (silt, kil) içerebileceklerini göstermiş olmalarına rağmen (Monkul ve Özden, 2007), zemin mekaniği alanında yapılan 'oturma- gerilme' ilişkileri üzerindeki çalışmalar genellikle saf zemin örnekleri kullanılarak yapılmıştır. Daha önce yapılan çalışmalar (Terzaghi, 1925; Olson ve Mesri, 1970; Lade ve Yamamuro, 1997; Clayton vd., 2004; Santamarina ve Cho, 2004; Monkul ve Özden, 2007; Powrie vd. 2005; Çabalar, 2010; Çabalar vd. 2012; Çabalar ve Hasan, 2013) iri ve ince taneli örneklerin oluşturduğu karma zeminlerin davranışını etkileyen önemli parametrelerden birinin iri malzemeler arasındaki boşluk oranı (e_s) olduğunu göstermiştir.

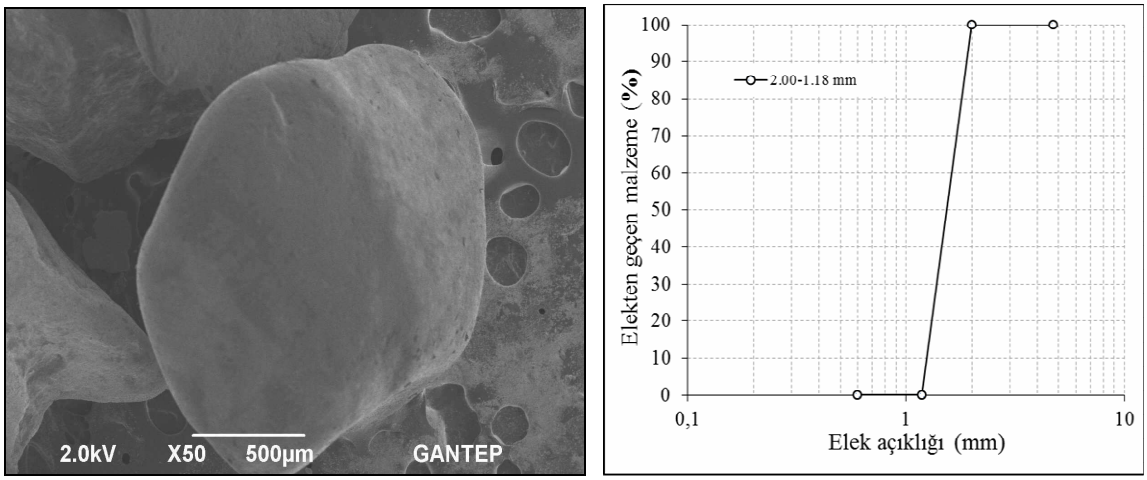
Burada sunulan çalışmada yuvarlatılmış kum örneklerine farklı oranlarda eklenen killerin, karışımın genel davranışına etkisi deneysel çalışmalarla araştırılmıştır. Deneysel çalışmalarda %5, %10, %15, %25 ve %35 oranlarındaki kil- kum karışımlarının davranışı ödometre deney aletinde test edilmiştir. Deneyler sonucunda elde edilen sıkışma indisi değerleri kullanılarak karışım zeminlere ait oturma miktarları tahmin edilmiştir.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Deneysel çalışmada ASTM D2435'e uygun olarak üretilen 'ELE masa üstü ödometre deney aleti' kullanılmıştır.

Bu çalışmada ve iri daneli zeminlerdeki kil oranının ödometre deneylerinde elde edilen sıkışma eğrisi ve bu eğrinin eğimini veren sıkışma indisinin sonuçlara etkisi incelenmektedir. Burada sunulan deneysel çalışmada, yuvarlatılmış şekle sahip, 1- 2 mm arası kum örneğine farklı oranlarda kil karıştırılarak ödometre deneyleri yapılmıştır. Ödometre deneylerinde, yuvarlatılmış kum örneklerine %5, %10, %15, %25 ve %35 oranlarında kil karıştırılarak her bir kil- kum karışımı örneğinin zamana bağlı sıkışma eğrisinden sıkışma indisi tespit edilip oturma miktarları hesaplanmıştır. Numuneler yaklaşık % 35 rölatif sıkılık değerinde hazırlanmıştır.

Deneysel çalışmada kullanılan zemin örneği Kahramanmaraş'taki Narlı Bölgesi'nden elde edilmiş ve yuvarlatılmış şekle sahiptir (Şekil 1). Kullanılan kil numuneleri ise Gaziantep Üniversitesi yerleşkesinden elde edilmiştir. Birleştirilmiş zemin sınıflandırması sistemine göre orta plastisiteli kil (CL) olarak belirlenen kil numunelerinin plastik limit (PL) değeri 29, likit limit değeri (LL) ise 47 olarak tespit edilmiştir. Kullanılan malzemelere ait bilgiler Tablo 1 ve 2'de gösterilmektedir.



Şekil 1. Deneysel çalışmada kullanılan kuma ait (a)SEM görüntüsü (b) granülometre eğrisi

Tablo 1. Kilin indeks özellikleri

Likit limit (%)	Plastik limit (%)	Plastisite indisi (%)
47	29	18

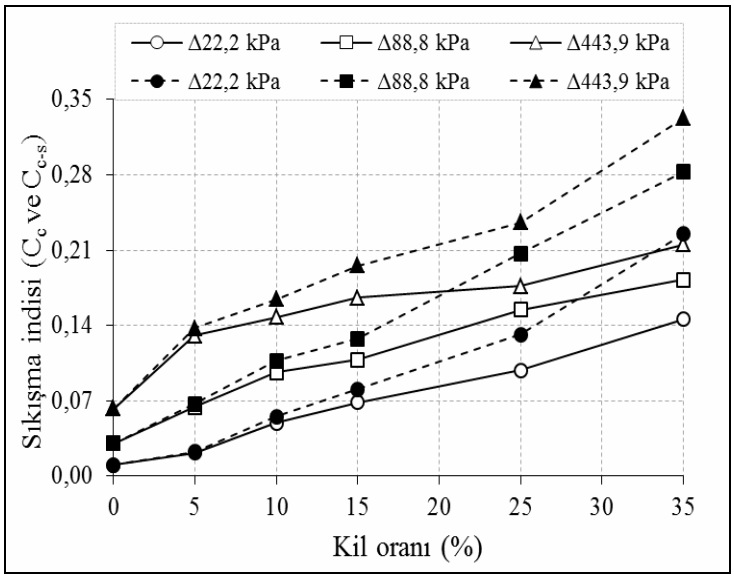
Tablo 2. Kullanılan kuma ait bazı özellikler

	Yuvarlatılmış kum
Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemi (USCS)	SP
Özgül ağırlık, G_s	2.63
Maksimum boşluk oranı (e_{maks})	0.96
Minimum boşluk oranı (e_{min})	0.52
İçsel sürtünme açısı (ϕ)	38°
Üniformluk katsayısı (C_u)	1.24
Ortalama dane boyutu (D_{50})	1.56
Efektif dane boyutu (D_{10})	1.25

3. DENEY SONUÇLARI ve TARTIŞMA

Ödometre deney sonuçlarında elde edilen saf kumdaki boşluk oranları deney serisindeki en düşük değerlere sahiptir. Kil oranı artırıldığında boşluk oranı (e_0, ve e) değerlerinde bir artış görülmüştür. Thevanayagam (1998), Monkul ve Ozden (2007) gibi çalışmalardaki yaklaşımlardan yola çıkarak elde edilen 'kum taneleri arası boşluk oranı değerlerinin (e_s)' de arttığı tespit edilmiştir. Ayrıca, yük miktarı arttıkça kum taneleri arası boşluk oranının (e_s) azaldığı gösterilmiştir (Çabalar vd., 2012). Elde edilen bilgiler, Monkul ve Özden (2007) tarafından yapılan benzer deneysel çalışmalarla paralellik sergilemektedir.

Zeminin davranışını etkileyen ve anlaşılmasına yardımcı olan en önemli deneysel yaklaşım oturma ve sıkışabilirlik özelliklerinin tespit edilmesidir. Sıkışma indisi (c_c), konsolidasyon deneyinden elde edilen boşluk oranı– logaritmik efektif gerilme eğrisinin eğimi olup, killi zeminlerde meydana gelebilecek konsolidasyon oturmasının tahmin edilmesinde kullanılmaktadır. Oturma miktarlarını hesaplamak ve ödometre deney sonuçlarını değerlendirmek için farklı yöntemler mevcuttur. Bunlardan birisi boşluk oranına karşı konsolidasyon basıncının (σ) logaritmasının e- logσ olarak ifade edilmesidir. Oturma miktarının belirlenmesinde kullanılan bağıntının en önemli parametresi sıkışma indisidir. Sıkışma indisi, ödometre deneyi ile elde edilen bir zemin parametresidir, ve e- logσ grafiğinden elde ettiğimiz eğrinin eğimi (Δe/Δσ) ile hesaplanır. e- logσ, ve e_s- logσ grafiklerinden ulaşılan sıkışma indisi değerleri (c_c, c_{c-s}) Şekil 2'de kıyaslamalı olarak gösterilmektedir. Şekil 3'te ise c_c ve, c_{c-s} değerlerine bağlı olarak tahmin edilen oturma miktarları sunulmaktadır.



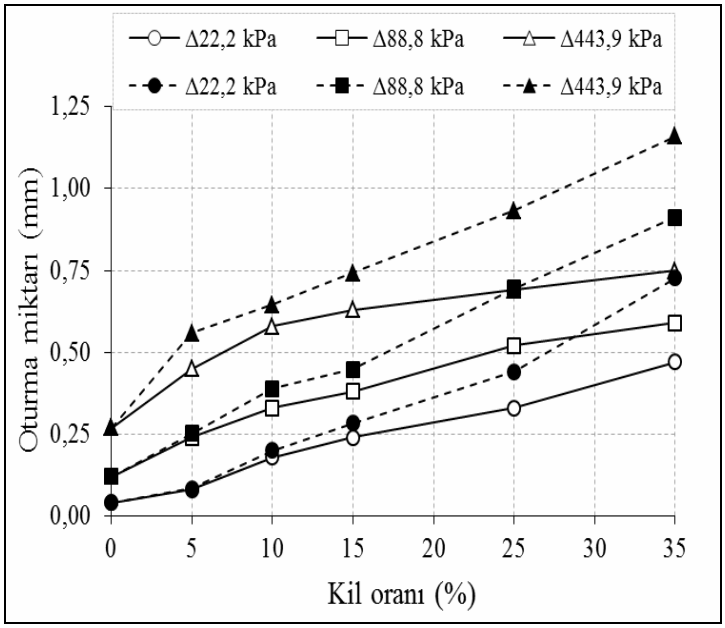
Şekil 2. Kil oranına bağlı olarak değişen c_c, c_{c-s} değerleri

Kum daneleri arası boşluk oranı (e_s) kullanılarak elde edilen c_{c-s} değerlerinin, kil oranı ve yük miktarı artışıyla arttığı artığı görülmektedir (Şekil 2). Her iki sıkışma indisi (c_c, c_{c-s}) değeri de kil oranıyla birlikte artmaktadır fakat c_{c-s} değerleri her kil oranı için daha büyüktür. Bu duruma neden olan başlıca parametrenin karışımdaki kil oranı ve kum daneleri arası boşluk oranı (e_s) olduğu düşünülmektedir. Saf kum üzerinde farklı düşey gerilmeler altında yapılan ödometre deneyleri için c_{c-s} aralığı yuvarlatılmış kum için yaklaşık 0.07 bandında bulunurken, aynı değer aralığı %35 kil- kum karışımı için 0.35 civarında belirlenmiştir (Şekil 2). Aşağıdaki formülde e_s hesaplanması gösterilmektedir. Monkul ve Ozden (2007).

$$e_s = \frac{e + \dfrac{G_{mix} \cdot FC}{G_f \cdot 100}}{\dfrac{G_{mix}}{G_s} \cdot \left(1 - \dfrac{FC}{100}\right)}$$

Formülde gösterilen, $e_{s:}$ kırmataş (kum) taneleri arası boşluk oranı, e: karışımdaki boşluk oranı, G_{mix}: karışıma ait özgül ağırlık, FC: kil zemin yüzdesi, G_f: kil zemine ait özgül ağırlık, G_s: kum tanelerine ait özgül ağırlık değerleridir.

Çalışmada son olarak, farklı karışımlar için oturma miktarı- kil oranı değişimi örnek olarak sunulmaktadır (Şekil 3). Karışım üzerindeki düşey gerilme miktarı arttıkça, karışımın davranışı daha rijit olmaktadır. Diğer taraftan, kil miktarındaki artış oturma miktarındaki artışa neden olmaktadır. Bu durum test edilen malzemenin artan kil miktarıyla çok daha yumuşak bir davranış gösterdiği ortaya koymaktadır (Powrie, 2004). c_{c-s} değerlerinden elde edilen oturma miktarları her kil oranında c_c değerlerinden daha büyüktür. Hem sıkışma indisi hemde oturma miktarı sonuçlarından da anlaşılacağı üzere kum daneleri arası boşluk oranı parametresinin karışımların davranışlarına ait bazı özelliklerin tespitinde kullanılabileceği düşünülmektedir (Çabalar vd. 2012).



Şekil 3. c_c, c_{c-s} değerlerine bağlı olarak değişen oturma miktarları

4. SONUÇLAR

Yapılan ödometre deney sonuçlarından bazıları aşağıda sıralanmıştır.

- Yüksek kil oranına sahip kil-kum karışımlarında, düşük kil oranına sahip karışımlara göre daha fazla oturma gözlenmiştir.
- Her iki sıkışma indisi (c_c, c_{c-s}) değeri de kil oranıyla birlikte artmaktadır.
- Kum- kil karışımı zeminlerdeki oturma hesaplamalarında karışıma ait sıkışma indisi (c_{c-s}) değerlerinin kullanılması daha gerçekçi tahminler verebilir.

KAYNAKLAR

Clayton C.R.I., Theron M., Vermeulen N.J. (2004), "The effect of particle shape on the behavior of gold tailings", Advances in Geotechnical Engineering: the Skempton conference, Thomas Telford, London, 393– 404.

Çabalar A. F. (2010), "Applications of the Triaxial, Resonant Column and Oedometer Tests to the Study of Micaceous Sands", Engineering Geology, 112, 21- 28.

Çabalar A. F., Akbulut, N., Erdem, M.M. (2012). Effects of clay content on the behaviour of various shaped sands, National Conference on 14th Soil Mechanics and Foundation Engineering, 4- 5 October, Suleyman Demirel University, Isparta, Turkey.

Çabalar, A.F., Hasan, R.A. (2013). "Compressional behaviour of various size/shape sand-clay mixtures with different pore fluids", Engineering Geology, 164, 36- 49.

Çinicioğlu, S., F. (2006), “Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği” 11. Ulusal Kongresi Yedinci Ord. Prof. Dr. Hamdi Peynircioğlu Konferansı Eylül 2006, Zemin Davranışı ve Zemin Yapıları için Deformasyon Esaslı Yaklaşım.

Keskin, S.N., Çimen, Ö., Uzundurukan, S. (2001), “Killerin sıkışma karakteristiklerinin belirlenmesinde konsolidasyon ve arazi penetrasyon deneyleri”, 10. Ulusal Kil Sempozyumu, Konya, 357-361.

Lade P.V. ve Yamamuro J.A. (1997), “Effects of non-plastic fines on static liquefaction of sands”, Can. Geotech J. 34, 918–928.

Monkul, M.M., Özden, G. (2007), “Compressional behavior of clayey sand and transition fines content”, Engineering Geology, Elsevier Science, 89(3-4), 195-205.

Olson, R.E. ve Mesri, G. (1970), “Mechanisms controlling compressibility of clays”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. ASCE 96 (6): 1863-1878.

Powrie, W., Ni, Q., Harkness, R. M. ve Zhang, X. (2005), “Numerical modelling of plane strain tests on sands using a particulate approach”, Geotechnique, 55 (4): 297-306.

Santamarina, J. C. ve Cho, G. C. (2004), “Soil behaviour: The role of particle shape”, Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference, Thomas Telford, London, 604-617.

Terzaghi, K. (1925), “Principles of soil mechanics: V– Physical differences between sand and clay”, Engineering News Record, 95 (26): 912-915.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

KİREÇ İLE STABİLİZE EDİLMİŞ KİLLİ BİR ZEMİNİN ESNEKLİK MODÜLÜ DEĞERLERİ-ZEMİN UFALAMA SEVİYESİ VE KÜR SÜRESİNİN ETKİSİ

RESILIENT MODULUS VALUES OF A LIME STABILIZED CLAYEY SOIL- EFFECT OF SOIL PULVERIZATION AND CURING TIME

İlknur BOZBEY[1] Muhammed, MUHAMMED ALİ [2]

ABSTRACT

Lime stabilized soils are being used in construction of pavements for years worldwide and resilient modulus is an important parameter in mechanistic-empirical pavement design. In this study, resilient modulus tests on lime stabilized high plasticity clay were performed within the context of this study. Three different compositions (0% lime, 3% lime and 6% lime) were tested after seven and twenty-eight days of curing. Soil was pulverized in two different levels in order to measure the effect of pulverization. Unconfined compression testings were also carried out on the same samples after modulus testing. The results revealed that resilient modulus of lime stabilized soils were significantly affected by the deviator stress and there was a critical deviator stress where significant dropped in modulus values were observed. Seven days of curing resulted in lower resilient modulus values for coarse pulverization, whereas twenty-eight days of curing increased the modulus values and no significant differences were observed due to pulverization levels. Therefore curing time was found to be an important parameter for resilient modulus. Coarse pulverization decreased the strength values in short and long term and effects of poor pulverization could only be amended by higher lime percentages. These results bring novel contributions to the literature for lime stabilized clayey soils in terms of resilient modulus, strength and required soil pulverization levels.

Keywords: Resilient modulus, lime stabilization, pavement design, soil pulverization, curing time, strength

ÖZET

Kireç ile stabilize edilmiş zeminler dünyada karayolu imalatlarında uzun yıllardır başarı ile kullanılmaktadır. Esneklik modülü değeri ise mekanistik-amprik tasarım yöntemleri için en önemli girdilerden birisidir. Bu bildiri kapsamında sunulan çalışmada kireç ile stabilize

[1] Doç. Dr. İstanbul Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Avcılar, İstanbul, ibozbey@istanbul.edu.tr
[2] İnş. Yük. Müh. ,İstanbul Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Avcılar, İstanbul

edilmiş yüksek plastiseli killi bir zemin üzerinde esneklik modülü deneyleri yapılmıştır. İki farklı kireç yüzdesi kullanılmış ve yedi ve yirmi sekiz günlük kür süreleri sonunda ölçüm yapılmıştır. Zemin ufalama seviyesinin etkisinin belirlenmesi amacıyla stabilize edilecek zemin iki farklı ufalama seviyesinde hazırlanmıştır. Esneklik modülü deneylerinden sonra aynı numuneler üzerinde serbest basınç mukavemeti deneyleri de gerçekleştirilmiştir. Deneyler kireç ile stabilize edilmiş killi zeminin esneklik modülü davranışının en çok deviatör gerilmeden etkilendiğini ve kritik bir deviatör gerilmeye ulaşıldığında değerlerde ani düşüşler olduğu göstermektedir. Yedi gün kür süresi sonunda iri ve ince ufalama farklı modül değerlerine neden olmuş, ancak yirmi sekiz gün sonunda esneklik modülü değerlerinde yedi güne kıyasla önemli artışlar olmakla beraber, ufalamaya bağlı bir farklılık görülmemiştir. Bu nedenle esneklik modülü değerleri bakımından önemli etkenin kür süresi olduğu kanaatine varılmıştır. İri ufalama mukavemet değerlerini kısa ve uzun kür süresinde önemli ölçüde azaltmış ve malzemenin arazide iri ufalanmasının etkilerinin ancak daha yüksek kireç yüzdesi kullanılarak telafi edilebildiği gösterilmiştir. Elde edilen sonuçlar kireç ile stabilize edilen zeminlerin esneklik modülü ve mukavemet davranışına ve ufalama seviyesinin bu davranışa olan etkisi hakkında literatüre yeni katkılar yapmaktadır.

Anahtar kelimeler: Esneklik modülü, kireç stabilizasyonu, kaplama tasarımı, zemin ufalama seviyesi, kür süresi, mukavemet

1. GİRİŞ

Temel, alttemel ve üstyapı taban malzemelerinin davranışları karayolu üstyapılarının performansını etkiler, bu nedenle zeminlerin mukavemet, deformasyon ve modül özelliklerinin doğru olarak tanımlanmış olması üstyapı elemanlarının kalınlıklarının ve kaplamanın performansının doğru tanımlanması açısından büyük önem taşır. Yol üstyapısı tasarımı günümüzde mekanistik-amprik yöntemlerle yapılmakta ve malzemenin rijitliğini tanımlamak için esneklik modülü kulanılmaktadır. Ülkemizde Karayolları Genel Müdürlüğü (KGM) tarafından hazırlanmış olan "Karayolu Esnek Üstyapılar Projelendirme Rehberi" ile karayolu üstyapı tasarımının esneklik modülüne dayanan yöntemlerle yapılabilmesi için ilk adım atılmıştır. Rehberde üstyapıların daha gerçekçi modellenmesi ile büyük bir ekonomi sağlandığı da belirtilmektedir (Özey ve Güngör, 2008).

Esneklik modülü mukavemetin değil, rijitliğin ifadesidir. Esneklik modülü değeri laboratuvarda ölçülebilir veya zeminin indeks özelliklerine veya daha kolay ölçülebilen geoteknik özelliklerine (örneğin CBR) bağlı olarak oluşturulmuş amprik formüller ile hesaplanabilir. Bu değer zemin için sabit bir değer olmayıp, çevre gerilmesine ve deviatör gerilmeye bağlı olarak değişmektedir. İri daneli zeminlerde artan çevre gerilmesi ile birlikte esneklik modülü artar. İnce daneli zeminler ise çevre gerilmesinden çok deviatör gerilme değerinden etkilenir ve artan deviatör gerilme ile modül değerlerinde azalma meydana gelir. Bu nedenle her iki tip zemin için de indeks özelliklerine veya tek bir CBR değerine bağlı olarak hesaplanan esneklik modülü değerleri gerçek değerleri veremez.

Kireç stabilizasyonu karayolu zeminleri için dünyada en çok kullanılan iyileştirme yöntemlerinden birisidir. Ancak kireç ile yapılan zemin iyileştirme çalışmalarında, laboratuvar deneylerinde uygulanmış olan prosedürlerle, arazi uygulamalarının uyumlu olması hedeflenen değerlere ulaşılması bakımından büyük önem taşımaktadır. Bozbey ve

Garasiyev (2010) tarafından yapılan bir çalışmada, arazideki zemin gradasyonunun kireç stabilizasyonunu en az kireç yüzdesi kadar etkileyebildiği gösterilmiştir. Büyük topaklar kireç stabilizasyonunun etkinliğini önemli ölçüde azaltmıştır. Malzemede büyük topaklar var ise, mukavemet bakımından aynı seviyede etkinlik ancak daha fazla kireç kullanılması ile elde edilmektedir. Literatürde kireç ile stabilize edilen zeminlerin geoteknik özelliklerine yönelik çok sayıda çalışma mevcut olmakla birlikte, esneklik modülü davranışının nasıl olduğu konusunda yapılmış çalışmalar çok az sayıdadır.

Ülkemizde KGM'de kireç stabilizasyonu konusunda detaylı bir şartname yayımlamıştır ve gelecek yıllarda kirecin daha çok karayolu uygulamasında kullanılacağı görülmektedir. Bu bildiri kapsamında sunulan çalışmada, iki farklı ufalama seviyesinde ufalanmış yüksek plastiseli bir kil, iki farklı sönmüş kireç yüzdesi ile (%3 ve %6) stabilize edilmiş ve numuneler üzerinde KGM Laboratuvarında esneklik modülü deneyleri yapılmıştır. Deneylerde iki farklı kür süresi kullanılmıştır (Muhammed Ali, 2012). Elde edilen sonuçlar kireç ile stabilize edilen zeminlerin esneklik modülü ve mukavemet davranışına ve ufalama seviyesinin bu davranışa olan etkisi hakkında literatüre yeni katkılar yapmaktadır.

2. ESNEKLİK MODÜLÜ DEĞERİ VE ÖLÇÜMÜ

Temel ve alttemel zeminlerin trafik yükleri altında doğrusal olmayan bir davranış sergilediği bilinmektedir. Bu tür malzemelerin elastik özelliklerinin tanımlanmasında gerilme seviyesine göre oluşan doğrusal olmayan davranışı açıklamak amacıyla esneklik modülü tanımı getirilmiştir. Esneklik modülü değeri çok tabakalı zeminlerin analizinde girdi olarak kullanılır. İlk olarak 1986 yılında ASSHTO'nun önerisi ile esnek kaplamaların tasarımında esneklik modülü kullanılmaya başlanmıştır. Günümüzde geleneksel deneylerin bir çoğu, temel ve alttemel malzemelerin arazi koşullarındaki davranışını doğru modelleyememektedir. Tüm dünyada üstyapı projelendirmesinde kullanılan en temel deney Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR)'dır. Bilindiği gibi CBR, üstyapı tabakalarının maruz kaldığı gerilmeleri yeterli şekilde modelleyemeyen statik bir testtir. Bu nedenle kullanılan malzemelerin gerçek arazi koşullarındaki ve trafik yükleri altındaki davranışlarını gerçekçi şekilde modelleyen yeni bir dinamik deney olarak Esneklik Modülü Deneyi ortaya çıkmıştır (Özey ve Güngör, 2008).

Esneklik modülü deneyinde dinamik tekerlek yükleri tekrarlı haversine eksenel yükü kullanılarak modellenmektedir. Bir araç yol üzerinde belirlenen bir noktaya yaklaşırken gerilme, sıfırdan maksimum değerine doğru artış gösterir. Maksimum yük seviyesine, araç tekerinin kenarı tam belirlenen noktanın üzerinde olduğu anda ulaşılır. Bundan dolayı haversine yük formu, hareketli tekerlek yükleri altında, yolda oluşacak gerilme durumlarını en uygun modelleyen yükleme şekli olarak kabul edilmektedir. Deneyde numune arazide olduğu gibi üç eksenli olarak yüklenir. Malzemenin tekrarlı yükler altındaki gerçek esneklik davranışı, belirli sayıda tekrarlı yük uygulaması gerçekleştirildikten sonra belirlenebilir. Yükleme durumunun başlarında, numunede dikkate değer miktarda kalıcı deformasyon meydana gelir. Uygulanan yükleme sayısı arttıkça, yük tekrarlarından dolayı oluşan plastik deformasyonlar azalır. Bundan dolayı herhangi bir yükleme serisine ait Esneklik Modülü değeri, her yüz yüklemenin son beş tanesi göz önüne alınarak belirlenir (Özey ve Güngör).

Esneklik Modülü, uygulanan deviator gerilmenin (tekerleğin uyguladığı gerilmeyi temsil eder), oluşan düşey elastik deformasyona oranı olarak tarif edilir (Denklem 1). Böylelikle

deneyde farklı çevre ve deviatör gerilmelerine karşılık olarak farklı esneklik modülleri ölçülür.

$$M_R = \frac{s_d}{e_r} \tag{1}$$

İri ve ince daneli zeminler, esneklik modülü deneyinde farklı davranış sergiler. İnce daneli zeminlerin esneklik modülü değerleri deviatör gerilme, sıkıştırma metodu, sıkıştırma su muhtevası, tiksotropi, doygunluk yüzdesi ve donma çözülme döngülerinden önemli ölçüde etkilenmektedir. İnce daneli zeminlerde, artan deviatör gerilme ile esneklik modülü değerlerinde azalma görülür ve genellikle yanal basıncın (çevre basıncının) esneklik modülü değerine etkisi önemsizdir. İri daneli zeminlerde ise esneklik modülü değerleri uygulanan çevre basıncı ile artmaktadır.

3. KİREÇ STABİLİZASYONU VE UFALAMA ETKİSİ

Zemin ufalama seviyesi kimyasallar ile stabilizasyonun etkinliği bakımından önemli bir faktördür.

Petry ve Little (2002), imalat aşamalarındaki işlemlerin kireç stabilizasyonunda etkili olduğunu vurgulamış, arazide topakların genellikle olması gerekenden daha büyük bırakıldığına ve ufalama işlemi için yeterince zaman ayrılmadığına değinmişlerdir. Grimer ve Ross (1957) çimento ile stabilize edilen yüksek plastiseli bir kil zeminde ufalama etkisini çalışmış ve topak büyüklüğü azaldıkça, mukavemet değerlerinde artış görüldüğünü belirlemiştir. Petry ve Wohlegemuth (1988) tarafından yapılan bir çalışmada ise kireç ve çimento ile stabilize edilen bir zeminde farklı ufalama seviyelerinin etkisi incelenmiştir. Deneylerde yüksek plastiseli kil ve üç farklı ufalama seviyesinde zemin kullanılmıştır. Yirmi sekiz günlük kür süreleri sonucunda ince ufalamaya sahip olan zeminlerin orta ve iri ufalanmış sahip zeminlerden, orta büyüklükte danelere sahip zeminlerin ise iri daneye sahip zeminlerden daha yüksek mukavemete sahip oldukları görülmektedir. Hem kireç ve hem de çimento stabilizasyonu için mukavemetin daha yüksek olduğu durumlar ufalamanın daha iyi olduğu, yani danelerin yeterince ufalandığı durumlardır. Saf ve kireç ile stabilize edilmiş zeminlerde ufalama seviyesi ile serbest basınç mukavemeti arasındaki ilişki İstanbul Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde yürütülen bir çalışmada da incelenmiştir (Bozbey ve Garaisayev, 2010). Çalışmada üç farklı ufalama seviyesi kullanılmıştır. %6 ve %9 kireç ilavesi için ufalama seviyesine göre mukavemet değerleri önemli ölçüde değişmektedir.

Bu çalışmada zemin gradasyonunun kireç stabilizasyonunu en az kireç yüzdesi kadar etkileyebildiği gösterilmiştir. Sonuç olarak iri ufalamada kireç zemin daneleri ile yeterince reaksiyona girememekte ve stabilizasyonun etkisi azalmaktadır. Sonuçlar, arazide çok ince ufalama elde edilemeyeceği durumlarda, laboratuvar deneylerinin arazi gradasyonu ile yapılması gerektiğini göstermektedir. Aksi taktirde laboratuvarda ölçülmüş olan iyileştirme seviyelerine ulaşılamayacaktır.

4. UYGULANAN YÖNTEM

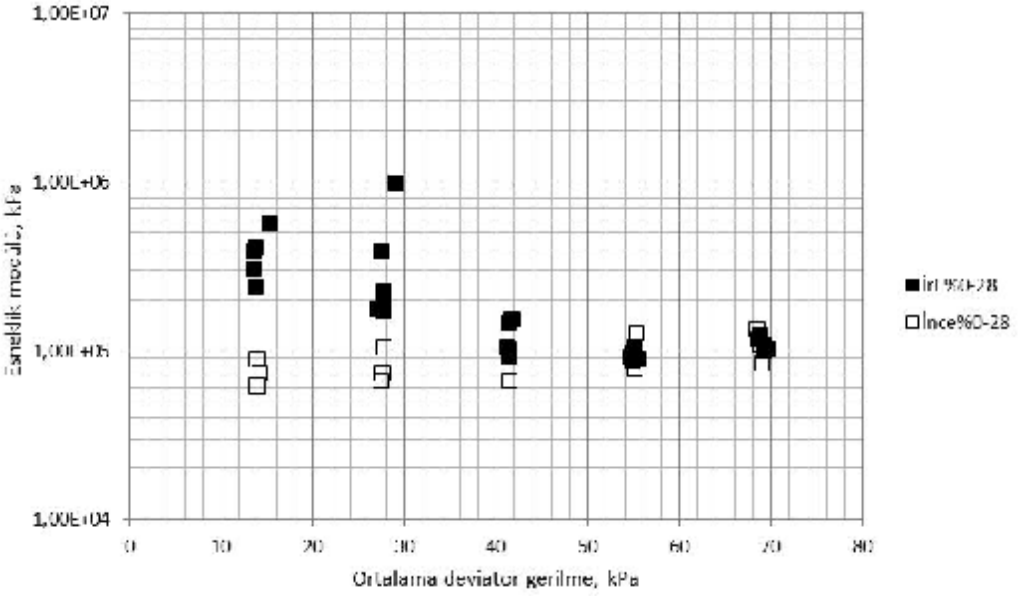
Kullanılan zemin yüksek plastiseli inorganik kildir ve CH olarak sınıflandırılmıştır. Çalışmada araziden alınan zemin iki farklı seviyede ufalanmıştır (Şekil 1). İnce ufalama için 4 Nolu eleğin altına geçen zemin yüzdesi %90 seviyelerinde iken, iri ufalama için %65 seviyelerine düşmektedir. Her iki gradasyon da kireç şartnamelerine göre uygun aralıkta kalmaktadır. İnce ufalama laboratuvar şartlarında elde edilen ve zeminin gerçek granülometrisini tanımlayan bir seviyedir. İri ufalama ise arazi şartlarını temsil eden bir ufalamayı temsil etmekte olup, gerçekte arazide daha da iri bir ufalama elde edilebilir. Sönmemiş kireç yüzdesi %3 ve %6 olarak seçilmiştir.

Şekil 1. İki farklı ufalama seviyesi (sırasıyla iri ve ince)

Çalışma kapsamında, Ankara'da Karayolları Genel Müdürlüğü Ar-Ge Laboratuvarında saf ve kireç ile stabilize edilmiş 23 adet numune üzerinde esneklik modülü deneyi yapılmıştır. İki farklı ufalama, üç farklı tip zemin (%0 kireç, %3 kireç ve %6 kireç) ve iki farklı kür süresi (yedi gün ve yirmi sekiz gün) kullanılmıştır. Her tip numuneden iki adet test edilmiştir.

Numuneler çapı 100 mm, yüksekliği 210 mm olan ve ortadan ayrılabilen silindirik kalıplarda hazırlanmıştır. Numunelerin sıkıştırılmasında Standart Proktor enerjisi kullanılmıştır. Esneklik modülü deneylerinden sonra aynı numuneler üzerinde sadece göçme yükünü okunarak basınç deneyleri yapılmıştır. Sonuçlar aşağıda verilmektedir.

Kireçsiz numunelerde yirmi sekiz gün sonunda ölçülen Esneklik Modülü değerleri Şekil 2'de gösterilmiştir. Düşük deviatör gerilme değerlerinde iri ufalanmış zemin ile hazırlanan numunelerin Esneklik Modülü değerleri, ince ufalanmış zemin ile hazırlanmış olan numunelerden daha yüksektir. 30 kPa'dan daha yüksek deviatör gerilme değerlerinde ise modül değerleri eşitlenmektedir. En büyük deviatör gerilme olan 70 kPa'da ölçülen nihai modül değerleri 100 MPa civarındadır. AASHTO T 307'ye göre kaplama tabanına gelecek olan maksimum deviatör gerilme 70 kPa civarındadır. Bu nedenle bu değer referans değer olarak alınabilir.



Şekil 2. Killi zemin için ufalama seviyesine bağlı olarak esneklik modülünün deviatör gerilmeye bağlı olarak değişimi

Kireçli zeminler için sonuçlar Şekil 3 ve Şekil 4'te görülmektedir.

%3 kireçli numunelerde;

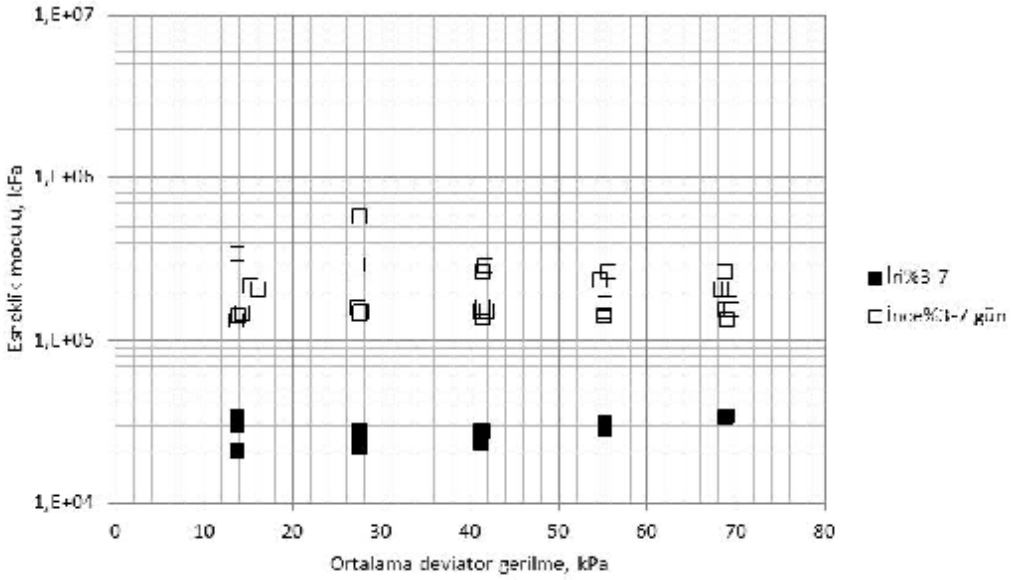
- yedi gün sonunda ince ufalama ile hazırlanan numunelerin Esneklik Modülü değerleri iri ufalama ile hazırlanan değerlerden bir mertebe (on kat) daha yüksektir. İri ufalama için ölçülen değerler killi numunelerin dahi altındadır. Diğer taraftan iri ufalama ile hazırlanan bir numune dağılmış ve deney yapılamamıştır. (Şekil 3). Sonuçlar iri ufalma olması durumunda yedi günlük kür süresinin yetersiz olacağını göstermektedir. Yedi gün sonunda belirgin bir kırılma deviatör gerilmesi ölçülmemiştir.
- yirmi sekiz günlük kür süresi sonunda iki ufalama için modül değerleri benzeşmiştir (Şekil 3). 30 kPa altındaki deviatör gerilmelerde daha yüksek modüller elde edilirken, daha yüksek deviatör gerilmelerde (>30 kPa) modül değerleri önemli miktarda azalmaktadır**.**
- 70 kPa deviatör gerilme seviyesinde modül değerleri nihai değer olan 100-150 MPa seviyesine inmektedir. Bu değer kireçsiz numunelerle aynıdır.

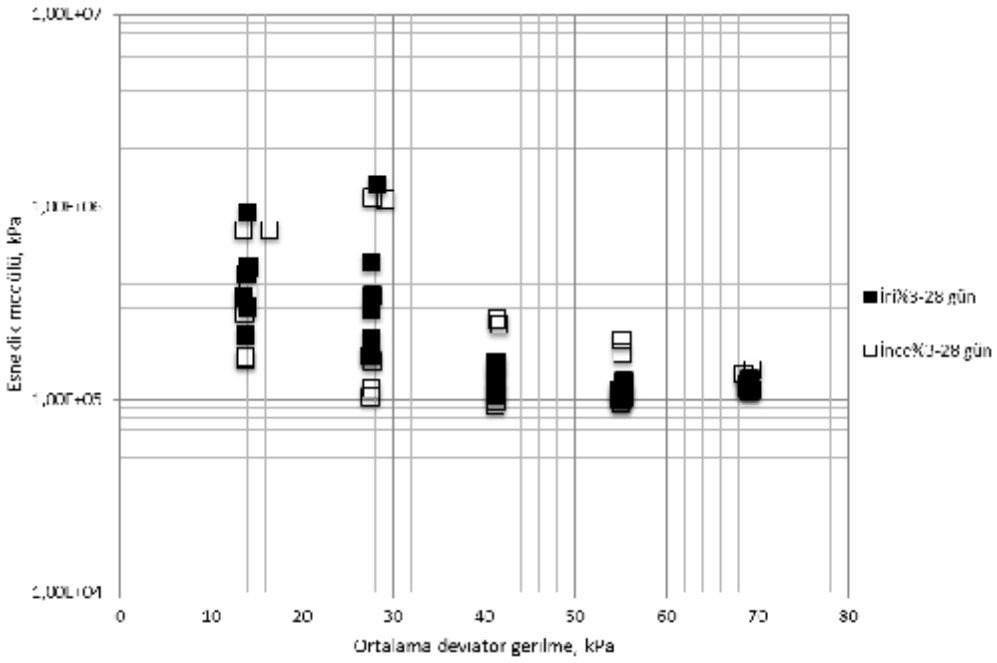
%6 kireçli numunelerde;

- her iki ufalama için de yedi gün sonunda yeterli iyileşme sağlanamamaktadır. En yüksek modül değerleri ince ufalama için hazırlanan numunelerden birisinde ölçülmüştür (Şekil 4). İri ufalama ile hazırlanan her iki numunede de artan deviatör gerilme ile yumuşayan değil, artan modül davranışı gözlenmektedir.
- yirmi sekiz gün sonunda modül değerleri önemli seviyede artmıştır. Elde edilen değerler iki farklı ufalama için benzer bir eğilim göstermektedir (Şekil 4). Her iki tip numune için de 40 kPa altındaki deviatör gerilmelerde daha

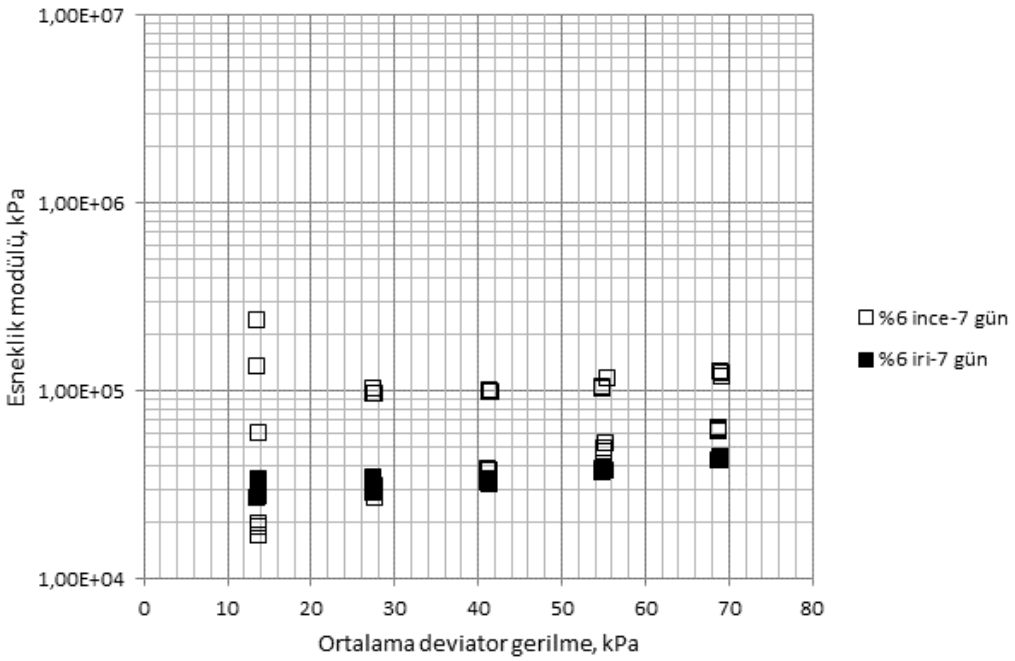
yüksek modüller elde edilirken, bu değerden daha yüksek değerlerde (>40 kPa) modül değerleri azalmaktadır. Ancak düşüş %3 kirece kıyasla daha yumuşak olmuştur.

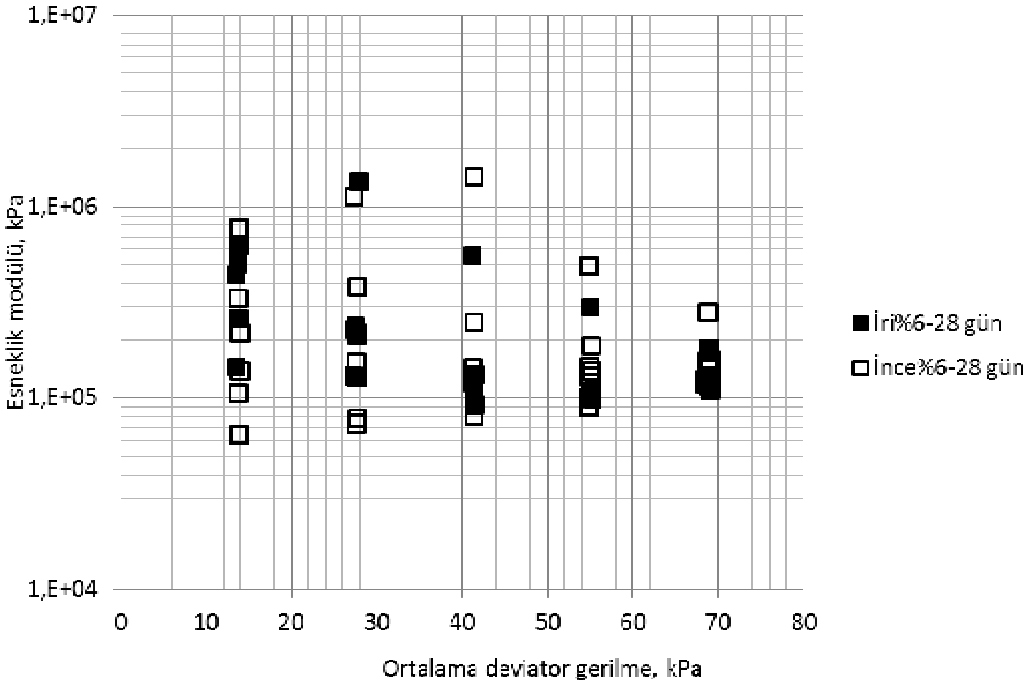
- 70 kPa civarında esneklik modülü değerleri oldukça azalmaktadır, ancak değerler kireçsiz ve %3 kireçli olan numunelerden iki-üç kat yüksektir ve 100-300 MPa aralığındadır.



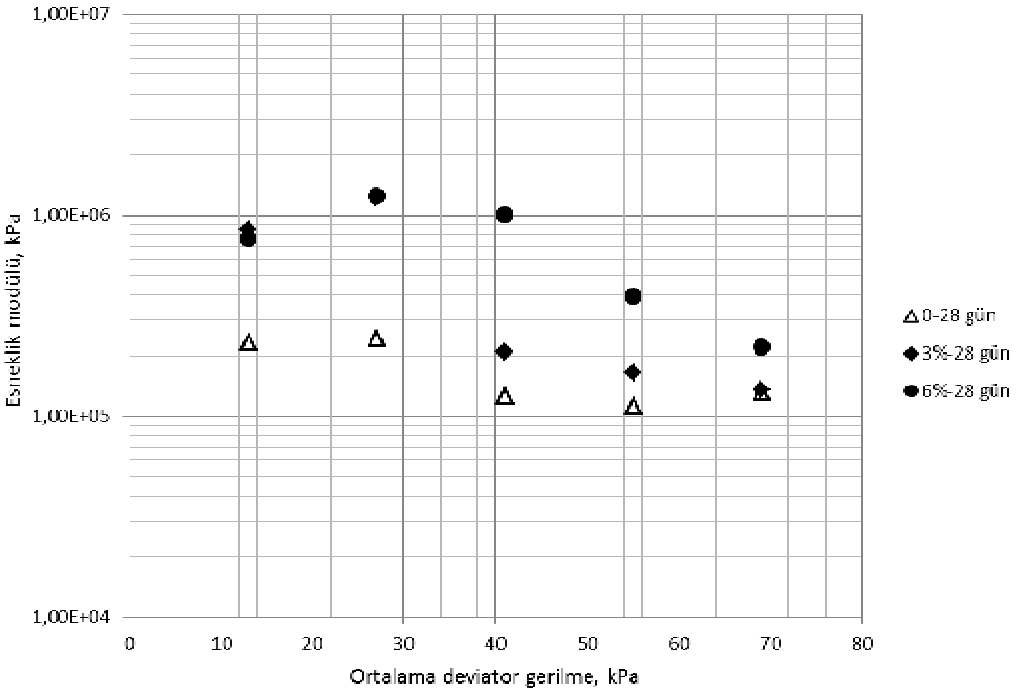


Şekil 3. %3 kireçli numunelerde Esneklik Modülü değerleri





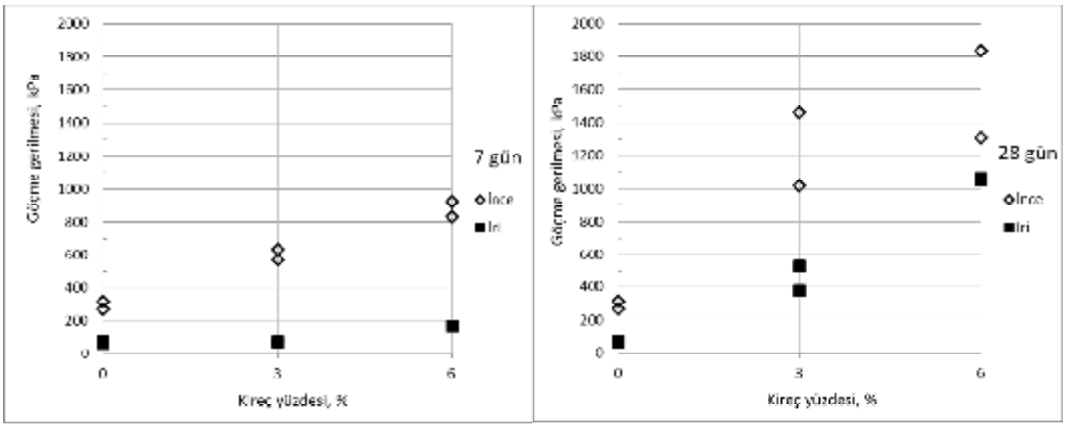
Şekil 4. %6 kireçli numunelerde 7 ve 28 gün sonunda ölçülen Esneklik Modülü değerleri



Şekil 5. Ortalama esneklik modülü değerleri

Şekil 5’te kireç içeriği bakımından üç farklı tip numune için yirmi sekiz gün sonunda ölçülen ortalama esneklik modül değerleri verilmektedir.İki farklı ufalama için ortalama alınmıştır. Arazide iri ve ince ufalamanın bir arada olduğu kabul edilir ise, bu ortalama bir performans karşılaştırması olarak düşünülebilir. Görüldüğü gibi tüm tipler için modül değerlerinde deviatör gerilmeye bağlı azalma oluşmuştur. %3 kireç stabilizasyonunda 30 kPa’dan daha büyük deviatör gerilmeler için iyileştirmeden kayda değer bir verim alınamamaktadır. %6 kireç ile elde edilen değerlerin özellikle düşük deviatör gerilmelerde çok yüksek olduğu görülmektedir. Nihai değer olarak kabul edilebilecek 70 kPa seviyesinde bile değerler iki kat kadar yüksektir. Daha yüksek kireç yüzdesinde yapının kolay kolay dağılmadığı görülmektedir.

Esneklik modülü deneylerinden sonra aynı numuneler üzerinde basınç deneyi yapılmıştır. Ufalama seviyesi mukavemet bakımından önemli farklılıklar oluşturmaktadır (Şekil 6). Her iki kür süresi için de ince ufalama ile elde edilen göçme yükü değerleri iri ufalama ile elde edilen değerlerden yüksektir. Göçme gerilmeleri bakımından yedi gün sonunda yaklaşık beş kat fark oluşmuştur. Yirmi sekiz gün sonunda da ince ufalama daha yüksek mukavemet değerleri vermektedir. Kireç yüzdesi arttığında, iki ufalama arasındaki farkın azaldığı görülmektedir. Malzemenin arazide iri ufalanmasının etkileri ancak daha yüksek kireç yüzdesi kullanılarak telafi edilebilmektedir. Sonuçlar kirecin ince zemin danelerine kolayca nüfuz edeceği ve böylece sonuçta daha etkili bir stabilizasyon elde edileceği ortaya çıkacağı yönündedir.



Şekil 6. Ufalama seviyesi ve kür süresinin göçme gerilmesine etkisi

Ufalama etkisinin mukavemet değerlerini etkilemesi, yapının makro düzeyde önemli ölçüde etkilenmiş olduğunu göstermektedir. Esneklik modülü deneyinde ise esneklik modülü, ilgili yükleme altında plastik deformasyonların oluşmasından sonra ölçülmektedir. Oluşan plastik deformasyonlar ufalama etkisine bağlı olarak değişiyor olabilir. Ancak bu değerler deneylere ait föylerde yer alamamaktadır. Bu nedenle kireç ile stabilize edilen zeminler üzerinde ve hatta ince daneli zeminler üzerinde esneklik deneyi yapılması durumunda plastik deformasyonların da muhakkak ölçülmesi ve değerlendirilmesi gerektiği kanaatine varılmıştır. Ufalama seviyesinin mukavemet değerlerini önemli ölçüde değiştirdiği halde, esneklik modülü değerlerinde yirmi sekiz gün sonunda belirgin bir etki yapmaması bu iki parametrenin farklı deformasyon değerlerine karşılık gelen değerler olması ile de açıklanabilir. Bu nedenle her iki arasında düz bir korelasyon kurulması doğru olmayabilir. Bu nedenle tasarımlarda esneklik modülü ve mukavemet değerleri bir arada değerlendirilmelidir.

5. SONUÇLAR

Bu bildiri kapsamında sunulan çalışmada, iki farklı ufalama seviyesinde ufalanmış yüksek plastiseli bir kil, iki farklı kireç yüzdesi ile stabilize edilmiş ve yedi ve yirmi sekiz günlük kür süreleri sonunda esneklik modülü değerleri ve serbest basınç mukavemetleri ölçülmüştür. Elde edilen sonuçlar kireç ile stabilize edilen zeminlerin esneklik modülü ve mukavemet davranışına ve ufalama seviyesinin bu davranışa olan etkilerine özgün katkı sağlamaktadır. Çalışmada, elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmektedir.

- Ufalama seviyesi, serbest basınç mukavemeti ve esneklik modülü değerlerini kür süresine bağlı olarak farklı biçimlerde etkilemiştir.
- İyileştirilecek zeminin yeterince ufalanmaması mukavemet değerlerini önemli ölçüde etkilemektedir. Bu çalışmada gözlenen etki, çimentolaşmanın daha uzun süre içerisinde oluşması ve buna bağlı olarak yedi gün sonunda etkin iyileşmenin sağlanamaması olmuştur. Yirmi sekiz gün sonunda dahi mukavemet değerleri arasında önemli farklar ölçülmüştür.
- Esneklik modülü değerleri bakımından en önemli etkenin kür süresi olduğu görülmüştür. Yedi günlük kür süresi sonunda ince ve iri ufalanan zeminlerde farklı

modüller elde edilmiştir. Ancak, yirmi sekiz gün sonunda esneklik modülü değerlerinde önemli bir farklılık görülmemiştir.

- Trafiğin çok yoğun olduğu ve daha ağır araçlar tarafından kullanılan yollarda, serbest basınç mukavemetini önemli ölçüde artırdığı halde %3 kireç yüzdesinin yeterli performansı sağlayamacağı açıktır. Sadece serbest basınç mukavemetine bağlı yapılan tasarımlar ve esneklik modülü tahminleri yanıltıcı olacaktır.
- Mukavemet değerleri malzemenin arazide iri ufalanmasının etkilerinin ancak daha yüksek kireç yüzdesi kullanılarak telafi edilebildiği göstermektedir. Bunun kabul edilemez bir kaynak israfı olduğu açıktır.
- Arazide genellikle iri ufalama yapılabildiği, laboratuvarda ise ince ufalama ile çalışıldığı için serbest basınç mukavemeti ve esneklik modülü için oluşturulacak korelasyonlarda yedi günlük sonuçların kullanılmasının sakıncalı olacağı düşünülmektedir.
- Kireç ile stabilize edilmiş kilin esneklik modülünün çok deviatör gerilmeden etkilendiği ve kritik bir deviatör gerilmeye ulaşıldığında ani düşüşler olduğu görülmektedir. Çevre basıncının etkisi bu seviyede olmamıştır. Bu davranışı ifade eden modeller geliştirilmesi çalışmanın bir sonraki adımıdır.
- Kimyasallar ile yapılan zemin iyileştirme çalışmalarında, laboratuvar deneylerinde uygulanmış olan prosedürlerle, arazi uygulamalarının uyumlu olması, hedeflenen değerlere ulaşılması bakımından büyük önem taşır**.** Sonuçlar arazide ufalama ve kür şartlarının uygun olmaması durumunda etkin iyileştirme sağlanamayacağını göstermektedir.
- Karayolunun uzun dönem performansı bakımından mukavemetin en kısa sürede kazanılması, laboratuvarda ulaşılan mukavemet seviyelerine arazide de ulaşılması ve stabil bir yapının en kısa sürede kazanılması önemlidir, aksi taktirde stabil olmayan bir yapı donma çözülme ve ıslanma kuruma döngülerinden çok daha fazla etkilenecektir. Bu ise, düşük performans ve kaynakların israfı anlamına gelir. Bunun çözümü arazide zemin ufalama seviyesine özen gösterilmesi veya laboratuvardaki deneylerde arazi gradasyonunun kullanılmasındadır.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, Karayolları Genel Müdürlüğü Araştırma Geliştirme Dairesi Başkanı A. Gürkan Güngör'e, Laboratuvar Şefi Cihat Avşar'a, İnşaat Mühendisi Özgür Işık'a ve laboratuvar personeline esneklik modülü deneylerinin yapımı sırasında verdikleri kıymetli destekten ötürü teşekkür eder. Bu çalışma İstanbul Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Yürütücü Sekreterliğinin YADOP 4641 numaralı projesi ile desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

AASHTO T 307: Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials

Bozbey, İ, Garaisayev, S. (2010). "Effect of soil pulverization quality on lime stabilization of an expansive clay. Environmental Earth Sciences,60-6, s. 1137-1151

Grimer, F. J., Ross, N. F. (1957). "The effects of pulverization on the quality of clay cement", Proc. 4th Int. Conf. SMFE, Cilt 2, s 109-113.

Muhammed, Muhammed Ali (2012). Kireç ile stabilize edilmiş zeminlerin esneklik modülü değerleri, İstanbul Üniversitesi, FBE, Yüksek Lisans Tezi.

Nashat Ali (2012). Kireç ve uçucu kül ile stabilize edilen zeminlerin yol üstyapısında kullanılabilirliğinin araştırılması, İstanbul Üniversitesi, FBE, Yüksek Lisans Tezi.

Özey, O., Güngör, A. G, (2008). "Esneklik modülü deneyi" T.C Ulaştırma Bakanlığı Karayolları Genel Müdürlüğü, Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı Üstyapı Şubesi Müdürlüğü, Ankara.

Petry, M. T., Wohlegemuth, (1988). "Effects of pulverization on the strength and durability of highly reactive clay soil stabilized with lime and portland cement", TransportationResearchRecord, 1190.

Petry, M. T., Little, D. N., (2002). "Review of stabilization of clays and expansive soils in pavements and lightly loaded structures- History, Practice and Future", Journal of Materials in Civil Engineering, 14(6), 447-460

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

AŞIRI KONSOLİDASYON ORANI DÜŞÜK KİLLİ ZEMİNLERİN ÖN KONSOLİDASYON BASINCI

PRECONSOLIDATION PRESSURE OF LIGHTLY OVER-CONSOLIDATED CLAY SOILS

Hüseyin YILDIRIM[1] **Ayşen ÇELEBİ[2]**

ABSTRACT

One and three dimensional consolidation tests were carried out by using seven different samples. Most of the specimens used were reconstituted at the laboratory. However, a few tests were also run on by using undisturbed tube samples. According to the test results, conducted in this study, settlement curves of each specimen were plotted in each group of test. It has been observed that the compression curves for undisturbed tube samples lie well above the corresponding compression curves for reconstituted samples. A consequence of this it can be concluded that such clay soils have more brittle behaviour than the reconstituted material and the post yield compression index is greater than the corresponding value for reconstituted material. To illustrate the effects of the different test procedures on preconsolidation stress, this value, usually defined as a yield pressure, was calculated by using one and three dimensional consolidation test results. Approximately the same value was found in each group of test. To examine the effects of various methods to obtain preconsolidation stress, the tests results were plotted by using different methods. According to various methods used the preconsolidation pressure was found the same. As a result, either the different test types or the various methods to obtain have no certain effect on preconsolidation pressure.

Keywords: reconstituted samples, undisturbed samples, consolidation tests, preconsolidation pressure, different methods.

ÖZET

Bir boyutlu ve üç boyutlu konsolidasyon deneyleri yedi farklı numune kullanılarak yapılmıştır. Kullanılan numunelerin çoğunluğu laboratuarda yeniden konsolide edilerek hazırlanmasına rağmen birkaç deney örselenmemiş tüp numuneler kullanılarak da yapılmıştır. Çalışmada yapılan deney sonuçlarına göre her grup deney için her numunenin oturma eğrileri çizilmiştir.

[1] Prof. Dr, İ.T.Ü.İnşaat Fak.,yildirimh@itü.edu.tr
[2] İ.T.Ü.İnşaat Fak.,Dr öğrencisi

Örselenmemiş tüp numunelerin oturma eğrilerinin yeniden hazırlanan numunelerin ilgili oturma eğrilerinin oldukça üzerinde olduğu gözlenmiştir. Bunun sonucu olarak örselenmemiş bu tip killi zeminlerin, yeniden konsolide edilerek hazırlanan malzemeden daha kırılgan davranışa sahip olduğu ve ön konsolidasyon basıncından sonraki sıkışma indisinin yeniden hazırlanan malzemenin ilgili değerinden daha büyük olduğu sonucu söylenebilir. Ön konsolidasyon basıncına farklı deney yöntemlerinin etkisinin incelenmesi için akma gerilmesi olarak ta tanımlanan bu değer bir boyutlu ve üç boyutlu deney sonuçlarına göre hesaplanmıştır. Her iki deney grubunda da yaklaşık aynı değer bulunmuştur. Değişik hesaplama yöntemlerinin ön konsolidasyon basıncına etkisinin araştırılması amacıyla deney sonuçları farklı yöntemlere göre değerlendirilmiştir. Farklı yöntemler kullanılarak hesaplanan ön konsolidasyon basıncının aynı olduğu görülmüştür. Bu çalışmada yapılan deney sonuçlarına bağlı olarak ne farklı deney yönteminin nede farklı hesaplama yönteminin ön konsolidasyon basıncına belirgin bir etkisi bulunmamaktadır.

Anahtar kelimeler: yeniden konsolide edilerek hazırlanan numuneler, örselenmemiş numuneler, konsolidasyon, ön konsolidasyon basıncı, farklı yöntemler.

1. GİRİŞ

Aşırı konsolidasyon oranı küçük, ince daneli zeminlerin oturma özelliklerinin laboratuvarda belirlenmesi amacı ile yeterli sayılarda bir boyutlu ve üç boyutlu konsolidasyon deneyleri çalışmada yapılmıştır. Deneylerde çoğunlukla laboratuvarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numuneler kullanılmıştır. Bunlara ilave olarak örselenmemiş numuneler ile de bir boyutlu konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Değişik plastisite indisine sahip yedi farklı ince daneli numune çalışmada kullanılmıştır.

Ön konsolidasyon basıncının gerçeğe uygun olarak belirlenmesinin oturma hesaplarında çok önemli olduğu bilinmektedir. Bazı araştırmacılar tarafından akma gerilmesi olarak ta tanımlanan ön konsolidasyon basıncını; numunenin örselenmesi, gerilme artım oranı ve gerilmenin bulunma süresinin etkilediği bilinmektedir. Numunelerin araziden alınmaları, laboratuvara taşınmaları, laboratuvarda deneyler için hazırlanmaları aşamalarında yeterli önem gösterilmesine rağmen bazı örselenmeler oluşmaktadır. Bu örselenmeler Cassagrande yöntemine dayalı olarak ön konsolidasyon basıncının belirlenmesi aşamasında oturma grafiğinde eğriliğin en küçük olduğu noktanın belirlenmesini güçleştirecektir. Dolayısıyla bu yöntem ile belirlenen ön konsolidasyon basıncı gerçek değerine uygun olmayacaktır. Brumund, Jonas ve Ladd (1976) çalışmasına dayalı olarak numunede örselenme miktarı arttıkça, ön konsolidasyon basıncının değeri gerçek değerinden daha küçük olarak bulunmaktadır.

Konsolidasyon deneylerinde genel olarak uygulanan gerilme artım oranı (LIR) birdir. Gerilme artım oranının ön konsolidasyon basıncına etkisi, Leonards (1976), Holtz ve Kovacs (1981) ve Sandbaeken, Berre, Lacasse (1985) çalışmalarında araştırılmıştır. Sözü edilen çalışmalarda, gerilme artım oranının ön konsolidasyon basıncına etkisinin, gerilme artımı uygulanırken ön konsolidasyon basıncı değerine yaklaşıldığında gerilme artım oranının azaltılması ile giderilebileceği önerilmektedir. Gerilme artım oranı küçültülerek, oturma grafiklerinin yeniden yükleme bölümlerinden ilgili eğrilerin doğru olan bölümlerine geçişler daha iyi tanımlanmaktadır.

Çalışmada bir boyutlu ve üç boyutlu konsolidasyon deney sonuçları kullanılarak oturma grafikleri çizilmiştir. İlgili grafiklerden ön konsolidasyon basıncı değerleri belirlenerek, deney yönteminin ön konsolidasyon basıncına etkisi araştırılmıştır. Her iki deney grubundan da aynı değer ön konsolidasyon basıncı olarak bulunmuştur. Konu ile ilgili benzer bir çalışma örselenmemiş blok numuneler ve laboratuvarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numuneler kullanılarak Nash ve diğerleri (1992) tarafından yapılmıştır. Sözü edilen bu çalışmada standart gerilme artım yöntemi (IL), sabit deformasyon oranında (CRS), ve akımın engellendiği (RF) olmak üzere üç grup deney yapılarak deney yönteminin ön konsolidasyon basıncına etkisi araştırılmıştır. Sabit deformasyon oranında (CRS) yapılan deney sonuçlarından standart gerilme artım yöntemi (IL), akımın engellendiği (RF) deney sonuçlarına oranla daha büyük değer bulunmuştur. Çalışma sonucunda gözlemlenen bu durumun deformasyon hızına bağımlı olduğu dikkate alınarak deney yönteminin ön konsolidasyon basıncına etkisinin olmadığı ilgili çalışmada belirtilmiştir.

Konu ile ilgili diğer bir çalışma örselenmemiş blok ve piston numuneler kullanılarak Holtz ve diğerleri (1987) tarafından yapılmıştır. Bu çalışmada standart gerilme artım yöntemi (IL), sabit deformasyon oranı (CRS) ve hidrolik eğim kontrollü (CHG) deneyler yapılarak deney yöntemi ile numune alma yönteminin ön konsolidasyon basıncına etkisi araştırılmıştır. Çalışmada yapılan deneylerden piston numunelerinden bulunan ön konsolidasyon basıncının blok numunelerden belirlenen değerinden az bir miktar küçük olduğu bulunmuştur. Holtz ve diğerlerinin (1987) çalışmasında gerilme artım oranı ön konsolidasyon basıncı değerine yaklaşıldığında azaltılarak oturma grafikleri iyileştirilmiştir. Bu çalışmada ön konsolidasyon basınçları Cassagrande yöntemine göre hesaplanmıştır. Yazarlara göre ön konsolidasyon basıncına numune alma yönteminin yanı sıra deney yönteminin de etkisi bulunmaktadır. Deneysel çalışmadan en büyük ön konsolidasyon basıncı sabit deformasyon uygulanan (CRS) deney sonuçlarından bulunmuştur. Bu değeri hidrolik eğim kontrollü (CHG) deney sonuçlarından belirlenen ön konsolidasyon basıncı değeri izlemektedir. En küçük değer ise standart gerilme artımının uygulandığı (IL) deney grubundan bulunmuştur. Ancak yazarlar tarafından sabit deformasyon uygulanan (CRS), ve hidrolik eğim kontrollü (CHG) deney sonuçlarından belirlenen ön konsolidasyon basıncı değerlerinin yükleme hızına bağımlı olduğu ve yükleme hızı arttıkça ilgili değerin arttığı sonucu açıklanmaktadır.

Ön konsolidasyon basıncının gerçeğe daha uygun olarak belirlenmesinde Cassagrande yönteminin yanı sıra diğer yöntemlerinde kullanılması önerilmektedir. Numunelerde örselenmelerin bulunduğu durumlarda deney sonuçları Ln(1+e) ve logaritma düşey efektif gerilme eksenlerinde değerlendirildiğinde oturma eğrilerinin iki doğrudan oluştuğu Butterfield (1979) ve Onitsuka ve diğerleri (1995) yayınlarında gösterilmektedir. İlgili çalışmalarda iki doğrunun kesim noktası ön konsolidasyon basıncı olarak tanımlanmaktadır. Bu çalışmada bir boyutlu deney sonuçları bu biçimde değerlendirilerek, yedi ayrı numuneden oluşturulan oturma eğrilerinin iki doğrudan oluştuğu görülmüştür. Ön konsolidasyon basıncı olarak, iki doğrunun kesim noktası çamur konsolidasyon aletinde maruz kaldıkları en büyük gerilme değeri olan 125 kPa basınç değeri olarak her numuneye ait oturma grafiğinde görülmektedir. Nash ve diğerleri (1992) üç ayrı deney grubundan belirledikleri sonuçları bu yöntemi kullanarak değerlendirmişlerdir. Bu biçimde hesapladıkları ön konsolidasyon basıncı değerinin Casagrande yöntemi ile bulunan değerlere benzer olduğu görülmüştür. Standart gerilme artımının (IL) uygulandığı deney sonuçlarından ilgili değer Cassagrande yöntemine göre 64kPa, Ln(1+e) ve logaritma düşey efektif gerilme yöntemine göre 63kPa olarak bulunmuştur.

Ön konsolidasyon basıncının belirlenmesinde kullanılan diğer bir yöntem, sıkışma modülüne ($M=1/m_v$) karşılık, logaritma düşey efektif gerilme eksenlerinde deney sonuçlarının değerlendirilmesidir (Nash, Sılls, Davıson, 1992; Janbu, 1969). Çizilen grafikte en küçük modül değerine karşılık gelen gerilme değeri ön konsolidasyon basıncı olarak alınmaktadır. Çalışmada hem bir boyutlu deney sonuçları hem de üç boyutlu deney sonuçları bu yönteme göre değerlendirildiğinde her iki grup deney sonucundan da yine aynı değer ön konsolidasyon basıncı olarak bulunmuştur. Nash ve diğerleri (1992) yayınında standart gerilme artımının uygulandığı (IL) deney sonuçlarından $M=1/m_v$-düşey efektif gerilme yöntemi ile hesaplanan ön konsolidasyon basıncı değerinin diğer iki yöntemle bulunan değerinden daha büyük olduğu görülmüştür.

Laboratuvarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan zeminler arazideki gerçek zeminlerden genel olarak yapıları, daneler arası bağ kuvvetleri, yer altı su seviyesi, daneler arası boşluklarda bulunan suyun kimyasal özellikleri v.b gibi nedenler açısından farklılık göstereceklerdir. Araziden blok veya tüp yöntemi kullanılarak alınan örselenmemiş numuneler ile yapılan konsolidasyon deney sonuçları aynı numunenin laboratuvarda hazırlanan örneğinden temin edilen deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Deney sonuçları oturma-düşey efektif gerilme eksenlerinde değerlendirildiğinde örselenmemiş numunelerin oturma eğrilerinin, laboratuvarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numunelerin oturma eğrilerinin üzerinde bulunduğu deneysel sonuçlardan görülmüştür. Benzer sonuçlar Atkinson (2007), Burland (1990), Butterfield (1979) yayınlarında da görülebilmektedir. Ayrıca ilgili makalelerde ön konsolidasyon basıncı değeri geçildikten sonra oturma eğrisinin eğiminin örselenmemiş numunelerde yeniden hazırlananlara oranla daha büyük olduğu belirtilmektedir. Bu çalışmada ön konsolidasyon basıncı hem örselenmemiş numunelere ait oturma eğrilerinde hem de yeniden konsolide edilerek hazırlanan numunelerin oturma eğrilerinde yukarıda tanımlanan yöntemler ile hesaplanmıştır.

2.NUMUNE HAZIRLANMASI VE SINIFLANDIRMA

Laboratuvarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numuneler ilk olarak etüvde kurutulup, daha sonra dövülerek danelerine ayrılıp, 40 numaralı elekten elenip, elek altına geçen malzemeden yeterli miktar alınarak likit limit değerlerinin yaklaşık iki katı su içeriğinde havası alınan su ile karıştırılmışlardır. Çamur konsolidasyon aletine alınmadan üç gün karışım kabında bekletilmişlerdir. Böyle bir işlemden beklenen daha homojen ve daha suya doygun numune hazırlayabilmektir. Daha sonra piston ve askı aracılığı ile eksenel gerilme yüklenmesine izin veren çamur konsolidasyon aletine alınmışlardır. Hazırlanan karışımın su muhtevasının fazla olması sebebi ile olası numune kaybını önleyebilmek için ilk olarak küçük gerilme artımları uygulanmıştır. Ortalama olarak bir hafta sonunda istenen gerilme seviyesi olan 125kPa basınç değerine erişilip bu basınç değerinde yaklaşık iki, üç ay konsolide edilmişlerdir. Slury de ortalama üç ay konsolide edildikten sonra buradan alınarak konsolidasyon deneylerinde kullanılmışlardır.
Çalışmada kullanılan her numune ile hidrometre, likit limit, plastik limit ve piknometre deneyleri yeterli sayılarda yapılarak numuneler birleşik zemin sınıflandırma yöntemine göre sınıflandırılmışlardır. Zemin sınıflandırma deneylerinin sonuçları tablo 1 de görülebilir.

Tablo1. Çalışmada Kullanılan Numunelerin Sınıflandırma Özellikleri.

Zemin No	W_0	ɣs	W_L	W_p	I_p	I_L	I_c	İnce Kum	Silt	Kil	Zemin Grubu
-	(%)	(kN/m^3)	(%)	(%)	(%)	-	-	(%)	(%)	(%)	-
NM1	51,8	27,6	71,6	35,3	36,3	0, 46	0,55	6,0	75,2	18,8	MH
NM2	57,3	27,6	90,5	36,1	54,4	0,39	0,61	11,0	49,0	40,0	CH
NM3	19,0	28,1	20,0	15,0	5,0	0,80	0,20	19,5	69,3	11,2	CL-ML
NM4	27,2	27,5	31,8	18,3	13,5	0,66	0,34	16,5	72,0	11,5	CL
NM5	30,2	28,1	36,2	18,3	17,9	0,66	0,34	19	71	10	CL
NM6	51,8	27,4	71,4	35,3	36,1	0,46	0,54	10,2	77,6	12,2	MH
NM7	19,0	28,0	22,0	15,0	7,0	0,81	0,19	4,8	80,2	15,0	CL-ML

Tablo 1 de, W_0: Deney başlangıç su muhtevası, ɣs: Dane birim hacim ağırlığı, W_L: Likit limit, W_P: Plastik limit, I_P: Plastisite indisi, I_L: Likitlik indisi, I_c: Kıvam indisidir.

Laboratuvarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numunelerin yanı sıra çapları 7cm olan tüp yöntemi ile alınan örselenmemiş numuneler ile de bir boyutlu konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. 4 ve 5 numaralı örselenmemiş numunelerde 1,3~2,0 m derinlikten alınanlar yeşil renkli, düşük plastisiteli killi zemindir (NM5). Ortalama su muhtevası W_n=20% dolaylarındadır. Aynı bölgeden 3,0~3,4m derinlikten alınan numuneler kırmızı renkli ortalama su muhtevası W_n=14% olan düşük plastisiteli killi zemindir (NM4). Bu numuneler kullanılarak yapılan bir boyutlu deneylerde de diğer deney sonuçları ile karşılaştırılabilsin diye aynı numune çapı ve yüksekliği kullanılmıştır.

Bir boyutlu deneylerde kullanılan numune yüksekliği 2cm, numune çapı 5cm dir. Üç boyutlu deneylerde sonuçların karşılaştırılabilmesi açısından numune yüksekliği 2cm, numune dış çapı 12cm, merkez bölge yükleme çapı 5 cm dir. Numuneler aynı kesit yüksekliğinden olmak üzere bir adet üç boyutlu, üç adet standart ödometre olmak üzere ring batırılarak hazırlanmışlardır.

3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR.

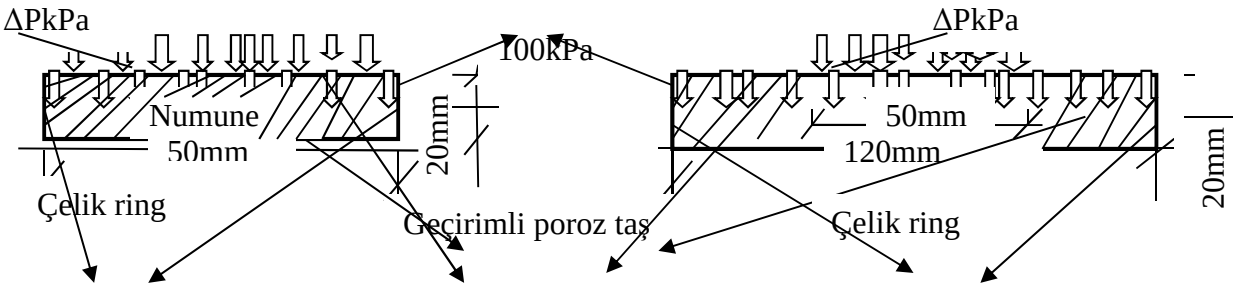
Farklı plastisite indisine sahip yedi farklı ince daneli zemin kullanılarak yeterli sayılarda üç boyutlu ve bir boyutlu konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Laboratuarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan ve örselenmemiş numuneler kullanılarak yapılan bütün deneyler tablo 2 de gösterilmiştir.

Tablo2. Konsolidasyon Deneyleri Sayıları.

Zemin No	Üç Boyutlu Konsolidasyon Deneyleri Sayısı	Üç Boyutlu Alet ile Ödometre Deneyleri Sayısı	Standart Ödometre Deneyleri Sayısı	Örselenmemiş Numune ile Standart Ödometre Deneyleri Sayısı
NM 1	12	-	19	-
NM 2	6	2	11	-
NM 3	10	8	22	-
NM 4	6	6	12	4
NM 5	10	10	20	8
NM 6	8	8	16	-
NM7	6	6	12	-

Bir boyutlu deneylerde kullanılan numune çapı d=50mm, yüksekliği h=20mm dir. Deney sonuçlarının karşılaştırılması açısından üç boyutlu deneylerde de numune yüksekliği h=20mm, merkez bölge çapı d=50mm dir.

Gerilme artımları standart gerilme artımı yerine 100kPa basınç kademesinden başlanıp daha sonra standart gerilme artımı uygulanmıştır. Üç boyutlu deneylerde çevre bölgesinde ve merkez bölgede 100kPa basınç bulunurken merkez bölgeye standart artım uygulanmıştır. Bir boyutlu ve üç boyutlu konsolidasyon deneylerinde çalışmada kullanılan numune boyutları ile uygulanan eksenel gerilme durumu ve sınır koşulları şekil 1 de verilmiştir.



Şekil 1. Bir Boyutlu ve Üç Boyutlu Deneylerde Gerilme Durumu ile Sınır Koşulları

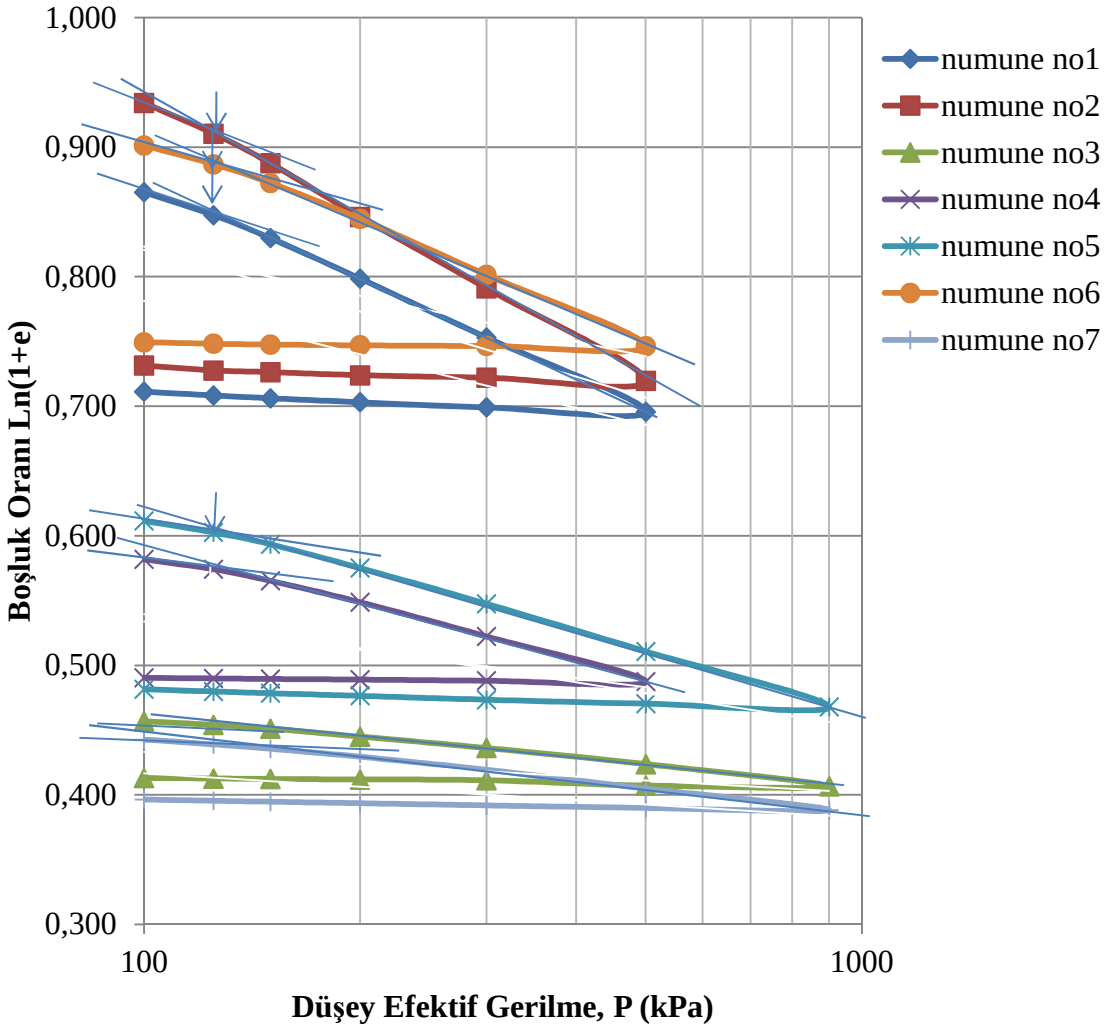
Deney aletlerinin deney sonuçlarını etkilediği düşüncesi ile bir boyutlu deneyler üç boyutlu deney aleti kullanılarak ta yapılmıştır. Bu deneylerde de aynı gerilme artımları uygulanmıştır. Her gerilme artımı uygulandığında standart zaman aralıklarında oturma değerleri okunmuştur. Bir boyutlu ve üç boyutlu deney sonuçları kullanılarak çizilen oturma grafiklerinde 24saat sonundaki oturma değerleri kullanılmıştır.

4. ÖN KONSOLİDASYON BASINCI

Killi zeminlerin oturma özelliklerinin anlaşılmasında ön konsolidasyon basıncının yeterli doğrulukla belirlenmesi pratik amaçlar için önemlidir. Bilindiği üzere bu basınç değerinden sonra oturma miktarları artmakta ve zemin yapısında ciddi değişiklikler olmaktadır.

Örselenmemiş numunelerde numunelerin araziden alınmaları, alınma yöntemi (tüp, blok vb.), çevre koşullarından etkilenmemeleri için yalıtılmaları, laboratuvarlara nakilleri, laboratuvarlarda saklanmaları, laboratuvar deneyleri için hazırlanmaları aşamalarında örselenmeler oluşmaktadır. Bu örselenmeler laboratuvar deney sonucundan oluşturulan oturma eğrisini etkileyecektir. Oturma eğrilerinde örselenmelerin en etkili oldukları bölge ön konsolidasyon basıncına kadar olan bölümdedir. Dolayısıyla Casagrande yöntemi ile hesaplanan ön konsolidasyon basıncı gerçek değerini vermeyecektir. Bazı araştırmalarda Leonards(1976), Holtz ve Kovacs (1981), Sandbaeken, Berre ve Lacasse (1985) ön konsolidasyon basıncına yaklaşıldığında gerilme artımları küçültülerek yeniden yükleme eğrisinden konsolidasyon eğrisinin doğru bölümüne geçişin iyileştirilmesi önerilmektedir. Bu yöntem uygulanarak çizilen oturma eğrisinin arazi oturma eğrisine daha uygun olduğu kabul edilmektedir. Bu şekilde oluşturulan oturma eğrisinde Casagrande yöntemi kullanılarak hesaplanan ön konsolidasyon basıncının gerçek değerine yakın olduğu pek çok araştırmada önerilmektedir.

Deney yönteminin ön konsolidasyon basıncına etkisinin araştırılması amacı ile bir boyutlu ve üç boyutlu deney sonuçları kullanılarak ön konsolidasyon basınçları hesaplanmıştır. Bir boyutlu deney sonuçları Ln(1+e) ve logaritma düşey efektif gerilme eksenlerinde değerlendirildiğinde oturma eğrilerinin iki doğrudan oluştuğu şekil 2 de görülmektedir.

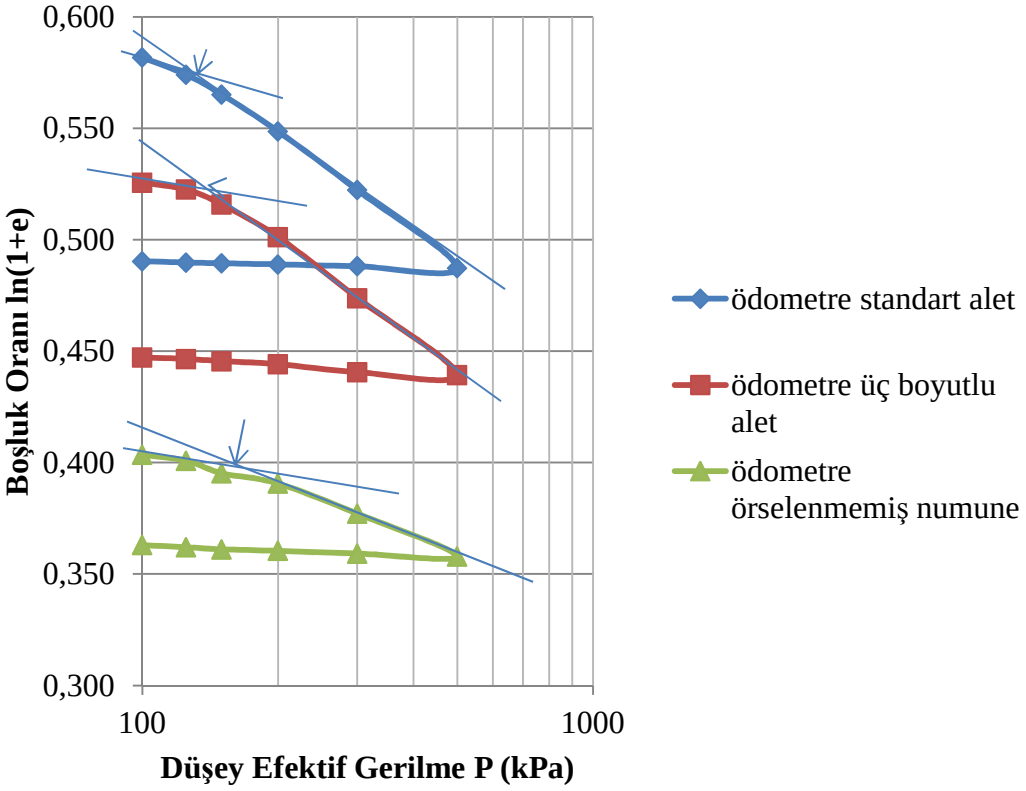


Şekil 2. Bir Boyutlu Konsolidasyon Deneyi Sonuçları.

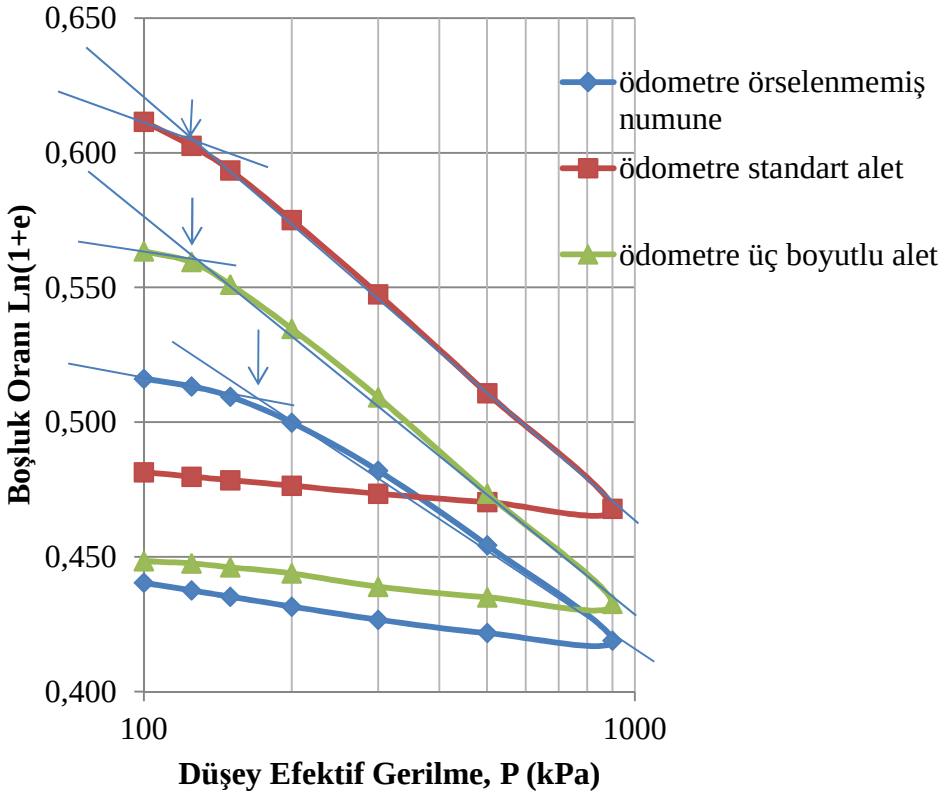
İki doğrunun kesim noktası olarak tanımlanan ön konsolidasyon basıncı değerinin plastisite indisleri farklı yedi numunede de 125 kPa olduğu yine şekil 2 de görülmektedir. Bu değer laboratuvarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numunelerin çamur konsolidasyon aletinde etkisinde kaldıkları en büyük eksenel basınç değeridir.

Şekil 2 den görüldüğü üzere killi zeminlerde herhangi bir ilave gerilme değerinde oluşabilecek oturma miktarları, killi zeminin yapısına, zemini oluşturan kilin mineralojisine ve miktarına bağlıdır (Kaolin, bentonit, montmorillonit gibi). Killi zeminlerin likit limit değerleri arttıkça boşluk oranları da artacaktır. Yüksek plastisiteli killi zeminler düşük plastisiteli olanlara oranla fazla oturma yapmaktadırlar. Şeklin üst bölgesinde bulunan üç eğri yüksek plastisiteli diğer dört eğri ise düşük plastisiteye sahip numunelerden temin edilen oturma grafikleridir.

Çalışmada daha önceden söz edildiği üzere örselenmemiş numuneler kullanılarak ta bir boyutlu konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Deney aletlerinin deney sonuçlarına etkisi olabileceği düşüncesi ile bir boyutlu deneylerin yapımında üç boyutlu deney aleti de kullanılmıştır. Aynı numunede örselenmemiş ve yeniden konsolide edilerek hazırlanan hem standart deney aleti hem de üç boyutlu deney aleti kullanılarak yapılan bir boyutlu deneylerden belirlenen sonuçlar sırası ile şekil 3 ve şekil 4 te verilmiştir. Deney sonuçları Ln(1+e) ve logaritma düşey efektif gerilme biçiminde değerlendirilmiştir.



Şekil 3. Bir Boyutlu Konsolidasyon Deneyi Sonuçları. Numune No4 (CL)

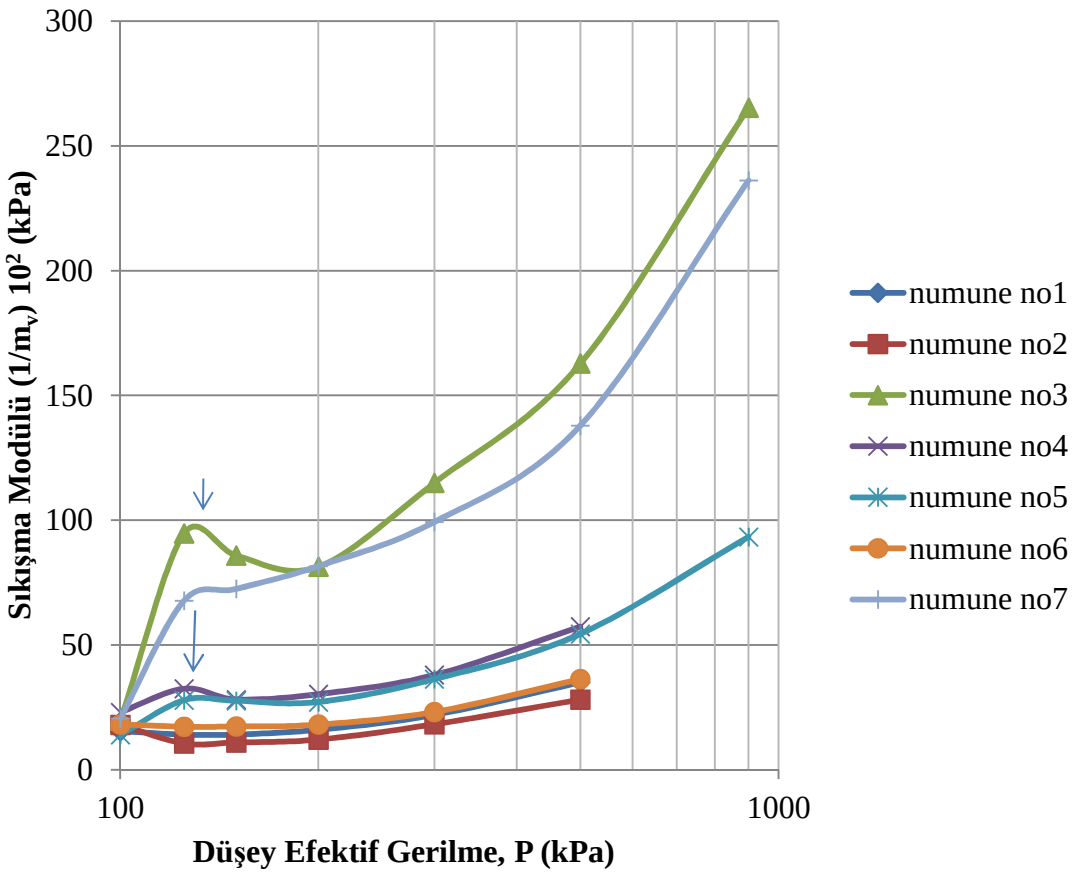


Şekil 4. Bir Boyutlu Konsolidasyon Deneyi Sonuçları. Numune No5 (CL)

İki farklı numuneye ait üç deney grubundan temin edilen oturma eğrilerinin iki doğrudan oluştuğu ilgili şekillerden görülmektedir. Yeniden konsolide edilerek hazırlanan numunelerden oluşturulan oturma grafikleri şekil olarak aynı olup birbirinin ötelenmesi biçimindedir. İki doğrunun kesim noktası her iki numunede de 125kPa olarak aynı değerdir. İki farklı deney aletinden de aynı sonuç görülmektedir. Her iki farklı zemin grubunda da örselenmemiş numunelerden belirlenen ön konsolidasyon basıncı değerinin yeniden konsolide edilerek hazırlanan oturma eğrilerinden belirlenen değerinden büyük olduğu yine aynı şekillerden görülmektedir.

Ön konsolidasyon basıncının belirlenmesinde kullanılan diğer bir yöntem düşey efektif gerilmenin logaritmasına karşılık sıkışma modülünün ($M=1/m_v$) çizilmesidir(Nash, Sılls, Davıson, 1992). Çizilen grafikte en küçük modül değerine karşılık gelen gerilme değeri ön konsolidasyon basıncı olarak alınmaktadır.

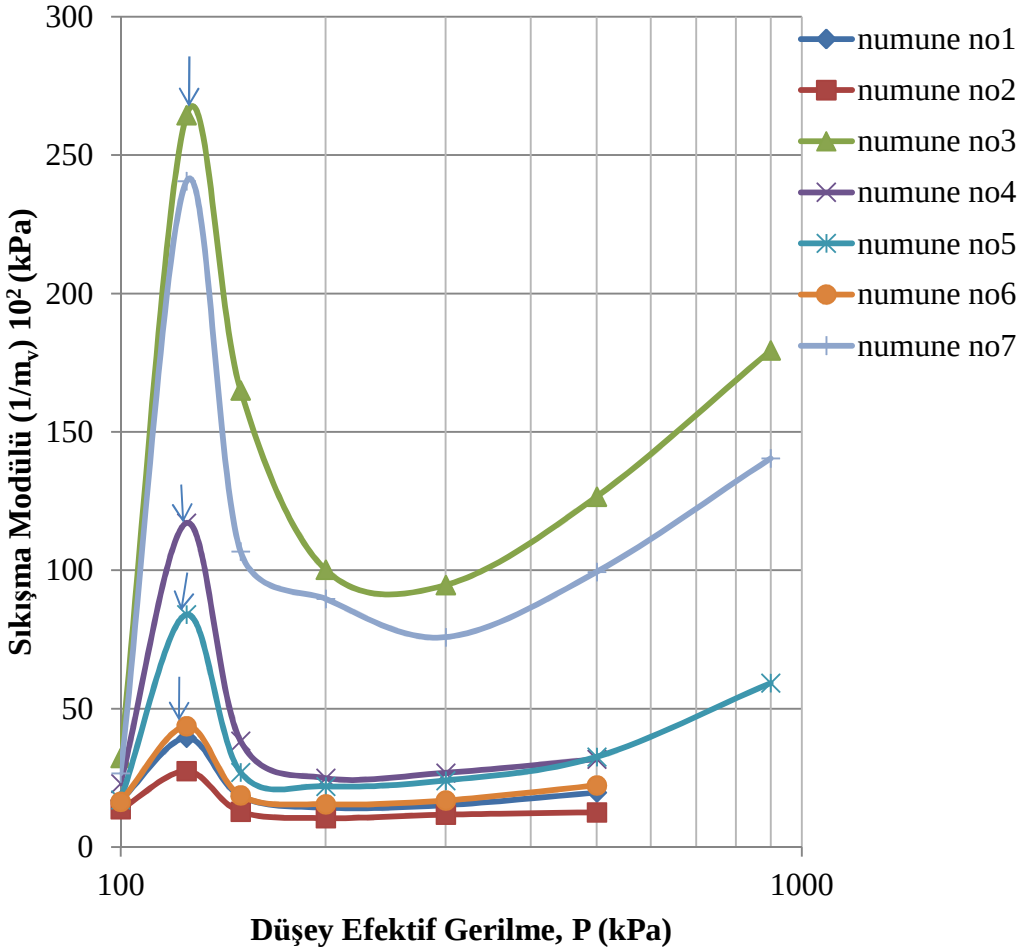
Yedi farklı numune kullanılarak yapılan bir boyutlu ve üç boyutlu deney sonuçları bu hesaplama yöntemine göre değerlendirildiğinde oluşturulan grafikler şekil 5 ve şekil 6 da sırasıyla verilmiştir.



Şekil 5. Düşey Efektif Gerilme ve Sıkışma Modülü Arasında Bağıntı. Bir Boyutlu Deneyler.

Üç boyutlu deney sonuçlarından temin edilen grafikler bir boyutlu deneylerden belirlenenlere oranla daha düzenlidir. Üç boyutlu deneylerde gerilme artımı merkez bölgeye uygulanmaktadır. Buna karşın bir boyutlu deneylerde numune hazırlanması aşamasında ringin numuneye batırılması esnasında ring ile numune arasında, ringe yakın bölümde numunede örselenmeler oluşmaktadır. Sözü edilen bu örselenmeler deney sonuçlarını etkilemektedir.
Her iki şekilden görüldüğü üzere bütün numunelere ait ön konsolidasyon basıncı bu hesap yöntemine göre de 125kPa olarak bulunmuştur. Hem bir boyutlu deneylerden hem de üç boyutlu deneylerden aynı değer gözlenmiştir. Bir boyutlu deney sonuçlarından temin edilen grafiklerde ön konsolidasyon basıncı değerinin net olarak görülmemesinin nedeni, numune hazırlanması aşamasında numunelerde oluşan örselenmeler olarak düşünülmektedir. Üç boyutlu deney sonuçlarından çizilen grafikte ilgili değer daha açık görülmektedir. Bir boyutlu ve üç boyutlu deney sonuçlarına ait grafikler her numunede genel şekil olarak bir birine benzerdir.

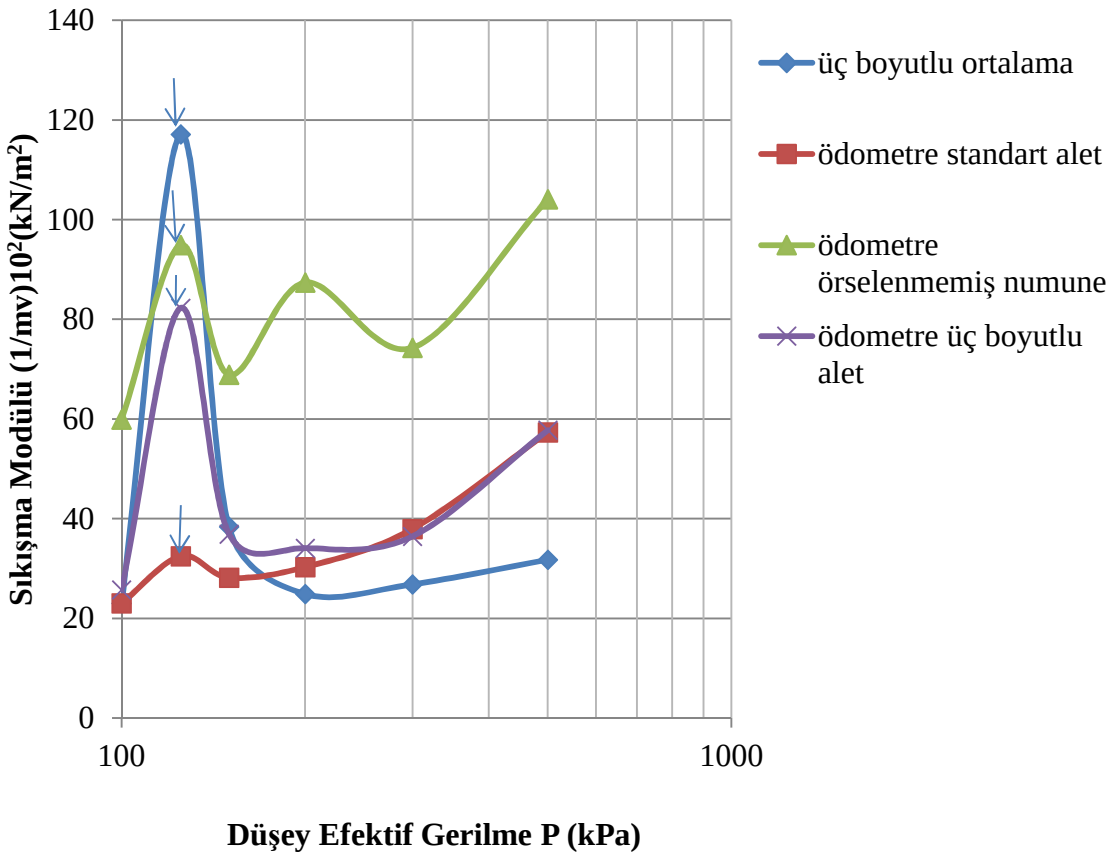
Şekil 5, şekil 6 dan görüleceği üzere zemin sınıflandırma özellikleri birbirine yakın olan numunelerden yaklaşık olarak aynı grafikler elde edilmiştir.



Şekil 6. Düşey Efektif Gerilme ve Sıkışma Modülü Arasında Bağıntı. Üç Boyutlu Deneyler.

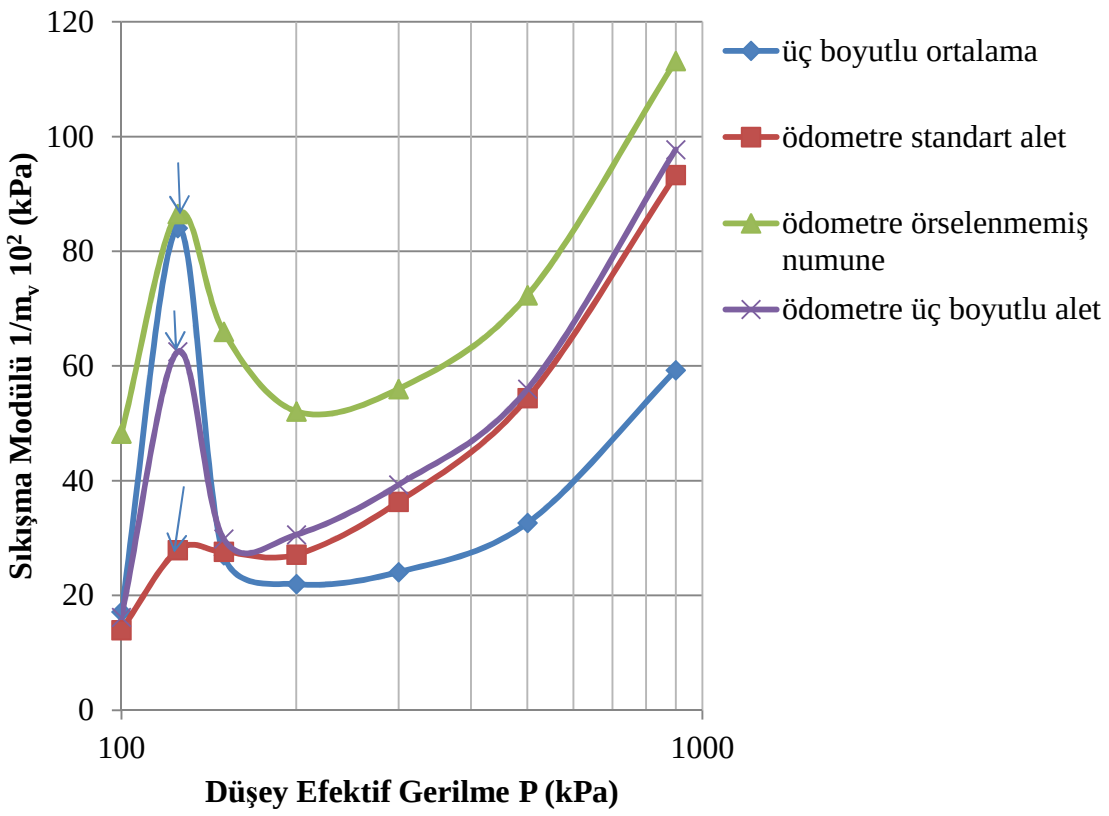
Örselenmemiş örnekleri bulunan numune 4 ve numune 5 ile bir boyutlu konsolidasyon deneylerinin yapıldığı daha önceden söylenmiştir. Örselenmemiş numunelerden temin edilen bir boyutlu konsolidasyon deney sonuçları, laboratuarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numunelerden temin edilen bir boyutlu ve üç boyutlu deney sonuçları ile birlikte numune 4 için şekil 7 de değerlendirilmiştir. Yine aynı şekilde laboratuarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numune kullanılarak üç boyutlu alette yapılan bir boyutlu deney sonucu da görülmektedir. Numune 4 e ait dört farklı deney sonucundan 1/m_v-logaritma düşey efektif gerilme yöntemine göre ön konsolidasyon basıncı değeri 125 kPa olarak bulunmuştur (şekil7). Örselenmemiş numuneye ait Ln(1+e)- logaritma düşey efektif gerilme yönteminde ön konsolidasyon basıncı 125 kPa dan büyük olarak bulunmuştur (şekil3).

Numune 4 için de üç boyutlu deney aletinden temin edilen deney sonuçlarının standart aletlerden temin edilenlere oranla daha iyi olduğu şekil 7 den görülmektedir.



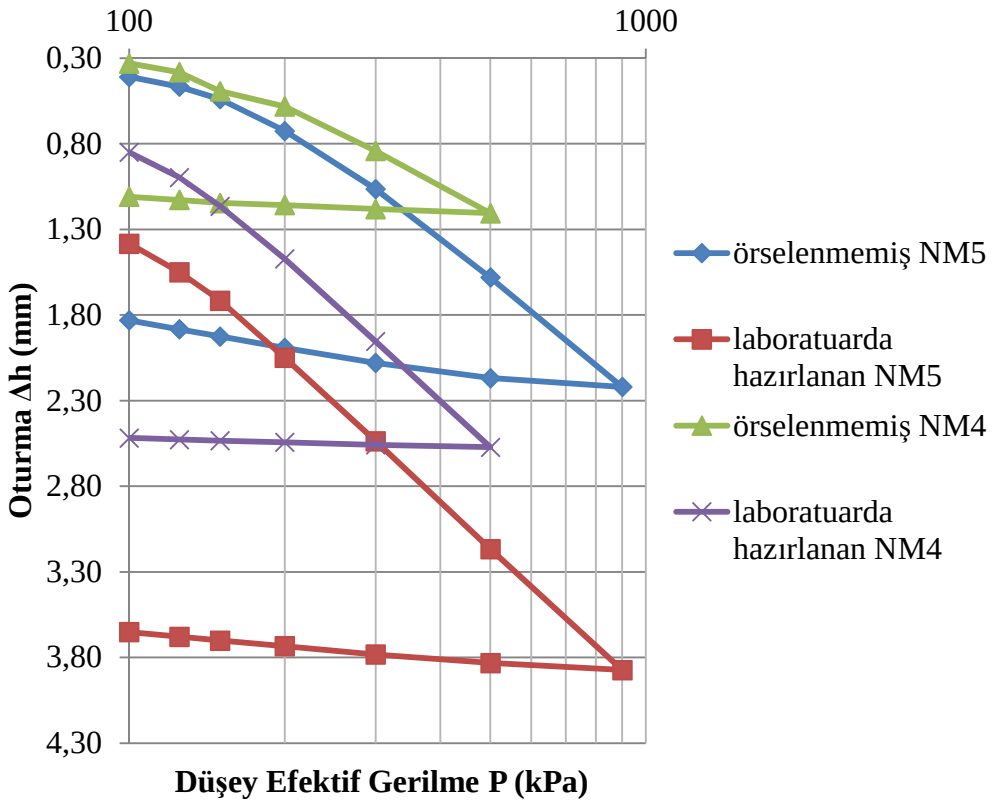
Şekil 7. Düşey Efektif Gerilme ve Sıkışma Modülü Arasında Bağıntı. Numune No4

Benzer şekilde örselenmemiş ve laboratuarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numuneler kullanılarak yapılan bir boyutlu ve üç boyutlu deney sonuçları numune 5 için şekil 8 de değerlendirilmiştir. Yine aynı şekilde üç boyutlu alet kullanılarak yapılan bir boyutlu deney sonucu da bulunmaktadır. Ayrıca grafiklerde her numuneye ait olarak verilen oturma eğrileri o numuneye ait yapılan bütün deneylerin ortalaması biçimindedir. Numune 5 içinde dört ayrı deney grubundan ön konsolidasyon basıncının 125kPa olduğu şekil 8 den görülmektedir. Numune 5 te Ln(1+e)- logaritma düşey efektif gerilme hesaplama yöntemine göre örselenmemiş numuneye ait bir boyutlu deney sonuçlarından çizilen eğriden ön konsolidasyon basıncı değeri 125kpa dan büyük olarak bulunmaktadır (şekil4).
Şekil 7 deki eğrilere benzer biçimde üç boyutlu deney aletinden temin edilen eğriler standart aletlerden temin edilenlerden daha düzenlidir (şekil8). Her deney grubuna ait eğrilerin yaklaşık bir birinin benzeri olduğu şekil 8 den görülmektedir.



Şekil 8. Düşey Efektif Gerilme ve Sıkışma Sayısı Arasında Bağıntı. Numune No5.

Bilindiği üzere çalışmada laboratuarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numuneler ile deneyler yapılmıştır. Yeniden konsolide edilerek hazırlanan numuneler; arazideki zeminlerden oluşumları gereği yapı ve daneler arası bağ kuvvetleri, danelerin şekli, boyutu, yüzey alanları, mineral yapıları açısından buzullarla oluşanlar, yağmur, rüzgâr vb nedenlerle taşınarak, ayrışma sonucu yerinde oluşanlar olmak üzere farklılık gösterirler. Yer altı suyunun kimyasal özellikleri, bulunup bulunmadığı, akım halinde mi yoksa durağan mı olduğu ve yaşlanma gibi nedenler zeminlerin oluşumlarında etkilidir. Buna bağlı olarak arazideki zeminin davranışı laboratuarda hazırlanan zeminden farklı olacaktır. Oturma özellikleri araştırıldığında arazideki zeminin oturma eğrisinin laboratuarda hazırlanan zeminin oturma eğrisinin sağ tarafında olduğu görülmüştür (Atkinson 2007; Burland 1990; Butterfield 1979). Çalışmada da örselenmemiş numuneler ile yapılan standart ödometre deneylerinin ortalaması, ilgili numunelerin laboratuarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan örnekleri kullanılarak yapılan ödometre deney sonuçlarının ortalaması ile karşılaştırılmıştır. Her iki zeminde de aynı sonucun bulunduğu şekil 9 dan görülmektedir. Aynı çalışmalarda arazi oturma eğrisinin ön konsolidasyon basıncı geçildikten sonra, eğiminin laboratuvarda hazırlanan numuneden belirlenenden daha dik olduğu bulunmuştur. Bu sonuçta daha fazla oturma anlamındadır.



Şekil 9. Örselenmemiş ve Laboratuarda Yeniden Konsolide Edilerek Hazırlanan Zeminlerin Oturma Davranışı. Bir Boyutlu Deneyler. NM4, NM5

5. SONUÇLAR

Çalışmada yedi farklı plastisite indisine sahip ince daneli zemin kullanılarak bir boyutlu ve üç boyutlu konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Laboratuarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numunelere ilave olarak örselenmemiş numuneler ile de ilgili deneyler yapılmıştır. Deney yönteminin ön konsolidasyon basıncına etkisinin araştırılması düşüncesi ile bir boyutlu ve üç boyutlu deney sonuçları ayrı değerlendirilerek ön konsolidasyon basıncı hesaplanmıştır. Yedi farklı numunenin kullanıldığı deney sonuçlarından her iki grup deney için ön konsolidasyon basıncı aynı değer olarak bulunmuştur.

Farklı hesaplama yöntemlerinin ön konsolidasyon basıncına etkisinin incelenmesi amacı ile iki grup deney sonucu; Ln(1+e)-logaritma düşey efektif gerilme ve $1/m_v$-logaritma düşey efektif gerilme eksenlerinde değerlendirilmiştir. Her iki yönteme göre iki grup deney sonucundan laboratuvarda yeniden hazırlanan numunelerde aynı ön konsolidasyon basıncı değeri bulunmuştur. Ayrıca örselenmemiş numuneler kullanılarak yapılan bir boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçları da iki farklı ön konsolidasyon basıncı hesaplama yöntemine göre değerlendirilmiştir. Ln(1+e)-logaritma düşey efektif gerilme yöntemine göre örselenmemiş ve laboratuvarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numunelerden farklı değer belirlenmiştir. $1/m_v$ –logaritma düşey efektif gerilme yöntemine göre ön konsolidasyon basıncı değeri aynıdır. Kesin sonuç söyleyebilmek için daha fazla sayıda örselenmemiş numune ile deney yapılması gerektiğine inanılmaktadır.

Ayrıca örselenmemiş numuneler ile yapılan bir boyutlu deney sonuçları aynı numunelerin laboratuvarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan örneklerinden belirlenen deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Deney sonuçları oturma- logaritma düşey efektif gerilme eksenlerinde değerlendirildiğinde örselenmemiş numunelere ait oturma eğrilerinin yeniden hazırlanan numunelerin oturma eğrilerinin üzerinde olduğu görülmüştür.

6. KAYNAKLAR

Atkinson, J. (2007), "The Mechanics of Soils and Foundations" 2nd Edition, Taylor& Fransis, London and New York.

Brumund, W. F., Jonas, E. Ve Ladd, C. C. (1976), "Estimating In Situ Maximum Past Preconsolidation Pressure of Saturated Clays from Results of Laboratory Consolidometer Tests", Special Report 163, Transportation Research Board, 4-12

Burland, J. B. (1990), "On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays", Geotechnique 40, No: 3, 329-378

Butterfield, R. (1979), "A Natural Compression Law for Soils" Geotechnique 29, No:4, 469-480

Craig R. F. (1983), "Soil Mechanics" 3rd Edition, Van Nostrand Reinhold, UK

Hight, D. W. ve diğerleri (1992) "Disturbance of the Bothkennar Clay Prior to Laboratory Testing", Geotechnique 42, No2, 199-217

Holtz, R. D. Jamiolkowski, M. & Lancellotta, R. (1986) "Lessons from Oedometer Tests on High Quality Samples." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.112, No.8, pp 768-776

Holtz, R. D. ve William D. K. (1981) "An Introduction to Geotechnical Engineering" Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey

Janbu, N. (1969) "The Resistance Concept Applied to Deformations of Soils" Proc. 7th. Int. Conf. Soils Mechanics, Mexico1 191-196

Nash D. F. T. Sılls G. C. ve Davison L. R. (1992), "One-Dimensional Consolidation Testing of Soft Clay from Bothkennar" , Geotechnique 42, No. 2, pp 241-256

Kumbasar, V. ve Kip, F. (1999) "Zemin Mekaniği Problemleri", Çağlayan Kitabevi, İstanbul

Yıldırım H. ve Sezen A. (2010), " Yeni Geliştirilen Deney Aleti ile Laboratuarda Zemin Özelliklerinin Belirlenmesi", Tübitak, Araştırma projesi.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ZEMİNLERDE DON KABARMASI VE ZEMİNLERİN DONMA-ÇÖZÜNME SONRASI DAVRANIŞI

FROST HEAVE AND FREEZE-THAW BEHAVIOUR OF SOILS

Adem IŞIK[1] **Gökhan ÇEVİKBİLEN[2]** **Recep İYİSAN [3]**

ABSTRACT

In cold regions, protection against frost action of a man-made fill deposits are essential in transportation road construction projects. These soils are exposed to at least one freezing-thawing cycle every year in seasonally frozen area. This has a significant effect on engineering properties of soils such as strength, permeability and compressibility. Freezing-Thawing effects on engineering properties of soils are based on local climate condition, soil type, water content, density, degree of compaction, permeability, capillarity, temperature and overburden pressure. To investigate the effects of the frost action on the compacted soils, ten soil samples having dry unit weight in the range of 15.0 kN/m³ ~ 21.0 kN/m³, and optimum water content in between 12% and 24% determined by Standard Proctor test. In a cold chamber using a closed-system two freeze and thaw cycles were conducted on the samples lasting totally 120 hours at temperatures varying between -12°C and +12°C as suggested by ASTM D5918. During freezing cycles, frost heave rates were observed. The results of tests showed that the soil samples which have higher maximum dry unit weight illustrated lower heave rates. On the other hand the heave rates have higher values at the soils samples which have higher values of the optimum water content and the porosity. Furthermore thaw weakening susceptibility of the soil samples were also determined by comparing their California Bearing Ratio (CBR) results performed before and after freeze and thaw process. The results showed that the CBR values for all the samples illustrated a reduction in the range of 4% and 40% after freeze and thaw processes.

Keywords: Freezing and Thawing, Heave Rate, Thaw Weakening, CBR

ÖZET

Soğuk iklim koşullarının hakim olduğu bölgelerdeki zeminler, mevsimsel sıcaklık farklılıklarının fazla olması nedeniyle yapısal olarak etkilenmektedir. Bu bölgelerdeki zeminler yılda en az birkaç kez donma-çözünme olayına maruz kalmaktadır. Zeminler,

[1] Araş. Gör., İstanbul Teknik Üniversitesi, isikadem@itu.edu.tr
[2] Araş. Gör. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, cevikbil@itu.edu.tr
[3] Doç. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, iyisan@itu.edu.tr

donma-çözünme etkisi altında yapısal olarak değişime uğradıkları için fiziksel ve mekanik özelliklerinde de değişimler meydana gelmektedir. Bu değişimler iklim şartlarına, zemin türüne ve özelliklerine göre farklılık göstermektedir. Zeminlerde donma-çözünme sonrası oluşacak fiziksel ve mekanik özelliklerindeki değişimler geoteknik mühendisliği açısından büyük önem taşımaktadır. Zeminde donma olayının gerçekleşmesi ve donma-çözünme olayının zeminde önemli değişimler meydana getirmesi için zeminin donmaya karşı hassas olması, ortamda yeterli su bulunması ve ortamın donma sıcaklığında olması gerekir. Donma olayı esnasında zeminin boşluklarındaki bulunan suda meydana gelen hacimsel artış zeminlerde don kabarmasına neden olabilmektedir. Bu kabarmanın miktarı, zeminin cinsi, dane çapı dağılımı, mineralojik yapısı, ince dane oranı, su muhtevası ile zemin üzerindeki sürşarj yüküne ve ortam sıcaklığına bağlı olarak değişiklik göstermektedir.

Bu çalışmada zeminlerin donmaya karşı hassaslığını belirlemek için farklı geoteknik özelliklere sahip numuneler üzerinde donma çözünme deneyleri yapılmıştır. Bir donma çözünme deneyi -12°C ile +12°C değişen sıcaklıklarda yedi günlük bir çevrim sürecinde tamamlanmaktadır. Deneyler sonucunda belirlenen don kabarma oranları ile numunelerin kompaksiyon parametreleri arasındaki ilişkiler araştırılmıştır. Ayrıca numuneler üzerinde donma-çözünme öncesi ve sonrası CBR deneyleri yapılarak zeminlerin mukavemet kayıpları incelenmiştir. Pratik amaçlar doğrultusunda don kabarmasını; maksimum kuru birim hacim ağırlık, optimum su muhtevası ve poroziteye göre tahmin edebilmek için amaçlanmıştır. Yapılan çalışmada, numunelerin don kabarma oranlar artan maksimum kuru birim hacim ağırlık ile azaldığı gözlenirken, optimum su muhtevası ve porozite ile arttığı belirlenmiştir. Donma-çözünme sonrası CBR değerlerinde ise bir düşüş kaydedilmiştir.

Anahtar Kelime: Donma-çözünme, don kabarma oranları, CBR

1. GİRİŞ

Soğuk iklim bölgelerinde yollar, bina temelleri, havaalanları ve boru hatları gibi çeşitli yapılar büyük ölçüde donma olayından etkilenmektedir. Geoteknik mühendisliğinde donma olayı sonucu oluşan don kabarma miktarları yapısal hasarlara neden olmasından dolayı temel inşaatının önemli bir yerini oluşturmaktadır. Bu yüzden çoğu araştırmacılar tarafından yapılan çalışmalar zeminlerde donma olayı sonucu meydana gelen don kabarma miktarına dayanmaktadır [1-7]. Donma-çözünme olayı zeminin daneleri arasındaki dizilimi değiştireceğinden zemin fiziksel ve mekanik olarak değişime uğrar. Böylece donma-çözünme olayı zeminin mukavemet, permeabilite, durabilite ve sıkışabilirlik gibi özelliklerini etkiler [8-11].

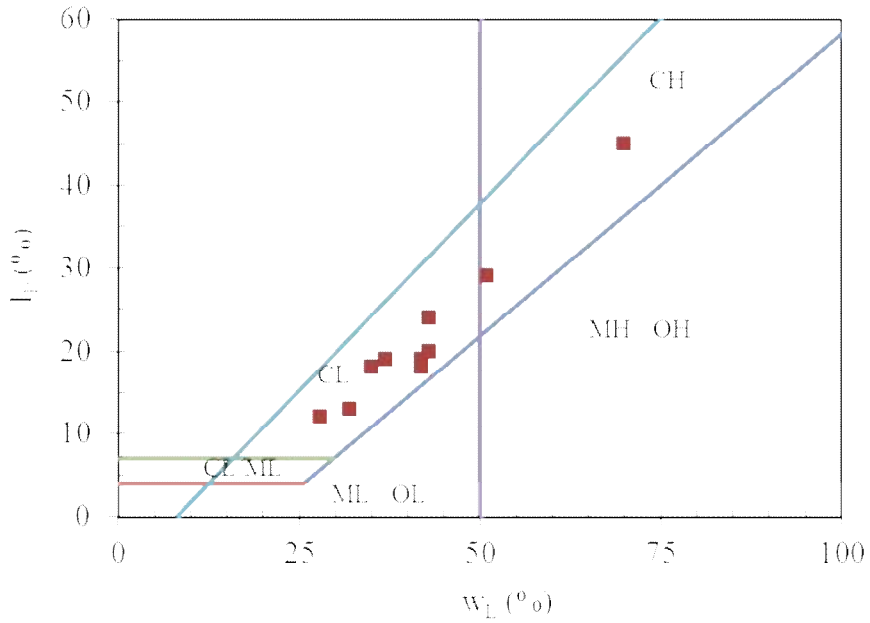
Bu çalışmada zemin numunelerinin don kabarma miktarları ASTM D 5918 standardında belirtilen sıcaklık döngülerinin uygulandığı laboratuvar deneyleri yapılarak belirlenmiştir [12]. Zemin numunelerinin don kabarma miktarları deney süresince zamanla alınan düşey yerdeğiştirme okumaları ile standarda uygun olarak belirlenmiştir. Deneyler sonucunda belirlenen don kabarma oranları ile zemin numunelerinin kompaksiyon parametreleri (maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası) ve porozite arasındaki ilişkiler incelenmiştir. Bu amaçla farklı maksimum kuru birim hacim ağırlık, optimum su muhtevası ve poroziteye sahip 10 adet zemin numunesi üzerinde donma-çözünme deneyleri yapılmıştır. Tüm zemin numuneleri maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevasında Standart Proktor enerjisi ile sıkıştırılarak hazırlanmış ve daha

sonra iki kez donma ve çözünmeye maruz bırakılmış ve don kabarmaları takip edilmiştir. Ayrıca donma-çözünme öncesi ve sonrası zemin numunelerinin CBR değerleri arasındaki değişimler de araştırılmıştır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

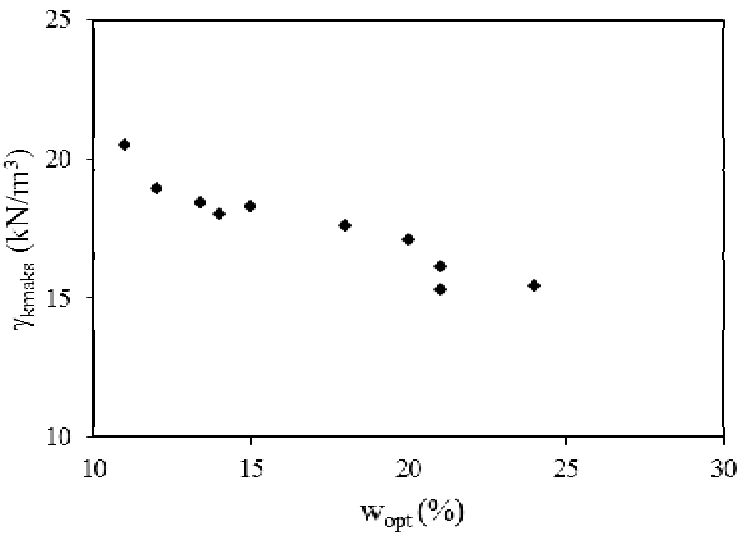
Bu çalışmada farklı maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevasına sahip 10 adet zemin numunesi seçilmiştir. Standart Proktor enerjisi ile hazırlanan zemin numuneleri üzerinde donma-çözünme deneyleri yapılarak don kabarma yüzdeleri ve ayrıca donma-çözünme öncesi ve sonrası CBR değerleri belirlenmiştir.

Elek analizine göre kaba dane yüzdesi % 3 ile % 65 arasında değişen numunelerde, çakıl miktarı % 2'yi geçmemektedir. Ayrıca kıvam limitleri belirlenen zemin numunelerinin Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma sisteminde yer alan (BZSS) plastisite kartına göre sınıflandırılması Şekil 1'de gösterilmiştir. Buna göre 5 adet numune düşük plastisiteli kil 2 adedi ise yüksek plastisiteli kil, diğer 2 adet numune kumlu düşük plastisiteli kil ve bir adet numune ise killi kum sınıfında yer almaktadır.



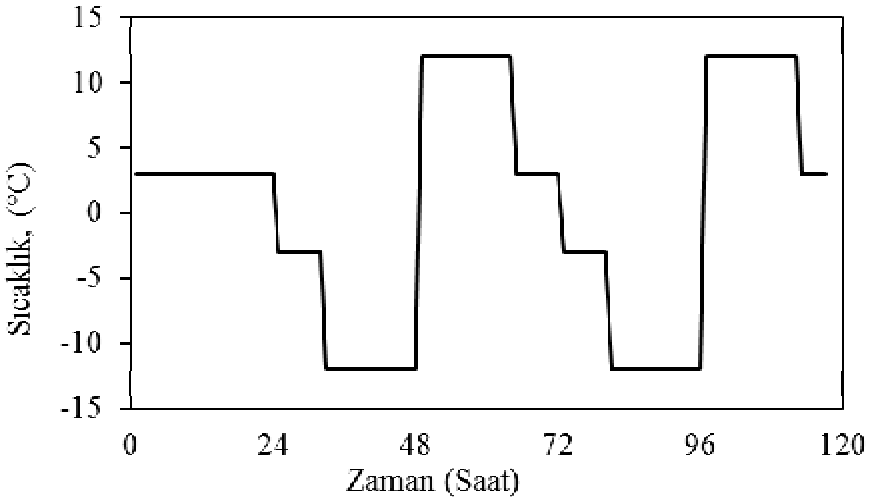
Şekil 1. Zemin Numunelerinin Plastisite Kartındaki Gösterimi

Standart Proktor deneyleri ile belirlenen zemin numunelerine ait maksimum kuru birim hacim ağırlık (γ_{kmaks}) değerleri 15.0 kN/m^3 ile 21.0 kN/m^3 arasında, optimum su muhtevası (w_{opt}) değerleri ise %12 ile %24 arasında değişmektedir. Beklenildiği üzere yüksek plastisitenin olduğu numunelerde yüksek optimum su muhtevaları değerleri belirlenirken bu numunelerde maksimum kuru birim hacim ağırlık değerlerinin düştüğü görülmektedir (Şekil 2).



Şekil 2. Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık - Optimum Su Muhtevası İlişkisi

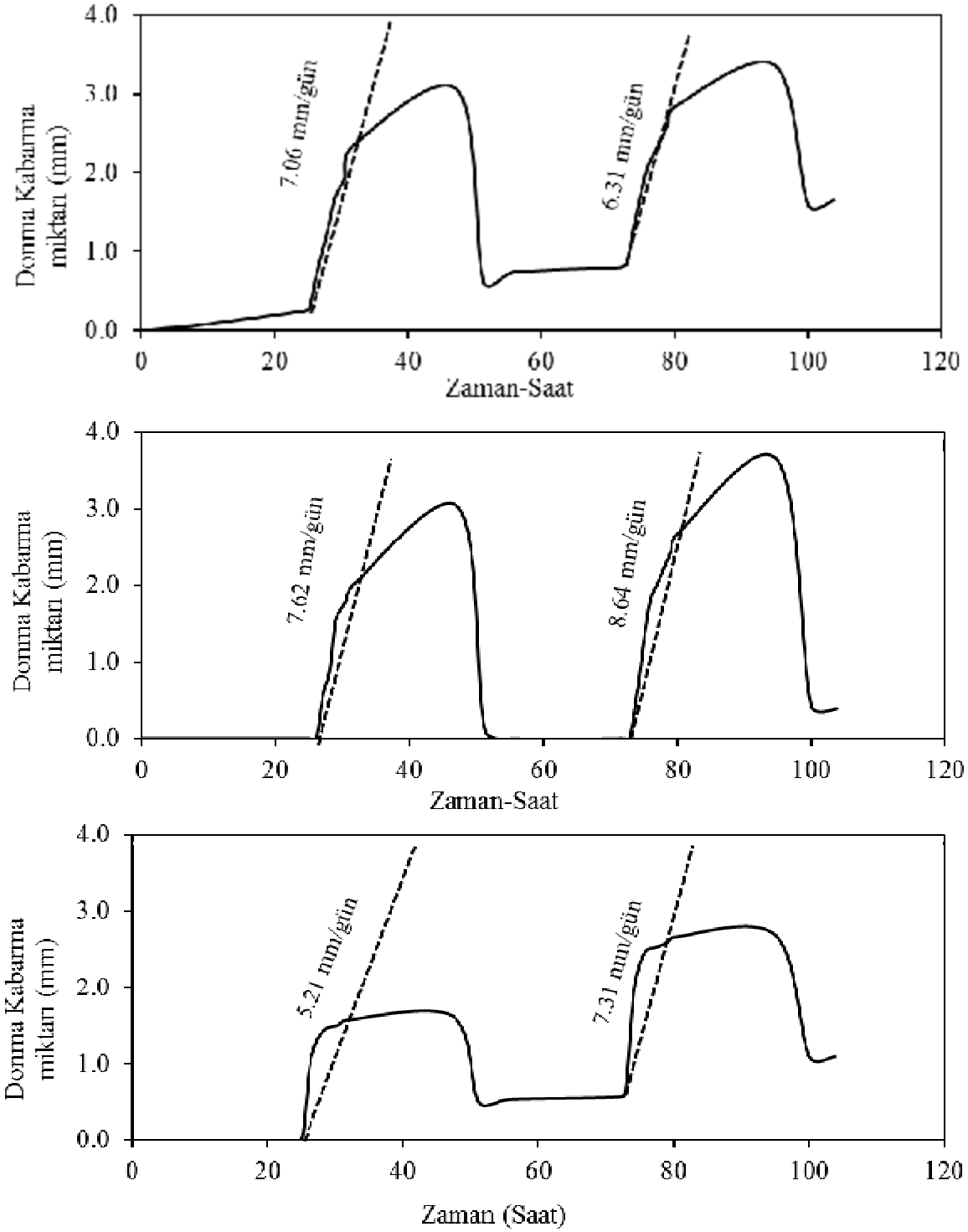
CBR kalıplarında %100 relatif kompaksiyon sıkılığında hazırlanan numuneler permeabilitelerine bağlı olarak en az 3 gün süre ile su altında bekletilmiştir. Pratik olarak doygun kabul edilecek olan numuneleri 2.8 kPa'lık sürşarj yükü altında ASTM D 5918'e göre sıcaklık değeri -12˚C ile +12˚C arasında değişebilen bir donma-çözünme kabini içerisine yerleştirilmişlerdir. Bu deneysel çalışmada kapalı sistem donma-çözünme deneyi tercih edilmiş, yani zemin numunelerinde herhangi su giriş ve çıkışına izin verilmemiştir. Bu durumda kabarma sadece zemin daneleri arasındaki boşluklarda bulunan sudan kaynaklanmaktadır. Toplam 120 saat süren bir donma-çözünme deneyi süresince zemin numuneleri Şekil 3'te verilen sıcaklık-zaman ilişkisindeki gibi iki kez donma-çözünme olayına tabi tutulmaktadır.



Şekil 3. Donma Çözünme Deneyi Süresince Sınır Sıcaklık Koşulları

Donma olayı sırasında oluşan kabarma veya çözünme sırasında meydana gelen oturma değerleri numuneler üzerine yerleştirilen 1/100 mm hassiyetteki mikrometrelerden alınan

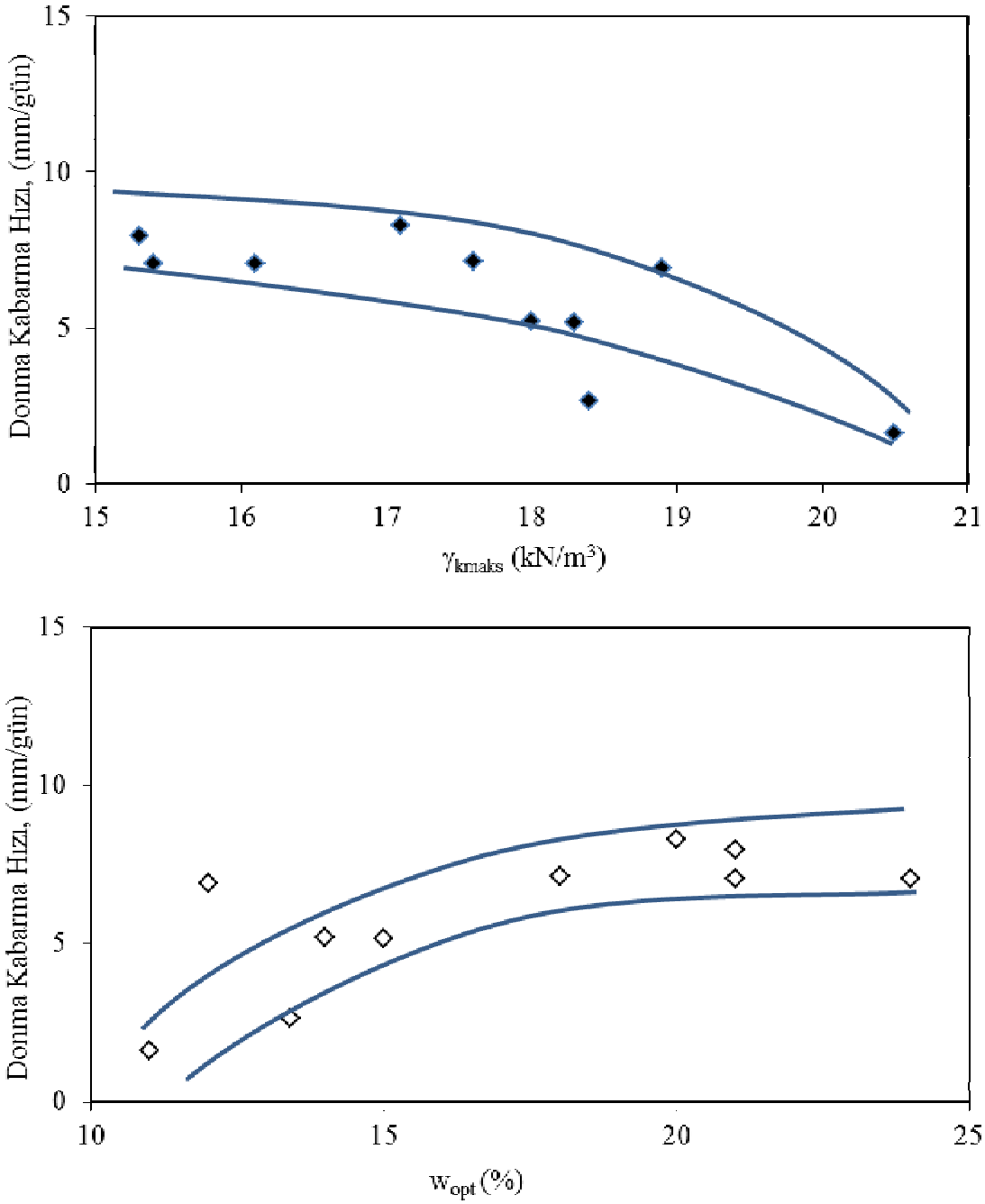
okumalar ile gözlemlenmektedir. Şekil 4'te deney süresince belirlenen donma kabarma miktarları bazı zemin numuneleri için örnek olarak sunulmaktadır. Donma kabarma hızları zamanla donma sürecinin ilk sekiz saat sonundaki okuma değerine göre belirlenmektedir. Genellikle ülkemizde bir yıl içerisinde birden fazla donma çözünme döngüsü oluştuğundan bu çalışmada ikinci donma kabarma hızları dikkate alınmıştır.



Şekil 4. Bazı Zemin Numunelerine Ait Donma Kabarma Miktarlarının Zamanla Değişimi

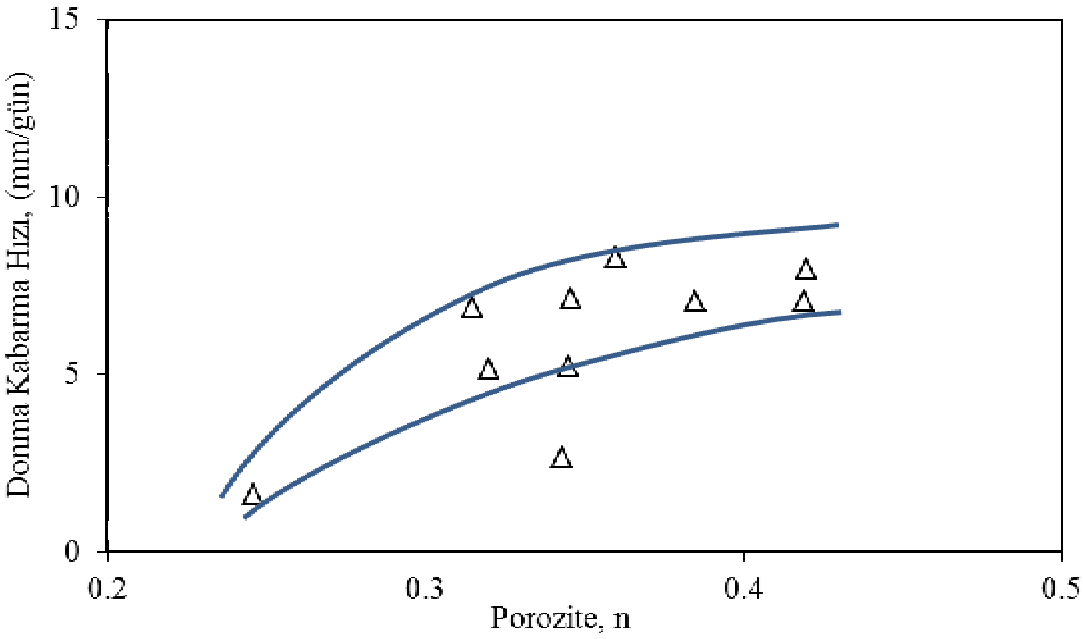
3. DENEY SONUÇLARI

Zeminlerin kompaksiyon parametreleri (maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası) ve poroziteleri ile donma kabarma hızları arasındaki ilişkilerin belirlenmesi için farklı geoteknik özelliklere sahip 10 adet doygun zemin numunesi üzerinde donma-çözünme deneyleri yapılarak elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Deney sonuçlarına göre yüksek maksimum kuru birim hacim ağırlık değerlerinde düşük don kabarma oranları gözlenmiş, ancak Şekil 5'te görüleceği üzere yüksek optimum su muhtevası değerlerinde ise donma kabarma hız değerleri yüksek belirlenmiştir.



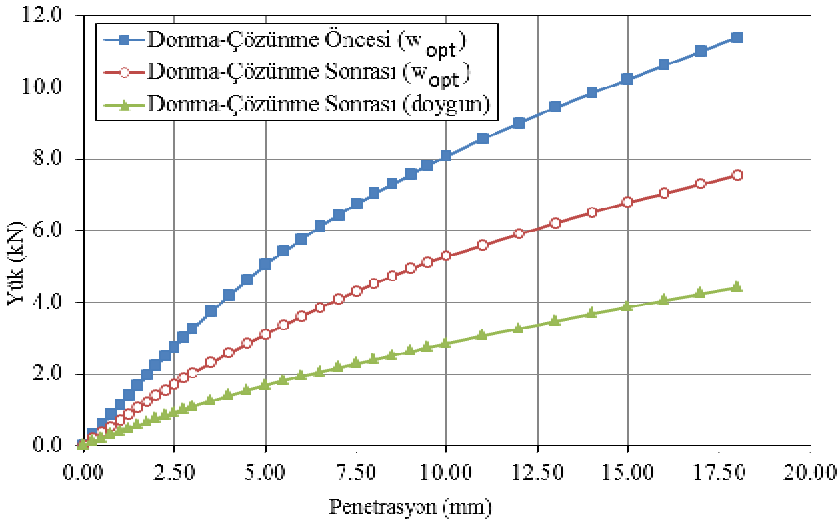
Şekil 5. Donma Kabarma Hızları İle Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık (γ_{kmaks}), Optimum Su Muhtevası (w_{opt}) Arasındaki İlişki

Donma çözünme deneyi öncesinde suda bekletilerek doygun hale getirilen numunelerde porozitesi yüksek olanların donma kabarma hızlarının da daha yüksek olduğu belirlenmiştir (Şekil 6). Suya doygun zeminlerde porozitenin artması zemin boşluklarındaki su hacminin de artması anlamına geleceğinden donma kabarma miktarının ve hızının artması beklenen bir sonuçtur.



Şekil 6. Don Kabarma Hızı İle Porozite (n) Arasındaki İlişki

Bu çalışmada optimum su muhtevasında hazırlanan numuneler üzerinde donma çözünme deneyi öncesi ve sonrası CBR deneyleri yapılmıştır. Buna ek olarak aynı sıkılıkta hazırlanan numunelerin suya doyurulmasından sonra da donma çözünme deneyleri tekrarlanmıştır. Ayrıca numuneler üzerinde donma-çözünme öncesi ve sonrası CBR değerlerindeki değişimler Şekil 7'deki gibi belirlenmiştir.



Şekil 7. Donma-Çözünme Öncesi Ve Sonrası CBR Deney Sonuçları

4.SONUÇLAR

Sonuç olarak donma-çözünme deneylerinden belirlenen donma kabarma hızları ile γ_{kmaks}, w_{opt} ve n arasındaki ilişkiler incelenmiştir. Donma kabarma hızları artan γ_{kmaks} ile azaldığı, artan w_{opt} ve n değerleri ile arttığı belirlenmiştir. Boşluk hacminin tüm hacime oranı olarak tanımlanan porozitenin artmasıyla deney başında suya doygun olarak kabul edilen numunelerde birim zemin hacmine düşen su miktarının artacağı düşünülebilir. Donma durumda hacmini %9 oranında arttıracak olan zemin boşluklarındaki suyun artması zeminde de göreceli olarak donma kabarmasına neden olması beklenebilir. Nitekim suya doygun zeminlerde porozite ile donma kabarma miktarı arasında beklenen doğrusal ilişki porozite ile donma kabarma hızı arasında da benzer bir ilişki bu çalışmada da gözlenmiştir. Ayrıca CBR değerleri donma-çözünme deneyi sonrasında düşüş göstermiştir. Doygun zemin numunelerinde ise CBR değerlerindeki bu düşüşün daha belirgin olduğu görülmüştür. Eldeki zemin numunelerinin sayısının azlığından dolayı donma-çözünme sonrası CBR değerlerindeki değişim numunelerin kıvamlarına göre farklılık gösterse de aralarında net bir ilişki belirlenememiştir. Ancak, CBR değerlerindeki düşüş miktarının genellikle yüksek kıvam limit değerine sahip numunelerde daha fazla olduğu gözlenmiştir.

KAYNAKLAR

[1]. A. W. Rempel, Frost heave. *Journal of Glaciology*, Vol. 56, No. 200, 1122-1128 (2010) .

[2]. J.-M. Konrad and N. Lemieux, Influence of fines on frost heave characteristics of a well-graded base-course material. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 42, 515-527(2005).

[3]. R.E. Tester and P.N. Gaskin, Effect of fines content on frost heave. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, 678-680(1996).

[4]. B. Hui and H. Ping, Frost heave and dry density changes during cyclic freeze-thaw of silty clay. *Permafrost and Periglacial Processes*, Vol. 20, 65-70(2009).

[5]. A. Hermansson, "Modeling of frost heave and surface temperatures in road", Ph.D. Thesis, Lulea University of Technology, 2002.

[6]. RD. Miller, Frost heaving in non-colloidal soils. *In Proceedings of the Third International Conference on Permafrost*, National Research Council of Canada, Edmonton, Canada, 1978, pp. 708-713.

[7] E. Penner, The mechanism of frost heaving in soils. Highway Research Board, Bulletin 225, pp.1-22(1959).

[8] J. Qi, W. Ma and C. Song, Influence of freeze-thaw on engineering properties of a silty soil. *Cold Region Science and Technology*, Vol.53, 397-404(2008).

[9] M. Ghazavi and M. Roustaie, The influence of freeze-thaw cycles on the unconfined compressive strength of fiber-reinforced clay, *Cold Regions Science and Technology*, Vol.61, 125-131(2010).

[10] A. S. Zaimoglu, Freezing-thawing behavior of fine grained soils reinforced with polypropylene fibers, *Cold Regions Science and Technology*, Vol.60, 63-65(2010).

[11] T. Kamei, A. Ahmed and T. Shibi, Effect of freeze-thaw cycles on durability and strength of very soft clay soil stabilized with recycled Bassanite, *Cold Regions Science and Technology*, Vol.82, 124-129(2010).

[12] ASTM D 5918. Standard test method for frost heave and thaw weakening susceptibility of soils. *American Society for Testing and Materials*, West Conshohocken, Pennsylvania, USA(2006).

AŞIRI KONSOLİDE KİLLERİN KAYMA DİRENCİNİN ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYLERİYLE BELİRLENMESİ

THE DETERMINATION OF THE SHEAR STRENGTH OF OVERCONSOLIDATED CLAY BY TRIAXIAL TEST METHOD

Ayşegül BAYIN[1] **Recep İYİSAN[2]** **Mustafa HATİPOĞLU[3]**
Gökhan ÇEVİKBİLEN[4] **Yeşim BİNARBAŞI[5]**

ABSTRACT

While shear stress-deformation behavior of overconsolidated clay type soils were examined, it is seen that as the deformation increases the shear stress increases up to a peak value, and then gradually decreases asymptotically to a constant value. The peak value of the shear stress is defined as the maximum stress whilst shear stress value that remains constant is called the residual shear stress. Besides for normally consolidated clays the shear stress value increases as the deformation increases. However the difference between peak shear stress and residual shear stress is not significant. Direct shear test, triaxial test and ring shear test are the widely used testing methods to determine shear strength parameters. These methods have some advantages or limitations when compared with each other. In this study, shear strength parameters of several soil samples having different clay fractions were determined by triaxial test at consolidated and drained conditions (CD). Overconsolidation ratio of the soil samples is kept constant during the tests. Shear strength parameters according to both of peak and residual strength were determined, and the results were compared. The variation of shear strength angle versus consistency limits and clay content were studied. Some relationships that can be used for practical engineering purposes were presented.

Key words: Triaxial Test, Overconsolidated Clay, Shear Strength, Plasticty.

ÖZET

Aşırı konsolide kil zeminlerin gerilme-şekil değiştirme özelikleri incelendiğinde, artan deformasyonla birlikte kayma gerilmesinin veya deviatör gerilmenin bir tepe noktasına ulaşana kadar arttığı ve daha sonra azalarak sabit bir değer aldığı görülmektedir. Sabit kalan bu gerilmesi değerine ise kalıcı veya rezidüel gerilme, bu gerilmelerle hesaplanan

[1] Araş. Gör., İTÜ İnşaat Fakültesi, İnşaat Müh. Böl., Geoteknik Mühendisliği, Maslak, İstanbul. aysegbayin@itu.edu.tr
[2] Doç. Dr., İTÜ İnşaat Fakültesi, İnşaat Müh. Böl., Geoteknik Mühendisliği, Maslak, İstanbul. iyisan@itu.edu.tr
[3] Dr. Araş. Gör., İTÜ İnşaat Fakültesi, İnşaat Müh. Böl., Geoteknik Mühendisliği, Maslak, İstanbul. hatipoglu1@itu.edu.tr
[4] Dr. Araş. Gör., İTÜ İnşaat Fakültesi, İnşaat Müh. Böl., Geoteknik Mühendisliği, Maslak, İstanbul. cevikbil@itu.edu.tr
[5] İnş. Müh., İTÜ İnşaat Fakültesi, İnşaat Müh. Böl., Geoteknik Mühendisliği, Maslak, İstanbul. binarbasi@itu.edu.tr

kayma direnci ise kalıcı kayma mukavemeti adı verilmektedir. Normal konsolide killerde ise gerilme değerleri deformasyon ile artış gösterirken pik kayma gerilmesi ile kalıcı kayma gerilmesi arasında belirgin bir fark gözlenmemektedir. Killi zeminlerin kayma direncinin laboratuvarda belirlenmesinde yükleme ve drenaj koşullarının yanında seçilen deney yöntemi de etkili olmaktadır. Değişik yükleme ve drenaj koşullarında uygulanan üç eksenli basınç ve kesme kutusu deneyleri, zeminlerin kayma direnci parametrelerinin laboratuvarda belirlenmesinde oldukça sık kullanılan deney yöntemleridir. Aynı amaç için geliştirilmiş olan halka kesme deneyi ise son yıllarda geoteknik mühendisliğinde daha fazla kullanılmaya başlanmıştır. Bu yöntemlerin birbirlerine göre hem üstünlükleri hem de sınırlayıcı yanları bulunmaktadır. Bu çalışmada kayma direncini belirlemek için farklı geoteknik özelliklere sahip numuneler üzerinde aşırı konsolidasyon oranı sabit tutularak konsolidasyonlu drenajlı üç eksenli basınç (CD) deneyleri yapılarak pik ve kalıcı kayma direnci parametreleri belirlenmiş, elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Ayrıca kalıcı kayma direnci açısının plastisite ve kil yüzdesi ile değişimi incelenmiş, pratik amaçlar doğrultusunda kullanılabilecek ilişkiler sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Üç eksenli Basınç Deneyi, Aşırı Konsolide Kil, Kayma Direnci, Plastisite.

1. GİRİŞ

Killi zeminlerin kayma direnci plastisite, su muhtevası, efektif gerilme, numune kalitesi, kesilme hızı ve deney yöntemi gibi birçok faktörden etkilenmektedir. Kayma direncine etkiyen diğer önemli bir faktör ise kilin gerilme geçmişidir. Normal konsolide killer genelde yumuşak kıvamda olup ani ve hızlı yüklemelerde oluşan boşluk suyu basınçları göçmeye neden olabilmektedir. Konsolidasyonsuz drenajsız (UU) yükleme durumuna karşı gelen bu tür problemlerde toplam gerilmelere göre hesaplanan ve çevre basıncından bağımsız olan drenajsız kayma direnci parametrelerinin kullanılması uygun olmaktadır. Geçmişinde, günümüzdekinden daha fazla gerilme etkisinde kalmış aşırı konsolide killer genelde yüksek plastisiteli, katı-sert kıvamda olmakta ve önemli sorunlara neden olabilme potansiyeli bulunmaktadır. Ülkemizde de oldukça çok karşılaşılan bu tür zeminlerin en önemli problemlerinden biri, deformasyona bağlı olarak mukavemet kaybetmesidir. Ayrıca aşırı konsolidasyon oranı büyük olan kil zeminler, gerilme ferahlamasından ve bazı diğer etkenlerden dolayı fisür gibi süreksizlikler de içermektedir. Aşırı konsolide killi zeminlerin drenajsız koşullarda kesilmesi sırasında genelde hacim artışı gözlenmekte ve buna bağlı olarak boşluk suyu basıncında ise bir azalma meydana gelmektedir. Bu nedenle aşırı konsolide zeminlerin kayma direncinin belirlenmesinde UU koşulları uygun olmamakta, konsolidasyonlu drenajlı (CD) yükleme durumu tercih edilmektedir (Skempton, 1985; Stark ve Hisham, 1994; Tiwari vd., 2005).

Aşırı konsolide killerin gerilme şekil değiştirme özellikleri incelendiğinde gerilmenin önce bir pik yaptığı, ardından deformasyonun ilerleyen seviyelerinde azalarak sabit kaldığı görülür. Mukavemetteki bu kayıp önemli problemlere yol açabilmektedir. Büyük yer değiştirmeler sonucu ulaşılan ve değişmeden sabit kalan kayma gerilmesi değerine kalıcı kayma gerilmesi, bu değerlerle hesaplanmış dirence ise kalıcı veya rezidüel kayma direnci adı verilmektedir. Kalıcı kayma direnci genel olarak aşırı konsolide fisürlü killerin oluşturduğu şevlerde yapılacak mühendislik yapıların tasarımında ve şevlerin stabilite analizlerinde büyük önem taşımaktadır. Bu tür zeminlerde kayma gerilmesi önce yer değiştirme ile artarak en büyük değerine ulaşmakta, daha sonra azalarak belli bir değerde

sabit kalmaktadır (Mitchell, 1993; Önalp ve Arel, 2004; Suzuki vd., 2005). Kalıcı kayma direnci parametrelerinin laboratuvarda belirlenmesi, drenajlı koşullarda büyük yer değiştirmelere olanak sağlayan deneylerin yapılmasını gerektirmektedir. Geoteknik mühendisliğinde kalıcı kayma direncini belirlemek için tekrarlı kesme kutusu, konsolidasyonlu-drenajlı üç eksenli basınç ve halka kesme deney yöntemleri kullanılmaktadır. Bu yöntemlerin birbirlerine göre hem üstünlükleri hem de sınırlayıcı yanları bulunmaktadır. Kalıcı kayma direncini belirlemek için günümüzde yaygın kullanılan tekrarlı kesme kutusu deneyinde, numune kalıcı kayma direncine ulaşıncaya kadar ileri geri kesildiği için tek bir yönde kayma oluşmamakta, ayrıca kesit alanı sürekli değişmektedir. Konsolidasyonlu-drenajlı üç eksenli basınç deneyinde arazi koşullarının iyi modellenebilmesine karşılık numuneye uygulanabilir şekil değiştirmenin bir sınırı bulunmaktadır. Halka kesme deney yönteminde ise numuneye sınırsız ve sürekli bir şekilde dairesel yer değiştirme verilebilmekte ve kalıcı değerlere ulaşılabilmektedir (İyisan vd., 2011; 2012).

Bu çalışmada hazırlanmış on adet numune üzerinde kayma direnci parametrelerini belirlemek amacıyla aşırı konsolidasyon oranı sabit tutularak konsolidasyonlu-drenajlı üç eksenli basınç (CD) deneyleri yapılmıştır. Numunelerin üç tanesi düşük plastisiteli diğerleri ise yüksek plastisiteli kil sınıfında yer almaktadır. Deneyler sonucunda hem pik hem de kalıcı gerilmelere göre kayma direnci parametreleri belirlenmiş ve karşılaştırılmıştır. Pik gerilme değeri ile kalıcı gerilme değeri arasındaki farkın plastisiteye bağlı olarak değişimi incelenmiştir. Ayrıca kalıcı kayma direnci açısının zeminin endeks özellikleri ile değişimi incelenmiş, pratik amaçlar için kullanılabilecek ilişkiler önerilmiştir.

2. MALZEME VE YÖNTEM

Bu çalışmada, numunelerin pik ve kalıcı kayma direnci parametrelerini belirlemek amacıyla farklı özelliklere sahip numuneler üzerinde konsolidasyonlu-drenajlı üç eksenli basınç deney (CD) yöntemi uygulanmıştır. Aynı özelliğe sahip çok sayıda numune gereksinimi nedeniyle bu deneysel çalışmada hazırlanmış numuneler kullanılmıştır. Bu amaçla deney numuneleri başlangıç su muhtevasında Standart Proctor enerjisi ile hazırlanmıştır. Deneyler belirli bir deformasyon hızında yapılmıştır. Tüm deneylerde numunenin aşırı konsolidasyon oranı iki olacak şekilde yükleme ve boşaltma işlemi uygulanmıştır. %25 deformasyona ulaşıncaya kadar deneye devam edilmiştir. Deney süresinin uzunluğu nedeni ile iki farklı konsolidasyon basıncında deneyler yapılmış ve Mohr - Coulomb kırılma zarfının doğrusal olduğu kabul edilerek kayma direnci parametreleri belirlenmiştir. Deneylerin tamamı İTÜ İnşaat Fakültesi Zemin Mekaniği Laboratuvarında yapılmıştır. Aşağıda sırasıyla deneylerde kullanılan numunelerin geoteknik özellikleri ile uygulanan deney yöntemi ve sonuçları verilmektedir.

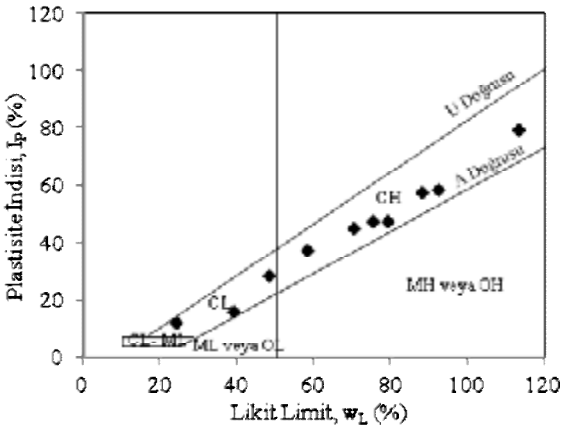
2.1. Malzeme

Çalışmada kullanılan numunelerin geoteknik özelliklerini belirlemek için standart laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Numunelerin dane çapı dağılımını belirlemek için ıslak elek analizi ve hidrometre deneyleri yapılmış, numunelerin %76~100 arasında ince dane içerdiği ve kil yüzdelerinin ise %7~%50 arasında değiştiği belirlenmiştir. Yapılan kıvam limitleri deneyleri sonuçlarına göre numunelerin likit limit değerlerinin (w_L) %24~%113, plastik limit değerlerinin (w_p) %12~%34, plastisite indislerinin (I_P) ise %16~%79 arasında

değiştiği belirlenmiştir. Numunelerin başlangıç su muhtevaları (w_0) %20~42 aralığındadır. Numuneler Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine göre sınıflandırılmış ve üç tanesinin düşük plastisiteli kil (CL) diğerlerinin yüksek plastisiteli kil (CH) sınıfında yer aldığı görülmüştür. Numunelerin özgül ağırlıkları (G_s) 2.71 ile 2.76 arasında değişmektedir. Deneysel çalışmada kullanılan numuneler üzerinde yapılan deneylerin sonuçları Tablo 1'de ve Plastisite Kartındaki yerleri ise Şekil 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Deneylerde kullanılan numunelerin geoteknik özellikleri

Numune No	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10
Kum (%)	12	0	3	0	24	22	15	24	3	1
İnce dane oranı, (%)	88	100	97	100	76	78	85	78	97	99
Kil (%)	27	20	34	25	32	7	6	30	50	48
Likit Limit, w_L (%)	48	76	70	113	58	39	24	50	92	79
Plastisite İndisi, I_p (%)	28	47	45	79	37	16	12	25	59	47
Zemin Sınıfı	CL	CH	CH	CH	CH	CL	CL	CH	CH	CH
Dane Özgül Ağ., G_s	2.76	2.71	2.72	2.75	2.73	2.71	2.72	2.71	2.76	2.71
Su İçeriği, w_0 (%)	22	34	33	42	33	22	26	20	38	32

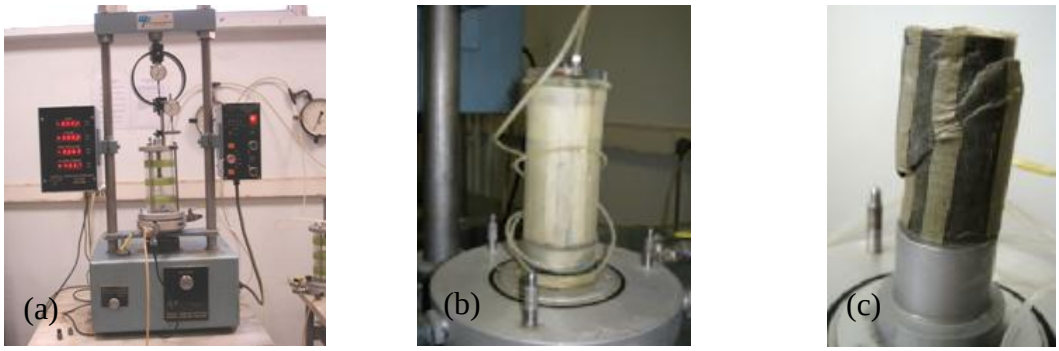


Şekil 1. Kullanılan numunelerin Plastisite Kartındaki yerleri

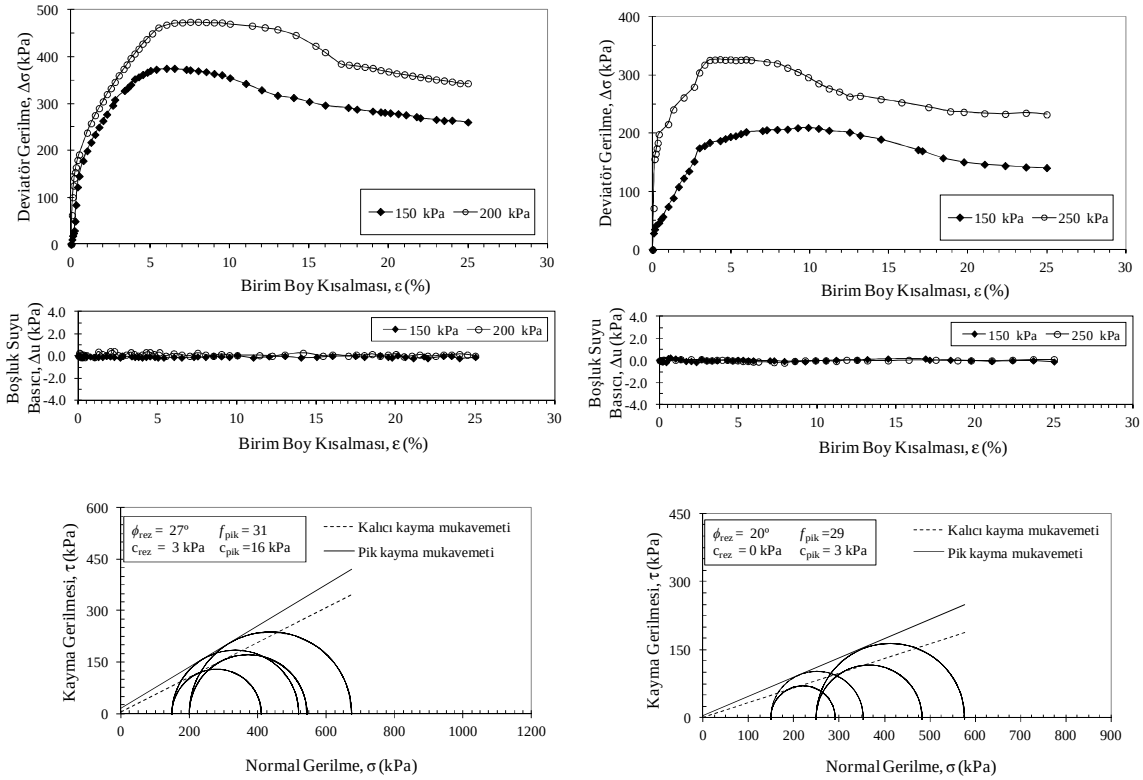
2.2. Yöntem

Üç eksenli basınç deneyi laboratuvarda kayma direnci parametrelerini belirlemek için kullanılan deney yöntemlerinden biridir. Deney konsolidasyon ve drenaj koşullarına bağlı olarak konsolidasyonsuz-drenajsız (UU), konsolidasyonlu-drenajsız (CU) ve konsolidasyonlu-drenajlı (CD) üç farklı biçimde yapılabilir. Aşırı konsolide zeminlerin kayma direncinin belirlenmesinde konsolidasyonlu drenajlı (CD) yükleme durumu tercih edilmektedir. Deneyde çap/yükseklik oranı 1/2 olan numune kullanılmaktadır. Numuneler belirlenen bir hücre basıncında konsolide edilmektedir. Deney konsolidasyonlu koşullarda yapıldığı için numunenin suya doygun hale getirilmesi gerekmektedir. Numunelerin doygun hale getirilmesi için ters basınç uygulanması yararlı olmaktadır. Bu yöntemde, sıkıştırılarak hazırlanmış numunelerin doygunluğa ulaşması ve konsolidasyon evresinin tamamlanması oldukça zaman almaktadır. Etkisinde kaldığı gerilmeler altında numunede oluşan artık boşluk suyu basıncının tamamen sönümlenmesinin ardından numune, boşluk suyu basıncı oluşturmayacak bir hızda çok yavaş olarak kesilmektedir (Head, 2006). Bu çalışmada genel görünüşü Şekil 2'de verilen üç eksenli basınç deney düzeneği kullanılarak

çapı 50 mm, yüksekliği 100 mm olan numuneler üzerinde farklı konsolidasyon basınçlarında drenajlı deneyler yapılmıştır. Numunelerin doygunluğu Bishop'un B parametresi ile kontrol edilmiş ve B>0.95 durumunda numunenin doygun olduğu kabul edilmiştir. Deneylerde belirlenen aşırı konsolidasyon oranına ulaşmak amacıyla konsolidasyon aşamasında hücre basıncı sabit tutulup ters basınç yükseltilmiştir. Deneyler 0.03 mm/dak kesme hızında yapılmış ve boşluk suyu basıncı oluşumu sürekli takip edilmiştir. Bu deney yönteminde numuneye verilebilecek deformasyon sınırlı olduğundan deneylerde yaklaşık 25 mm düşey yer değiştirme değerinde kalıcı duruma ulaşıldığı kabul edilmiştir. Deney öncesinde ve sonrasında bir numunenin genel görünümü Şekil 2'de verilmiştir. Deney süresince uygulanan düşey yük, düşey deplasman ve boşluk suyu basıncı sürekli kaydedilmiştir. İki farklı numuneye ait birim boy kısalmasına bağlı olarak gerilme ve boşluk suyu basıncı değişimleri ile elde edilen kırılma zarfları Şekil 3'te verilmiştir.



Şekil 2. a) Çalışmada Kullanılan Üçeksenli Basınç Deney Sistemi b) Deney Numunesinin Kesilmeden Önceki Durumu c) Deney Numunenin Kesilmesi ve Oluşan Kayma Düzlemi

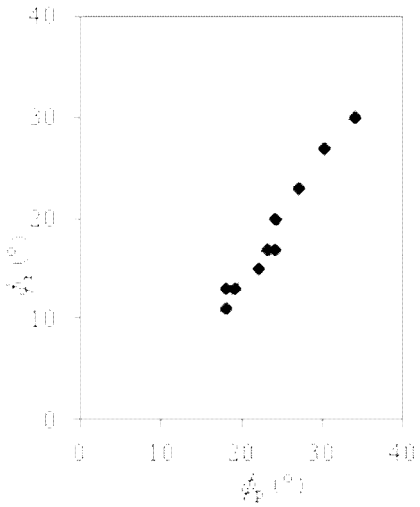


Şekil 3. İki Numeneye Ait Konsolidasyonlu-Drenajlı Üç Eksenli Basınç Deney Sonuçları

Şekil 3'te görüldüğü gibi boşluk suyu basıncı değerlerindeki değişim miktarları deneyler boyunca istenildiği şekilde çok sınırlı kalmıştır. Bu sonuç drenajlı koşullar için uygun kesme hızının seçilmiş olduğunu göstermektedir. Ayrıca seçilen aşırı konsolidasyon oranına bağlı olarak, yaklaşık %5 deformasyonda ulaşılan pik kayma gerilmesi ile bu çalışmada %25 deformasyonda ulaşıldığı kabul edilen kalıcı kayma gerilmesi değerleri arasında belirgin bir fark gözlenmiştir.

3. DENEYSEL SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

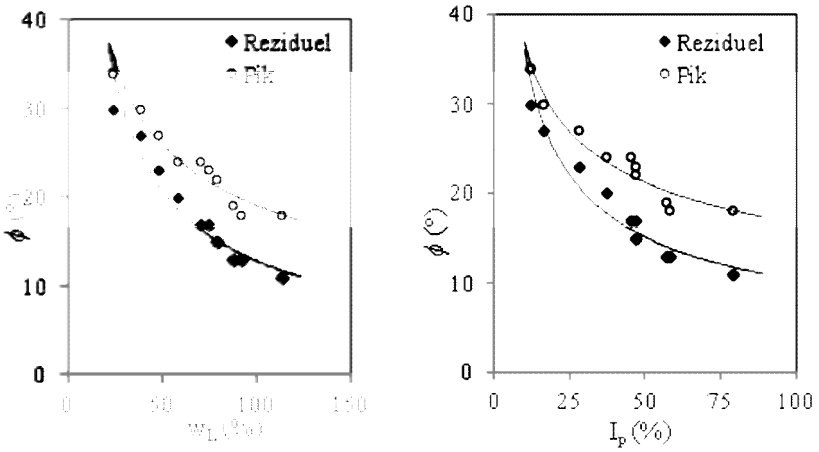
Farklı özelliklere sahip hazırlanmış numunelerin kayma direncini belirlemek için konsolidasyonlu-drenajlı üç eksenli basınç (CD) deneyleri uygulanmış ve kayma direnci parametreleri belirlenmiştir. CD deneylerinde %25 eksenel deformasyona karşılık gelen gerilmeler kalıcı olarak alınmıştır. Bazı numunelerde bu deformasyon seviyelerinde kayma yüzeyinde dane yöneliminin tam sağlanamaması nedeniyle bir miktar kohezyon oluştuğu gözlenmiş ancak değerlendirmeye alınmamıştır. Bu nedenle bu çalışmada kalıcı kayma direncinin sadece daneler arasındaki sürtünmeden oluşan kalıcı kayma direnci açısından (f_r) kaynaklandığı kabul edilmiştir. Konsolidasyonlu-drenajlı üçeksenli basınç deneylerinden elde edilen kalıcı kayma direnci açıları (f_r) ile pik direnci direnci açıları (f_p) Şekil 4'te karşılaştırılmıştır. Şekilden de görülebileceği gibi, kayma direnci açıları arasında %30'a varan farklılıklar oluşmaktadır. Aşırı konsolidasyon oranının artışıyla bu farkın daha da büyük olması beklenen bir durumdur. Bu durumun geoteknik tasarımlarda ve analizlerde dikkate alınması gerekmektedir.



Şekil 4. Konsolidasyonlu-Drenajlı Üç Eksenli Basınç (CD) Deneyleri İle Elde Edilen Pik ve Kalıcı Kayma Direnci Açılarının Karşılaştırılması

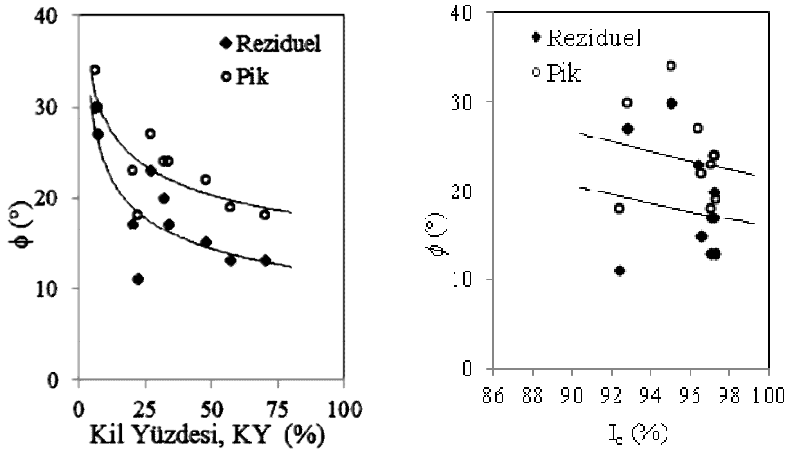
Zeminlerin kayma direncine etkiyen en önemli faktör zeminin cinsi ve mineralojik yapısıdır. Killerin mineralojik özellikleri onların su tutma kapasitesini dolayısı ile kıvam limitlerini de etkilemektedir. Bu nedenle kayma direnci ile likit limit veya plastisite indisi gibi fiziksel özellikleri arasında ilişki kurulabilmektedir (Wesley, 2003; Suzuki vd., 2005). Şekil 5'te üç eksenli CD deneyleri sonucunda elde edilen pik ve kalıcı kayma direnci açılarının likit limit (w_L) ve plastisite indisi (I_p) ile değişimi verilmiştir. Genel olarak bakıldığında kayma direnci açısının artan likit limit ve plastisite indisi ile azaldığı görülmektedir. Likit limit ve plastisite indisinin yaklaşık %25 değerinden itibaren pik ve

kalıcı kayma direnci açıları arasındaki fark büyümekte, likit limit ve plastisite indisinin artışıyla kalıcı kayma direnci açısı daha hızlı azalmaktadır. Örneğin likit limitin %50 olması durumunda pik kayma direnci açısı yaklaşık %15 azalarak kalıcı değere ulaşmaktadır.



Şekil 5. Kayma Direnci Açısının Likit Limit (w_L), Plastisite İndisi (I_p) ile Değişimi

Şekil 6'da ise kayma direnci açılarının kil yüzdesi ve kıvam indisi (I_c=[w_L-w_0]/I_p) ile değişimi verilmektedir. Görüldüğü üzere öncekilere göre verilerde bir saçılım sözkonusu olup genel olarak bakıldığında kil yüzdesinin ve kıvam indisinin artması ile kayma direnci açılarının azaldığı görülmektedir.



Şekil 6. Kayma Direnci Açısının Kil Yüzdesi Ve Kıvam İndisi (I_c) ile Değişimi

4. SONUÇLAR

Geoteknik mühendisliği açısından aşırı konsolide killerin en önemli problemlerinden biri, deformasyona bağlı olarak mukavemet kaybetmesidir. Ülkemizde de oldukça sık karşılaşılan bu tür zeminler genelde katı-sert kıvamda olmakta ve gerilme boşalmasından dolayı süreksizlikler içerebilmektedirler. Aşırı konsolide killerin drenajsız koşullarda kesilmesi sırasında hacim artışları ortaya çıkmakta, boşluk suyu basıncında bir azalma olmakta ve buna bağlı olarak efektif gerilmeler değişmektedir. Bu nedenle aşırı konsolide

zeminlerin kayma direncinin belirlenmesinde drenajsız koşullar uygun olmamakta, konsolidasyonlu drenajlı (CD) yükleme durumu tercih edilmektedir.

Bu çalışmada sabit aşırı konsolidasyon oranına ve farklı özelliklere sahip hazırlanmış kil numunelerin pik ve kalıcı kayma direncini belirlemek amacıyla konsolidasyonlu-drenajlı üç eksenli basınç (CD) deneyleri yapılmıştır. Deneylerde genel olarak %5 deformasyonda pik gerilmelere ulaşılmışken, kalıcı gerilmeler için %25 deformasyon değeri kabul edilmiştir. Yapılan deneyler sonucunda pik ve kalıcı gerilmelere göre elde edilen kayma direnci açıları arasında önemli farklılıklar görülmekte, kalıcı duruma gelene kadar %30'a varan azalmalar oluşmaktadır. Yapılan deneyler sonucunda elde edilen pik ve kalıcı kayma direncini açılarının likit limit ve plastisite indisi ile değişimi de incelenmiş; bu değerlerdeki artışın açıların azalmasına neden olduğu anlaşılmıştır. Plastisite indisinin yaklaşık %25 değerinden itibaren pik ve kalıcı kayma direnci açıları arasındaki fark büyümekte, likit limit ve plastisite indisinin artışıyla kalıcı kayma direnci açısı daha hızlı azalma eğilimi göstermektedir. Bu çalışma kapsamında, konsolidasyonlu-drenajlı üç eksenli basınç deneyi ile belirlenmiş kalıcı kayma direnci açıları ile likit limit ve plastisite indisi arasında sunulan ilişkiler, sınırlı sayıda numune üzerinde yapılan deney sonuçlarına dayanmakta, dolayısıyla deney sayısının artması ile bu ilişkilerin değişmesi ve geliştirilmesi mümkün olmaktadır. Aşırı konsolide killerde deformasyona ve plastisiteye bağlı olarak görülen mukavemetteki bu azalımın, aşırı konsolidasyon oranının artışıyla daha da büyük olması beklenmektedir. Bu durum, aşırı konsolide kil zeminlerde yapılacak geoteknik tasarımlarda ve analizlerde çalışılacak parametrelerin seçiminin önemini ortaya koymaktadır.

KAYNAKLAR

Head, K.H. (2006). Manual of soil laboratory testing, Vol.2, Shear Strength Tests, Second Edition, Pentech Press, London.

İyisan, Bayın, Hatipoğlu, Çevikbilen (2012) "Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Ondördüncü Ulusal Kongresi" S. Demirel Ün., İsparta.

Iyisan, R., Hatipoglu, M., Cevikbilen, G. (2011), "Rapid Determination of Residual Shear Strength by Ring Shear Test", XV European Conference-Atina, Greece.

Mitchell, J. K. (1993). Fundamentals of Soil Behaviour. John Wiley & Sons, New York.

Önalp, A., Arel, E. (2004), "Zemin Mekaniği-1", Birsen Yayınevi.

Skempton, A.W. (1985), "Residual Strength of Clays in Landslides, Folded Strata and the Laboratory", Geotechnique, Vol. 35, No.1, 3-18.

Stark, T.D., Hisham, T.E. (1994), "Drained Residual Strength of Cohesive Soils", Journal of Geotechnical Engineering, Vol.120, No.5.

Suzuki, M., Tsuzuki, S. and Yamamoto, T. (2005), "Physical and Chemical Index Properties of Residual Strength of Various Soils", Memoirs Fac. Engineering Yamaguchi University, 56(1): 1-11.

Tiwari, B. ve Marui, H. (2005). "A New Method for the Correlation of Residual Shear Strength of the Soil with the Mineralogical Composition". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 131, no. 9, pp. 1139-1150.

Wesley, L.D. (2003), "Residual Strength of Clays and Correlations Using Atterberg Limits", Geotechnique, Vol. 53, No.7, 669-672.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

YENİDEN KONSOLİDE EDİLEREK HAZIRLANAN NORMAL KONSOLİDE KİLLİ ZEMİNLERDE SINIFLANDIRMA ÖZELLİKLERİ İLE OTURMA ÖZELLİKLERİ ARASINDA KORELASYONLAR

CORRELATIONS BETWEEN THE COMPRESSION AND CLASSIFICATION CHARACTERISTICS OF RECONSTITUTED NORMALLY CONSOLIDATED CLAYS

Hüseyin YILDIRIM[1] **Ayşen ÇELEBİ**[2]

ABSTRACT

By using seven different reconsolidated samples, one and three dimensional consolidation tests were carried out. Void ratios of samples, assumed to be fully saturated at liquid limit, were calculated. A correlation between the void ratios at liquid limit and the void ratios, calculated at vertical efective stres 100kPa, was investigated. Another correlation was also examined between the void ratios at liquid limit and the compression index. By using the results for each group of tests the correlations between the compression index and the plasticity index were also examined. A relationship between the constrained modulus and the plasticity index was also investigated. The Results of one dimensional consolidation tests were normalized with void index. According to the correlation results, there is a linear relation between the one dimensional consolidation properties and the plasticity index, void ratios at liquid limit. Similar correlations were observed from the results of three dimensional consolidation tests. Settlements values were used in correlations which deals with this group of tests.

Keywords: Consolidation, Void İndex, Void Ratio, Plastisite İndisi, Correlation.

ÖZET

Yedi farklı yeniden konsolide edilerek hazırlanan numuneler kullanılarak bir boyutlu ve üç boyutlu konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Numuneler likit limit durumunda tamamen suya doygun kabul edilerek boşluk oranları hesaplanmıştır. Likit limitteki boşluk oranları ile düşey efektif gerilme 100kPa iken hesaplanan boşluk oranları arasında bir korelasyon araştırılmıştır. Likit limitteki boşluk oranları ile sıkışma indisi arasında da bir bağıntı araştırılmıştır.

[1] Prof. Dr, İ.T.Ü, İnşaat Fak, yildirimh@itü.edu.tr.
[2] Dr, öğrencisi. İ.T.Ü, İnşaat Fak.

Her grup deneye ait deney sonuçları kullanılarak sıkışma indisi ile plastisite indisi arasında da korelasyonlar araştırılmıştır. Sıkışma modülü ile plastisite indisi arasında da bir bağıntının olup olmadığına bakılmıştır. Bir boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçları boşluk indisi ile normalize edilmiştir. Korelasyon sonuçlarına göre plastisite indisi, likit limitte boşluk oranı ile bir boyutlu konsolidasyon deneylerinden belirlenen oturma özelikleri arasında lineer bağıntı bulunmaktadır. Üç boyutlu konsolidasyon deneylerinden de benzer korelasyonlar bulunmuştur. Bu grup deneylerde korelasyonlarda oturma değerleri kullanılmıştır.

Anahtar kelimeler: Konsolidasyon, Boşluk İndisi, Boşluk Oranı, Plastisite İndisi, Korelasyon.

1.GİRİŞ

Killi zeminlerin oturma özelliklerinin laboratuarda belirlenmesi amacı ile farklı ince daneli zeminler kullanılarak yeterli sayılarda üç boyutlu ve bir boyutlu konsolidasyon deneyleri yapılmıştır.
Laboratuarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan zeminlerin arazideki gerçek zeminlerin davranışını tam olarak göstermediği bilinmektedir. Bu şekilde hazırlanan zeminlerle yapılan deney sonuçlarından belirlenen değerler, arazideki gerçek zemin davranışı için genel fikir vermektedirler.
Zeminlerin arazideki davranışlarının belirlenmesinde nümerik çözüm yöntemleri de yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu çözüm yöntemlerinden iyi sonuçların temin edilebilmesi zemin parametrelerinin güvenilir biçimde çözüm yönteminde kullanımına bağlıdır. Plastisite indisi gibi zeminlerin sınıflandırma özelliklerinden yararlanarak ilgili modelde kullanılacak zemin parametrelerinin belirlenmesi birçok araştırmanın konusu olmaktadır. Böyle bir çalışma 12 farklı plastisite indisine sahip laboratuarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numuneler kullanılarak Nakase, Kamei, ve Kusakabe (1988) tarafından yapılmıştır. Yapılan deneylerden genel olarak plastisite indisinin değeri azaldıkça kırılmanın oluştuğu eksenel deformasyon değerinin azaldığı, plastisite indisi azaldıkça akma yüzeyinin daha düzlemsel şekil aldığı, plastisite indisi arttıkça zeminin sıkışabilirliğinin arttığı bulunmuştur. Yazarlar ilgili deneysel çalışmalarının sonucundan bünye denklemleri için gerekli zemin parametreleri ile zeminin plastisite indisi arasında korelasyon katsayıları oldukça yüksek bağıntılar bulmuşlardır.
Benzer başka bir çalışma Burland (1990) tarafından yapılmıştır. Çalışma da diğer deneysel çalışmalarda örselenmemiş ve laboratuarda yeniden konsolide edilerek hazırlanan numuneler kullanılarak yapılan deney sonuçları kullanılmıştır. Skempton (1970) göre herhangi bir killi zeminde boşluk oranı ile logaritma düşey efektif gerilme arasındaki bağıntı zorunlu olarak doğrusaldır. Herhangi bir düşey efektif gerilme değerinde boşluk oranının değeri zeminde bulunan kil minerallerinin miktarı ile kil minerallerinin ne tür kil minerali olduğuna bağımlıdır. Bunlarda zeminin likit limit değeri ile belirlenir. Likit limit arttıkça boşluk oranı da artacaktır. Dolayısıyla oturma eğrilerinin boşluk oranı ile normalize edilmesi uygun olacaktır. Çalışmada boşluk indisi olarak parametre tanımlanıp oturma grafikleri bu parametre ile normalize edilmiştir.

Burland (1990) yayınında likit limit durumunda zeminler suya doygun kabul edilerek likit limit durumunda boşluk oranları hesaplanmıştır. Likit limit durumundaki boşluk oranı ile düşey efektif gerilme 100kPa iken boşluk oranı ve sıkışma indisi arasında korelasyon katsayıları yüksek bağıntılar bulunmuştur. Bulunan bağıntılar plastisite kartında A doğrusunun üzerinde bulunan zeminler için geçerlidir.

Bu çalışmada killi zeminlerin oturma özelliklerinin belirlenmesinde zemin sınıflandırma değerlerinin kullanılmasına çalışılmıştır. Bu amaçla likit limit durumunda zeminler yüzde yüz suya doygun kabul edilerek boşluk oranları hesaplanmıştır. Likit limit durumunda boşluk oranı ile düşey gerilme 100kPa iken hesaplanan boşluk oranı ve sıkışma indisi arasında bağıntı olup olmadığı araştırılmıştır. Bir boyutlu deney sonuçları kullanılarak plastisite indisi ile sıkışma indisi arasında korelasyonun varlığı da ayrıca incelenmiştir.

Boşluk indisi olarak parametre tanımlanıp bir boyutlu deney sonuçları bu parametreye göre normalize edilmiştir.

Üç boyutlu deney sonuçlarında yanal yönde şekil değiştirmeye izin verildiğinden bu grup deney sonuçlarında boşluk oranı yerine, düşey gerilme 100kPa iken oluşan oturma değeri ile ilgili korelasyonlar araştırılmıştır.

Genel bir sonuç söyleyebilmek için daha farklı numuneler kullanılarak yapılan deney sonuçlarının ilgili korelasyonlarda kullanılması gerektiği kabul edilmektedir.

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Kullanılan zeminler 40 numaralı elekten elenerek, elek altına geçen malzemeye likit limit değerlerinin 1,5-2,0 katı su ilave edilip, homojen karıştırılarak çamur konsolidasyon aletinde yaklaşık 125kPa basınçta konsolide edilerek hazırlanmışlardır. Çamur konsolidasyon aletinden alınarak bir boyutlu ve üç boyutlu konsolidasyon deneylerinde kullanılmışlardır.

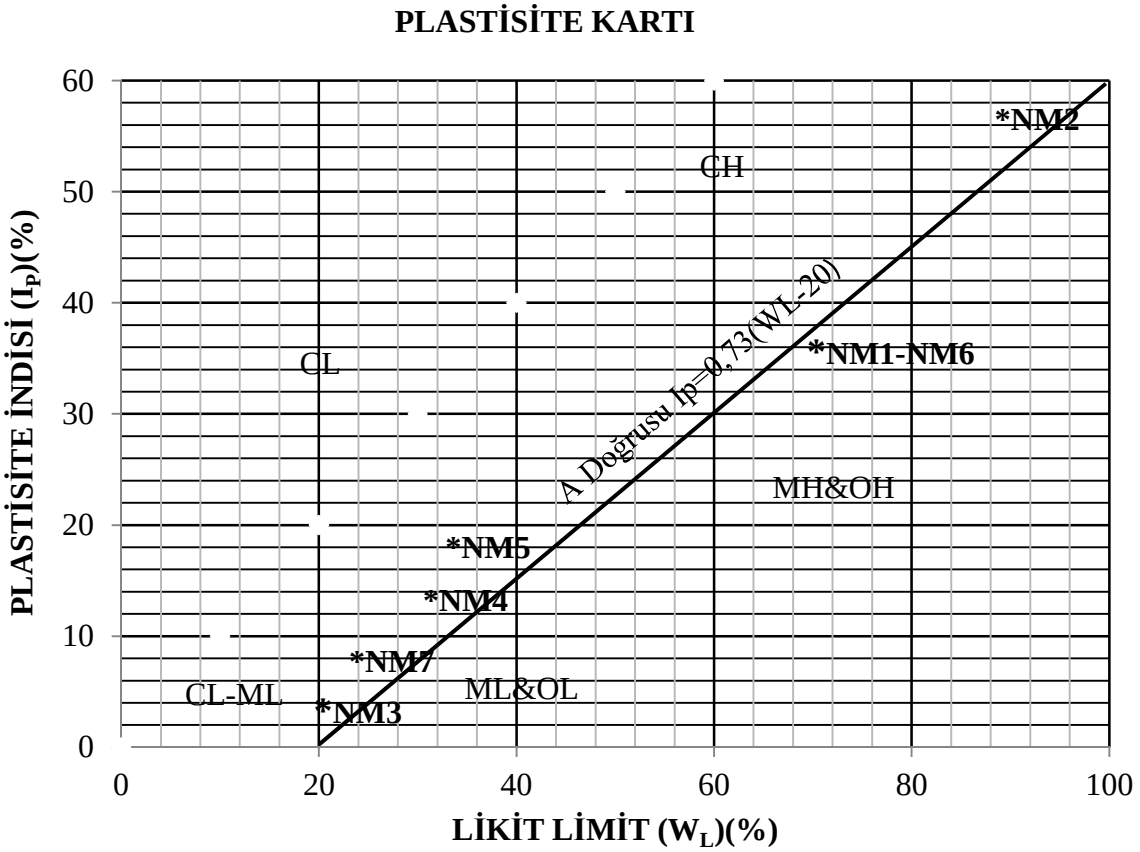
Öncelikli olarak çalışmada kullanılan numuneler ile yeterli sayılarda sınıflandırma deneyleri yapılarak birleşik zemin sınıflandırma sistemine dayalı sınıflandırılmıştır. Numunelerin sınıflandırma özellikleri tablo 1 de verilmiştir. Ayrıca plastisite kartında yerleri şekil 1 de görülebilir. Tablo 1 de verilen değerler ilgili numune kullanılarak yapılan sınıflandırma deneylerinin ortalamasıdır. Ayrıca deney başı su muhtevaları her konsolidasyon deneyi öncesi belirlenen dört ayrı değer ile üç boyutlu konsolidasyon ve ödometre deneyleri başlangıcında belirlenen değerlerin ortalamasıdır.

Benzer biçimde şekil 1 de kullanılan değerlerde numune hazırlanmadan önce yapılan sınıflandırma deneylerinin ortalaması ile her konsolidasyon deneyi sonrası yapılan kıvam limitleri deneylerinin ortalamasıdır.

Tablo1. Numunelerin Sınıflandırma Özellikleri.

Zemin No	W_0	γ_s	W_L	W_p	I_p	I_L	I_c	İnce Kum	Silt	Kil	Zemin Grubu
-	(%)	(kN/m^3)	(%)	(%)	(%)	-	-	(%)	(%)	(%)	-
NM1	51,8	27,6	71,6	35,3	36,3	0, 46	0,55	6,0	75,2	18,8	MH
NM2	57,3	27,6	90,5	36,1	54,4	0,39	0,61	11,0	49,0	40,0	CH
NM3	19,0	28,1	20,0	15,0	5,0	0,80	0,20	19,5	69,3	11,2	CL-ML
NM4	27,2	27,5	31,8	18,3	13,5	0,66	0,34	16,5	72,0	11,5	CL
NM5	30,2	28,1	36,2	18,3	17,9	0,66	0,34	19	71	10	CL
NM6	51,8	27,4	71,4	35,3	36,1	0,46	0,54	10,2	77,6	12,2	MH
NM7	19,0	28,0	22,0	15,0	7,0	0,81	0,19	4,8	80,2	15,0	CL-ML

Tablo 1 de, W_0: Deney başlangıç su muhtevası, γ_s: Dane birim hacim ağırlığı, W_L: Likit limit, W_P: Plastik limit, I_P: Plastisite indisi, I_L: Likitlik indisi, I_C: Kıvam indisidir.



Şekil 1. Numunelerin Plastisite Kartında Yerleri.

Çamur konsolidasyon aletinde konsolide edilerek hazırlanan numuneden aynı kesit yüksekliğinden olmak üzere; bir adet 120mm çapında, 20mm yüksekliğinde üç boyutlu deney, üç adet 50mm çapında, 20mm yüksekliğinde standart ödometre olmak üzere numuneler ring batırılarak hazırlanmıştır. Daha sonra üç boyutlu ve standart ödometre aletlerinde artımsal gerilme uygulanarak 24 saat konsolide edilmiştir. Deneylerde numuneler standart gerilme artımı uygulanmadan ilk olarak 100kPa eksenel basınç değerinde konsolide edilip daha sonra standart gerilme artımı uygulanmıştır. Gerilme artımı uygulandığında standart zaman aralıklarında gözlenen oturma değerleri kayıt edilmiştir.

Her numune kullanılarak yapılan bir boyutlu ve üç boyutlu konsolidasyon deneylerinin sayıları tablo 2 de verilmiştir. 40 numaralı elek altına geçen malzeme ile numuneler hazırlandığından çamur konsolidasyon aletinde hazırlanan numunelerde kesit yüksekliği boyunca derecelenme görülmektedir. Dolayısıyla herhangi bir numune kullanılarak yapılan deneylerin ortalama değeri hesaplanarak oturma grafiklerinde kullanılmaktadır. Ayrıca oturma grafiklerinde 24 saat sonundaki değerler kullanılmıştır.

Tablo2. Konsolidasyon Deneyleri Sayıları.

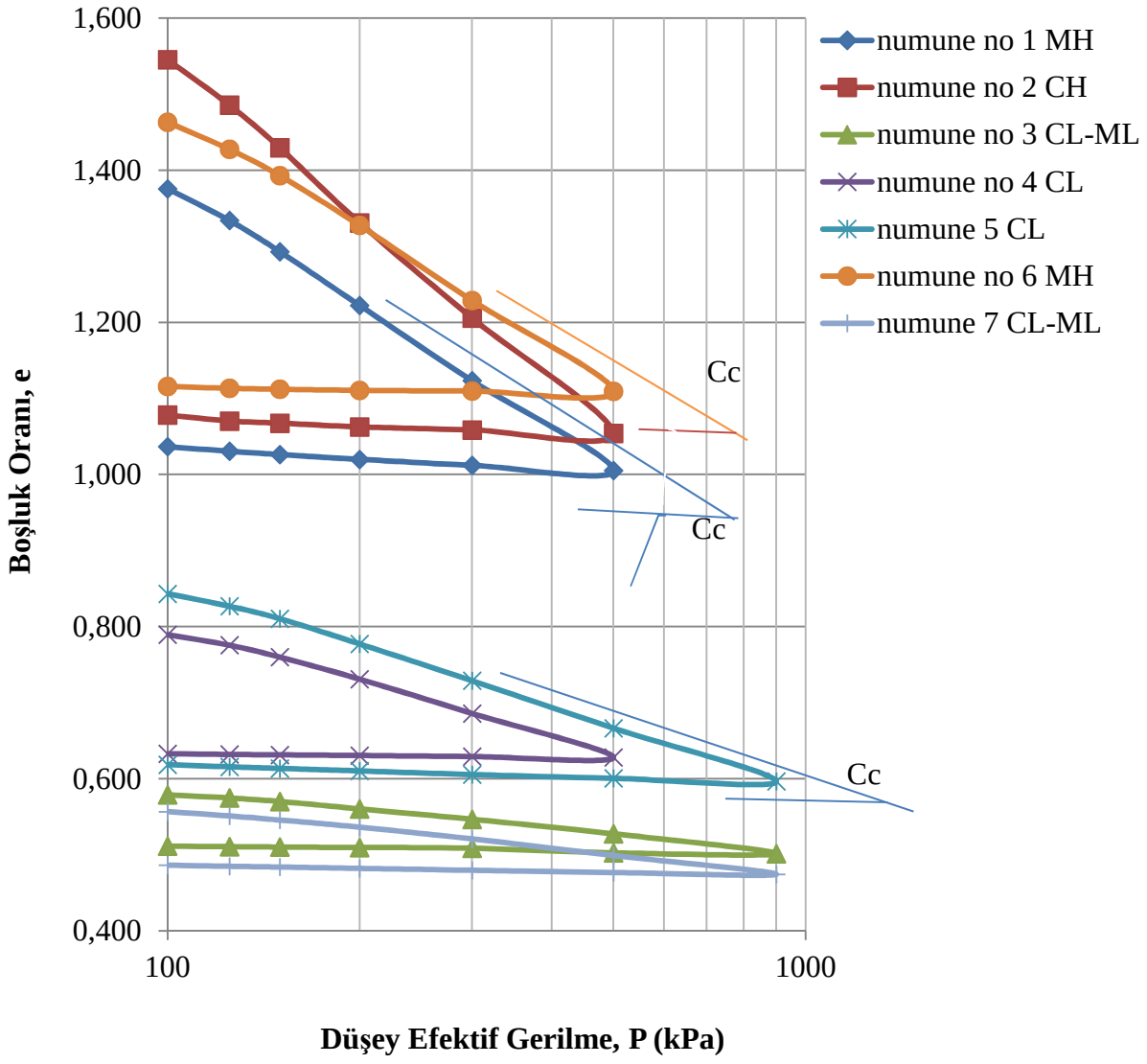
Zemin Numarası	Üç Boyutlu Konsolidasyon Deneyleri Sayısı	Üç Boyutlu Alet ile Ödometre Deneyleri Sayısı	Standart Ödometre Deneyleri Sayısı
NM 1	12	-	19
NM 2	6	2	11
NM 3	10	8	22
NM 4	6	6	12
NM 5	10	10	20
NM 6	8	8	16
NM7	6	6	12

Hem bir boyutlu hem de üç boyutlu deneylerde numuneler her iki yönden drenaja açıktır. Oturma değerleri numune üzerinden okunmaktadır. Numunenin kıvamına bağımlı olarak sert numunelerde ring ile numune arasında örselenmeleri en aza indirmek amacıyla ringler numune hazırlanmadan önce sıvı yağ kullanılarak yağlanmıştır. Bir boyutlu deneylerde numune çevresinde yanal yönde şekil değiştirmeyi engelleyen ring bulunmaktadır. Üç boyutlu deneylerde ise 50mm çapında 20mm yüksekliğinde merkez bölge çevresinde üzerinde 100kPa eksenel gerilme bulunan zemin bulunmaktadır. Dolayısıyla boyutları bir boyutlu deneylere uygun merkez bölgede yanal yönde şekil değiştirmelere izin verilmektedir. Üç boyutlu konsolidasyon deney aleti ile ilgili detaylı bilgi Yıldırım ve Sezen (2010) makalesinde bulunmaktadır.

Yedi farklı plastisite indisine sahip numuneler kullanılarak yapılan bir boyutlu konsolidasyon deneylerinin sonuçları boşluk oranı ve logaritma düşey efektif gerilme eksenlerinde şekil 2 de görülmektedir.

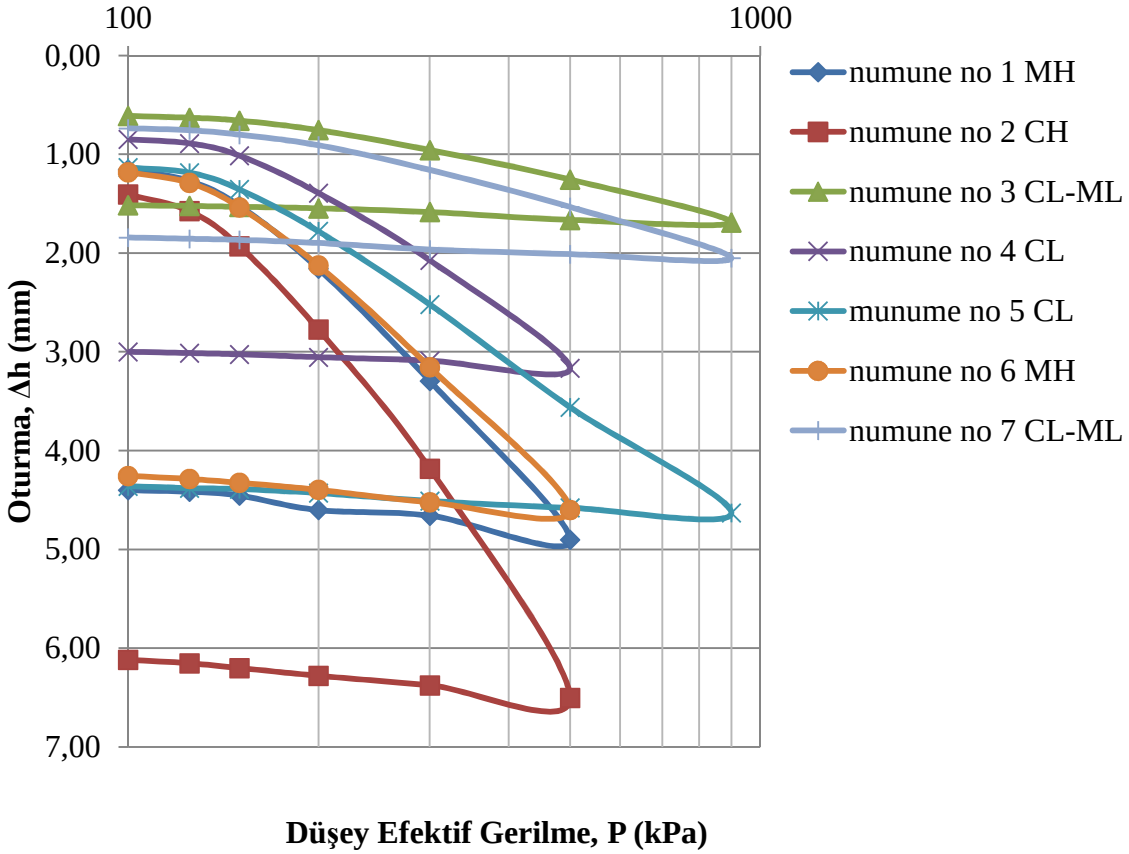
Yüksek plastisiteli zeminler şekil 2 nin üzerinde bulunurken düşük plastisiteli zeminler şeklin alt bölgesinde bulunmaktadır. Yine aynı şekilden yüksek plastisiteli zeminlerin sıkışma indisinin düşük plastisiteli zeminlerden daha büyük olduğu görülmektedir. Şekil 2 deki oturma grafikleri aynı numune kullanılarak yapılan bir boyutlu bütün deneylerin ortalamasıdır. Grafiklerde gerilme artımları ve gerilmenin geri alınması işlemlerinde önceden konu edildiği üzere 24 saat sonundaki değerler kullanılmıştır. Her gerilme artımında standart zaman aralıklarında oturma değerleri okunmuştur.

Bilindiği üzere zemin tabakalarında olması beklenen düşey yer değiştirmeler zeminlerin gerilme geçmişlerine, o andaki gerilme durumlarına, içerdikleri kil miktarlarına ve kil minerallerinin yapısına bağımlıdır.



Şekil 2. Bir Boyutlu Konsolidasyon Deney Sonuçları.

Yukarıda sözü edilen numuneler kullanılarak yapılan üç boyutlu konsolidasyon deney sonuçları merkez bölgesi değerleri olarak şekil 3 te verilmiştir. Bu şekilde de ortalama değerler boşluk oranı yerine oturma ve logaritma düşey efektif gerilme eksenlerinde çizilmiştir. Gerilme artımlarında gerilme artımının uygulandığı bölgenin çevresinde şekil değiştirmeyi engelleyen ring bulunmadığından bu grup deneyler üç boyutlu olarak kabul edilmektedir.



Şekil 3. Üç Boyutlu Konsolidasyon Deneyi Sonuçları. Merkez Bölgesi Oturma Değerleri.

Bir boyutlu deney sonuçları ile üç boyutlu deney sonuçları karşılaştırıldığında üç boyutlu oturma eğrileri bir boyutlulara nazaran hem düşük plastisiteli hem de yüksek plastisiteli olanlar bir bölgede bulunmaktadır. Ayrıca yedi farklı plastisite indisine sahip numune kullanılarak yapılan deney sonuçlarından ortalama olarak bütün numunelerde 200kPa gerilme değerinden daha büyük gerilme değerlerinde üç boyutlu oturma miktarları bir boyutlu oturma değerlerinden büyüktür. Yine bu gerilme seviyesinden sonra üç boyutlu oturma grafiklerinde oturma eğrisinin eğimi bir boyutlu grafiklerdeki değerinden daha büyüktür. Üç boyutlu deneylerde bütün numunelerde çevre bölgesinde merkez bölgesi gerilme artımlarında ihmal edilebilecek seviyede oturma görülmekte gerilmelerin geri alınması durumunda değerler yaklaşık olarak sabit kalmaktadır (Yıldırım ve Çelebi, 2010).

3. KORELASYONLAR

Bilindiği üzere oturma eğrilerinde her iki eksen logaritmik alındığında oturma eğrilerinin iki doğrudan oluştuğu pek çok çalışmada gösterilmiştir (Atkinson 2007, Butterfield 1979, Onitsuka ve diğerleri 1995). Bu çalışmada da bir boyutlu deney sonuçları Ln(1+e), logaritma düşey efektif gerilme eksenlerinde çizildiğinde çalışmada kullanılan numunelere ait oturma eğrilerinin iki doğrudan oluştuğu Yıldırım ve Çelebi (2012) çalışmasında görülebilmektedir. Dolayısıyla zeminlerin oturma grafikleri iki doğru ile gösterilebilmektedir. Düşey efektif gerilmenin 100kPa olması durumundaki boşluk oranı bu eğrilerin ön konsolidasyon basıncı

öncesini temsil etmekte kullanılabilir. Bu nedenle çalışmada likit limit durumunda numuneler suya doygun kabul edilerek, boşluk oranları hesaplanmıştır. Ön konsolidasyon basıncı öncesi zeminin oturma davranışını hakkında genel bir görüşe sahip olabilmek amacıyla bir boyutlu deney sonuçlarından düşey efektif gerilme 100kPa iken boşluk oranları da şekil 2 deki deney sonuçları kullanılarak hesaplanmıştır.
Ön konsolidasyon basıncı geçildikten sonra oturma grafikleri boşluk oranı, logaritma düşey efektif gerilme eksenlerinde Skempton (1970) çalışmasına dayalı olarak doğrudan oluşmaktadır. Sıkışma indisi olarak tanımlanan bu doğrunun eğimi ile ilgili zeminin plastisite indisi arasında bağıntının varlığı da çalışmada araştırılmıştır. Bu nedenle bir boyutlu deney sonuçlarından numunelere ait sıkışma indisleri de hesaplanıp tablo 3 de numunelere ait boşluk indisi parametreleri ile birlikte verilmiştir.

$$I_v=(e-e_{100})/C_c \qquad (1)$$

Burada,
I_v: boşluk indisi,
e: herhangi bir düşey efektif gerilme seviyesindeki boşluk oranı,
e_{100}: düşey efektif gerilme 100kPa iken boşluk oranı,
C_c: sıkışma indisi

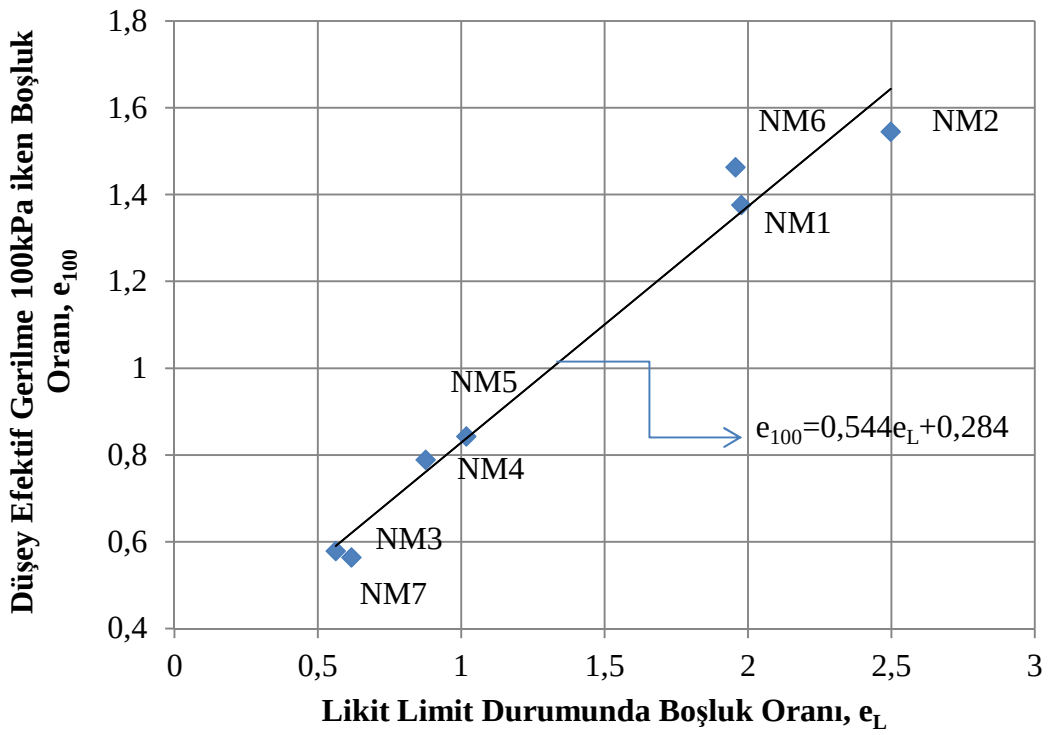
Tablo 3. Standart Ödometre Deney Sonuçları Değerlendirmesi.

Numune No	e_0	e_L	e_{100}	e_{200}	e_{500}	C_c	I_v
NM1-MH	1,576	1,976	1,376	1,222	1,005	0,545	0,368
NM2-CH	1,671	2,498	1,545	1,331	1,054	0,696	0,181
NM3-CL-ML	0,662	0,562	0,579	0,560	0,528	0,089	0,933
NM4-CL	0,869	0,875	0,789	0,731	0,628	0,259	0,309
NM5-CL	0,980	1,017	0,843	0,777	0,667	0,276	0,496
NM6-MH	1,602	1,956	1,463	1,327	1,109	0,548	0,254
NM7-CL-ML	0,642	0,616	0,564	0,543	0,506	0,093	0,839

Tablo 3 de e_0: deney başlangıç boşluk oranı, e_L: likit limitte boşluk oranı, e_{100}: düşey gerilme 100kPa iken boşluk oranı, e_{200}: düşey gerilme 200kPa iken boşluk oranı, e_{500}: düşey gerilme 500kPa iken boşluk oranı, C_c: sıkışma indisi, I_v: boşluk indisi.

Tablo 3 de boşluk indisleri deney başıboşluk oranları ile aynı sıkışma indisleri kullanılarak hesaplanmıştır. Bu değerde yapılan tüm deneylerin başlangıç boşluk oranları deney sonunda numuneler suya daha doygun kabul edilerek, deney sonu su muhtevası değerlerinden tekrar hesaplanarak düzeltilip tüm deneylerin ortalaması alınarak hesaplanmıştır. Boşluk indisinin zeminin yoğunluğu hakkında genel görüş verdiği düşünülmektedir.

Çalışmada yedi farklı plastisite indisine sahip numuneler kullanılarak yapılan bir boyutlu deney sonuçlarına dayalı olarak düşey efektif gerilme 100kPa iken hesaplanan boşluk oranları ile likit limit halindeki boşluk oranları arasında korelasyonun varlığı araştırılıp belirlenen grafik şekil 4 te verilmiştir.



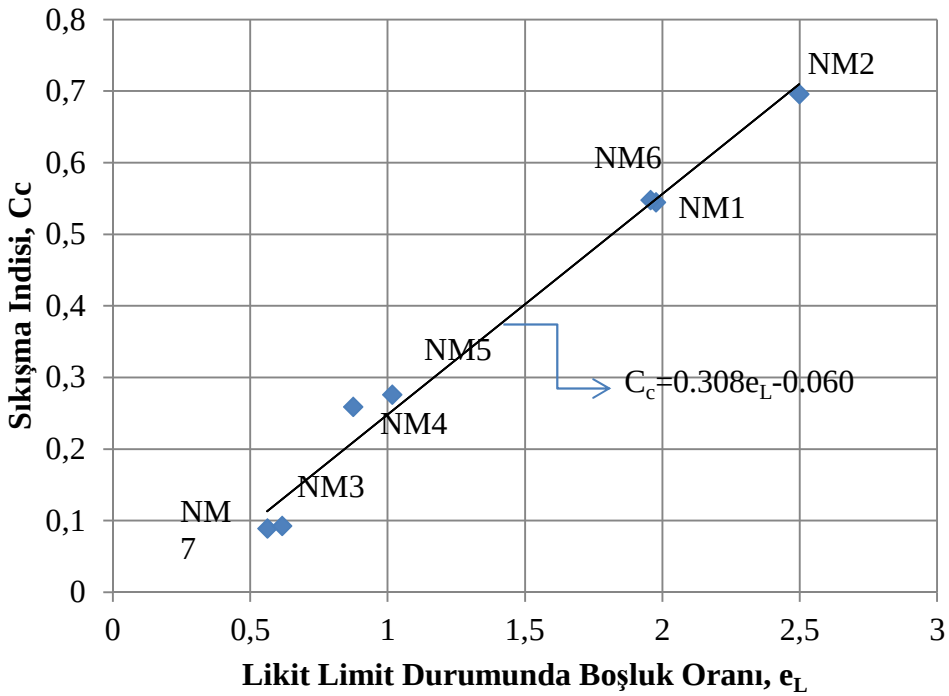
Şekil 4. Likit Limitte Boşluk Oranı ve Düşey Efektif Gerilme 100kPa Boşluk Oranı.

Şekil 4 den görüldüğü üzere likit limit halindeki boşluk oranları ile düşey efektif gerilme 100kPa iken hesaplanan boşluk oranları arasında bir boyutlu deney sonuçlarından denklem 2 ile gösterilen lineer bağıntının var olduğu bulunmuştur.

$$e_{100}= 0,544e_L+0,284 \qquad (2)$$

Denklem 2 de,
e_{100}= düşey efektif gerilme 100kPa değerinde numuneler 24saat konsolide edildikten sonra hesaplanan boşluk oranıdır.
e_L= likit limit durumunda numuneler suya doygun kabul edilerek hesaplanan boşluk oranıdır.
Regresyon katsayısının r^2=0,975 olarak iyi bir değer olduğu kabul edilmektedir.

Normal konsolide killi zeminlerde olması muhtemel gerilme artımı durumunda beklenen oturma değerlerinin büyük olacağı bilinmektedir. Oturmalar hakkında genel bir görüş vereceği düşünülerek likit limitteki boşluk oranları ile sıkışma indisleri arasında da bağıntının var olup olmadığına bakılmıştır. Yedi farklı numune kullanılarak yapılan bir boyutlu konsolidasyon deneylerinden gözlenen sonuç şekil 5 te görülmektedir.



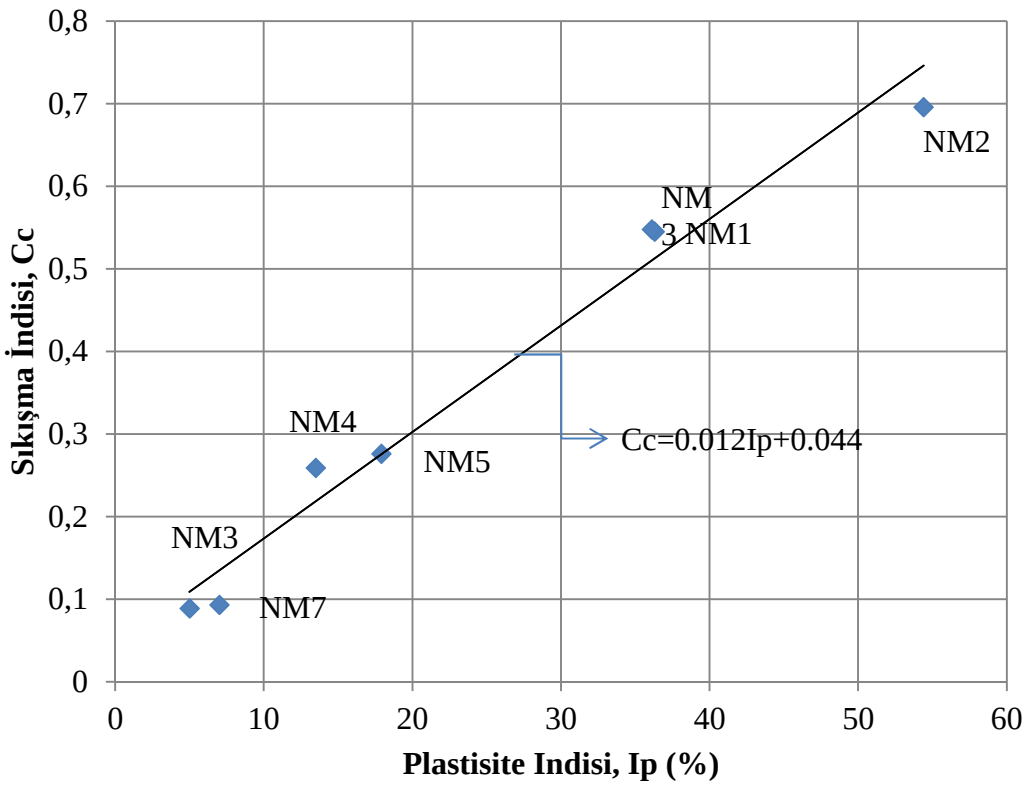
Şekil 5. Likit Limitte Boşluk Oranı ve Sıkışma İndisi Arasında Bağıntı.

Bir boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarından numunelerin sıkışma indisleri ile likit limitteki boşluk oranları arasında denklem 3 ile verilen, korelasyon katsayısı 0,985 olan lineer bağıntının var olduğu şekil 5 te görülmektedir.

$$C_c = 0.308e_L - 0.060 \qquad (3)$$

Denklem 3 de benzer biçimde e_L numunelerin likit limit durumundaki boşluk oranıdır. Ayrıca zemin sınıflandırma özellikleri birbirine yakın numuneler grafiklerde de yakın bölgelerde görülmektedir.

Plastisite indisi ile sıkışma indisi arasında olası korelasyonun varlığı da araştırılıp bir boyutlu deney sonuçlarına dayalı oluşturulan ilgili grafik şekil 6 da gösterilmiştir.



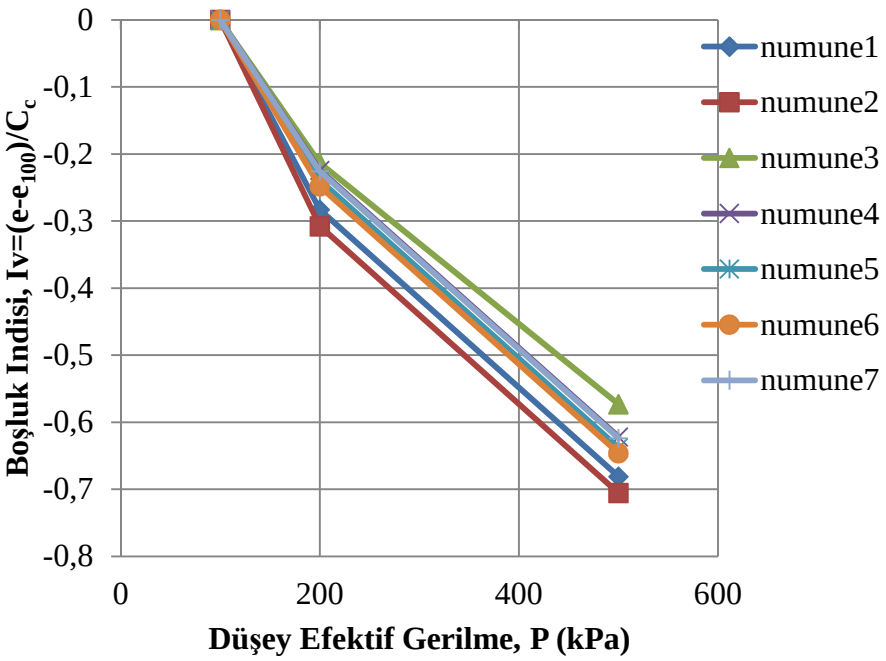
Şekil 6. Plastisite İndisi ve Sıkışma İndisi Arasında Bağıntı. (Bir Boyutlu Deneyler).

Bir boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarına bağımlı olarak oluşturulan diğer korelasyon sonuçlarına benzer biçimde regresyon katsayısı 0.974 olan lineer bağıntı temin edilmiştir. Plastisite indisi ile sıkışma indisi arasındaki denklem aşağıda görülebilir.

$$Cc = 0.012Ip+0.044 \quad (4)$$

Bilindiği üzere denklem 4 te I_P ilgili zeminin plastisite indisidir.

Bir boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçları yukarıda konu edilen formülü deklem1 ile tanımlanan boşluk indisi ile normalize edildiğinde ulaşılan sonuç grafik şekil 7 de görülmektedir. Numunelere ait herhangi bir düşey efektif gerilme durumunda boşluk oranları düşey efektif gerilme 100kPa iken hesaplanan boşluk oranına eşit olduğunda boşluk indisi sıfır olmaktadır. Düşey efektif gerilme değerleri sırasıyla 200kPa ve 500kPa iken hesaplanan boşluk oranları ve ilgili sıkışma indisleri kullanılarak (tablo3) çalışmada kullanılan zeminlerin boşluk indisleri hesaplanmıştır. Tablodaki boşluk indisleri deney başı boşluk oranlarından hesaplanan değerlerdir.



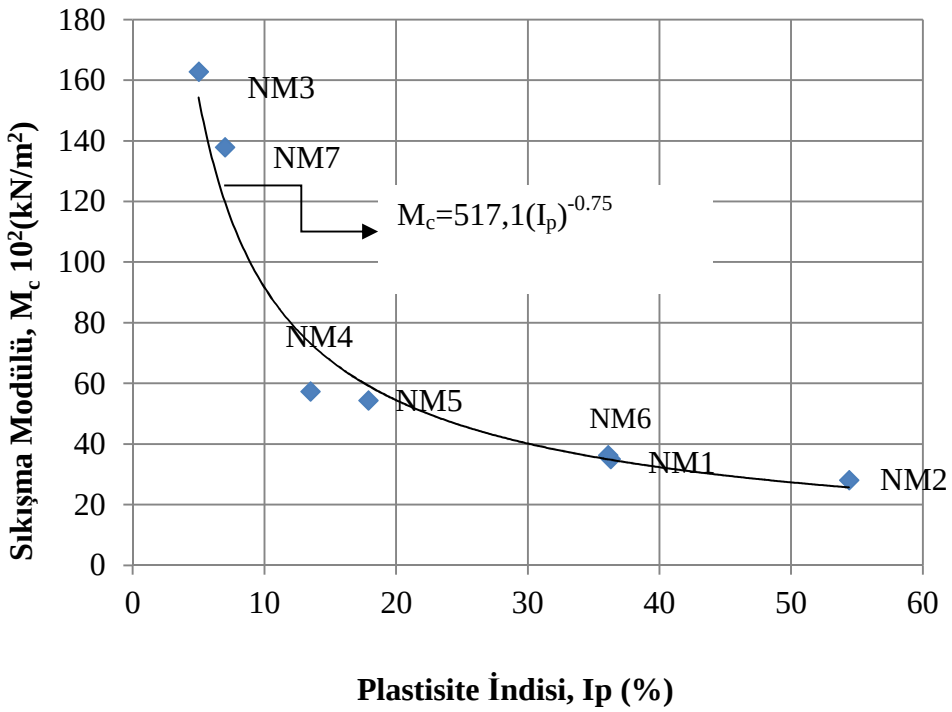
Şekil 7. Bir Boyutlu Konsolidasyon Deneyi Sonuçlarının Boşluk İndisi ile Normalizasyonu.

Bir boyutlu deney sonuçlarının boşluk indisi kullanılarak normalize edilmesi ile oluşturulan grafiğin iyi olduğu çalışmada kabul edilmektedir.
Standart ödometre deney sonuçları kullanılarak ilgili basınç aralıklarında sıkışma modülleri hesaplanmıştır. Şekil 2 den görüleceği üzere bütün numunelerin oturma grafikleri 200kPa eksenel basınç değerinden sonra doğrudan oluşmaktadır. Dolayısıyla 300kPa- 500kPa basınç aralığında hesaplanan sıkışma modülü ile ilgili zeminin plastisite indisi arasında herhangi bir bağıntının bulunup bulunmadığı da araştırılmıştır. Bir boyutlu deney sonuçlarına ait sıkışma modülü ve plastisite indisi arasındaki korelasyon şekil 8 de görülebilmektedir. Bu şekilden belirlenen bağıntı üstel fonksiyon biçiminde olup denklemi aşağıda verilmiştir.

$$M_c = 517{,}1\ (I_P)^{-0{,}75} \qquad (5)$$

Bilindiği üzere I_p zeminin plastisite indisidir. İlgili denklemdeki korelasyon katsayısı 0,964 tür. Şekil 8 de NM3 ve NM7 (CL-ML) dikkate alınmadığında diğer numuneler arasında doğrusal bir bağıntı bulunmaktadır.

Bir boyutlu deney sonuçları kullanılarak yapılan korelasyonların uyumlu ve genel olarak lineer olduğu, ancak pratikte kullanımları için daha çok sayıda numune kullanılarak yapılan korelasyonların kullanımının uygun olacağı kabul edilmektedir.



Şekil 8. Bir Boyutlu Deneylerde Sıkışma Modülü ile Plastisite İndisi Arasında Bağıntı.

Üç boyutlu konsolidasyon deneylerinde kullanılan merkez bölgesi çapı ödometre deney sonuçları ile karşılaştırılabilsin diye 50mm dir. Bilindiği üzere deneyler yapılırken hem çevre bölgesi hem de merkez bölge ilk olarak 100kPa düşey gerilme ile yüklenip, daha sonra merkez bölgeye standart gerilme artımı uygulanmaktadır. Çalışmada çevre bölgeye uygulanan 100kPa düşey basıncın, herhangi bir temel yüklemesi durumunda arazide var olduğu kabul edilen jeolojik basınç olduğu kabul edilmiştir. Ödometre deneylerinden farklı olarak üç boyutlu deneylerde merkez bölgeye gerilme artımı uygulanırken yanal yönde şekil değiştirmeyi önleyen ring bulunmamaktadır. Dolayısıyla yanal yönde de yer değiştirmeler olmaktadır. Ring yerine 100kPa düşey gerilme bulunan zemin bulunmaktadır. Bu sonuca bağımlı olarak üç boyutlu deneylerde boşluk oranı yerine düşey yönde oluşan oturma değerleri dikkate alınmıştır. Düşey gerilme 100kPa iken oluşan oturma değerleri ile likit limit durumundaki boşluk oranları arasında bağıntının bulunup bulunmadığı araştırılmıştır.

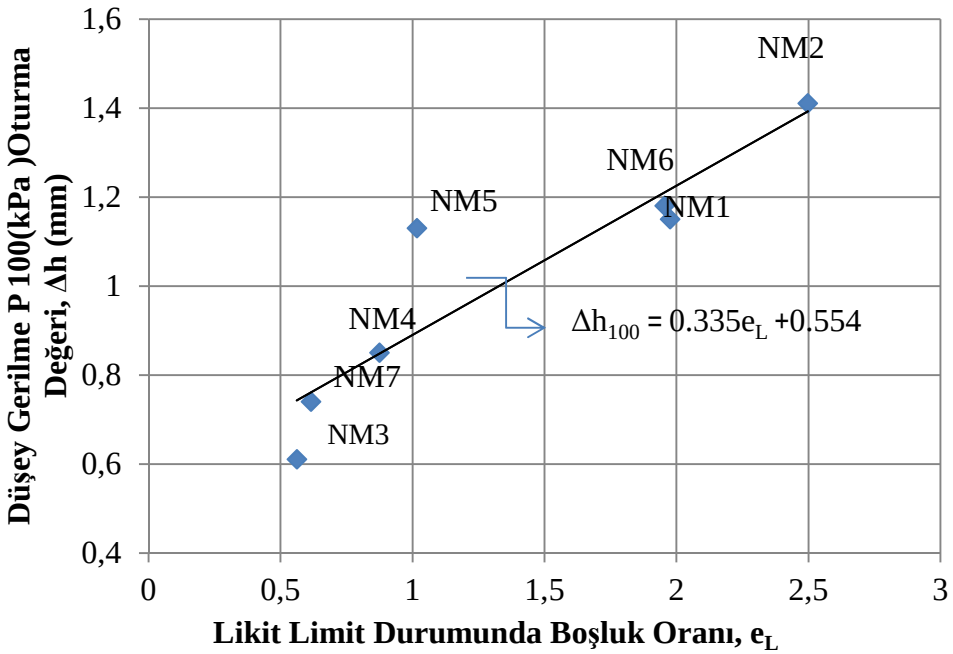
Bu grup deney sonuçlarında da sözü edilen değerin ön konsolidasyon basıncı öncesi zeminin oturma davranışı hakkında genel görüş vereceği düşünülmektedir. Korelasyonlarda gerekli değerler oturma eğrilerinden hesaplanarak tablo 4 de verilmiştir. Ön konsolidasyon basıncı değeri geçildikten sonra oturma eğrilerinin, boşluk oranı – logaritma düşey efektif gerilme eksenlerinde doğrudan oluştuğu bilinmektedir. Doğru bölümlerinin eğimleri hesaplanarak yine aynı tabloda verilmiştir. Çalışmada kullanılan zeminlerin plastisite indisleri de yine tablo 4 te görülebilmektedir.

Tablo 4. Üç Boyutlu Konsolidasyon Deneylerinde Merkez Bölgesi Değerleri.

Numune Numarası	Likit Limitte e_L	P100(kPa) Δh(mm)	P300(kPa) Δh(mm)	P500(kPa) Δh(mm)	S.İndisi C_c	I_p (%)
N1-MH	1,976	1,15	3,30	4,90	7,212	36,3
N2-CH	2,498	1,41	4,18	6,50	10,458	54,4
N3-CL-ML	0,562	0,61	0,96	1,26	1,530	5,0
N4-CL	0,875	0,85	2,07	3,17	4,958	13,5
N5-CL	1,017	1,13	2, 52	3,56	4,422	17,9
N6-MH	1,956	1,18	3,16	4,60	6,491	36,1
NM7-CL-ML	0,616	0,74	1,16	1,53	1,668	7,0

Tablo4 te, e_L: likit limit değerinde boşluk oranı, Δh(mm): 100kPa iken oluşan oturma değeri, Δh(mm): 300kPa iken oluşan oturma değeri, Δh(mm): 500kPa iken oluşan oturma değeri, C_c: sıkışma indisi, I_p: Plastisite indisi değerleridir.

Üç boyutlu deney sonuçlarından düşey efektif gerilme değeri 100kPa iken hesaplanan oturma ile likit limitteki boşluk oranları arasında bağıntı araştırılıp belirlenen grafik şekil 9 da verilmiştir.

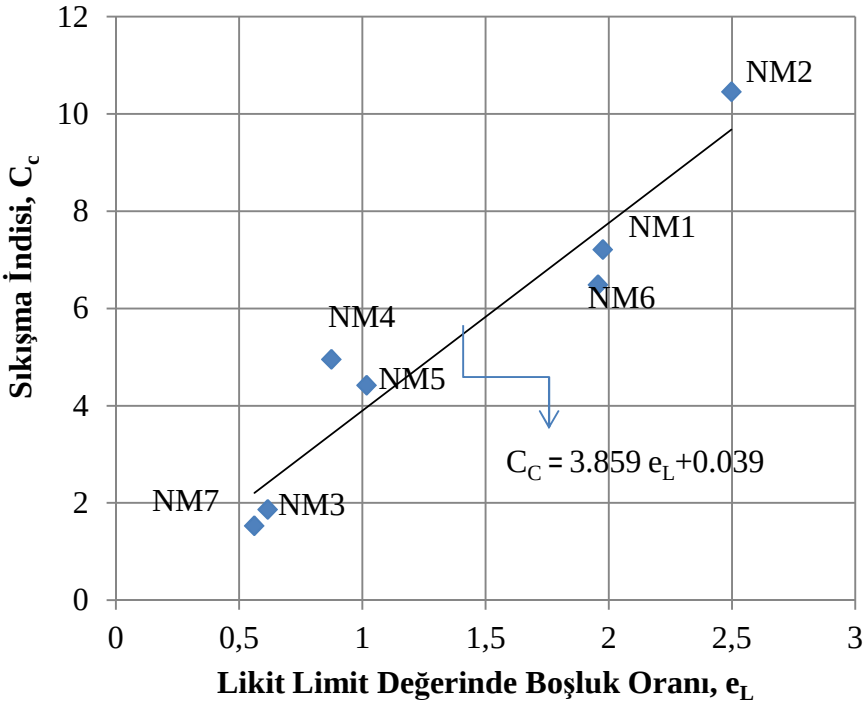


Şekil 9. Düşey Gerilme 100(kPa) Oturma ve Likit Limitte Boşluk Oranı. (Üç Boyutlu)

Düşey gerilme 100kPa iken oluşan oturma ile likit limitte boşluk oranları arasında bulunan denklem aşağıda verilmiştir.

$$\Delta h_{100}=0.335e_L+0.554 \quad (6)$$

Denklem 6 da regresyon katsayısı değeri 0.836 dır. Bir boyutlu deney sonuçları ile karşılaştırıldığında (0.975) biraz daha kötü bir değerdir. Oysa bir boyutlu deneylerde numune hazırlanması esnasında ring ile zemin arasında oluşan örselenmeler oturma eğrilerini etkilemektedir. Üç boyutlu deneylerden belirlenen eğriler bir boyutlulara nazaran daha iyidir.
Bir boyutlu deney sonuçları kullanılarak yapılan korelasyonlara benzer biçimde üç boyutlu deney sonuçlarında da sıkışma indisi ile likit limitteki boşluk oranı arasında bağıntının varlığı incelenerek temin edilen grafik şekil 10 da çizilmiştir.

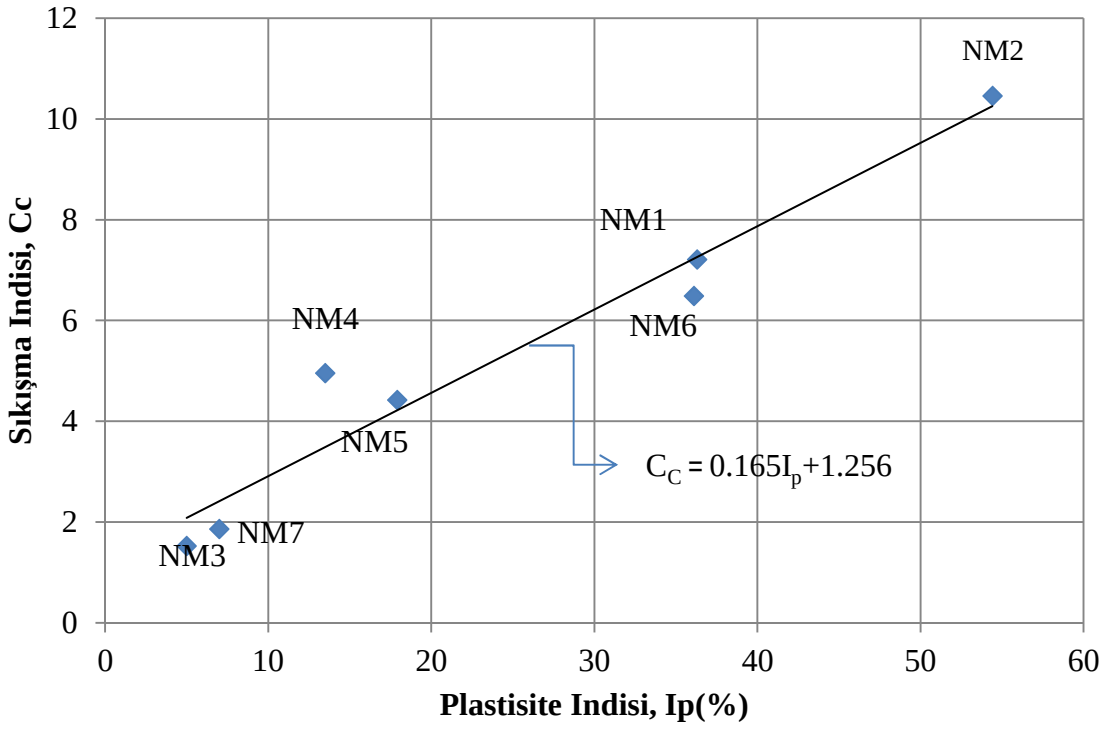


Şekil 10. Sıkışma İndisi ile Likit Limitte Boşluk Oranı. (Üç Boyutlu Deneyler.)

Üç boyutlu deney sonuçlarından sıkışma indisi ile likit limitteki boşluk oranı arasında belirlenen bağıntının korelasyon katsayısı 0.908 olarak bir boyutlu deney sonuçlarından temin edilen değerinden (0.985) bir miktar küçüktür.

$$C_c = 3.859e_L + 0.039 \qquad (7)$$

Benzer biçimde bu grup deney sonuçlarında da sıkışma indisi ile zeminin plastisite indisi arasında bağıntının varlığı araştırılarak oluşturulan grafik şekil 11 de görülmektedir. Korelasyon katsayısı 0.942 olan bağıntı denklem 8 ile gösterilmiştir. Bir boyutlu deney sonuçlarından ilgili değer 0.974 olarak biraz büyük belirlenmiştir.



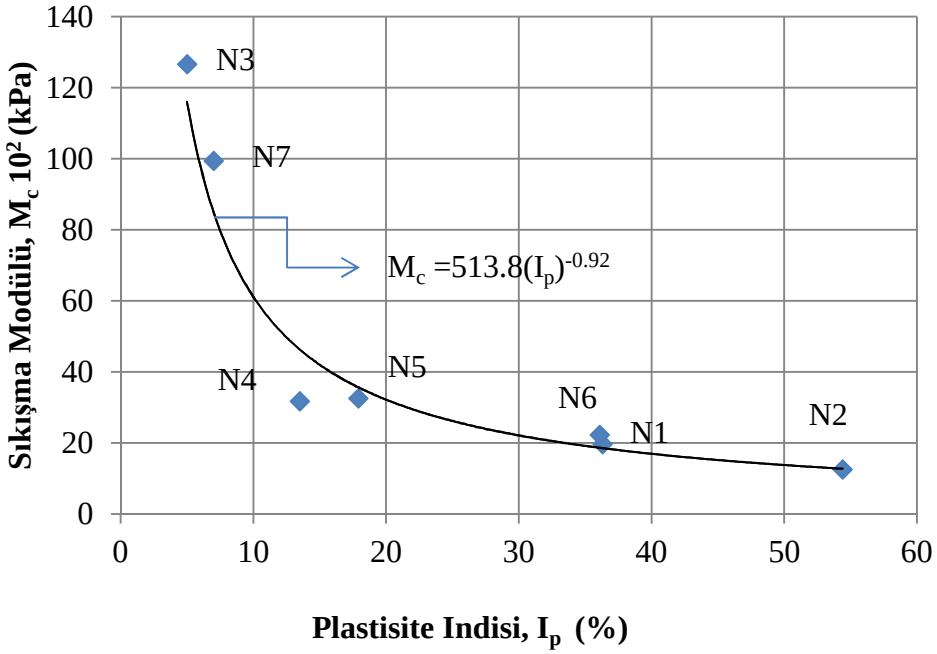
Şekil 11. Plastisite İndisi ile Sıkışma İndisi Arasında Bağıntı. (Üç Boyutlu Deneyler.)

$$C_c = 0.165I_p+1.256 \quad (8)$$

Üç boyutlu deney sonuçlarından oluşturulan oturma grafiklerinin yaklaşık 200kPa gerilme değerinden sonra bir boyutlu deney sonuçlarına benzer olarak doğrudan oluştuğu şekil 3 te görülmektedir. Bu grup deney sonuçları kullanılarak 300kPa – 500kpa gerilme aralığında ilgili zeminin sıkışma modülleri hesaplanmıştır. Sıkışma modülleri ile zeminlerin plastisite indisleri arasında bağıntının varlığı araştırılarak belirlenen sonuç şekil 12 de verilmiştir. Belirlenen bağıntı üstel fonksiyon biçiminde olup denklemi aşağıda verilmiştir. Regresyon katsayısı 0.949 dur. Diğer bağıntılara benzer olarak bir boyutlu deney sonuçlarından ilgili bağıntının katsayısı 0.964 olarak biraz daha iyidir.

$$M_c = 513{,}8(I_p)^{-0.92} \quad (9)$$

Bilindiği üzere denklem 9 da M_c ilgili zeminin sıkışma sayısı, I_p zemin plastisite indisidir. Burada yapılan korelasyonlar özet olarak tablo 5 de gösterilmiştir.



Şekil 12. Sıkışma Modülü ile Plastisite İndisi Arasında Bağıntı. (Üç Boyutlu Deneyler.)

Tablo 5. Korelasyonlar

Bir Boyutlu Konsolidasyon Deneyleri	Regresyon Katsayısı	Üç Boyutlu Konsolidasyon Deneyleri	Regresyon Katsayısı
$e_{100}=0.544e_L+0.284$	0.975	$\Delta h_{100}=0.335e_L+0.554$	0.836
$C_c=0.308e_L-0.060$	0.985	$C_c=3.859e_L+0.039$	0.908
$C_c=0.012I_p+0.044$	0.974	$C_c=0.165I_p+1.256$	0.942
$M_c=517,1(I_p)^{-0.75}$	0.964	$M_c=513,8(I_p)^{-0.92}$	0.949

Hem bir boyutlu hem de üç boyutlu deney sonuçları kullanılarak yapılan korelasyon sonuçlarından tablo 5 den de görüldüğü üzere sıkışma modülü, plastisite indisi hariç doğrusal bağıntılar elde edilmiştir. Birleşik zemin sınıflandırma sistemine göre CL-ML olarak sınıflandırılan NM3 ile NM7 şekil 8 ve şekil 12 de dikkate alınmadığı durumda bu bağıntının da doğrusal olduğu ilgili şekillerden görülmektedir.

4. SONUÇLAR

Çalışmada yedi farklı plastisite indisine sahip ince daneli zeminler kullanılarak bir boyutlu ve üç boyutlu konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Kullanılan numuneler bilindiği üzere laboratuarda yeniden konsolide edilerek hazırlanmıştır. Yapılan bir boyutlu ve üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarına bağımlı olarak; likit limitteki boşluk oranı ile düşey efektif gerilme 100kPa iken hesaplanan boşluk oranı ve yine üç boyutlu konsolidasyon deneylerinde düşey efektif gerilme 100kPa iken ölçülen 24saat sonundaki toplam oturma arasında doğrusal

bağıntının var olduğu bulunmuştur. Önceden konu edildiği üzere likit limit durumunda numuneler yüzde yüz suya doygun kabul edilmiştir.
Benzer biçimde likit limit değerinde hesaplanan boşluk oranı ile sıkışma indisleri arasında da bağıntılar araştırılıp her iki grup deney sonucundan bir boyutlu deneylerde korelasyon katsayısı 0,985 ve üç boyutlu deneylerde ilgili katsayı 0,908 olan doğrusal bağıntılar bulunmuştur.

Çalışmada kullanılan numunelerin sıkışma indisleri ile plastisite indisleri arasında da bağıntıların bulunup bulunmadığı incelenmiştir. Dolayısıyla hem bir boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarından korelasyon katsayısı 0,974 olan hem de üç boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarından korelasyon katsayısı 0,942 olan doğrusal bağıntıların var olduğu görülmüştür.

Bir boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçları boşluk indisi ile normalize edilmiş ve yapılan normalizasyonun uygun olduğu görülmüştür.
Plastisite indisi ile sıkışma modülü arasındaki korelasyona bakıldığında, her iki grup deney sonucunda da korelasyon katsayıları sırasıyla 0,964 ve 0,949 olan benzer dağılımın var olduğu yapılan araştırma sonucundan bulunmuştur.

Bir boyutlu ve üç boyutlu konsolidasyon deney sonuçları kullanılarak yapılan çalışmada korelasyon katsayıları genel olarak 0,9 değerinden büyük belirlenmiştir. Daha fazla sayıda numune kullanılarak belirlenen denklemlerin pratikte kullanımının uygun olacağı kabul edilmektedir.

5.KAYNAKLAR

Atkinson, J. (2007), "The Mechanics of Soils and Foundations" 2nd Edition, Taylor& Fransis, London and New York.

Burland, J. B. (1990), "On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays", Geotechnique 40, No: 3, 329-378

Butterfield, R. (1979), "A Natural Compression Law for Soils" Geotechnique 29, No:4, 469-480.

Craig R. F. (1983), "Soil Mechanics" 3rd Edition, Van Nostrand Reinhold, UK

Hight, D. W. ve diğerleri (1992) "Disturbance of the Bothkennar Clay Prior to Laboratory Testing", Geotechnique 42, No2, 199-217

Kumbasar, V. ve Kip, F. (1999) "Zemin Mekaniği Problemleri", Çağlayan Kitabevi, İstanbul

Nakase, A., Kamei, T. & Kusakabe, O. (1988) "Constitutive Paramaters Estimated by Plastisity Index." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.114, No7, pp844-858

Yıldırım H. ve Sezen A. (2010), " Yeni Geliştirilen Deney Aleti ile Laboratuarda Zemin Özelliklerinin Belirlenmesi", Tübitak, Araştırma projesi

Yıldırım H. ve Çelebi A. (2010), "Üç Boyutlu Konsolidasyon" Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 13. Ulusal Kongresi, İstanbul Kültür Üniversitesi, İstanbul

Yıldırım H. ve Çelebi A. (2012), "Normal Konsolide Killi Zeminlerde Sınıflandırma Özellikleri ile Oturma Özellikleri Arasında Korelasyon" Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 14. Ulusal Kongresi, Süleyman Demirel Üniversitesi, Isparta

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ALANYA - UĞRAK KÖYÜ BALIKÇI BARINAĞI ALANININ GEOTEKNİK AÇIDAN İNCELENMESİ

ASPECTS OF GEOTECHNICAL INVESTIGATION AREA ALANYA UĞRAK VILLAGE FISHING SHELTER

Devrim ALKAYA[1] **Burak YEŞİL [2]*** **M. Şafi YILDIZ [3]**

ABSTRACT

Shore areas of Turkey are scientifically, culturally and economically very important places because of this value in geomorphological, geological, biological, archeological and tourism properties. In the study, geological and geotechnical studies made during Alanya Uğrak marina soil investigations are evaluated. The effect of geological and geotechnical data obtained was investigated and geotechnical conditions effective in the project were determined.

Keywords: Coastal Structures, Shore Geology, Geotechnics, Marina

ÖZET

Kıyı alanlarımız, jeomorfolojik, jeolojik, biyolojik, arkeolojik ve turizm özellikleri açılarından taşıdıkları değerler nedeniyle bilimsel, kültürel ve ekonomik olarak çok önemli yerlerdir. Çalışmada Alanya ilçesi, Uğrak köyü Balıkçı Barınağı projelendirilme aşamaları ve projelendirme öncesi yapılması gereken jeolojik ve geoteknik çalışmalar açıklanmıştır. Çalışmalar sonucunda ortaya konan jeolojik ve geoteknik verilerin projeye etkisi araştırılmış ve projede etkili olan geoteknik koşullar irdelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kıyı Yapıları, Kıyı Jeolojisi, Geoteknik, Yat Limanı

1. GİRİŞ

Bu çalışma Antalya ili, Alanya ilçesi, Uğrak Köyü Balıkçı Barınağı projesi için 1/1000 ölçekli P28-a20-c3b; P28-a20-c2a; P28-a20-c2c; P28-a20-c2d nolu haritalarda yer alan alan için, Dolgu İmar Planına Esas olarak geoteknik açıdan incelenerek araştırma

[1] Yard. Doç. Dr., Pamukkale Üniversitesi, Müh. Fakültesi, İnşaat Müh. Bölümü, Kınıklı/Denizli, devrimalkaya@hotmail.com
[2*] Öğretim Gör., Düzce Üniversitesi, DMYO İnşaat Bölümü, Merkez/Düzce, burakyesil06@hotmail.com
[3] Jeofizik Müh., PM Deniz ve Kara Araştırmaları Müh. Müş. San. Tic. Ltd, İstanbul

yapılmıştır. Söz konusu alanda yapımı düşünülen Balıkçı barınağı sahasında geoteknik etütler yapılarak, bu alanın yerleşime uygunluk açısından değerlendirmeleri yapılmıştır.

2. İNCELEME ALANININ TANITILMASI VE ÇALIŞMA YÖNTEMLERİ

Proje Sahası Antalya İli Alanya ilçesi, Uğrak köyü mevkiinde bulunmaktadır. Doğusunda İçel ili Anamur İlçesi, kuzeydoğusunda Karaman ili Ermenek ilçesi kuzeyinde Sarıveliler ilçesi ve batısında ise Alanya ilçesi yer alır. Proje Koordinatları aşağıda Tablo 1'de verilmiştir. Bölgenin doğal dokusunun korunması amacı ile mevcut kara alanına dokunulmadan tüm geri saha denizden dolgu yöntemi ile kazanılacaktır (Şekil 1).

Tablo 1. Proje Sahasının Köşe Koordinatları (Koordinat Türü: UTM Datum: ED1950 Zone: S-35 Ölçek Faktörü: 6 derece)

Sıra No	Y	X	Sıra No	Y	X
1	4021128.8590	431648.1920	6	4020630.4692	432295.6859
2	4020814.6462	431618.0719	7	4020896.4139	432092.7372
3	4020314.4774	432034.3325	8	4021070.5474	431890.4546
4	4020179.0427	432179.7399	9	-	-
5	4020279.3416	432364.7042	10	-	-

2.1. Çalışma Yöntemi

Bu projede kapsamında 12 kişilik saha teknik ekip yardımıyla beraber çalışmada duba üzerinde 3 ayaklı deniz sondaj makinesi, çok elektrotlu elektrik tomografi cihazı, sismik cihazı ve sonar cihazları kullanılmıştır. Çalışma alanı şekil 1'de sunulmuştur.

Şekil 1. Planlanan Yat Limanı Uydu Görüntüsü

Deniz taban topografyasının ve morfolojisinin belirlenmesi için Batimetri ve Side Scan Sonar ölçümleri DGPS ile eş zamanlı koordinat okumaları yapılarak alınmıştır. Batimetri çalışması yapılmıştır. Kullanılan DGPS'in Apn tanımlaması TUSAGA tarafından yapılmıştır. Ayrıca Side Scan Sonar kullanılarak Deniz taban morfolojisi belirlenmeye çalışılmıştır. Ana kayanın dinamik özelliklerinin belirlenmesi için yerinde Geometrics marka sismograf ile sismik kırılma ve yüzey dalgası analiz (MASW) çalışmaları ile zemin ve kaya profilinin ve yeraltı su seviyesinin (deniz suyu girişiminin belirlenmesi için) Multi elektrod Jeoelektrik ekipmanları ile Dipol Elektrod dizilimi kullanılarak n=10 seviyede profil ölçümleri alınmıştır.

3. İNCELEME ALANININ MEVCUT PLAN, YAPILAŞMA DURUMU

Etüt alanı imar konusu açısından Alanya Belediyesi yetki alanı içerisinde yer almaktadır. İnceleme alanının İmar planındaki yeri; 1/1000 ölçekli Alanya mevcut plan paftası kapsamında olup etüt alanında herhangi bir yapı bulunmamaktadır. Proje sahası ile ilgili olarak; kara kısmında kalan alan sahanın doğal yapısının korunabilmesi için denizden dolgu yöntemiyle kazanılacak olup; deniz kısmında kalan alanla beraber alınacaktır. İnceleme alanı sit alanı, koruma bölgesi sulak alanlar içerisinde kalmamaktadır.

4. BÖLGE JEOMORFOLOJİSİ

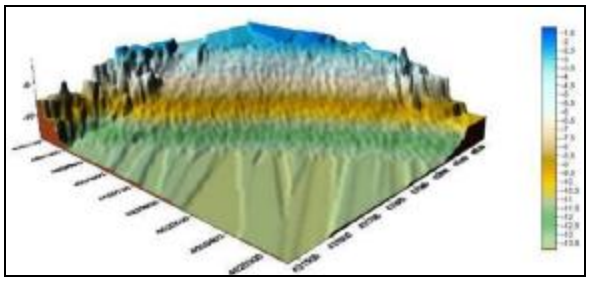
Antalya'nın 180 km doğusunda 10 km uzunluğu, 7 km eninde Akdeniz kıyısında Alanya Ovası üzerine kurulmuştur. Doğusunda İçel ili Anamur İlçesi, kuzeydoğusunda Karaman ili Ermenek ilçesi kuzeyinde Sarıveliler ilçesi ve batısında ise Alanya ilçesiyle komşudur. İlçenin kıyı şeridi uzunluğu yaklaşık 50 km.dir. Kıyı şeridinin yarıya yakını kumsal olup diğer kısmı kayalıklardan oluşur. İlçe merkezi ile deniz kıyısı arasında alçak tepeler yer almaktadır. Kuzeyindeki kütle olan Torosların batı kıyı sıradağlarının adı Akçal Dağları adıyla bilinir ve en yüksek tepesi "Deliktaş" noktası 2253 m'dir. Alçak kısımlar ise kıyı boyunca uzanan alüvyal bir ova meydana getirmektedir. Alivüyol ovadan yüksek dağlık sahaya geçiş nispeten dik yamaçlarla olmaktadır. Güneyde Selinus harabelerinin bulunduğu tepenin ön kısımında yalıyarlar vardır. Kıyıda bulunan tepenin iki tarafında plajlar uzanır. Plajlar ince kalker kumlardan meydana gelmiştir. Yalıyarlar kalkerlerden oluşup yer yer 50-100 m yüksekliğe kadar ulaşmaktadır. Jeomorfolojik ve morfolojik yapı şekil 2-3'de sunulmuştur.

Şekil 2. Bölgenin Jeomorfolojik Yapısı

Şekil 3. İnceleme Alanı Kıyı Morfolojik Yapısı

4.1. Kıyı Jeomorfolojisi

Kıyı jeomorfolojsi incelendiğinde çalıma alanının kuzeyinde şev eğiminin %70-80 arttığı görülmektedir. Açık denizde dalgalı yapısından dolayı kumsal yok denecek kadar azdır. Çoğunlukla kayalık alanlardan oluşmaktadır. Mevcut şevler duraylı olmakla beraber yağışın fazla olduğu dönemlerde yamaç molozu akıntılarına karşı şev düzenlemeleri ve önlemleri alınmalıdır. Planlanan Balıkçı Barınağı Deniz doldurularak kazanılacaktır. Şevde herhangi bir müdahale yapılmayacaktır. Ayrıca Hidrografik ve Oşinografik çalışmaları için yapılan Side Scan Sonar çalışması ile Deniz taban morfolojisi belirlenmiştir (Şekil 4).



Şekil 4. Uğrak Balıkçı Barınağı Proje Sahasının Batimetrik Haritası

Kıyı kesimlerinde proje sahasının kuzeybatısı ile Doğu kesiminde kıyıya yakın yerlerde kayalıklardan kaynaklanan yükseltiler bulunmaktadır. Ancak orta kesimde ani yükselmeler görülmemektedir.

5. JEOLOJİ

5.1. Genel Jeoloji

İnceleme alanını ve yakın civarında yaşlıdan gence doğru gözlenen litolojik birimler; üst kretase yaşlı Beydağları otoktonu ile kuaterner yaşlı plaj çökelleri, yamaç molozu ve güncel alüvyonlar gözlenmektedir (Ayhan, 2005).

Mahmutlar Formasyon: Alanya Birliği'nin en yaygın birimlerinden birisidir. Alanya Sugözü, Dim çayı-Bahçeli, Bıçakçı, Mahmutlar, Karagedik, Kargıcak, Kelleciler mahalleleri dolaylarında tipik yayılım sunar. Başlıca kristalize kireçtaşı, dolomit ve kuvarsit ara katkılı pelitik şistleri kapsar. Alt kesimlerdeki pelitik şistler parlak yesilimsi ve boz renkte olup iyi yapraklanma gösterir. Üst seviyelerinde şist ara katkılı kristalize kireçtaşları, dolomit ve meta kuvarsitler yer alır. Şistler ve dolomitlerle yanal ve düşey geçiş gösteren meta kuvarsitler onlarca metre kalınlıkta ve yüzlerce metre uzunlukta mercekler oluşturur.

Cebireis Formasyonu (Pc): İnceleme alanında Alanya ilçe merkezinin 5 km kuzeyindeki Yumudağı ve 5 km doğusundaki Cebireis dağı dolaylarında geniş yayılım sunan formasyon, büyük bir bölümü ile kristalize kireçtaşlarından oluşur. Alt kesimlerde gri renkli, iri kristalli ve çok iyi kıvrımlanmalı olup yeşil, kirli sarı ve boz renklerde kloritli, serisitli kalkşistlerle ara katkılıdır.

Belkıs Konglomerası (Qb): Deniz kenarı boyunca uzanmaktadır. Konglomera tümüyle yuvarlaklaşmış tane destekli, Mesozoyik kireçtaşı, Tersiyer kumtaşı, radyolarit, çört ve ofiyolitik, mağmatik çakıllardan oluşur. 0 -20 m arasında teraslar halinde kalınlık sunan birim kendinden yaşlı birimlerin üzerine açısal uyumsuzlukla gelmektedir. Tümüyle nehirsel karaekterde olup varsayımlı olarak Pleyistosen yaşında kabul edilmektedir.
Alüvyon (Qal): Birim inceleme alanının en düşük kotlarındaki düzlüklerini oluşturan alüvyal dolgular olarak bulunmaktadır.

5.2. Yapısal Jeoloji

Antalya napları kendi içinde yapısal bir düzensizlik gösterir. Üst kretase sonlarında (üst senoniyen), Antalya napları, alttan üste doğru Çataltepe napı, Tahtalı dağ napı ve Tekirova ofiyolitleri olmak üzere bir araya gelmişlerdir. Antalya napları bu yapısal düzensiliği kısmen korurken Daniyen'de Beydağları otoktunun üzerine doğu/kuzeydoğudan yerleşmişlerdir. Eosen sonu yatay hareketlerle de etkilenen Antalya nalpları Antalya körfezi batısında langiyen de doğudan batıya Beydağları otoktonu üzerine tekrar itilmiştir. Orta miyosen sonrası bölgede, büyük çapta kırılmalar gerçekleşmiş ve kırılmalara bağlı olarak, Antalya körfezi batısında, değişik boyutta yükseltiler ve çöküntü alanları gelişmiştir.

6. GEOTEKNİK AMAÇLI AÇILAN ARAŞTIRMA ÇUKURLARI, SONDAJ ÇALŞMALARI VE ARAZİ DENEYLERİ

Kıyı kesimi şistlerden oluşmaktadır. Bundan dolayı kıyıda herhangi bir araştırma çukuru açılmamıştır sadece mostralar fotoğraflanmıştır. Sondaj çalışması denizde yapılmıştır.

6.1. Sondajlar

Duba üzerine monte edişmiş üçayak sehpa ile darbeli sondaj tekniği kullanılarak yapılmıştır. Sondajlarda her 1,5 m de bir Standart Penetrasyon Testi (SPT) yapılmıştır. Etüt alanında 5 lokasyon seçilerek mekanik sondajlar yapılmıştır. Sondaj koordinat ve derinlik bilgileri Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Mekanik Sondaj Lokasyonları ve Derinlikleri

Sondaj No	Koordinat		Derinlik (metre)
	Kuzey	Doğu	
SK-1	431749	4021017	22,50
SK-2	431710	4020782	28,00
SK-3	431959	4020786	23,00
SK-4	432113	4020595	21,00
SK-5	432082	4020386	27,50

Sondajlardan alınan numuneler laboratuarda test ve analizlere tabi tutularak, zemini oluşturan istiflere ait veriler toplanmıştır. Alınan numuneler laboratuarda elek analizi analizlere tabi tutulmuştur.

6.1.1. SPT Deneyleri

Temel sondaj çalışmasında her 1.50 m'de SPT deneyi yapılmıştır. Örnek olarak SK1'de yapılan SPT deneyleri N30 ve Düzeltilmiş değerleri aşağıdaki Tablo 3'de verilmiştir.

Tablo 3. SK 1 - Sondajında Yapılan SPT Deneyleri

Derinlik	Deney Tipi	Sondaj No	N30	Nd	Mühendislik Özelliği
7.50-7.95	SPT	SK1	16	15.5	Orta Sıkı
9.00-9.45	SPT	SK1	17	16	Orta Sıkı
10.50-10.95	SPT	SK1	19	17	Orta Sıkı
12.00-12.45	SPT	SK1	22	18.5	Orta Sıkı
13.50-13.95	SPT	SK1	23	19	Orta Sıkı
15.00-15.45	SPT	SK1	52	33.5	Sıkı
16.50-16.95	SPT	SK-1	44	29.5	Orta Sıkı
18.00-18.45	SPT	SK-1	50	32.5	Sıkı
19.50-19.95	SPT	SK-1	51	33	Sıkı
21.00-21.45	SPT	SK-1	52	33.5	Sıkı

6.1.2. Laboratuar Deneyleri ile Zeminin Fiziksel Özelliklerinin Belirlenmesi

İnceleme alanında yapılan deniz sondajlarında çakıllı kum birimler gözlenmiştir. Yapılan sondaj çalışmalarından allınan numuneler üzerinde elek analizleri yapılmıştır. Deney sonuçları Tablo 4'de sunulmuştur.

Tablo 4. Numuneler Üzerinde Yapılan Deney Sonuçları

Sondaj No	Derinlik	Elek Analizleri			Su Muh.	Zemin Grubu
	Metre	%Çakıl	%Kum	%Kil-Silt	%w	
SK1	7.50-7.94	0,00	96,65	3,35	8,4	SP
	13,50-13,95	0,00	97,14	2,86	7,3	SP
	19,50-19,95	28,76	67,33	3,91	6,9	SP
	21,50-21,95	0,00	97,40	2,60	9,1	SP
SK2	13,50-13,95	0,00	96,31	3,69	7,7	SP
	16,50-16,95	0,00	96,74	3,26	6,4	SP
	25,50-25,95	0,00	97,07	2,93	6,1	SP
	27,00-27,45	0,00	97,34	2,66	5,7	SP
SK3	8,50-8,95	0,00	97,55	2,45	7,8	SP
	14,50-14,95	20,43	75,78	3,79	7,5	SP
	20,50-20,95	25,21	71,97	2,82	7,7	SP
	22,00-22,45	0,00	96,70	3,30	6,8	SP
SK4	7,50-7,95	0,00	96,35	3,65	7,3	SP
	11,00-11,45	11,84	84,92	3,24	6,7	SP
	18,50-18,95	0,00	97,01	2,99	6,1	SP
	20,00-20,45	0,00	96,10	3,90	6,0	SP
SK5	12,50-12,95	0,00	98,03	1,97	8,3	SP
	18,50-18,95	0,00	98,68	1,32	7,7	SP
	24,50-24,95	0,00	96,31	3,69	7,1	SP
	26,00-26,45	0,00	95,80	4,20	6,8	SP

7. JEOFİZİK ÇALİŞMALAR

7.1. Sismik Kırılma

Zemin araştırmalarında sismik kırılma tekniği kullanılmaktadır. Her hangi bir kaynaktan yayılan dalgalar farklı uzaklıklardaki alıcılarla izlenirken, yayınım geometrilerine bağlı olarak; Doğrudan gelen Dalgalar (Direct waves), Saçılmaya Uğrayan Dalgalar (Diffraction), Kırılan Dalgalar (refraction), Yansıyan dalgalar (Reflaction) olarak

sınıflanırlar. Kırılan dalgalar iki farklı hıza sahip ortamların her ikisinde de yayıldığından bu iki hıza bağımlıdırlar (Şekercioğlu, 1998). Bu dalgaların yüzeyde kaydedilebilmeleri için kritik açı koşulunun (Sin $i_c = V_0/V_1$) sağlanması gerekir. Dalganın bu kritik açı altında, üstteki tabaka içinde yayılması "baş dalgası" (headwave) olarak adlandırılır. İki tabakalı bir ortam için yayınım geometrisi ve bu yayınıma göre kaydedilen zaman uzaklık grafiği çizilebilir. Bir kaynaktan oluşturulan dalga farklı ortamlardan geçerken burada kırılarak ilerler, yüzeyde belirli mesafelere yerleştirilen jeofonlar (algılayıcılar) tarafından kaydedilirler. Elde edilen kayıtlardan x-T (zaman uzaklık) grafikleri çizilerek tabaka hızları hesaplanır. Hesaplanan hızlardan tabaka kalınlıkları ve tabakalara ait elastik parametreler hesaplanır. Masw-mam yöntemi başlangıçta aktif kaynak ve pasif kaynak olarak iki kısma ayrılır. Aktif kaynak uygulamalarında doğrusal hat boyunca dizili jeofonlara belirli uzaklıktan balyozla vurulması sonucunda sismik dalgalar kaydedilir. Uzaklığa ve yeraltı yapısına bağlı olarak enerji biriktirmesi yapılabilir. Bu aşama ya veri toplama aşamasında diyebiliriz. Pasif kaynak uygulamalarında L, dairesel v.b. diğer ölçüm sistemlerinde jeofonlar yerleştirilir (Toğrol ve Özüdoğru, 1992).

Aşağıdaki formüller kullanılmıştır (CIRIA/CUR, 1991 ve Bilge, 2003).

Poisson Oranı (u)	$= \{1-2(V_s^2/V_p^2)/[2-2(V_S^2/V_P^2)]\}$
Dinamik Kayma modülü (G)	$= d.V^2$
Dinamik Elastisite Modülü (E)	$= 2(1+u)G$
Dinamik Bulk Modülü (k)	$= \{2(1+u)G\} / \{3(1-2u)\}$
Kütle yoğunluğu (d)	$= 0,2\ V_p + 1,6$
Zemin Titreşim Periyodu (T_0)	$= \Sigma 4h / V_s$
Vs30	$= 30/(\Sigma_{i=1,N}(hi/Vs))$
Zemin Büyütmesi A	$= 68\ V_s 30^{-0,6}$ (Midorikawa)

Proje alanı deniz doldurularak oluşturulacaktır. Çevre zemin koşullarının belirlenmesi için çalışma alanının dışına çıkılarak farklı zemin koşularının belirlenmesi için Tablo 5'de koordinatları verilen profilerde yüzey dalgasi analiz yöntemi kullanılmıştır.

Tablo 5. Sismik Kırılma Ölçümleri Koordinatları ve Sismik Profil Geometrileri

Profil No	Başlangıç		Bitiş		Jeofon Aralığı	Ofset
	Kuzey	Doğu	Kuzey	Doğu		
Line-1	4021053.8539	432042.6670	4021072.8269	432023.8269	2	2
Line-2	4020976.4148	432123.1084	4021011.8741	432096.1955	4	4
Line-3	4020888.4461	432212.6641	4020851.9391	432243.0671	4	4

Alınan sinyaller program aracılığı ile dalga analizleri yapılarak V_{s30} hesaplanmıştır. Aynı program aracılığı ile V_s kayma dalga hızı hesaplanmıştır. Sinyallerin ilk varış zamanlarından V_p hızı hesaplaması yapılmış elastik parametreler bu iki veri kullanılarak hesaplanmıştır. Hesaplanan parametreler tablo 6, 7 ve 8'de verilmiştir.

Tablo 6. Line-1 Sismik Hattında Elde Edilen Hız ve Elastik Parametreler

Ort.	Vp	Vs	Derinlik (m)		Sıkılık	Poisson	Yoğunluk r	Shear Modülü G	Elastisite Mod. E	Bulk Mod. B	Hakim Periyot	Vs30 To	Yatak Katsayısı Kv
	m/sn	m/sn	Düz	Ters	Vp/Vs	n	gr/cm^3	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2	sn	m/sn	ton/m^3
1,00	1246,00	568,00	10,00	10,00	2,19	0,37	2,06	6774,43	18546,23	23567,02	-	627,10	2209,42
2,00	1799,00	568,00	0,00	0,00	3,17	0,44	2,12	6961,08	20112,49	60548,62	0,25		2209,42

Tablo 6. Line-1 Sismik Hattında Elde Edilen Hız ve Elastik Parametreler *(devam)*

Ortam	Taşıma Gücü kg/cm^2	Zem. Em. G. kg/cm^2	Oturma mm	Zemin Büyütmesi (Midorikawa)
1,00	11,70	5,33	6,31	1,43
2,00	12,02	3,79	0,00	

Tablo 7. Line-2 Sismik Hattında Elde Edilen Hız ve Elastik Parametreler

Ort	Vp	Vs	Derinlik (m)		Sıkılık	Poisson	Yoğunluk r	Shear Modülü G	Elastisite Mod. E	Bulk Mod. B	Hakim Periyot	Vs30	Yatak Katsayısı Kv
	m/sn	m/sn	Düz	Ters	Vp/Vs	n	gr/cm^3	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2	sn	m/sn	ton/m^3
1,00	791,00	330,00	3,75	3,75	2,40	0,39	1,91	2123,97	5924,34	9371,25			1616,87
2,00	1963,00	480,00	6,75	6,75	4,09	0,47	2,10	4941,47	14510,17	76055,98	0,46	570,10	2025,73
3,00	4277,00	680,00			6,29	0,49	2,29	10779,88	32060,07	412083,07			2405,80

Tablo 7. Line-2 Sismik Hattında Elde Edilen Hız ve Elastik Parametreler (devam)

Ortam	Taşıma Gücü kg/cm^2	Zem. Em. G. kg/cm^2	Oturma mm	Zemin Büyütmesi (Midorikawa)
1,00	6,31	2,63	4,00	1,51
2,00	10,10	2,47	4,70	
3,00	15,55	2,47	-	

Tablo 8. Line-3 Sismik Hattında Elde Edilen Hız ve Elastik Parametreler

Ortam	Vp	Vs	Derinlik (m)		Sıkılık	Poisson	Yoğunluk r	Shear Modülü G	Elastisite Mod. E	Bulk Mod. B	Hakim Periyot	Vs30 To	Yatak Katsayısı Kv
	m/sn	m/sn	Düz	Ters	Vp/Vs	n	gr/cm3	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2	sn	m/sn	ton/m^3
1,00	1147,00	480,00	5,00	5,00	2,39	0,39	2,02	4748,85	13238,31	20784,63			2025,73
2,00	1892,00	577,00	9,30	9,30	3,28	0,45	2,13	7218,66	20915,77	67990,43	0,29	682,90	2226,57
3,00	2488,00	800,00			3,11	0,44	2,22	14507,33	41849,12	120973,26			2583,14

Tablo 8. Line-3 Sismik Hattında Elde Edilen Hız ve Elastik Parametreler (devam)

Ortam	Taşıma Gücü kg/cm^2	Zem. Em. G. kg/cm^2	Oturma mm	Zemin Büyütmesi (Midorikawa)
1,00	9,70	4,06	3,66	1,35
2,00	12,27	3,74	5,46	
3,00	17,78	5,72	-	

Sahada üç farklı lokasyonda sismik ölçümler alınmıştır. Sismik ölçümler yamaç üstünde alınmış özellikle yamaç altındaki yapının dinamik özellikleri belirlenerek şev riskleri değerlendirilmeye çalışılmıştır. Buna göre 3 profilde alınan sismik ölçümlerde elde edilen Hız değerleri yüzey için 1200-1700 m/sn arasında hesaplanmıştır. Yüzey örtü kalınlığı 3,75 ile 10 m arasında değişmektedir. Bu birim için Kayma Dalga hızı 330-580 m/sn arasında hesaplanmıştır. İkinci ortam için ise V_p Hızları 1700-1900 m/sn arasında hesaplanmış ve kayma dalga hızı aynı ortam için V_s= 480-577 m/sn hesaplanmıştır. Üçüncü ortam için V_p= 2488- 4277 m/sn ve V_s = 680-800 m/sn hesaplanmıştır. Saha jeolojik verileri ve ortalama sismik parametre durumları Tablo 9 ve 10'da verilmiştir.

Tablo 9. Saha Jeofizik Deney Verileri

Zemin Özellikleri	Zemin Durumu (1.Tabaka)	Zemin Durumu (2.Tabaka)
Sökülebilirlik (orta)	Orta derece sökülebilir	Güç sökülebilir
Kazınabilirlik	Zor kazınabilir	Zor kazınabilir

Tablo 10. Ortalama Sismik Parametrelere Göre Zemin Durumu

	Zemin Durumu (1.Tabaka)	Zemin Durumu (2.Tabaka)
Poisson Oranına Göre	Gevşek	Gevşek
Elastisite Modülüne Göre	Sağlam	Sağlam
Kayma Modülüne Göre	Sağlam	Sağlam
Vp/Vs Oranına Göre	Gevşek	Gevşek
Suya Doygunluk Dereceleri	Kısmen doygun	Suya doygun
Vs Hızlarına Göre	Zemin Durumu (1.Tabaka)	Zemin Durumu (2.Tabaka)
Kohezyonsuz ise	Orta sıkı	Orta sıkı

Vs30 hız değerleri 570 m/sn ile 682 m/sn arasında değişim sergilemektedir. Eurocode 8'de verilen zemin sınıflamasına göre B zemin sınıflamasına girmektedir (Tablo 11).

Tablo 11. Eurocode 8'de V_{s30}'a Göre Zemin Sınıflaması

Zemin Sınıfı	Tanım	Özellikler (m/sn.)
A	Kaya ya da diğer benzeri formasyonlar	Vs > 800
B	Çok sıkı kum, Çakıl ya da Çok Sert Killer	360 < Vs <= 800
C	Sıkı ya da Orta Sıkı Kum, Çakıl veya Sert Kil	180 < Vs <= 360
D	Gevşek'ten Orta Sıkı'ya kadar Kohezyonsuz Zeminler	180 > Vs

Zemin hâkim Titreşim Periyotları ise 0,25 ile 0,46 sn arasında değişmektedir. Ana kaya olarak değerlendirilen ortam için (2. ve 3. ortamlar) Elastisite modülü değerleri 14,500-41,000 kg/cm arasında değişmektedir. Bu da çimentolaşma derecesinin orta derecede olduğunu göstermektedir.

7.2. Elektrik Tomografi

Özdirenç, bir materyalin elektrik iletkenliğini gösteren öziletkenliğinin tersidir ve birimi ohm.m dır. Özdirenç yöntemlerinin Temel prensip yere A ve B gibi noktalardan Elektrik akımı vererek M ve N noktası arasında oluşan potansiyel alanı ölçme esasına

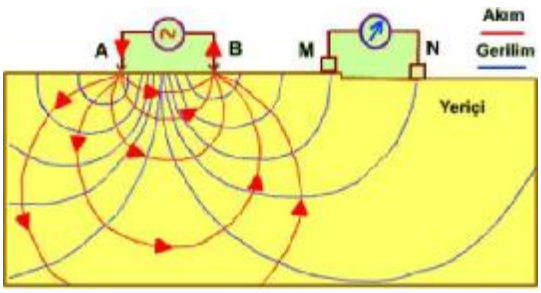
dayanmaktadır (Yüksel vd., 1998). Yere verilen suni akımın yeraltında yarattığı elektrik alanının potansiyelini ölçerek, potansiyel-akım şiddeti bağıntısından yeraltındaki katmanların özdirenç ve kalınlık değerlerinin hesaplanması yöntemidir. Şematik Gösterimde olduğu gibi akım hatları yeraltında dairesel olarak yayıldığından AB aralığı arttıkça daha derinden yanıt alınabilir. Şekil 5'te elektrik özdirenç yönteminde dipol dipol elektrot düzeneği ve akım hatlarının şematik gösterimi bulunmaktadır.

Görünür özdirenç değeri aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır (Gerwick, 2000).
$P_a = k\ (AV / I)$
Burada; P_a: Görünür rezistivite (ohm.m), k : Geometrik faktör (elektrot düzeneğine bağlı olarak), AV: ölçülen potansiyel farkı (mVolt), I: Yere verilen suni akım (mA)

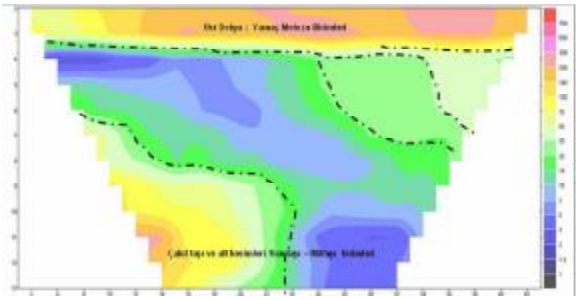
Elde edilen Elektrik Tomografi Kesiti Şekil 6'da verilmiştir. Tablo 12'de multi elektrod jeoelektrik ölçümleri koordinatları ve elektrot geometrisi değerleri bulunmaktadır.

Tablo 12. Multi Elektrod Jeoelektrik Ölçümleri Koordinatları ve Elektrot Geometrisi

Profil No	Başlangıç		Bitiş		Elektrot Aralığı	Ölçüm Seviyesi n
	Kuzey	Doğu	Kuzey	Doğu		
E-1	432021	4021097	432051	4021061	1 m	10
E-2	432127	4020980	432101	4021015	1 m	10
E-3	432217	4020894	432247	4020856	1 m	10



Şekil 5. Elektrik Özdirenç Yönteminde Dipol Dipol Elektrot Düzeneği ve Akım Hatlarının Şematik Gösterimi.

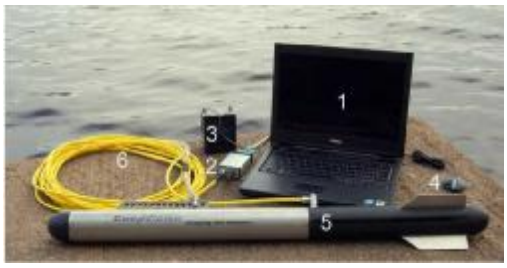


Şekil 6. 3. Elektrik Tomografi Kesiti

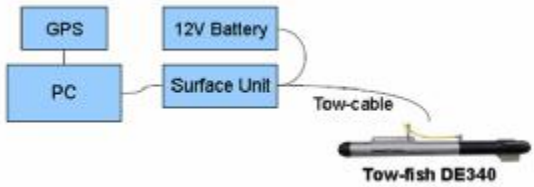
Burada görüldüğü gibi ortalama 3 m seviyeye kadar yüksek özdirençli (500 ohm.m) Yamaç molozu ve bunun altında yanal değişimli 5-7 ohm.m özdirençli muhtemel silttaşı/ killi birimler bulunmaktadır. Bu ortamın üstünde profil sonuna doğru 20-50 ohm.m özdirenç değerine sahip birim ile bunun altında 100-500 ohm.m değerine doğru artan birimle yanal geçişli olduğu görülmektedir.

7.3. Side-Scan Sonar (Yandan Taramalı Sonar)

Bu çalışmada deniz tabanının yüzey yapısının özelliklerini saptamak amacıyla DeepVision AB marka, tek frekanslı (340 kHz) sayısal veri toplama ve işleme özelliğine sahip yandan taramalı sonar (Side Scan Sonar) sistemi kullanılmıştır (Yıldız vd., 2011). Bu sistem esas olarak, akustik sinyaller gönderen balık (Towfish, model DE340), Kevler kablo, PC, bilgisayar ara birimi olan Surface Unit SU232 ve yedekleme kablosu ile DeepView_2_3_RC veri toplama ve işleme yazılımından oluşmaktadır (Şekil 7-8). Sistem 12 VDC ile çalışmaktadır.



Şekil 7. Yandan Taramalı Sonar Sistem Birimleri (1-PC, 2-Surface Unit SU232, 3-12v Battery, 4-GPS, 5-Towfish DE340, 6-Kevlar Tow Cable)



Şekil 8. Yandan Taramalı Sonar Bağlantı Şeması

7.4. Yanal Tarama Sonar Veri Toplama

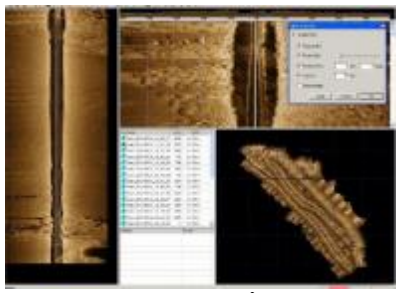
Çalışma sahasında toplanan yandan taramalı sonar hatları Tablo 19' da koordinatları verilen ve 50 metre profil aralıklarıyla, 340 KHz frekansında 18 adet yandan taramalı sonar hatları çekilmiştir. 50 m. iskele ve 50 m. sancak olmak üzere her bir profil için toplam 100 metre deniz tabanı kaplamasını sağlayan yüksek ayrımlı yanal taramalı sonar profilleri alınmıştır (Şekil 9). Yanal tarama sonarı geometrisinin iyi çalışması ve sağlıklı veri toplamak için tekne hızının 3-4 knot arasında kalması sağlanarak deniz tabanındaki cismin gerçek boyut ve geometrisi ile görüntülenmesini sağlanmıştır. Bu çalışmada sahil kesimlerinde sığ sulara olabildiğince yaklaşabilmek maksadıyla draftı 1 metre olan 9 metre boyunda bot kullanılmıştır.

Tablo 13. Sonar Profillerinin Hat Başı ve Hat Sonu Koordinat Bilgileri (WGS-1984)

Hat No	HAT ADI	HAT BAŞI		HAT SONU	
		N	E	N	E
1	uğrak_2011 -08-21_09_14_20	36°18.627'	32°14.620'	36°18.616'	32°14.611'
2	uğrak_2011 -08-21_09_18_39	36°18.658'	32°14.607	36°18.744'	32°14.727'
3	uğrak_2011 -08-21_09_21_11	36°18.765'	32°14.719'	36°18.682'	32°14.565'
4	uğrak_2011 -08-21_09_26_32	36°18.709'	32°14.545'	36°18.836'	32°14.728'
5	uğrak_2011 -08-21_09_30_19	36°18.869'	32°14.692'	36°18.746'	32°14.497'
6	uğrak_2011 -08-21_09_38_10	36°18.793'	32°14.490'	36°18.891'	32°14.665'
7	uğrak_2011 -08-21_10_21_40	36°18.811'	32°14.465'	36°18.924'	32°14.632'
8	uğrak_2011 -08-21_10_24_58	36°18.949'	32°14.611'	36°18.820'	32°14.413'
9	uğrak_2011 -08-21_10_30_02	36°18.876'	32°14.411'	36°18.977'	32°14.564'
10	uğrak_2011 -08-21_10_33_04	36°18.007'	32°14.544'	36°18.895'	32°14.360'
11	uğrak_2011 -08-21_10_37_16	36°18.920'	32°14.328'	36°18.036'	32°14.505'
12	uğrak_2011 -08-21_10_41_15	36°19.039'	32°14.469'	36°18.941'	32°14.290'
13	uğrak_2011 -08-21_10_45_18	36°18.991'	32°14.290'	36°19.060'	32°14.391'
14	uğrak_2011 -08-21_10_47_08	36°19.075'	32°14.377'	36°19.008'	32°14.238'
15	uğrak_2011 -08-21_10_49_59	36°19.032'	32°14.206'	36°19.090'	32°14.273'
16	uğrak_2011 -08-21_10_52_44	36°19.057'	32°14.195'	36°18.640'	32°14.702'
17	uğrak_2011 -08-21_11_01_19	36°18.661'	32°14.732'	36°19.079'	32°14.304'
18	uğrak_2011 -08-21_11_08_47	36°19.081'	32°14.307'	36°18.724'	32°14.724'

Yan taramalı sonar profilleri DeepView_2_3_RC yazılımında TVG, eğik mesafe düzeltmesi (slant range correction) ve gemi hızı düzeltme fonksiyonları ile veri işleme tabi tutularak, düzeltilmiş sonar kayıtları elde edilmiştir (Tablo 13).

Şekil 9. Yandan Taramalı Sonar Kayıtlarından Oluşturulan Sonar Mozayığı

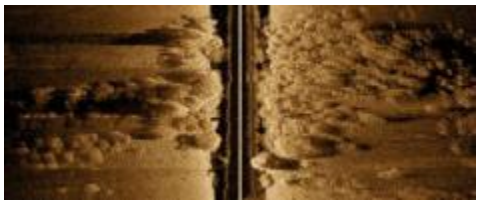


Şekil 10. Deepview Veri İşlem Yazılımının Görüntüsü

Çalışma sahasında toplanan sonar hatların konumları veri işlem yazılım görüntüsü Şekil 10'da verilmiştir. Gösterilen hatlar boyunca elde edilen yandan taramalı sonar verilerinin yorumlanması sonucunda, sahanın kuzeybatı kesiminde blok kayalık alanlar, çakıl kümeleri, akıntı izleri mevcuttur (Şekil 11, Şekil 12, Şekil 13, Şekil 14). Ayrıca sahanın kıyı ve doğu bölgesinde yer yer kayalık alanlara ve küçük kaya parçalarına da rastlanılmıştır. Sahanın ortaları ve güney kesimlerinde yer yer kalın ve ince kum birimi gözlenmektedir. Çalışma sahasının diğer hatlarında deniz tabanında herhangi bir morfolojik yapıya rastlanılmamıştır. Genel olarak bölgenin deniz tabanı ince taneli sedimanla kaplıdır. Deniz tabanı üzerinde bulunabilecek doğal ve doğal olmayan yapıların ve deniz tabanı yüzey morfolojisinin tespitine yönelik olarak yapılan yandan taramalı sonar çalışmalarının değerlendirilmesi sonucu; Proje sahasının orta kesimlerinde deniz tabanı'nın homojen bir yapı gösterdiği, Proje sahasının kuzeybatısında blok kayalık alanlar gözlenmiştir. Proje sahasında deniz tabanı kum dalgaları, çakıl kümeleri, akıntı izleri tespit edilmiştir. Proje sahası içerisinde yukarıdakilerin dışında deniz tabanı üzerinde doğal olmayan (gemi enkazı v.s.) bir cisme rastlanmamıştır.

Şekil 11. 16 nolu Hattın Yanal Tarama Sonar Görüntüsü ve Yorumu

Şekil 12. 17 nolu Hattın Yanal Tarama Sonar Görüntüsü



Şekil 13. Kayalıkların Yakın Görüntüsü

Şekil 14. Dalga İzlerinin Yakın Görüntüsü

8. ZEMİN KAYA TÜRLERİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

Kıyı Kenar Çizgisinin deniz tarafında kalan birim ayrık kum ve şist birimlerinden oluşmaktadır. İnceleme alanında denizde yapılan sondaj arlın tümünde ince taneli koyu gri renkli yer yer sert çakıllı ayrık kum birim izlenmiştir. Düzeltilmiş SPT N30 11-33.5 arasında değişmekte olup orta sıkı özellikli birimdir. Laboratuar deneylerinden yapılan elek analiz sonuçlarına göre SP zemin sınıfına girmektedir.

3 profilde alınan sismik ölçümlerde elde edilen Hız değerleri yüzey için 791-1246 m/sn arasında hesaplanmıştır. Yüzey örtü kalınlığı 3,75 ile 10 m arasında değişmektedir. Bu Birim için kayma dalga hızı 330-580 m/sn arasında hesaplanmıştır. İkinci ortam için ise V_p hızları 1700-1900 m/sn arasında hesaplanmış ve kayma dalga hızı aynı ortam için V_s= 480-577 m/sn hesaplanmıştır. Üçüncü ortam için V_p= 2488- 4277 m/sn ve V_s = 680-800 m/sn hesaplanmıştır. Yapılan sismik araşmalar neticesinde Bulk modülü: 9371-412083 kg/cm aralığında; Elastisite Modülü ise 5924-41849 kg/cm aralığında, poisson orası: 0,37-0,49 aralığında Kayma modülü ise 2123-14507 kg/cm aralığında bulunmuştur. Ayrık taneli kum birimlerde şişme problemi beklenmemektedir. Kumlarda ilk yükleme esnasında ani oturmalar kaçınılmazdır. Kum hakim birimlerde ani oturma 2.60 cm olarak hesaplanmıştır. Oturma miktarı müsade edilebilir değerler içerisinde bulunmuştur. Taşıma gücü açısında değerlendirme yapılacak olursa SPT N_{30} düzeltilmiş değerlerinden hesaplama yapılacaktır. Buna göre nihai taşıma gücü: qa = N30/150 (MPa) (Su altında) bağıntısı ile hesaplanır. Deniz tabanından itibaren ilk 1,5 m-3,0 m arasındaki SPT N_{30} değerleri 12-19 arasında değişmektedir. Buna göre; qa=12/150 = 0,080 MPa = 0,80 kg/cm^2 ile qa =19/150=0,126 MPa=1,26 kg/cm^2 arasında hesaplanmıştır.

Mühendislik problemleri açısından (Şişme, Oturma, Taşıma Gücü vb.) değerlendirmeler neticesinde;

- Deniz taban seviyesi Mendirekte 11 m derinliğe kadar ulaşmaktadır.
- Deniz tabanında itibaren ilk 3 metrelik kısım taşıma gücü açısından zayıf birimdir.

Çalışma alanı 4. derece Deprem Bölgesinde yer almaktadır. Bundan dolayı önlemli alan 4 olarak değerlendirilmiştir.

9. SONUÇ VE ÖNERİLER

Kıyı ve liman yapılarının projelendirilmesi ve inşası pek çok bilim dalının katkısını gerektirir. Çevreye zarar vermeyen ve yapılış amacına uygun hizmet verebilen kıyı yapıları ticari yaşam, turizm ve ulaştırma sektörüne getirdikleri canlılık nedeniyle ülkemiz ekonomisine büyük katkıları olan mühendislik yapılarıdır. Ülke ihtiyaçları göz önünde tutularak kıyılarımızda yapılması gereken çok sayıda kıyı liman yapısı Ulaştırma Bakanlığı tarafından projelendirilmekte ve yatırım planına alınmaktadır. Ülke kaynaklarımız göz önüne alındığında kıyı liman yapısının doğru tasarımı, en uygun ve ekonomik inşaat yönteminin seçilmesi ülke ekonomisi açısından büyük önem taşımaktadır. Kıyı yapılarının projelendirilmesinde jeolojik ve geoteknik faktörlerin doğru belirlenmesi ve doğru değerlendirilmesi, yapı tipini, inşa metodunu etkileyecek ve yapının en ekonomik şekilde inşa edilmesi için gerekli verileri sağlayacaktır. Çalışma Alanya Uğrak köyü Balıkçı Barınağı örneğinde mevcut zemin koşullarının yapı projesine olan etkisi ve inşa metodunu tamamen değiştirdiği göstermiştir. İncelenen liman yapısının proje aşamasında gerçekleştirilen zemin incelemesi, ülkemiz doğal kaynakları ile güvenli bir şekilde inşa edilebilir bir projenin hazırlanmasını sağlamıştır. Üç tarafı denizlerle kaplı ülkemizde, kıyı

yapılarının projelendirilmesinde zemin etüdlerinin planlanması ve yapılması gereken çalışmaların konu ile ilgili bölümlerin lisans programları ders listesine eklenmesi önerilmektedir.

KAYNAKLAR

Ayhan N., (2005), "Kıyı-Liman Planlama ve Tasarımı", Arkan Yayınevi, İstanbul

Bilge S., (2003), "Kıyı ve Liman Yapıları (Alanya Yat Limanı)", PAÜ Mühendislik Fak. İnşaat Mühendisliği Bölümü, Diploma Çalışması, Yön: Y. Doç. Dr. Devrim Alkaya, Denizli

CIRIA/CUR (1991), "Manual on the Use of Rock In Coastal and Shoreline Engineering", Construction Industry Research and Information Association, Ciria Pub. 83/Cur Report 154, London.

Gerwick B.C., (2000), "Construction of Marine and Offshore Structures", Edt: M.D. Morris,.Second edition, CRC Press, Newyork

Şekercioğlu E., (1998), "Yapıların Projelendirilmesinde Mühendislik Jeolojisi", Ankara.

Toğrol E., Özüdoğru K., (1992), "Deniz Geotekniği", Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul

Yıldız Ş., Gülerdoğan E, Özmeral C., (2011), "Uğrak Köyü Balıkçı Barınağı projesi Jeolojik Jeofizik Etüdü Raporu", Ulaştırma Bakanlığı DLH Antalya Bölge Antalya ili, Alanya ilçesi, İstanbul

Yüksel, Y., Çevik, E., Çelikoğlu, Y. (1998), "Kıyı ve Liman Mühendisliği", TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Ankara.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

GRANÜLER POMZA ZEMİNLERİN TAŞIMA GÜCÜNÜN LABORATUAR DENEYLERİ İLE BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF THE BEARING CAPACITY OF GRANULAR PUMICE SOILS BY LABORATORY TESTS

Mustafa YILDIZ [1] **Ali Sinan SOĞANCI [2]**

ABSTRACT

Pumice soils are countered in many projects such as transportation roads, channels and residental units throughout the World. The pumice deposits are characterized by the vesicular nature of their particles. When the pumice soils are evaluated considering the geotechnical viewpoint, they differ from silica sands in terms of physical and engineering characteristics. These differences are low grain strength, high friction angle, void ratio and compressibility. At stresses greater than a few hundred kPa, the stress-strain-strength behaviour of these soils is determined by particle crushing. Particle crushing leads to changes in the density and reduction in the components of shear stress due to expansion. In this study, the bearing capacity and behaviour of granular pumice soils compared to sand-gravels were investigated by laboratory model tests. Firstly the geotechnical properties of granular pumice soils were determined; then, the behaviour of pumice soils with an equivalent diameter of sand and gravel soils were investigated by model rectangular and circular foundation types and were compared with each other. For this purpose basic types of model footing (15*15 cm, 20*20 cm, ϕ=15 cm and ϕ=20 cm) have been selected. When the experimental results of model bearing capacity are analyzed, the values of sand and gravel bearing capacity tests were found to be 1.0-1.5 times higher than the bearing capacity of pumice the same size. This fact has shown that sand and gravel have a higher bearing capacity than pumice of the similar particle sizes.

Key word: Pumice soils, bearing capacity, laboratory model tests, Nevşehir

ÖZET

Pomza zeminlere Dünya'da ve Türkiye'de yerleşim birimlerinde, ulaşım yollarında, kanal inşaatları gibi birçok projede rastlanmaktadır. Pomza depozitleri danelerin peteksi (vesicular) yapısı ile karakterize edilirler. Pomza zeminlere geoteknik açıdan bakıldığında silika kumlarından fiziksel ve mühendislik kararkterleri olarak farklılık sergiler. Bu farklılıklar düşük dane dayanımı ve yüksek sürtünme açısı, boşluk oranı ve

[1] Doç. Dr., Selçuk Üniversitesi Müh. Fakültesi İnşaat Müh. Bölümü, musyildiz@selcuk.edu.tr
[2] Yrd. Doç. Dr., Necmettin Erbakan Üniversitesi Müh.-Mim. Fakültesi İnşaat Müh. Bölümü , alisoganci@konya.edu.tr

sıkışabilirliğidir. Pomza zeminlerin birkaç yüz kPa'dan daha büyük gerilmelerde gerilme-şekil değiştirme davranışlarında danecik ezilmesi malzemenin davranışı belirler. Danecik ezilmesi yoğunlukta değişmelere ve genleşmeden dolayı kayma gerilmesi bileşenlerinde azalmaya yol açar. Bu çalışmada, granüler pomza zeminlerin taşıma gücünü laboratuar model deneyleri ile belirlemeye yönelik araştırma yapılmış ve kum-çakıl zeminlere göre davranışının nasıl olduğu araştırılmıştır. İlk önce granüler pomza zeminin geoteknik özellikleri belirlenmiş, daha sonra belirli çap ve granülometriye sahip kum ve çakıl zemin ile buna eşdeğer çapa sahip pomza zeminlerin davranışları model dikdörtgen ve dairesel temel tipleri için incelenmiş ve birbirleriyle ile karşılaştırma yapılmıştır. Bu amaçla 15*15 cm, 20*20 cm, ϕ=15 cm ve ϕ=20 cm model temel tipi seçilmiştir. Model taşıma gücü deney sonuçları incelendiğinde kumda yapılan taşıma gücü deney sonuçları, aynı boyuttaki pomzada yapılan taşıma gücü deney sonuçlarından 1.0-1.5 kat arasında fazla değer vermiştir.

Anahtar kelime: pomza zeminler , taşıma gücü, laboratuar model deneyleri, Nevşehir

1. GİRİŞ

Pomza doğada kayaç ve granüler olarak bulunur. Bu tür zeminler bir seri volkanik patlamanın sonucu oluşur. Bu oluşan pomza parçaları, volkan bacalarının yakınından itibaren uzaklara doğru hava akımının etkisiyle, eski yüzey şekline uygun olarak depolanır. Oluşan bu yataklar zamanla erozyon ve akarsular tarafından taşınarak uygun havzalarda depolanabilirler (Rittman, 1976).

Günümüzde pomza birikintileri volkanik bölgelerde esasen sel düzlüklerinde ve nehir vadilerinde derin ve sığ zemin tabakaları halinde iri kum birikintileri halinde tepelik alanlarda bulunur. Pomza zeminlere Dünyada ve Türkiye'de yerleşim birimlerinde, ulaşım yollarında, kanal inşaatları gibi birçok projede rastlanılmaktadır. Pomza depozitleri danelerin peteksi (vesicular) yapısı ile karakterize edilirler. Herbir danecik ince bir delik ağı içerir, bunların bazıları birbirine bağlı ve dışa açık olabilir, bazıları ise danecik içinde tamamen izole edilmiş durumdadır (Wesley, 2001). Şekil 1 bir daneciğin, Şekil 2 ise birkaç parçacığın şematik diyagramını göstermektedir.

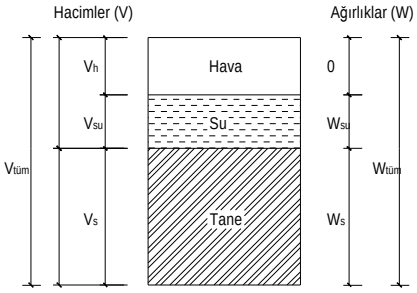
Şekil 1. Pomza danesi içindeki boşluklar (Pellegrino, 1966)

Şekil 2. Pomza daneciklerinin şematik gösterimi (Wesley, 2001).

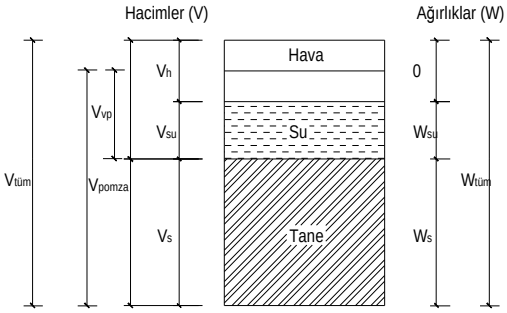
1.Katı malzeme 2. Dış boşluklar 3. İçsel boşluklar

Pomza zeminlere geoteknik açıdan bakıldığında fiziksel ve mühendislik özellikler itibariyle silika kumlarından olarak farklılık sergiler. Bu farklılıklar düşük dane dayanımı ve yüksek sürtünme açısı, boşluk oranı ve sıkışabilirliğidir. Pomza zeminlerin birkaç yüz kPa'dan daha büyük gerilmelerde gerilme-şekil değiştirme davranışlarında danecik

ezilmesi malzemenin davranışı belirler. Pomza daneleri tırnak kuvveti ile bir yüzeyde kolaylıkla ezilebilir. Geoteknik mühendisliğinde kalkerli ve karbonatlı zeminler haricinde danecik ezilmesi genellikle yüksek basınçta meydana gelir. Danecik ezilmesi yoğunlukta değişmelere ve genleşmeden dolayı kayma gerilmesi bileşenlerinde azalmaya yol açar. Pomza danelerinin sürtünme direnci yüksek olduğundan bu malzemelerin kritik durumda veya sabit hacimde sürtünme açısı kuvars kumuna göre daha yüksektir (Pender, 2006).
Esposito ve Guadagno (1998), yaptıkları bir çalışmada pomza zeminin daneler içi ve daneler arası boşluklara sahip olduğundan dolayı klasik bir zemine göre zemin faz diyagramında değişikliğe gidilmesi gerektiğini söylemişlerdir. Şekil 3 ve Şekil 4'de klasik bir zemin ile pomza zeminin faz diyagramları verilmiştir. Esposito ve Guadagno (1998)'e göre pomzanın hacmi (Vpomza), klasik bir zeminin hacmine göre (V) daha düşüktür. Çünkü pomzanın hem daneler arasında hem de daneleri içinde boşlukları vardır. Bundan dolayı Vpomza<V olduğunu belirtmişlerdir.



Şekil 3. Klasik Zemine Ait Faz Diyagramı (Esposito ve Guadagno, 1998)



Şekil 4. Pomza Zemine Ait Faz Diyagramı

Pomza zeminlerin geoteknik özelliklerinin belirlenmesine ve oluşturduğu sorunlara yönelik yapılan çalışmalarda; Bucher (1980), Tanzanya'daki Tukuyu bölgesinde bulunan pomza zeminin (kumun) sıvılaşmasından dolayı oluşan şev kaymasını incelemiş, pomza tabakasının kuru ve ıslak olmasına göre şev stabilitesinin değiştiği belirtilmiştir. Su altındaki koşulda, pomzanın yoğunluğunun çok düşük olmasının stabiliteyi etkilediği ve göçmenin çok düşük şev açılarında meydana geldiği ifade edilmiştir.

Fisher ve Schmincke (1984), pomzayı yüksek miktarda gaz boşluğu olan cam olarak tanımlamışlardır. Yaptıkları çalışmalarda akıntıyla veya hava taşımasıyla biriken parçacıkların genellikle volkanik krater civarlarında geniş bir alanda bulunduklarını bildirmişlerdir. Padillar (1995), Mexico Guadalajara pomzasının titreşim yüklerine karşı çok hassas olduğunu ve demiryolu titreşimlerine maruz kaldığında çok büyük ve zararlı oturmaların olduğunu tespit etmiştir. Larkin ve diğ. (1997), Puni pomza kumunun mühendislik özelliklerini belirlemeye yönelik bir dizi çalışma yapmışlardır. Çalışmaları sonucunda Puni pomzasının fiziksel özelliklerini, mukavemetini ve statik olarak gerilme-deformasyon özelliklerini belirlemişlerdir. Esposito ve Guadagno (1998), Vezüv dağı etrafındaki pomza zeminlerin geoteknik özellikleri ile ilgili araştırmada bulunmuşlardır. Araştırmacılar yağış durumunda pomza malzemenin içindeki boşlukların ne kadar su ile dolu olabileceğini ve bu malzemenin şev stabilitesinde oluşturacağı sorunları incelemişlerdir. Araştırmacılar pomza içerisinde bulunan boşluklardan dolayı pomza malzemesinin alışılagelmişin dışında bir geoteknik malzeme olduğunu ve davranışının farklı olduğunu belirtmişlerdir. Wesley (2001), pomza kumunun özgül ağırlığının ölçülmesi ve boşluk oranının tahminine yönelik bir çalışma yapmıştır. Okada ve ark.

(2003), yaptıkları çalışmada pomza zemince zengin olan bir karayolunda sismik tasarım ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Bu tip zeminlerde arazi malzeme özelliklerinin belirlenmesinde geleneksel yöntemlerin yetersiz kalacağını ifade etmişlerdir. Shimizu (2004), pomza zeminleri incelemiştir. Örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde direk kesme deneyi yapılmış normal gerilme uygulandığında boşluk oranının mukavemeti nasıl etkilediği araştırılmıştır. Pender, Wesley, Larkin ve Pranjoto (2006), kuru pomza kumu üzerinde bir seri üç eksenli deneyleri yapmışlardır. Deney sonuçlarında pomza kumunun sürtünme açısı, quartz kumuna göre daha büyük çıkmıştır. Bununla birlikte pomza kumunun kritik durum kayma mukavemetinin oluşması için büyük kayma deformasyonlarına maruz kalmasının gerektiği belirtilmiştir. Hind (2008), Yeni Zellanda'nın kuzey adasındaki pomza zeminlere inşa edilen kazıkların düşey performansı ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Düşük basınç mukavemeti ve yüksek sürtünme açısına sahip olan bu tip zeminlerin diğer kumlara göre farklı değerlendirilmesi gerektiğini belirtmişlerdir.

Bu çalışmada, granüler pomza zeminlerin taşıma gücünü laboratuar model deneyleri ile belirlemeye yönelik çalışma yapılmış ve kum-çakıl zeminlere göre davranışının nasıl olduğu araştırılmıştır. Granüler pomza zemin örneği Nevşehir İli merkezinden getirilmiş olup, bu zemin tabakaları yerleşim yerlerinde geniş alanlar kaplamakta, taşıma gücü ve oturma yönünden problemler oluşturmaktadır. Şekilde 5'de Nevşehir ili yerleşim alanı içinde granüler pomza tabakalarının varlığı görülmekte ve çoğu yerde bina temelleri bu tabaka üzerine oturmaktadır.

Şekil 5. Pomza Zemin Üzerine Inşa Edilen Binalar

Çalışmada granüler pomza zeminlerin davranışlarının kum ve çakıl zeminlerin davranışı ile benzerlik gösterip göstermediği, pomza dane çapına bağlı olarak taşıma gücünde ne tür değişikliklerin olduğu araştırılmıştır. İlk önce granüler pomza zeminin geoteknik özellikleri belirlenmiş, daha sonra belirli çap ve granülometriye sahip kum ve çakıl zemin ile buna eşdeğer çapa sahip pomza zeminlerin davranışları model dikdörtgen ve dairesel temel tipleri için incelenmiş ve birbirleriyle ile karşılaştırma yapılmıştır. Bu amaçla 15*15 cm, 20*20 cm, ϕ=15 cm ve ϕ=20 cm model temel tipi seçilmiştir. Model taşıma gücü deney sonuçları incelendiğinde kumda yapılan taşıma gücü deney sonuçları, aynı boyuttaki pomzada yapılan taşıma gücü deney sonuçlarından 1,0-1,5 kat arasında fazla değer vermiştir. Bu da kumun aynı boyuttaki pomzaya göre daha yüksek taşıma gücüne sahip olduğunu göstermiştir.

2. POMZA ZEMİNLERİN TAŞIMA GÜCÜNÜN LABORATUAR MODEL DENEYLERİ İLE BELİRLENMESİ

Zeminlerin taşıma gücünün belirlenmesinde laboratuar model deneyleri sıkça kullanılan yöntemlerden biridir. Granüler zeminlerin laboratuar model deneyleri ile taşıma gücünün belirlenmesine yönelik birçok çalışma yapılmıştır. Laman ve Yıldız (2004), yapmış oldukları çalışmalarında donatısız ve donatılı kum zeminlere oturan dairesel temellerin taşıma kapasitesini deneysel olarak araştırmışlardır. Zhu ve ark. (2001), sıkı kuru kum üzerindeki şerit ve dairesel temellerin taşıma kapasitelerindeki boyut etkisini ve temellerin şekil faktörü s^g 'yı sayısal ve deneysel çalışmalarla araştırmıştır. Sayısal sonuçlar, taşıma kapasitesinin temel boyutuyla birlikte üstel arttığını göstermiştir. Boushehrian ve Hataf (2003), donatılı kum zemin üzerinde yer alan model dairesel ve halka temellerin taşıma gücünün deneysel ve nümerik olarak araştırılması ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Çalışmalarında ilk donatı tabakasının derinliği, düşey aralık ve donatı tabakasının sayısının temellerin taşıma gücü üzerindeki etkilerini araştırmışlardır. Laman ve Keskin (2004), çalışmalarında kumlu zeminler üzerine oturan kare temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave düşey gerilme değerlerini model deneyler yaparak incelemişlerdir. Sıkılığın ilave düşey gerilme değerlerine etkisini araştırmak için deneyleri iki farklı sıkılıkta hazırlanan kum zeminler üzerinde gerçekleştirmişlerdir. Demiröz ve diğ. (2008), çalışmalarında, geogrid donatılı kum üzerine oturan sürekli temellerde taşıma gücünü etkileyen tasarım faktörlerini deneysel olarak incelemişlerdir. Mısır (2008), çalışmasında sıkıştırılmış granüler bir dolgu üzerine oturan dairesel yüzeysel bir temelin taşıma kapasitesi ve oturma davranışını incelemiştir.

3. LABORATUAR ÇALIŞMASI

Pomza zeminlerin taşıma gücünü belirlemeye yönelik model deneyler 85 cm genişliğinde, 85 cm uzunluğunda ve 85 cm yüksekliğinde bir küp kasa içerisinde yapılmıştır. Model temelin altındaki kayma yüzeylerini ve kabarmaları gözlemlemek amacıyla deney tankının ön ve arka yüzeyine 20 mm kalınlığında temperli cam yapılmıştır. Camda 2.5×2.5 cm 'lik bir karelaj yapılmıştır. Deney kasası yükleme çerçevesi içine monte edilmiştir.

Deneysel çalışmada 15×15 cm kare, 20×20 cm kare, $f=15$ cm ve $f=20$ cm dairesel olmak üzere dört farklı model temel tipi kullanılmıştır. Model temeller, 20mm kalınlığında rijit metal plakalardan yapılmıştır. Deney sırasında düşey yük ölçümleri yük hücreleri ile yer değiştirmeler ise LVDT deplasman ölçerler, potansiyometrik cetveller kullanılarak yapılmıştır. Bu aletlerden okunan değerler anında bilgisayara CoDA isimli veri toplama (data logger) sistemi vasıtasıyla aktarılmış ve kayıt altına alınmıştır. Deneylerde kullanılan yük hücreleri ve bağlantı sistemleri şekil 6 ve şekil 7'de görülmektedir.

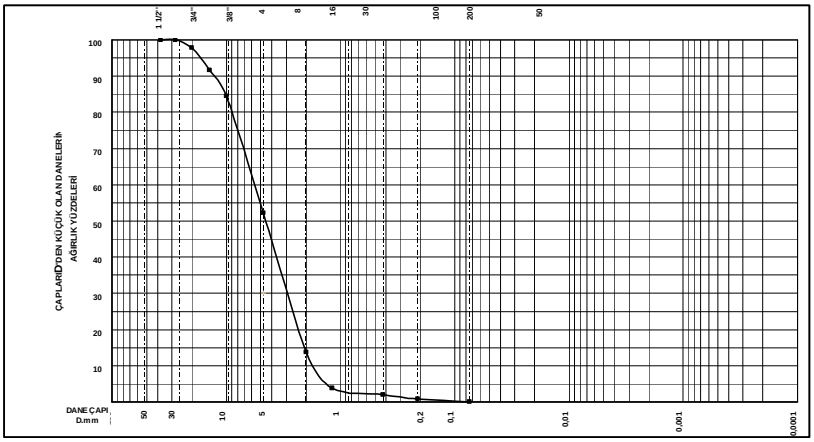
Şekil 6. Deneylerde Kullanılan Ölçüm Düzeneği **Şekil 7.** LVDT'lerin Yerleşim Düzeni

3.1. Deney Programı

Çalışmada granüler pomza zeminlerin davranışlarının kum ve çakıl zeminlerin davranışı ile benzerlik gösterip göstermediği, pomza dane çapına bağlı olarak taşıma gücünde ne tür değişikliklerin olduğu araştırılmıştır. İlk önce granüler pomza zeminin geoteknik özellikleri belirlenmiş, daha sonra belirli çap ve granülometriye sahip kum ve çakıl zemin ile buna eşdeğer çapa sahip pomza zeminlerin davranışları model dikdörtgen ve dairesel temel tipleri için incelenmiş ve birbirleriyle ile karşılaştırma yapılmıştır.

3.1.1. Pomza Zeminin (Kumunun) Geoteknik Özelliklerinin Belirlenmesi

Çalışma alanından alınan pomza numunesi üzerinde yapılan elek analiz sonucu Şekil 8'de verilmiştir. Elek analizi TS 1900-2 (ASTM C136-06)'da belirtildiği şekilde yapılmıştır. Granülometri eğrisinden doğal pomza zeminin kum boyutu %56, çakıl boyutu %44 'dır.



Şekil 8. Pomzanın Granülometri Eğrisi

Farklı çaplarda hazırlanan pomza numunesi ile yapılan deney sonuçları Çizelge 1'de verilmiştir. Pomza numunesinin birim hacim ağırlık tayini TS 3529 (ASTM C 29)'a göre yapılmıştır. Özgül yoğunluk deneyleri 2 farklı yöntemle belirlenmiştir. Birincisinde, basit bir yer değiştirme tekniği kullanılmıştır ve (G_D) olarak isimlendirilmiştir. İkincisinde ise ölçümler standart piknometre ile yapılmış ve vakum ile hava çıkarılmıştır. Bu yöntem

ASTM 854-10 (TS 1900-2) standart yöntemidir. Bu yöntem ile elde edilen değer standart değerdir ve (G_S) olarak isimlendirilmiştir. Kesme kutusu deneyleri ASTM D-3080 standartlarına göre yapılmıştır. Deneylerde kurutulmuş numuneler kullanılmıştır.

Çizelge 1. Farklı Pomza Çapları Için Elde Edilen Özgül Yoğunluk, Kuru Birim Hacim Ağırlık, Porozite, Boşluk Oranı Ve Kesme Kutusu Deney Sonuçları

Dane Çapı (mm)	Direk Değer Vakum Uygulanmadan (G_D)	Standart Değer Vakum Uygulanarak (G_S)	Kuru birim hacim ağırlğı kN/m^3	Özgül yoğunluk (Standart Yöntem)	n	e	İçsel Sürtünme Açısı (φ)
9,51 – 19	0.91	1.82	8,35	1,82	0,53	1.14	29,43
4,76 - 9,51	0.99	1.84	8,75	1,84	0,51	1.06	32,73
2 – 4,76	1.50	1.87	9,30	1,87	0,49	0,97	33,82
1 – 2,00	1.75	1.91	9,58	1,91	0,48	0,95	33,87
0,5 – 1,00	1.87	1.96	9,88	1,96	0,48	0,94	34,43

3.1.2. Laboratuar Model Taşıma Gücü Deneyleri

Granüler pomza zeminlerin davranışlarının kum ve çakıl zeminlerin davranışı ile benzerlik gösterip göstermediği ve pomza dane çapına bağlı olarak taşıma gücünde ne tür değişikliklerin olduğunu belirlemek amacıyla pomza zeminin granülometrisi ASTM C136-06 ’da belirtildiği şekilde belirlenmiş, 4.76 mm elek üzerinde kalan kısım çakıl boyutunda pomza olarak adlandırılmış, bu kısım 4.76 mm üstü eleklerden geçirilerek belirli guruplara ayrılmıştır. 4.76 mm elekten geçen kısım kum boyutunda pomza olarak adlandırılmış bu kısım 4.76 mm altı eleklerden geçirilerek belirli guruplara ayrılmıştır.

Ayrıca araziden kum-çakıl numune getirilmiş, bunlarda 4.76 mm elekten geçirilerek kum ve çakıl boyutları ayrılmıştır. Hazırlanan kum-çakıl ve pomza numuneleri graüler pomzanın arazideki relatif sıkılığına (%65) eşdeger sıkılıkta tanka yerleştirilmiştir.
Deneyler iki gurp olarak yapılmıştır.

Kum ve çakıl zemin üzerinde yapılan deneyler;

a) Kum üzerinde deneyler: Pomza granülometrisine uygun olarak hazırlanan ve 4.76mm elek altına geçen kum numunelerden 0,2-1,0 mm çaplı numunelerden % 8 oranında, 1,0 – 4,76 mm çaplı numunelerden % 92 oranında alınarak karıştırılmış ve tanka %65 sıkılıkta yerleştirilmiştir. Deneyler 15*15 cm kare, 20*20 cm kare, ϕ=15 cm daire ve ϕ=20 cm daire model temeller için yapılmıştır.

b) Çakıl üzerinde yapılan deneyler: Pomza granülometrisine uygun olarak hazırlanan ve 4.76mm elek üstünde kalan çakıl numunelerden 4,76-10 mm çaplı numunelerden % 69 oranında, 10 – 20 mm çaplı numunelerden % 30 oranında, 20 – 40 mm çaplı numunelerden % 1 oranında alınarak karıştırılmış ve tanka %65 sıkılıkta yerleştirilmiştir. Deneyler 15*15 cm kare, 20*20 cm kare, ϕ=15 cm daire ve ϕ=20 cm daire model temeller için yapılmıştır.

Pomza zemin üzerinde yapılan deneyler;

a) Kum boyutundaki pomza: Pomza granülometrisine uygun olarak hazırlanan ve 4.76mm elek altına geçen 0,2-1,0 mm çaplı pomzalardan % 8 oranında, 1,0 – 4,76 mm çaplı pomzalardan % 92 oranında alınarak karıştırılmış ve tanka %65 sıkılıkta yerleştirilmiştir. Deneyler 15*15 cm kare, 20*20 cm kare, ϕ=15 cm daire ve ϕ=20 cm daire model temeller için yapılmıştır.

b) Çakıl boyutundaki pomza: Pomza granülometrisine uygun olarak hazırlanan ve 4.76mm elek üstünde kalan 4,76-10 mm çaplı pomzalardan % 69 oranında, 10 – 20 mm çaplı pomzalardan % 30 oranında, 20 – 40 mm çaplı pomzalardan % 1 oranında alınarak karıştırılmış ve tanka %65 sıkılıkta yerleştirilmiştir. Deneyler 15*15 cm kare, 20*20 cm kare, ϕ=15 cm daire ve ϕ=20 cm daire model temeller için yapılmıştır.

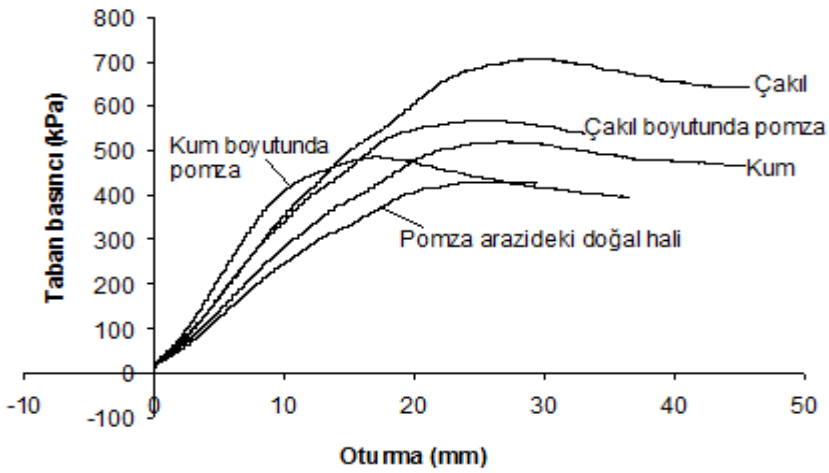
c) Pomza doğal hali: Pomzanın arazideki granülometrisine uygun olarak (kum ve çakıl boyutu karışık- 0.2mm-20 mm arası) tanka %65 sıkılıkta yerleştirilmiştir. Deneyler 15*15 cm kare, 20*20 cm kare, ϕ=15 cm daire ve ϕ=20 cm daire temeller için yapılmıştır (Şekil 9 ve Şekil 10).

Şekil 9. Kum Boyutunda Pomza Üzerinde

Şekil 10. Çakıl Boyutlu Pomza Üzerinde

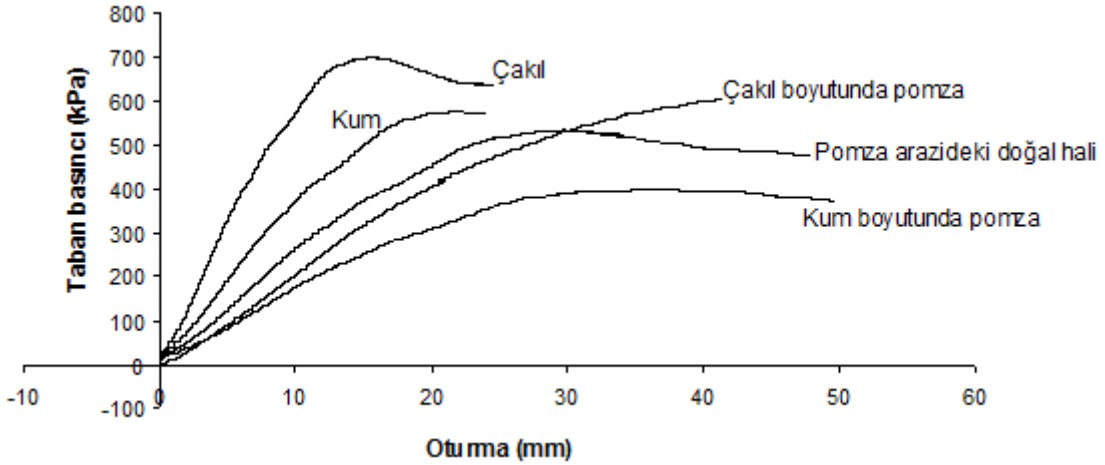
4. LABORATUAR MODEL TEMEL TAŞIMA GÜCÜ DENEY SONUÇLARI

Şekil 11, 12, 13 ve 14'de, ϕ=15 cm daire, 15*15 cm kare, ϕ=20 cm daire ve 20*20 cm model kare temel için taşıma güçleri pomza ve kum için kıyaslamalı olarak verilmiştir.



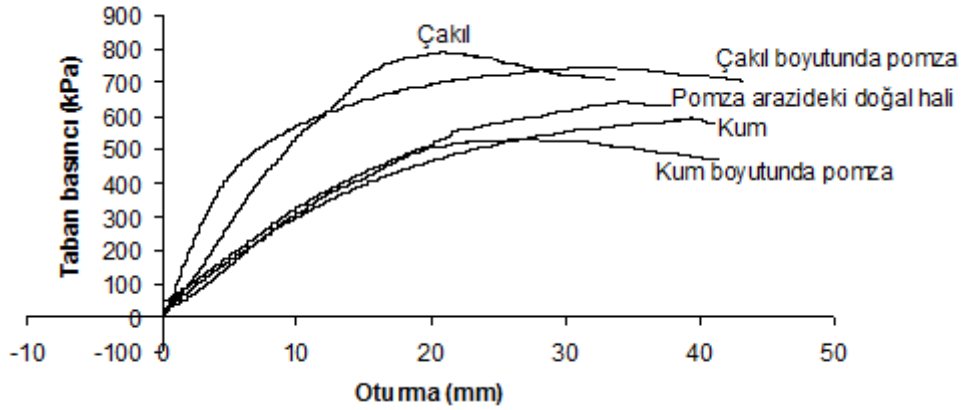
Şekil 11. ϕ=15 cm Model Temel İçin Kıyaslamalı Taban Basıncı-Oturma Grafikleri

Şekil 11'deki ϕ=15 cm model temel için elde edilen oturma-yük eğrisinden görüleceği üzere aynı granülometriye sahip çakıl ile çakıl boyutundaki pomza karşılaştırıldığında çakılda sınır taşıma gücüne 720 kN/m^2'de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada 580 kN/m^2'de ulaşılmıştır. Aynı granülometriye sahip kum ile kum boyutundaki pomza karşılaştırıldığında kumda sınır taşıma gücüne 530 kN/m^2'de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada sınır taşıma gücüne 480 kN/m^2'de ulaşılmıştır. Pomzanın arazideki granülometrisi ile yapılan deneyde ise sınır taşıma gücüne 430 kN/m^2'de ulaşılmıştır.



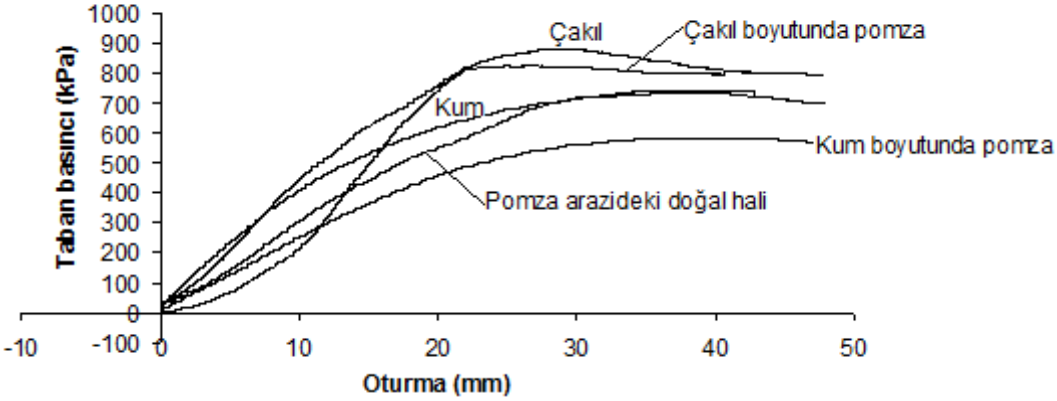
Şekil 12. 15*15 cm Model Temel İçin Kıyaslamalı Taban Basıncı-Oturma Grafikleri

Şekil 12'deki 15*15 cm model temel için elde edilen oturma-yük eğrisinden görüleceği üzere aynı granülometriye sahip çakıl ile çakıl boyutundaki pomza karşılaştırıldığında çakılda sınır taşıma gücüne 700 kN/m^2'de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada 620 kN/m^2'de ulaşılmıştır. Aynı granülometriye sahip kum ile kum boyutundaki pomza karşılaştırıldığında kumda sınır taşıma gücüne 580 kN/m^2'de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada sınır taşıma gücüne 400 kN/m^2'de ulaşılmıştır. Pomzanın arazideki granülometrisi ile yapılan deneyde ise sınır taşıma gücüne 530 kN/m^2'de ulaşılmıştır.



Şekil 13. ϕ=20 cm Model Temel İçin Kıyaslamalı Taban Basıncı-Oturma Grafikleri

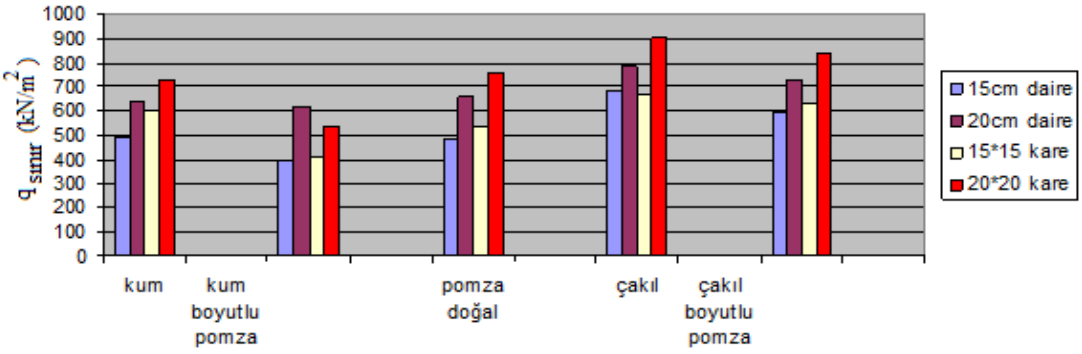
Şekil 13'deki ϕ=20 cm model temel için elde edilen oturma-yük eğrisinden görüleceği üzere aynı granülometriye sahip çakıl ile çakıl boyutundaki pomza karşılaştırıldığında çakılda sınır taşıma gücüne 800 kN/m$^{2'}$de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada 750 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır. Aynı granülometriye sahip kum ile kum boyutundaki pomza karşılaştırıldığında kumda sınır taşıma gücüne 610 kN/m$^{2'}$de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada sınır taşıma gücüne 520 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır. Pomzanın arazideki granülometrisi ile yapılan deneyde ise sınır taşıma gücüne 660 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır.



Şekil 14. 20*20 cm Model Temel İçin Kıyaslamalı Taban Basıncı-Oturma Grafikleri

Şekil 14'deki 20*20 cm model temel için elde edilen oturma-yük eğrisinden görüleceği üzere aynı granülometriye sahip çakıl ile çakıl boyutundaki pomza karşılaştırıldığında çakılda sınır taşıma gücüne 910 kN/m$^{2'}$de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada 810 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır. Aynı granülometriye sahip kum ile kum boyutundaki pomza karşılaştırıldığında kumda sınır taşıma gücüne 720 kN/m$^{2'}$de ulaşılırken aynı boyuttaki pomzada sınır taşıma gücüne 580 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır. Pomzanın arazideki granülometrisi ile yapılan deneyde ise sınır taşıma gücüne 710 kN/m$^{2'}$de ulaşılmıştır. Şekillerdeki eğriden görüldüğü gibi pomzanın doğal haldeki sınır taşıma gücü kum ve çakıl boyutundaki pomza arasında kalmaktadır. Bu da yapılan deneyin uygunluğunu göstermektedir. Kum ve çakıl aynı boyuttaki pomzaya göre sınır taşıma gücüne daha düşük oturma değerinde ulaşmıştır.

Şekil 11, 12, 13 ve 14' de ϕ=15 cm, ϕ=20 cm, B=15*15 cm ve B=20*20 cm model temeller için kum ve kum boyutunda pomza ile çakıl ve çakıl boyutunda pomzanın $q_{sınır}$ (kN/m^2) değerleri kıyaslanmıştır. Sınır taşıma güçleri kıyaslanacak olursa ϕ=15 cm model temel için çakıl aynı boyuttaki pomzaya göre 1.24 kat, kum aynı boyuttaki pomzaya göre 1.10 kat, B=15*15 cm model temel için çakıl aynı boyuttaki pomzaya göre 1.12 kat, kum aynı boyuttaki pomzaya göre 1.45 kat, ϕ=20 cm model temel için çakıl aynı boyuttaki pomzaya göre 1.06 kat, kum aynı boyuttaki pomzaya göre 1.17 kat, B=20*20 cm model temel için çakıl aynı boyuttaki pomzaya göre 1.12 kat, kum aynı boyuttaki pomzaya göre 1.24 kat fazladır. Şekil 15'de ise farklı temel tipleri için kum, kum boyutlu pomza, pomzanın doğal hali, çakıl ve çakıl boyutlu pomzanın taşıma basınçları sütun grafik olarak verilmiştir. Grafiklerden de görüldüğü gibi tüm temel tipleri için pomzanın taşıma basıncı aynı boyuttaki kum ve çakıla göre daha düşük çıkmıştır.



Şekil 15. Farklı Temel Tipleri İçin Taban Basınçlarının Sütun Grafikle Gösterimi

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, Nevşehir ili sınırları içinde bulunan ve yerleşim alanları içerisinde kalan pomza zeminlerin (kumların) taşıma gücü araştırılmıştır. Çalışmanın ilk aşamasında çalışma sahasından alınan pomzanın geoteknik özellikleri belirlenmiş, ikinci aşamada pomza zemin üzerinde laboratuarda model temel taşıma gücü deneyleri yapılmıştır. Yapılan çalışmaların değerlendirilmesi sonucunda;

- Pomza zeminler, geoteknik malzemeler içinde özel bir yere sahiptir. Davranışları, daneler içinde bulunan boşluklar ve boşluklar arası bağlantılardan dolayı farklılık göstermektedir. Pomza içinde bulunan boşlukların bazısı bir ağ şeklinde içsel boşlukları oluşturmakta, bazıları ise dış yüzeyinde bulunmaktadır. Bu da normal bir zemine göre hacimsel ve fiziksel özelliklerinin farklı olmasına yol açmaktadır.
- Özgül yoğunluk iki yöntem ile belirlenmiştir. Bütün dane boyutları için iki yöntem arasında oldukça belirgin bir fark görülmüştür. Ayrıca iki yöntemde de dane boyutu küçüldükçe özgül yoğunluk değeri artmıştır.
- Pomzanın kuru birim hacim ağırlığı dane çapı küçüldükçe artmıştır. 9,51 – 19 mm arası pomzanın kuru birim hacim ağırlığı 8.35kN/m^3 iken 0.50-1.00 mm arası pomzanın kuru birim hacim ağırlığı 9.88 kN/m^3 değerine çıkmıştır.
- Kesme kutusu deney sonuçlarına göre pomzanın dane çapı küçüldükçe içsel sürtünme açısı artmaktadır. 9.51-19 mm aralığındaki pomzanın içsel sürtünme açısı ϕ=29,43 iken, 0,5-1,00 mm aralığındaki pomzanın içsel sürtünme açısı ϕ=34,43 değerine çıkmıştır.
- Model taşıma gücü deney sonuçları incelendiğinde kum ve çakılda yapılan taşıma gücü deney sonuçları, aynı boyuttaki pomzada yapılan taşıma gücü deney sonuçlarından 1.06-1.45 kat arasında fazla değer vermiştir. Bu da kum ve çakılın aynı boyuttaki pomzaya göre daha yüksek taşıma gücüne sahip olduğunu göstermiştir. Model taşıma gücü eğrilerinden görüldüğü gibi pomzanın doğal haldeki sınır taşıma gücü kum ve çakıl boyutundaki pomza arasında kalmaktadır. Bu da yapılan deneyin uygunluğunu göstermektedir. Kum ve çakıl aynı boyuttaki pomzaya göre sınır taşıma gücüne daha düşük oturma değerinde ulaşmıştır.
- Kesme kutusu deneylerinden elde edilen sonuçlar ve model taşıma gücü deneylerinden elde edilen sonuçlar, pomzanın aynı boyuttaki kum ve çakıla göre benzer davranış gösterdiği, fakat daha düşük taşıma gücüne sahip olduğu, böylece pomza tabakasına oturan bina temellerinde taşıma gücünde bir miktar azaltma yapabileceği söylenebilir.

KAYNAKLAR

Bucher, F. (1980), Landslides caused by liquefaction of pumice gravel in Tukuyu District, Tanzania, 7th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Accra; Balkema; Rotterdam.

Demiröz, A., Tan, Ö., Erkan, İ. H. 2008. Geogrid Donatılı Kumların Taşıma Gücünü Etkileyen Tasarım Faktörlerinin Optimizasyonu, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onikinci Ulusal Kongresi, Selçuk Üniversitesi, Konya, 16-17 Ekim, 2:789-798.

Esposito, L. and Guadagno, F. M. (1998), "Some special geotechnical properties of pumice deposits" Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 57: pp. 41-50.

Fisher R.V., Schmincke, H.U. (1984), Pyroclastic rocks. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York.

Hind, K. 2008. Predicting axial performance of piles in pumiceous materials. Proc. 18th NZGS Geotechnical Symposium on Soil-Structure Interaction.

Laman, M., Keskin, M. S. 2004. Kumlu Zeminlere Oturan Kare Temeller Altında Düşey Gerilme Analizi, Türkiye Mühendislik Haberleri Sayı 431, 53-57.

Laman, M., Yıldız, A. 2004. Donatılı Kum Zeminler Üzerine Oturan Dairesel Temellerin Analizi, Birinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, 21-22 Ekim 2004, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.

Larkin,T.J., Pranjoto, S., Wesley, L. D. ve Pender, M. J. (1997), Engineering properties of a New Zealand Pumice Sand, in review, Geotechnique.

Mısır, G. 2008. Granüler Stabilize Dolgu ile İyileştirilen Yumuşak Kil Zeminlere Oturan Temellerin Analizi. Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisan Tezi.

Okada, W, Terzaghi, S., Cooper, J.Q., Patel, M.A. ve Adhikary, T.P. (2003), Sismic design of a highway in pumiceous land. 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering, Aucland, New Zealand.

Padillar, E. 1995. The Effect of the Produced Vibrations by the Urban Train on the Fillings of Pumiceous Soils, Proceedings: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dtnamics, St. Louis, Missouri, 733-736.

Pellegrino, A. (1966), "Propetà fisico-meccaniche dei terreni vulcanici del Napoletano". AGI 7th Convention for Geotechnics, Cagliari, Italy 3 : pp.113–145.

Pender, M.J., Wesley, L.D., Larkin, T.J., Pranjoto, S. (2006), "Geotechnical properties of a pumice sand" Soils And Foundations, Volume:46, Issue:1, pp. 69-81.

Rittmann, A. L. (1976), Volcanoes, Orbis Publishing, London.

Shimizu, M. 2004. Shear strength of undisturbed samples of weathered pumice soils. Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference, pp. 618-629, London, United Kingdom.

Wesley, L. (2001) Determination of Specific Gravity and Void Ratio of Pumice Materials. Geotechnical Testing Journal, Vol. 24, No. 4, pp. 418-422.

Zhu F., Clark, J. I. and Philips, R., 2001. "Scale effect of Strip and Circular Footings Resting on Dense Sand" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, July.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

DOYMAMIŞ ZEMİNİN SU-TUTMA VE HİDROLİK GEÇİRGENLİK ÖZELLİKLERİNİN HYPROP DENEYİ İLE KESİNTİSİZ TAYİNİ

CONTINUOUS DETERMINATION OF UNSATURATED SOIL'S WATER-RETENTION AND HYDRAULIC CONDUCTIVITY PROPERTIES WITH HYPROP TEST

İsfendiyar EGELİ [1] **Yavuz ŞAHİN [2]**

ABSTRACT

By using the newly introduced Hyprop testing method, 3 undisturbed-unsaturated clay soils (with the USCSM types: CL-ML, OL and CH) were tested to determine their hydraulic properties (water- retention and hydraulic conductivity characteristics). Results showed that under no overall stress change, matric suction do not stay constant and increases gradually with time upto a maximum point and then decreases. With decreasing PI and colloid content, if the initial void ratio is larger, pore size, air bubble size and time to reach the maximum matric suction increases. Yet, the max.matric suction value increases with clay's plasticity Index (PI) and colloid content (c). On the other hand, hydraulic conductivity and volumetric water content also do not stay constant under zero overall stress change and decreases with increasing matric suctions. On the other hand, hydraulic conductivities occuring at the maximum matric suctions decrease with increasing PI and colloid contents. Unfortunately no clear trend existed for the variation of the same parameter against the maximum matric suction. This needed further study.

Key Words: Soil Classification, Unsaturated Fine-Grained Soils, İnorganic Clay Colloids, Water Retention Test, Hydraulic Conductivity Test, Matric Suction, Lazer Diffraction Method.

ÖZET

Yeni geliştirilen Hyprop deney metodu kullanılarak 3 adet örselenmemiş ve doymamış kil zeminlerin (USCSM tipleri: CL-ML, OL, CH) hidrolik özellikleri (su-tutma vasıfları ve hidrolik geçirgenlikleri) tayin edilmiştir. Neticeler şunları göstermiştir; herhangibir basınç değişikliğine maruz kalınmaz ise (sıfır basıç değişikliği durumu), matrik emme basıncı sabit olmayıp belli bir maksimum değere kadar yavaşca artmakta sonra azalmaktadır. Eğer ilk boşluk oranı yüksek ise ve PI ile kolloid içeriği azalırsa, boşluk çapları ile hava kabarcığı boyutları

[1] Doç.Dr. , İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, isfendiyaregeli@iyte.edu.tr
[2] Ar-Gör., İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, yavuzsahin@iyte.edu.tr

artacağından, maksimum emme basıncına ulaşma süresi de uzamaktadır. Buna mukabil, PI ve kolloid içeriği artarsa, maksimum matrik emme basıncı da artmaktadır. Ayrıca, hidrolik geçirgenlik ve hacımsal su içeriği de sıfır basınç değişikliği durumunda, sabit kalmayıp matrik emme basıncı arttıkça azalır. Diğer taraftan, PI ve kolloid içeriği arttıkça, maksimum emme basınçlarındaki hidrolik geçirgenlikler azalır. Ancak, bu son parametrenin maksimum emme basıncına göre değişmesi hakkında yeterli bilgi edinilememiştir. Bu ileride araştırılmalıdır.

Anahtar Kelimeler: Zemin Sınıflandırması, Doymamış İnce-Daneli Zeminler, İnorganik Kil Kolloidleri, Su-Tutma Deneyi, Hidrolik Geçirgenlik Deneyi, Matrik Emme Basıncı, Lazer Difraksiyon Metodu.

1. GİRİŞ: DOYMUŞ-DOYMAMIŞ ZEMİNİN USCS SINIFLANDIRMASI

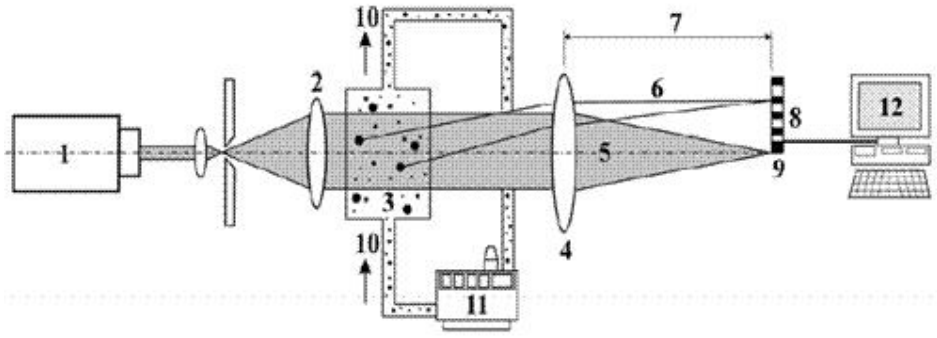
Dünyada geoteknik mühendislerince en çok kullanılan zemin sınıflandırma sistemi olan Birleşik Zemin Sınıflandırma Sistemi (USCS)'ine göre zemin dane boyutlarının tanımı Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. USCS'e göre Dane Boyutları

Birleşik Zemin Sınıflandırma Sistemi (USCS)	
Dane Tanımı	Boyut Aralığı(mm)
İri taş	>76,2
Çakıl	4,76-76,2
-Kaba	19,1-76,2
-İnce	4,76-19,1
Kum	0,075-4,76
-Very Coarse	-
-Kaba	2,0-4,76
-Orta	0,42-2,0
-İnce	0,075-0,42
-Çok İnce	-
İnce Maddeler*(silt ve kil)	<0.075
(*) Not: USCS silt, kil sınıfları dane boyutuna göre yapılmaz Zeminin değişik su içeriklerine tepkisine göre yapılır.	

USCS'te ince dane (silt-kil) sınıflandırması, daha hassas olan dane boyutuna göre değil, Plastisite Çizelgesi'ne göre yapılır. Daneleri ayırt etmek için kullanılan mekanik işleme "Dane Boyu Tayini" veya "Elek Analizi", eğrisine de "Dane Boyu Dağılım Eğrisi" denilir. Elek analizi ile çakıl, kum gibi kaba daneleri ayırt etmek mümkündür, ancak silt ve kil gibi ince daneleri ayırt etmek için hidrometre analizi kullanılır. Ancak bu şekilde USCS, silt, kil ve kolloid gibi ince daneleri ayırt etmez, onları ince malzeme adı altında tek grupta tanımlar. Kolloidler ortalama dane çapları 1 mikrometre (µm)'den ufak olan fakat 1 nanometre (nm)'den büyük olan daneler veya makro-moleküllerdir (Puls vd., 1991; Burden ve Sims, 1999). Imperial College'deki öncü araştırmacı A.W.Skempton killerdeki kolloid etkinliğine çok önce dikkati çekmiştir (Skempton, 1953). Pratikte dane çapı 0.002mm'den büyük olan ince daneli zeminlerin dane boyu dağılım (PSD) eğrisi hidrometre analizi ile yapılmaktadır. Bu ayni zamanda normal bir mikroskop ile görülebilen limitdir. Fakat, 0.002mm ile 0.000001mm

(10Aº) arasındaki dane boyları için ya elektron mikroskopu veya Lazer Difraksiyon Metodu (LDM) kullanılır (Şekil 2), (Ozer, 2006; Ozer vd., 2009).



Şekil 1-Kolloid boyutunu ayırt eden ve Gazi Üniv.'nin kullanılan Lazer Kırınım Cihazının Genel Kurulumu (Özer, 2006; Özer vd. 2009)

(Notlar: 1.lazer kaynağı, 2.Işın genişletici, 3.Ölçüm hücresi, 4.Fourier merceği, 5.herhangibir daneye çarpmayan ışın demeti, 6.Ayni büyüklükteki danelere çarparak kırılan ışınlar, 7.Mercek odak uzaklığı, 8.Çok elemanlı dedektör, 9.merkezi Dedektör, 10.Süspansiyonun akış yönü, 11.Numune ünitesi, 12.Bilgisayar).

2. DOYMUŞ-DOYMAMIŞ İNCE DANELİ ZEMİNİN GELİŞTİRİLMİŞ SINIFLANDIRMASI (USCSM)

USCS'i kulanıcı açıından geliştirmek için; ince daneli zeminler, silt, kil ve kolloid olarak 3 alt gruba ayrılabilir (Tablo 2). Yeni dane boyuna göre olan ve işce maddeler için yeni boyutlar içeren bu sınıflandırma sistemini orjinalinden (USCS) ayırmak için isimde de değişiklik yapılarak " (Değiştirilmiş Birleşik Sınıflandırma Sistemi, USCSM) denilmiştir. Burada M değiştirilmiş anlamındadır.

Tablo 2 – Önerilen USCSM'de silt, kil ve kolloidler için dane boyu aralığı.

İnce daneli Zemin Tipi		**Dane Boyu Aralığı (mm)**
Ana Grup	**Kısım**	
Silt	Kaba	0.075 – 0.02
	Orta	0.02 – 0.006
	İnce	0.006 – 0.002
kil	-	0.002 – 0.001
Kolloid	-	< 0.001

(Not: Kolloidler kil gibi davranır ve boyutları 0.001mm - 0.000001mm arasında değişir

3. DOYMAMIŞ ZEMİNİN HİDROLİK ÖZELLİKLERİNİN DENEYSEL TAYİNİ

3.1. Doymamış Zeminlerde Emme Basıncı ve Hidrolik Özellik ölçüm çalışmalarına Genel Bakış

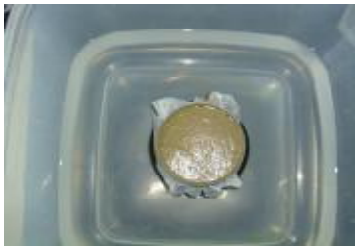
Doymamış zeminde emme basıncı, zeminin mühendislik davranışını etkiliyen önemli bir değişkendir. Emme basıncı, zemin suyuna uygulanan çekme kuvvetinin basınç olarak miktarıdır. Matrik emme basıncı ise herhangi bir zemin boşluğundaki hava basıncı ile sudaki basınç arasındaki farktır (Snethen, 1980; Fredlund ve Rahardjo, 1993). Toplam emme basıncı ise matrik ve osmotik emme basınçlarının toplamıdır. Matrik emme basıncı, zeminin kayma mukavemetini ve hidrolik özelliklerini etkiler (Fredlund ve Rahardjo, 1993; Çokca ve Tilgen, 2010). Matrik emme basıncının kapilarite, mineral yapı ve adsorpsiyon(yüzeyde tutunma) gibi özelliklerle de yakın ilişkisi vardır (Deka vd., 1995; Pan vd. 2010). Buna mukabil osmotik emme basıncı, boşluk suyundaki eriyik haldeki tuz içeriği ile ilgili olup şişme özelliğini etkiler (Rao ve Shivananda, 2005), fakat ayni iyon-yoğunluğuna sahip su içeriğinden bağımsızdır (Houston vd., 1994; Bulut vd., 2001). Bu sebeble, toplam emme basıncı yerine matrik emme basıncı, doymamış bir zeminin mühendislik davranışını anlamak ve öngörmek için önemli bir değişkendir. Filtre kağıdı metodu; hem toplam, hem de matrik emme basınçlarını ölçen en basit deneysel metod ise de, tensiyometre metodu; matrik emme basıncını hem daha çabuk, hem de daha hassas ölçebilmesi bakımından tercih edilmelidir (Houston vd., 1994; Deka vd., 1995; Bulut vd., 2001; Pan vd., 2010). Matrik emme basıncı; doymamış zeminin su-tutma, su geçirgenlik gibi hidrolik özellikleri ile de ilişkilendirilmektedir (Fredlund ve Rahardjo, 1993; Çokca ve Tilgen, 2010). Çalışmanın bu kısmındaki amaç, içersinde düşük (<10%) ile orta (10-30%) oranda inorganik kolloid bulunan doymamış killerin maksimum su-tutma ve maksimum su-geçirgenlik özellklerilerinin matrik emme basıncı tarafından nasıl etkilediğinin deneysel olarak ortaya konulmasıdır. Çünkü bu tür killerin bulunduğu geoteknik mühendisliği uygulamalarında sıkça rastlanılmaktadır.

3.2 Doymamış Zeminin Su-Tutma ve Hidrolik Geçirgenliğinin Hyprop Deneyi ile Tayini

Doymamış zeminlerde matrik emme basıncının artması ile hidrolik geçirgenliğin azalacağı bilinen bir husustur (Agus vd., 2003). Literatürde, doymamış bir zeminin (hidrolik geçirgenlik, hc ve su-tutma eğrisi, wrc gibi) hidrolik özelliklerinin tayini için önerilmiş çeşitli metodlar vardır. Bu metodların birçoğu (mesela; basınç plakası, fitre kağıdı, askıdaki kolon gibi deneyler) matrik emme basıncının doygunluktan tamamen kuruluğa kadar olan tam değişim aralığının ancak belli bir kısımı için devamlı ölçüm yapabilirler. Filtre kağıdı metodunda bu aralık ufak dereceli olabilir (birkaç kPA'lık basınçları kayıt eder), ya da diğer 2 sinde olduğu gibi orta dereceli (100 kPA'lık) veya yüksek dereceli (1000 kPA'lık basınçları kayıt eder. Ancak her alet bu basınçları ayrı ayrı kayıt ettiğinden, mütemadi kayıt olamaz. Doymamış zeminlerin mühendislik uygulamasındaki en çok karşılaşılan emme basıncı aralıkları ufak ve orta dereceli basınçların beraberce ve mütemadi kayıt edilebileceği ilk 2 aralıktır. Son zamanlarda Avrupa'da gelişirilen **HYPROP** (**Hy**draulic **Prop**erty Analyzer) deney aleti bu işi gereğince yapmaktadır (Van Genuchten, 1980; Peter ve Durner, 2006; Peter ve Durner, 2008; Schindler vd., 2010). Mütemadi okumaları gösteren deney neticeleri grafik halinde elde edilebilir.

3.2.1 Numune Hazırlama:

Bu deney de kullanılan ve yukarıda bahsedile Hyprop deney seti; önce numunenin "suya doygunluğu", sonra da "buharlaşma vasıtasıyla numuneden su kaybı yoluyla kurutma" prensiplerine göre çalıştığından, kullanılacak tercihan örselenmemiş numunenin kuru değil fakat oldukça ıslak (su muhtevası optimum'un üzerinde) ve suya doygunluk derecesinin de S=1'in altında fakat yakın olması, deneyin sağlıklı neticeler vermesi bakımından tercih edilmektedir. Çünkü ıslak örselenmemiş numune kullanılmaz ise numunenin birim hacım ağırlığını ve doygunluk derecesini bulmak zorlaşacaktır. Ayrıca, numune kuru (su muhtevası optimum'u çok altında) ise, hava miktarı çok artmış olacağından numuneyi doygunluğa getirmek hem çok zaman alacak ve belki de mümkün olamayacaktır. Numuneyi buharlaşma yoluyla su kaybettirmeden önce mutlaka S=1 olmalıdır. Bu bir nevi kalibrasyon gibidir. Gerisini deney seti zaten otomatik olarak ölçmekte ve hesaplamaktadır. Deneye başlamadan önce, 100mm iç-çaplı "Shelby tüp numunesindn, ince cidarlı 75 mm iç-çaplı Hyprop numune alıcısı yardımıyla kullanma numunesi alınır ve numunenin geri kalan traşlanan malzemesinden ilk su muhtevası numunesi alınarak en az 24 saat sonra okuma alamak üzere 105°lik fırına konur. Geri kalanının suyu içeriğini buharlaşmayla kaybetmemesi için üstü nylon örtü ile kaplanarak ters çevrilerek içinde havası alınmış saf su bulunan bir kapda doygunluğa erişinceye kadar tutulur. Hyprop numunesinin su almayan üst tarafında/yüzeyde, minimum 24 saat tutulduktan sonra ıslaklığın artmış olması, doygunluğa erişim (S=1) kriteri olarak deney seti imalatçısı (www.decacon.com) trafından hazırlanan "kullanıcı el-kitabı"nda tavsiye edilmiştir. Numune suyu alltan alacağından, su seviyesinin dışarıdaki kesici ucun 10mm altında kalmasına dikkat edilir (Şekil 2).



Şekil 2- Suya Doyurma işlemi.

Şekil 3-Bası sensörü montajı

Tensiyometreleri numunenin içine batırılmadan yerleştirmek, numunedeki bozulmayı asgariye indirmek için gereklidir. Bunun için deney seti ile gelen ve ayni çapa haiz delici burgu (auger) verilmiştir. Burgu kullanılarak tensiyometrelerin yerleşeceği delikler açılır. Sonra suyun içindeki hava alıcı şırıngalar yardımıyla, tensiyometreleri sensor ünitesine bağlayan tüm plastic borulardaki hava tamamen alınarak, biri kısa diğeri uzun olan 2 adet tensiometre ünitesi, sensor ünitesindeki yerine konur ve numune ünitesi yine ters çevrilerek, sensor ünitesi numune ünitesi ile birleştirildiğinde, içinde değişik boy uzunluğundaki tensiyometre sensörleri de, numunenin içine batmış olur. Böylece, uzun sensor numunenin tam orta seviyesine denk gelir. Bu işlemin çok dikkatli ve yavaşca yapılması gerekir, öyleki tensiometrelerdeki okunan basınç, 1 bar'ı (100 kPa) aşmamalıdır, yoksa tensiyometreler arızalanır, anlamsız okumalar elde edildiğinden, tensiyometredeki hassas sensörlerinin yenilenmesi ve yeniden kalibrasyonu gerekir (Şekil 4).

Sensor ünitesinin altına konulan, PC'ye irtibat ünitesi bulunur. Bu her 3'ün bir arada olduğu zaman Hyprop deney numunesi asemblesi hazır olmuş olur. Bu asemblenin deney sei ile verilen hassas teraziye konulması ile numune buharlaşma yolu ile su içeriği kaybederken, deney, okuma alımları ve hesaplamalar otomatik olarak başlar (Şekiller 5-6).

Şekil 4- Hyprop deney seti kurulumu.

Şekil 5 -İYTE'deki Hyprop seti.

Şekil 6-İYTE'deki Hyprop deneyleri

3.3. Buharlaşma Metodunu Kullanan Hyprop Deney Setine ait Teori:

Deney numunesi tam doygunluktan (S=1) itibaren buharlaşma yoluyla su kaybederken, suda çekme kuvveti ve neticesinde matrik emme basıncı oluşur. Bunun devamlı ölçümü yanında, düzgün doğrusal değişme kabul edilerek bulunan numunenin orta yerindeki hidrolik geçirgenlik değişimi miktarı dikkate alınır ve hassa terazideki ağırlık farkından hacımsal su içeriği ve suyun akış hızı bulunur. Otomatik ölçüm, tensiyometrelerden biri kuru oluncaya kadar veya ağırlık farkı sıfır (0) oluncaya kadar devam eder. Numunenin son su içeriği fırında kurutma yoluyla (ASTM D 2216-10) belirlenir. Bu değerlerle, su tutma eğrisi ve doymamış hidrolik geçirgenlik değerleri sık aralıklarla (-) 100 kPA'ya kadar (İYTE'deki sensorlarla) veya (-) 1000 kPA'ya kadar (imalatçının değişik sensörleri kullanılırsa) otomatik ölçülerek aleteki yazılım kullanılarak bununur.

3.3.1. Su-Tutma ve Hidrolik-Geçirgenlik Açık Fonksiyonları:

Otomatik olarak değişik t^i zamanlarında, her 2 tensiometre'nin zemin numunesinde bulunduğu seviyede, sudaki çekme kuvvetlerinin sebep olduğu $(h_1)^i$ ve $(h_2)^i$ matrik emme basınçları (hPA veya kPA olarak) ile numunenin birim hacım ağırlığındaki değişmeler (gr/cc olarak) ölçülür. Sık sık okuma alındığı halde, okuma alınmayan zaman dilimine ait kısımdaki matrik emme basıncı ve su içeriği değişmelerinin numune yüksekliği (kolonu) boyunca doğrusal olduğu kabul edilerek ara noktalar bulunur. Son fırın kurutma yoluyla bulunan su içeriği PC'ye girilerek ve bundan buharlaşma esnasındaki su kaybı düşülerek ilk su içeriği bulunur. Bulunan su içeriği ile numune kırıntılarından deneyin başında elde edilen ilk su içeriğinin yakın olması deneyin başarısını kanıtlar.

Ortalama ilk su içeriği (θ^i) olarak alınarak ve buharlaşma ile kaybedilen su miktarı çıkarılınca, herhangi bir (t^i) zamanında ortalama sudaki çekme kuvveti (h^i) olduğuna göre, açık değeri $\theta^i(h^i)$ olan bir netice fonksiyonu elde edilir. İki farklı zaman noktası olan $t^{i-1}$and t^i deki Geçirgenlik fonksiyonunun hesaplanmasında da benzer hareket edilerek, tensiometrelerle ve zemin kolonunun merkezindeki kesitte su akımı miktarı, $q^i=1/2(\Delta V^i/\Delta t^i A).\Delta V^i$ olarak kabul edilir. Burada; ΔV^i cm^3 cinsinden kaybolan su hacmini ki bu ağırlık(su) kaybından bulunur, Δt^i ise iki zaman noktası t^{i-}ve t^i arasındaki zaman dilimidir, A ise cm^2 cinsinden zemin kolonunun kesit alanıdır. Hidrolik fonksiyonu verisi, aşağıdaki Darcy-Eşitliği ile bulunur.

$$K^i(h^i)'' = -(q^i)/(\Delta h^i/\Delta z+1) \qquad [1]$$

Burada;

$(h^i)'' = (1/4)[(h^{i-1})_1+(h^{i-1})_2+(h^i)_1+(h^i)_2]$, iki değerlendirme noktası arasında sudaki çekme;
K^i , (cm h^{-1}) cinsinden hidrolik geçirgenlik ile ilgili bağıntı; $\Delta h^i = (1/2)[(h^{i-1})_2-(h^{i-1})_1+(h^i)_2-(h^i)_1]$, her iki tensiometre arasında sudaki çekme farkının ortalama değeri;
$\Delta z = z^2-z^1$ (cm) cinsinden her iki tensiometre arasındaki mesafedir.

Tam doygunluğa yakın olup güvenilir olmayan K(h) veri setleri, tensiometrelerin okuma hassaslığına bağlı olarak filtre edilir. Hidrolik geçirgenliğin uzun zaman dilimli yeterli sayıdaki veri noktası alımını aşmak için, iki değerlendirme noktası arasındaki hem çekme hem de ağırlık eğrileri Hermit kanallı metotla (Schindler vd., 2010) enterpole edilir (ara noktalar bulunur). Bu şekilde okuma aralıklarının kısa olması sağlanır.

3.3.2 Tutma ve Geçirgenlik Fonksiyonları:

Normal hidrolik özellikler, θ(h) ve K(h) için olan normal parametrik fonksiyonlar tarafından tanımlanır. Hyprop ile 3 model seçilebilir. Bu modellerde, veri ölçümü doğrusal ve doğrusal olmayan optimizasyon işlemine olanak sağlayan veri ölçüm sistemi değişiklikleri yapılabilir. Bu çalışmalar için yapılan Hyprop deney setinde kullanılan deney malzemelerinin hidrolik özelliklerinin tayininde Genuchten/Mualem model (Van Genuchten, 1980) kullanılmıştır.

3.3.3. Van Genuchten-Mualem Modeli:

Bu model ile efektif doygunluk, $S_e= (\theta-\theta_r)/(\theta_s-\theta_r)$ ve matrik potansiyel, h'ye göre doymamış geçirgenlik, K aşağıdaki eşitlikler yardımıyla önceden bulunur (Van Genuchten, 1980);

$$S_e(h) = (1+(\alpha|h|)^n)^{1/(n-1)} \qquad [2]$$

$$K(h)=K_s(1+(\alpha|h|)^n)^{\tau(1/(n-1))}[1-(\alpha|h|)^{n-1}[1+(\alpha|h|)^n]^{1/(n-1)}]^2 \qquad [3]$$

Burada;
α = Hava–giriş noktası (değeri)
n = porozite
τ = kıvrımlık parametresi (hava kabarcıklı suyun dolaşacağı zeminiçi boşlukların kıvrımlılığı için)

Yukarıdaki [1-3] no.lu eşitliklerde, kalıcı su içeriği, θ_r; doygunluktaki su içeriği, θ_s; suda kabarcık oluşma noktasının (değerinin) tersi, α [cm^{-1}]; boşluk boyutu dağılımı, n [-] değerleri,

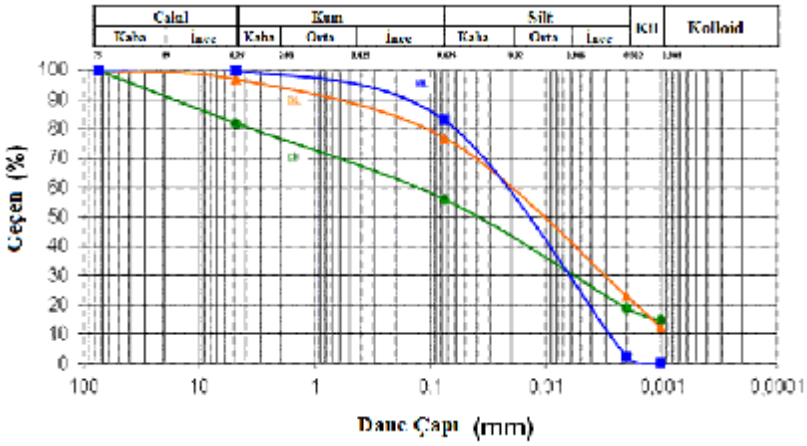
tutma fonksiyonuna girilecek değişkenlerdir. Bunlardan başka, kıvrımlık parametresi τ [-] ve doygun geçirgenlik, K_s girilerek geçirgenlik fonksiyonu elde edilir.

3.3.4. Parametrelerin Optimizasyonu:

$\theta(h)$ ve $K(h)$ fonksiyonları, deney aletinin içinde bulunan yazılım ile veri noktalarına adapte edilir. Bu adaptasyona doğrusal olmayan regresyon (metodu) uygulanır. Bununla birlikte, su içeriğinin zemin kolonu boyunca linea/doğrusal değişimi kabulu, her zaman geçerli olmayabilir (bilhassa kaba/yüksek boşluk oranlı veya yapılı zemin numunelerinde). Bu sebeble; bu tür problemlerde, ‘’integral uyum’’ diye adlandırılan tutma fonksiyonu düzeltmesi uygulanır (Van Genuchten, 1980; Peters ve Durner, 2006; Durner, 2008; Schindler vd. 2010).

3.4. Deney Numuneleri ve Yapılan Laboratuvar Deneyleri:

Bu çalışmada üç (3) adet değşiken Plastisite İndisli (PI, %), kolloid içerikli (c, %) doymamış ve örselenmemiş killi ve/veya siltli zemin numunesi kullanılmıştır. USCS veya USCSM’e göre bu zemin numunelerinin türleri: ML, OL ve CH’dir. Numuneler arazide yapılan deney metodu (ASTM D 6519-05) esnasında kullanılan ve örselenmemiş numune alma metodu olan ince cidarlı <Shelby Tüpleri> ile İzmir yakınındaki Tahtalı Gölü zemininden Ege Zemin İnş. Ltd. ve Ege Zemin Lab. tarafından yakın zamanda alınmış olup ve tüp uçları mumlanmış halde muhafaza edilmekteydi. Dairesel Hyprop alt-numunelerini <Shelby Tüp> numunelerinden, Hyprop’un ucu kesici yüzüğü vasıtası ile aldıktan sonra kalan kenar kırıntılarından, bu numunelere ait sınıflandırma amaçlı temel index laboratuvar deneyleri de ayni laboratuvar tarafından yapıldı. <Shelby Tüp> numunesinin kalanı yine mumlanarak deneylerden sonra bir süre saklandı. Alt-numunelerin bir kısmı da Lazer Difraksiyon Deneyleri (LDD) için Ankara’daki Gazi Üniversitesi bünyesindeki Teknik Eğitim Fakültesi’nin-Yapı Bölümü Laboratuvarı’na gönderildi ve orada denendi. Tüm LDD neticelerinde ayni deney aleti (Şekil 4) kullanıldığı için, hem -0.002mm ve hem de -0.001mm dane boyutları için ayni regresyon eşitliği ve korelasyon katsayısı (özer, 2006) kullanıldığı İYTE’ye bildirilerek neticeler gönderildi. Bu çalışmada verilenler, bu neticelerdir. Burada (-) işaret geçen %’yi gösterir. Neticeler Şekil 7 ve Tablo 3’dedir.



Şekil 7- Hyprop Deneylerinde Kullanılan 3 Numunenin Dane Boyu Dağılımı

Tablo 3 – Hyprop deneylerinde kullanılan 3 numunenin Laboratuvar Deneyi Neticeleri.

Zemin Tipi (USCS)	w_i (%)	SG -	Si (%)	e_i -	LL (%)	PL (%)	PI (%)	Elek Analzi (%)			Hidrometer Analizi (%)		Lazer Difraksiyon Analizi (%)		Hidrolik Geçirgenlik (mm/gün)
								<0.076 (mm)	Sand Size	Gravel Size	<0.0076 (mm)	<0.002 (mm)	<0.002 (mm)	<0.001 (mm)	
CH	29	2.76	91	0.88	52	22	30	56	26	18	56	31	18.8	14.7	0.02818
OL	31	2.72	93	0.91	45	25	20	77	20	3	77	38	23.0	12.0	0.001
ML	32	2.69	94	0.92	33	28	5	83	17	0	83	4	2.4	0.1	0.0631

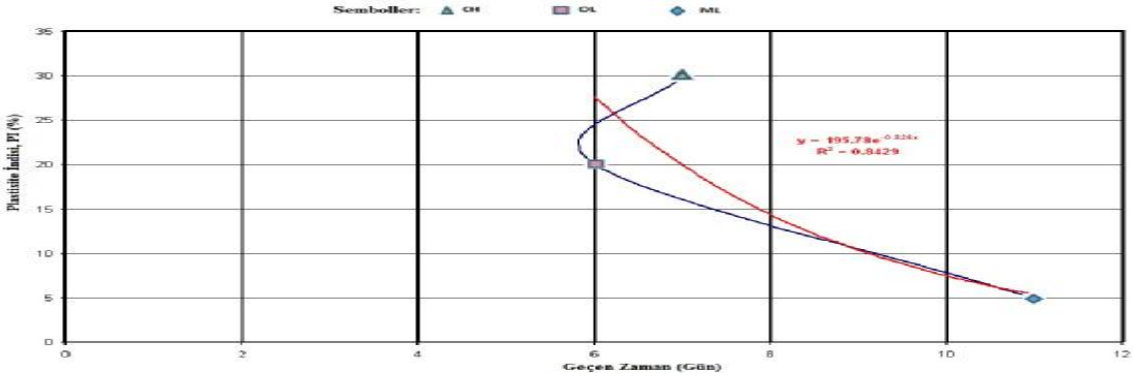
Görüldüğü gibi; Lazer Difraksiyon Metodu(LDM), hidrometre metoduna göre %60 daha düşük netice vermektedir. Diğer deyimle hidrometre metodu, ince daneli (yani kil ve kolloid boyutlu) zeminleri %40 daha yüksek çıkarmaktadır. Bu hidrometre deneyinin Stokes kanunu göre geliştirilen çökelme teorisinden dolayıdır ve bu yüzden yaklaşık neticeler verir (Wen vd., 2002; Ozer, 2006). LDM, kolloid boyutunun (-0.001 mm), dane dağılımı için de kullanılabilir. Neticeler alttaki Şekiller 8-14'te verilmiştir.

3.5. Hyprop Deney Neticelerinden elde edilen korelasyonlar:

Her 3 numuneye ait matrik emme basıncının zamana göre değişimi, hidrolik geçirgenliğin matrik emme basıncına göre değişimi, hacimsel su içeriğinin matrik emme basıncına göre değişimi, Hyprop deney seti tarafında otomatik olarak grafik halinde verilmektedir. Bunlar tez çalışmasında mevcuttur (Şahin, 2013). Burada sadece bu neticelerden elde edilen korelasyonlar verilecek ve bilahare uluslararası literatürdeki benzer çalışmalarla (varsa) kıyaslanacaktır. Hyprop deney neticelerinden aşağıdaki korelasyonlar elde edilmiştir.

3.5.1. <u>Maksimum Matrik Emme Basıncı'na ulaşma zamanının PI ile değişimi:</u>

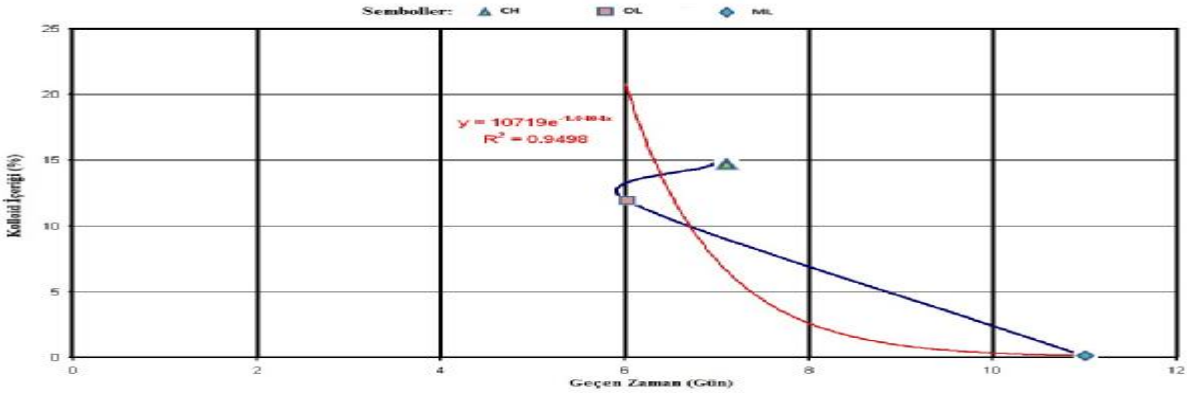
Hyprop deneylerinde kullanılan 3 numunenin, maksimum matrik emme'ye (kPA) ulaşma zamanının (gün) PI (%) ile değişimi ile incelenmiştir. Neticeler, PI (%) azaldıkçe (yani numune daha granüler hale gelirse (mesela; PI=20 veya 30'dan 5'e düşmesi gibi), numunenin maksimum matrik emme basıncına ulaşma zamanı uzamıştır (artmıştır), yeterki numunenin ilk boşluk oranı diğerine göre daha çok olsun. Düşük PI'li (ML) malzemesinin ilk boşluk oranı diğerlerine göre daha yüksekti ve bu ML numunesinde büyük hava kabarcıklarıyla doldurulan büyük boşluklar oluşturdu. Bu kabarcıklardaki hava basınçlarının difüzyon yoluyla eşitliğe (dengeye) ulaşması ve de maksimum emme basıncına ulaşması uzun zaman alabilir (Egeli, 1981; Egeli, 1992). Korelasyon katsayısı (R^2=0,8429) orta ise de, değişim belirgindir (Şekil 9).



Şekil 8- Maksimum Matrik Emme basıncına ulaşma zamanının PI'ya göre değişimi.

3.5.2. <u>Maksimum Matrik Emme Basıncı'na ulaşma zamanının Kolloid İçeriğine göre değişimi</u>:

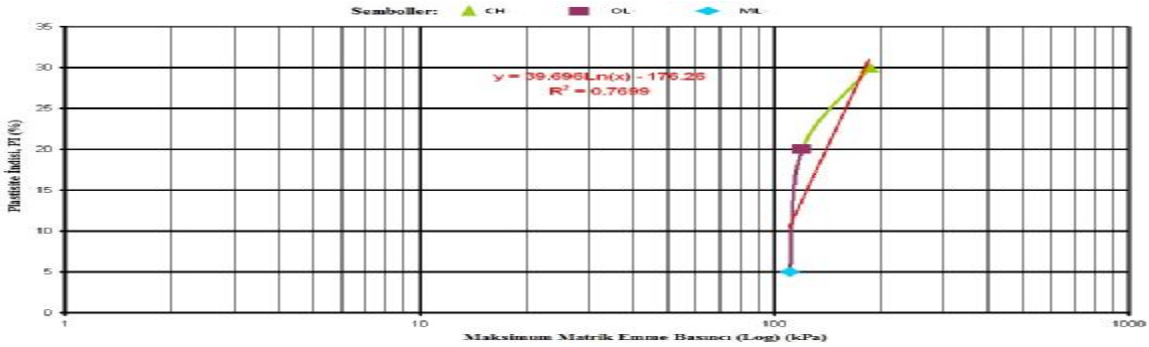
Neticeler, kolloid içeriği azaldıkça (12 veya 15'ten 0.1 %'e), maksimum matrik emmeye ulaşma zamanı arttmıştır, yeterki ilk boşluk oranı diğerlerine göre daha çok olmuş olsun. Düşük kolloid içerikli ML numunesinin ilk boşluk oranı daha çok olduğundan, daha çok hava kabarcığı tutabilmiş ve bunlardaki hava basınçlarının difüzyonla eşitlenebilmesi daha çok zaman almıştır (Egeli, 1981; Egeli, 1992). Korelasyon katsayısı (R^2=0.9498) yüksek ve değişim belirgindir (Şekil 10).



Şekil 9- Maksimum Matrik Emme Basıncına ulaşma zamanının Kolloid İçeriğine göre değişimi.

3.5.3. <u>Maksimum Matrik Emme Basıncı'nın PI'ya göre değişimi:</u>

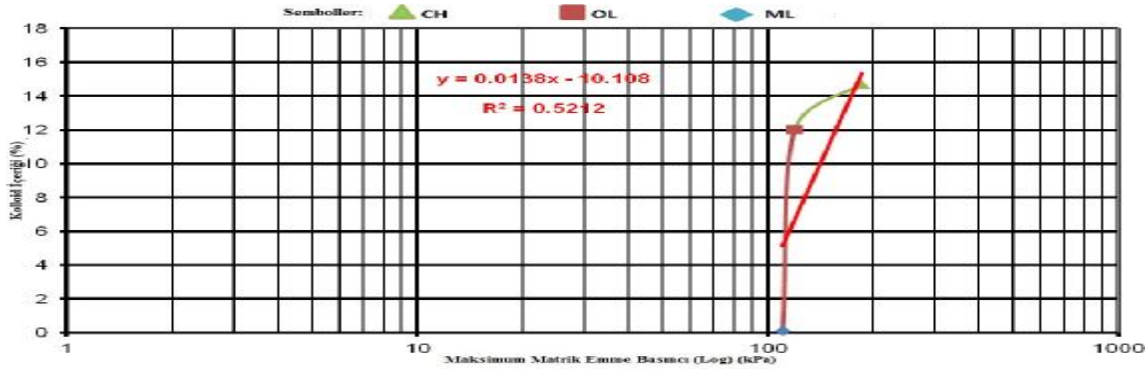
Tablo 3'te verilen neticelerin grafik hali göstermiştir ki; PI (%) arttıkça, maksimum emme basıncı da artmıştır. Her ne kadar korelasyon katsayısı (R^2=0.7699) orta ise de, değişim belirgindir (Şekil 11).



Şekil 10 - Maksimum Matrik Emme Basıncının PI ile değişimi.

3.5.4. <u>Maksimum Emme Basıncı'nın Kolloid İçeriği ile değişimi:</u>

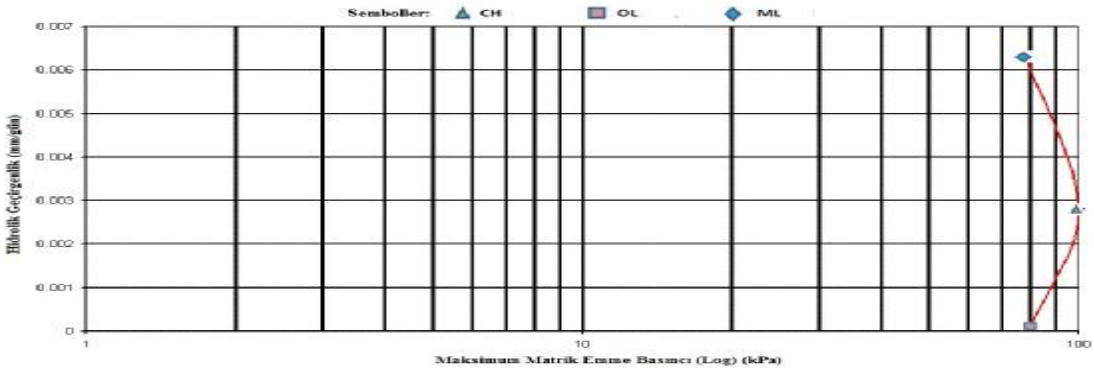
Tablo 3'te verilen neticelerin grafik hali göstermiştir ki; kolloid içeriği(%) arttıkça, maksimum emme basıncı'nın da artmıştır. Her nekadar korelasyon katsayısı (R^2=0.5242) düşük ise de, değişim belirgindir (Şekil 12).



Şekil 11 - Maksimum Matrik Basıncının Kolloid İçeriğine göre değişimi.

3.5.5. <u>Maksimum Emme Basıncındaki Hidrolik Geçirgenliğin Maksimum Emme Basıncı ile değişimi:</u>

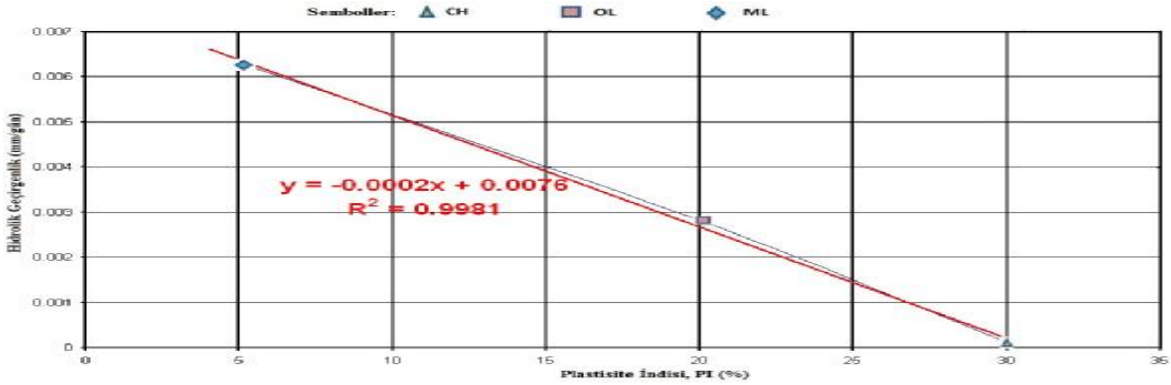
Daha önce de belirtildiği üzere, hidrolik geçirgenlik değerleri Tablo 3'te (mm/gün olarak) maksimum matrik emme basıncına (kPA cinsinden) karşıt gelen değerlerdir. Bunların maksimum emme basıncı ile değişimi hakkında belirgin bir yaklaşım görülememiştir. Bu husus, ileride tekrar üzerinde çalışmayı gerektirmektedir (Şekil 13).



Şekil 12 - Maksimum Emme Basıncındaki Hidrolik Geçirgenliğin Maksimum Emme Basıncı ile değişimi.

3.5.6. <u>Maksimum Matrik Emme Basıncı'ndaki Hidrolik Geçirgenliğin PI ile değişimi:</u>

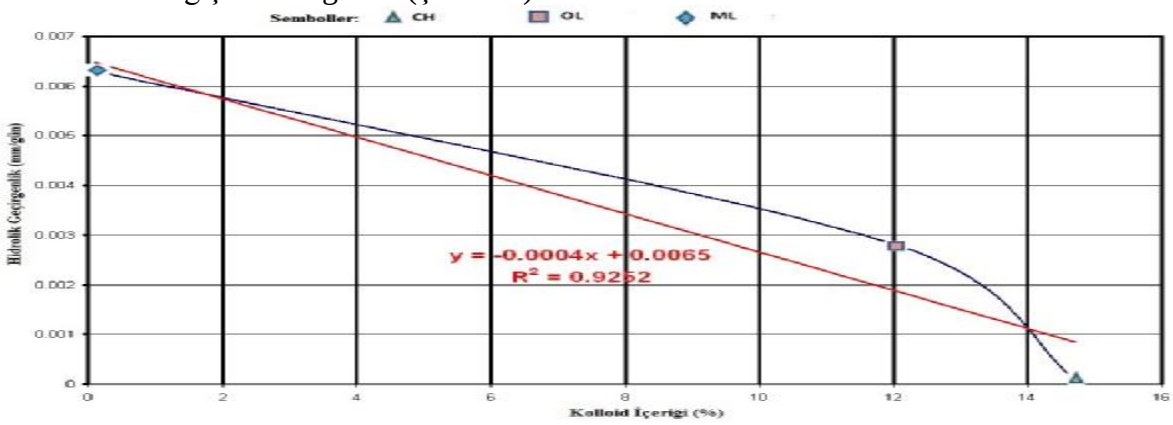
Tablo 3'te verilen neticelerin grafik hali göstermiştir ki; PI arttıkça, Maksimum emme basıncındaki hidrolik geçirgenliği azalmıştır. Korelasyon katsayısı (R^2=0,9981) yüksektir ve değişim belirgindir (Şekil 19).



Şekil 13 - Maksimum Emme Basıncındaki Hidrolik geçirgenliğin PI ile değişimi.

3.5.7. Maksimum Matrik Emme Basıncı'ndaki Hidrolik Geçirgenliğin Kolloid İçeriği ile değişimi:

Tablo 3'te verilen neticelerin grafik hali göstermiştir ki; kolloid içeriği arttıkça, maksimum matrik emme basıncındaki hidrolik geçirgenlik azalmaktadır. Korelasyon katsayısı (R^2=0,9262) yüksektir ve değişim belirgindir (Şekil 15).



Şekil 14 - Maksimum Emme Basıncındaki Hidrolik Geçirgenliğin Kolloid İçeriği ile değişimi.

3. Uluslararası Literatürdeki Çalışmalarla Hyprop Neticelerinin Kıyaslanması

Deney neticelerimiz vakit ve bütçe kısıtlaması nedeniye şimdilik sadece 3 tür zemini kapsamıştır. İleridki çalışmalarda bunların çeşitlendirilmesine çalışılacaktır. Hakem değerlendirmelerinde bu deney neticelerinin literatür'deki önceki çalışmalarla kıyaslanması istenmiştir. Ancak, derin bir literatür taraması yapıldığı halde bu neticeler ve parametrelerin birbiriyle olan değişimi çok yeni bir çalışma olduğundan, çalışılan parametrelerin birbiriyle olan değişimine dair önceki benzer çalışmalara rastlanılmadığı için bulunan neticelerle onların karşılaştırılması yapılamamıştır.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, silt kil ve kolloid dane boyutunu ayırt etmeyen ve Plastisite Çizelgesine dayanan USCS değiştirilerek, dane boyutu tayinine dayanan, daha kolay ve kesin netice veren bir zemin tanım metodu olan USCSM getirilmiştir. USCS'in geliştirildiği 60'lı yıllarda mümkün olmayan fakat daha sonra Lazer Difraksiyon Metodu gibi deneysel teknolojilerde kaydedilen ilerleme ile USCS'in USCSM olarak değişimi ve kullanımı artık mümkün olabilir. USCSM'in nasıl kullanılabileceğine örnek olarak Taiwan Hızlı Tren projesi dolgusunda kullanılan Tip I alt dolgu malzemesini örneği verilmiştir.

Doymamış ince daneli zeminin su-tutma ve hidrolik geçirgenlik gibi Hidrolik özelliklerinin Hyprop deney seti kullanarak nasıl tayin edileceğine örnek olmak üzere, yerel temin edilen CH, OL ve ML türü örelenmemiş zemin numuneleri üzerinde deneyler yapılmıştır. Deney neticeleri şunları göstermiştir:

- Herhangi bir basınç değişikliğine maruz kalınmaz ise (sıfır basıç değişikliği durumu), matrik emme basıncı sabit olmayıp belli bir maksimum değere kadar yavaşca artmakta sonra azalmaktadır.
- Eğer ilk boşluk oranı yüksek ise ve PI ile kolloid içeriği azalırsa, boşluk çapları ile hava kabarcığı boyutları artacağından, maksimum emme basıncına ulaşma süresi de uzamaktadır.
- Buna mukabil, PI ve kolloid içeriği artarsa, maksimum matrik emme basıncı(MMS) de artmaktadır.
- Ayrıca, hidrolik geçirgenlik ve hacımsal su içeriği de sıfır basınç değişikliği durumunda, sabit kalmayıp matrik emme basıncı arttıkça azalır.
- Diğer taraftan, PI ve kolloid içeriği arttıkça, maksimum emme basınçlarındaki hidrolik geçirgenlikler(HC-MMS) azalır.

Ancak, bu son parametre(HC-MMS)'nin maksimum emme basıncına(MMS) göre değişmesi hakkında yeterli bilgi edinilememiştir. Bu ileride araştırılmalıdır.

TEŞEKKÜR

Yazarlar bu çalışmada Lazer Difraksiyon Metodu deneyleri ve bu konudaki ilgili yardımları için başta Gazi Üniversitesi-Teknik Eğitim Fakültesi-Yapı Bölümü öğretim üyelerinden Doç.Dr. Mehmet Özer'e, denenen örselenmemiş zemin numunelerini temin eden Ege-Zemin İnş. Ltd. Şti'ne, bu numunelerin temel index deney neticelerini gerçekleştiren Ege-Zemin laboratuvarları'na ve Hyprop deney setinin alınmasını ile konuda çalışmalarımızı sağlayan İYTE-BAP022 projesine en derin teşekkürü borç bilirler.

5. KAYNAKLAR

Agus, S.S., Leong, E.C., and Rahardjo, H.(2003).“A fexible wall permeameter for measurements of water and air coefficients of permeability of residual soils”. Canadian Geotech. J. Vol. 40, 559-574.

AASHTO (1988).”Manual of Subsurface Investigations, Part 1”. American Association of State Highway and Transportation Officials”. Washington, D.C., USA.

ASCE (1978).“Soil Improvement –History, Capabilities and Outlook”. Committe on Placement and Improvement of Soils, Geotechnical Engineering Division, ASCE, USA, 182p.

ASTM D 2216 (2010).”Standard test methods for laboratory determination of water content of soil and rock by mass”. American Society for Testing and Materials, Phil., Pa., USA.

ASTM D 2487(1980).“Natural Building Stones: Soil and Rock”. Annual Book of ASTM Standards, Part 19, American Society for Testing and Materials, Phil., Pa.USA, 634 p.

ASTM D 4318(2005).”Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit and Plasticity Index of Soils”. American Society for Testing and Materials, Phil., Pa., USA.

ASTM D 6519-05 (2005)”Standard Practice for Sampling of Soil Using the Hydraulically Operated Stationary piston Sampler”. American Society for Testing and Materials, Phil., Pa., USA.

Bulut, R., Lytton, R.L. and Wray, W.K.(2001).“Suction measurements by filter paper. Expansive Clay Soils and Vegetative Influence on Shallow Foundations”, ASCE Geotechnical Publication 115,(ed.s: C. Vipulanandan, M.B. Adison, M. Hasen), ASCE, Reston, Virginia, 243-261.

Çokça, E., Tilgen, H.P.(2010).“Shear strength-suction relationship of compacted Ankara clay”, Applied Clay Science, Vol. 49, 400-404.

Deka R.N, Wairiu M, Mtakwa PW, Mullins CE, Veenendaal EM, Townend J.(1995).“Use and accuracy of the filter-paper technique for measurement of soil matric potential”. European J. of Soil Sci. Vol. 46, 233-238.

Egeli, I.(1981).”Pore Pressures and Volume Changes in Undrained Unsaturated Clays”. PhD. Thesis, Imperial College of Science and Technology (Univ.of London), London, 600p.

Egeli, I.(1992).”Some Tests for Studying Volume Change and Pore Water Pressure Behaviour of Unsaturated Clays on the Wet Side of Optimum Water Content”. Proc.45.th Canad. Geotech.Conf., Canad.Geotech. Soc., Toronto, Ont. Vol.1, 1-10.

Egeli, I., (2003).“Engineering Consultancy Report:Design and Construction Aspects of High-Speed Train Railway Embankments-An Overview”, Freelance Consultancy, THSRC Project, Taiwan.

Fredlund, D.G., Rahardjo, H.(1993).“Soil Mechnanics for Unsaturated Soils” John Wiley,USA.

Ozer,M.(2006).”Lazer Kırınım Yöntemi ile Zeminlerin Tane Büyüklüğü Dağılımının Belirlenmesi ve Hidrometre Yöntemi ile Karşılaştırılması, Doktora Tezi (in Turkish). Gazi Üniv. (www.gazi.edu.tr). Ankara-Tr.

Ozer,M., Orhan, M., Isık,N.S.(2009).”Determination of Particle Size Distribution of Soils by using Lazer Diffraction Method”(in Turkish), Proc. of 3.rd Geotech.Symp., Çukurova Univ., (www.cukurova.edu.tr) Adana-Tr.

Pan, H., Quing, Y. and Pei-Yong, L. (2010).“Direct and Indirect Measurement of Soil Suction in the Laboratory”, Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE), Vol 15, 1-14.

Peters, A., Durner W.(2006).”Improved estimation of soil water retention characteristics from hydrostatic column experiments”. Water Resources Research Vol. 42, İssue 11, W11401, DOİ10.1029/2006WR004952

Peters, A., Durner, W.(2008).”Simplified Evaporation Method for Determining Soil Hydraulic Properties”. J. of Hydrology, Vol 356, 147-162.

Rao, M. S., Shivananda, P.,(2005).“Role of osmotic suction in swelling of salt-amended clays”, Canad. Geotech. J., Vol. 42, 307-315.

Sahin, Y. (2013).“Laboratory Tests to Study Stability Mechanism of Rainfall Infiltrated Unsaturated Fine-Grained Soil Slopes Developing into Shallow Landslides and Their Hydraulic Properties”. MSc.Thesis prepared at the Izmir Institute of Technology-Civil Eng.’g Dept. www.iyte.edu.tr Gulbahce-Urla, İzmir 35430.

Schindler,U., Durner, W., Unold, G., Mueller, L. and Wieland R.(2010).”The Evaporation Method. Extending the measurement range of soil hydraulic properties using the air-entry pressure of the ceramic cup. J. Plant Nutr. Soil Sci., Vol. 173, 563-572.

Snethen D.R.(1980).“Characterization of expansive soils using soil suction data. 4th International Conference on Expansive Soils, 54-75.

TS 1900-2 (2006).“İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuarı Deneyleri-Fiziksel ve Mekanik Özelliklerin Tanımı, 2. Bölüm, Türk Standardları Enstitüsü (TSE), Ankara-Türkiye(in Turkish).
USAE-WES (1960).“The Unified Soil Classification System”. Technical Memorandum no.3-357, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., USA.

Wen, B., Aydin, A. and Duzgoren, N.S.(2002).”A Comparative Study of Particle Size Analysis by sieve-hydrometer and lazer diffraction methods”.Geotech.Testing J., 25(4), 434-442.

Van Genuchten, M.T.,(1980).A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils”. Soil Sci. Soc. Am. J., Vol 44, 892-898.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ZEMİN YOĞUNLUĞUNUN TDR YÖNTEMİ İLE BELİRLENEBİLİRLİĞİ

DETERMINABILITY OF SOIL DENSITY WITH TDR METHOD

Sami ARSOY[1] Cüneyt YILMAZ [2] Mehmet ÖZGÜR [3] Erdinç KESKİN [4]

ABSTRACT

TDR (Time Domain Reflectometry) is becoming an established method in determining the water content of soils. In recent years, TDR method is also used to obtain the density of soils. In this study, soil densities are estimated using the relation between the initial and the final voltage, obtained from TDR waveforms. Studies were made on two different sand samples. The values obtained were compared with the actual values and found that the majority of the results have less than 5% of margin of error.
.

Key Word: TDR, Density, Dry Density

ÖZET

Son yıllarda zeminlerin su içeriğini belirlemede sıkça kullanılan TDR (Time Domain Reflectometry) yöntemi, zeminlerin yoğunluklarının belirlenmesi amacıyla da kullanılmaktadır. Zeminlerin dielektrik katsayısı ve elektriksel iletkenlik değerlerine bağlı olarak yoğunluklarının hesaplandığı yöntem, 2005 yılında ASTM tarafından standart haline getirilmiştir. Bu çalışmada ise tipik bir TDR dalga formundan elde edilen başlangıç ve final voltaj değerleri ile dielektrik katsayısı arasında ilişki kurularak zeminlerin yoğunlukları belirlenebilirliği irdelenmiştir. Çalışmalar iki farklı kum numunesi üzerinde yapılmıştır. Elde edilen değerler gerçek değerleri ile kıyaslanmıştır. Sonuçların büyük bölümünde, elde edilen iki değer arasındaki hata payının %5' ten daha az olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: TDR, Yoğunluk, Kuru Yoğunluk

1. GİRİŞ

Yoğunluk veya birim hacim ağırlık, Geoteknik mühendisliğinde çok kullanılan zemin özelliklerinden bir tanesidir. Şev stabilite analizlerinden, zemindeki düşey ve yatay gerilme

[1] Prof.Dr., Kocaeli Üniversitesi, sarsoy@kocaeli.edu.tr
[2] Arş.Gör., Kocaeli Üniversitesi, cuneyt.yilmaz@kocaeli.edu.tr
[3] Arş.Gör.Dr., Kocaeli Üniversitesi, mehmetozgur@kocaeli.edu.tr
[4] Arş.Gör.Dr., Kocaeli Üniversitesi, erdinckeskin@kocaeli.edu.tr

değerlerinin belirlenmesine, konsolidasyon oturmalarından, kompaksiyon kontrolüne kadar, birçok geoteknik uygulamasında yoğunluk büyük önem arz etmektedir. Bu nedenle zeminlerin yoğunluklarını belirlemek amacıyla birçok yöntem geliştirilmiştir. Laboratuvarda hacim ve ağırlıkları bilinen kalıplar yardımıyla yoğunluk değerleri belirlenmektedir. Arazi uygulamalarında ise en genel kullanılan yöntemler; kum konisi yöntemi, balon yöntemi, nükleer yöntem bunlardan en çok kullanılanlarıdır. Yöntemlerin birçoğunda sonuçların geç elde edilmesi veya radrasyon tehlikesinin olması farklı yöntemler geliştirilmesine neden olmuştur. TDR (Time Domain Yöntemi) bunlardan bir tanesidir.

Elektriksel bir yöntem olan TDR yöntemi, 1950'li yıllarda radar prensiplerinden yola çıkılarak iletişim ve enerji endüstrisinde kullanılan kablolarda oluşan süreksizliklerin (hasarın), yerini ve boyutunu tespit etmek için geliştirilmiş bir ölçüm yöntemidir (M. Hartebrodt ve K.Kabitzsch, 2004). Daha sonra bir çok uygulamada yer bulan bu yöntem geoteknik mühendisliğinde zemin su içeriği ve yoğunlunun belirlenmesi için kullanılmıştır. 2005 yılında ASTM tarafından standart haline getirilmiştir (ASTM D6780 One Step TDR Method). Bu yöntem de farklı su içeriği ve yoğunlukta olan zeminler üzerinde ölçümler yapılarak, dielektrik katsayısı ve elektriksel iletkenlik değerlerine bağlı olarak zemine özgü korelasyon katsayıları elde edilmektedir. Daha sonra aynı zemin üzerinde yapılan tek bir ölçüm ile o koşuldaki yoğunluğu tespit edilebilmektedir.

One Step TDR metoduna alternatif olarak, TDR ile yoğunluğun belirlenmesi için S. Jung, V.P. Drnevich ve M.R. Abou Najm (2012) tarafından yeni bir yöntem geliştirilmiştir. Tipik bir TDR dalga formundan elde edilen başlangıç voltajı V_1 ile final voltajı V_f ve suyun yoğunluğu ile geleneksel olarak elde edilen zeminin kuru yoğunluğu değerleri ile zeminin dielektrik katsayısı K_a ilişkilendirilmektedir. Yöntemde bu ilişkilendirme $(V_1/V_f)(\rho_w/\rho_k)$ ifadesi ile K_a arasında yapılmaktadır. Bu ilişkilendirme sonucunda zemine özgü kalibrasyon katsayıları elde edilmektedir. One Step TDR metodunda olduğu gibi zemine özgü elde edilen bu kalibrasyon katsayıları ile aynı zeminden alınan tek bir ölçüm ile zeminlerin kuru yoğunluk değerleri belirlenebilmektedir.

Bu çalışmada, geliştirilen bu yeni yöntem baz alınarak iki farklı kum numunesi için farklı su içerik ve sıkılıklarda hazırlanmış örneklerin kuru yoğunlukları belirlenerek gerçek ölçümlerle kıyaslanmıştır.

2. MATERYAL VE METOD

Test kapsamında iki adet kum örneği kullanılarak çalışmalar yapılmıştır. Öncelikle TS 1500' e göre sınıflandırılan örnekler, değişik su içerik ve sıkılıkta kalıplara sıkıştırılmıştır. Sıkıştırılan örnekler üzerinde TDR ölçümleri yapılarak, TDR dalga formu elde edilmiştir. Bu dalga formu üzerinden alınan referans değerler (V_1,V_f) yardımıyla zeminlerin kuru yoğunlukları belirlenmiş ve bulunan değerlerin doğruluğu gerçek değerlerle karşılaştırılmıştır.

2.1. Zemin Numunelerinin Hazırlanması

Öncelikle çalışmada kullanılan iki adet zemin örneği 105 ± 5 °C sıcaklığındaki etüvde 24 saat bekletilerek kurutulmuştur. Her bir zemin için beş farklı su muhtevası ve üç farklı sıkılıkta olmak üzere onbeş adet test örneği hazırlanmıştır.

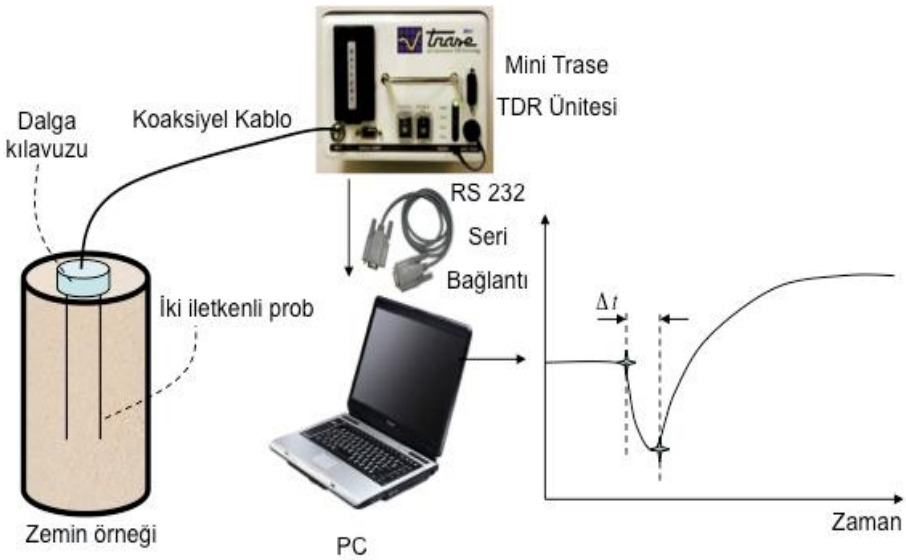
Farklı su içeriklerinde hazırlanan her bir zemin örneği, Proctor kalıbında 3 farklı enerji seviyesinde üç tabaka halinde sıkıştırılmıştır. Sıkıştırma işlemi 2,5 kg ağırlığındaki tokmağın

300 mm yükseklikten numune üzerine düşürülmesi şeklinde yapılmıştır. Farklı sıkılıklar için tokmak zemin numunesi üzerine 5 kez, 15 kez ve 25 kez düşürülmüştür. Düşüş sayılarına bağlı olarak en az enerji uygulanarak sıkıştırılan gevşek, en çok enerji uygulanan sıkı olmak üzere; gevşek, orta sıkı ve sıkı olarak adlandırılma yapılmıştır.

Hazırlanan numunelerin gerçek kuru yoğunluklarını belirlemek amacıyla Proctor kalıplarının ağırlık ve hacim bilgilerinden yararlanılmıştır. Su içeriğini belirlemek için hazırlanan nunumelerden örnekler alınarak 24 saat süreyle etüvde bekletilmiş ve ağırlık bilgilerinden yararlanarak su içeriği değerleri belirlenmiştir.

2.2. TDR Ölçümleri

Her bir kum numunesi için hazırlanan 15 adet zemin örneği üzerinde TDR ölçümleri yapılmıştır. TDR cihazı olarak Soil Moisture Comp. tarafından geliştirlen MiniTrase modeli kullanılmıştır. Cihazın zemine gönderdiği elektromanyetik dalganın genliği 1,6 volt, okuma çözünürlüğü ise 10 pikosaniye mertebesindedir. TDR ölçüm sistemi sinyal üretecini, alıcı ve kaydedici ile birlikte barındıran ana ünite ve ana üniteye BNC bağlantı ile birleştiren koaksiyel kablo ile kablonun ucunda yer alan bağlantı elemanına sabitlenen iki adet probdan oluşmaktadır. TDR ölçümleri için gerekli aparat düzeneği Şekil 1'de görülmektedir.

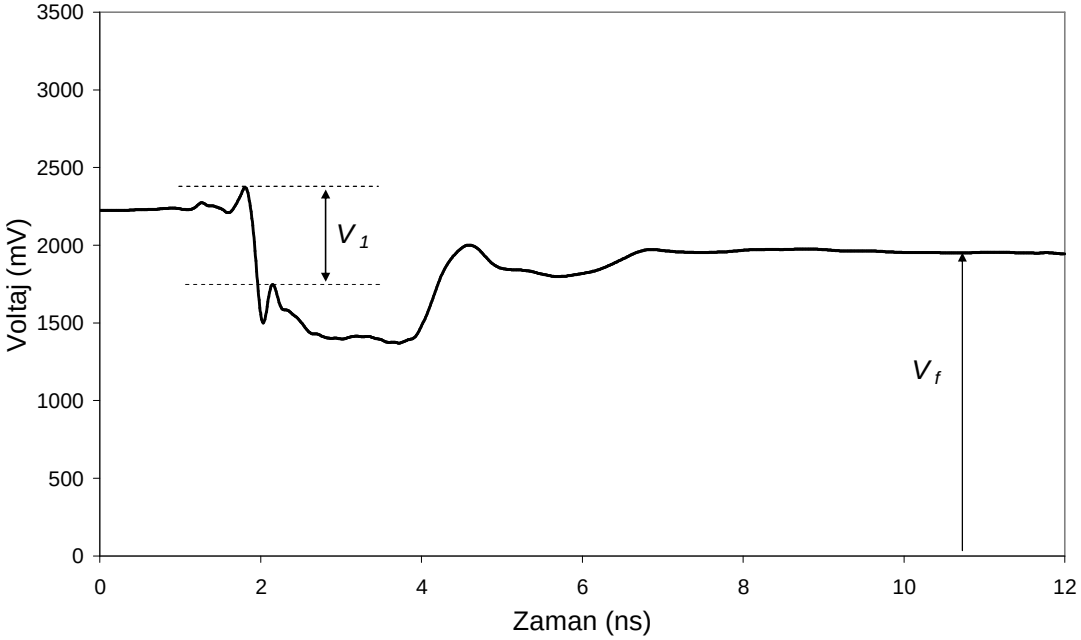


Şekil 1. TDR Ölçüm Düzeneği

Kalıp içindeki zemine yerleştirilen probların uzunluğu 11,3 cm olup bu uzunluğun 9,3 cm'si zemine gömülüdür. İki probun arasındaki mesafe 5 cm olduğundan çapı 4 cm, yüksekliği 9,3 cm olan silindirik zemin numunesinden ölçüm yapıldığı kabul edilmiştir.

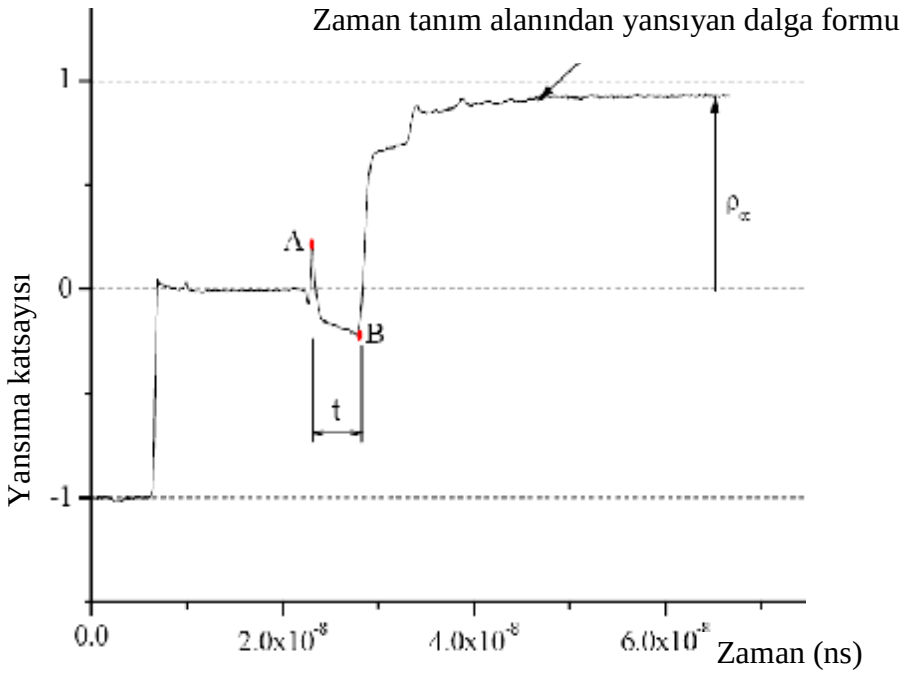
Başlangıç ve final voltajlarını belirlemek amacıyla ölçümlerden elde edilen TDR dalga formları kullanılmıştır. Kalıp içindeki zemine yerleştirilen problar vasıtası ile TDR ölçümleri yapılmış ve hazırlanan herbir örnek için TDR dalga formları elde edilmiştir. Şekil 2'de çalışmada elde edilen dalga formlarından birisi örnek olarak verilmiştir. Şekildeki dalga formundan başlangıç sinyali V_1, final voltajı V_f ve dilektrik katsayısı belirlenmektedir. Başlangıç ve final voltajı ile suyun ve geleneksel olarak belirlenen zeminin kuru yoğunluk değerleri $(V_1/V_f)(\rho_w/\rho_k)$ ile

dielektrik katsayısı K_a değerleri ilişkilendirilmiştir. Bu ilişki üçüncü dereceden bir polinom olarak sunulmuş ve zemine özgü kalibrasyon katsayıları elde edilmiştir.



Şekil 2. Çalışmada Elde Edilen TDR Dalga formu

Birçok çalışmada kolaylık sağlaması açısından TDR dalga formu, değerler normalize edilerekte çizilmektedir. Şekil 3'te normalize edilmiş bir TDR kaydı görülmektedir.



Şekil 3. Normalize Edilmiş TDR Kaydı

Şekil 3’ te görülen A ve B noktaları sırasıyla prob konektörü ile prob arayüzüne, prob sonu ile zemin arayüzüne karşılık gelmektedir. Bu iki nokta arasında kalan t süresi yardımıyla zeminlerin dielektrik katsayıları belirlenebilmektedir. Dielektrik katsayıları (1) denklemiyle bulunulur (C.E. Zambrano, 2006).

$$K_a = \left(\frac{ct}{l} \right)^2 \tag{1}$$

Burada *c*: ışık hızı ($3*10^8$ m/sn), *l*: prob uzunluğu (m), *t*: iki yansıma arasında geçen süre (sn) olarak verilmiştir. Denklem 1’de görüldüğü üzere dielektrik katsayısı *t* süresine doğrudan bağlıdır.

3. DENEYSEL ÇALIŞMA

Seçilen zeminlerin TS 1500’e göre SW (iyi derecelenmiş kum) ve SP (kötü derecelenmiş kum) olarak sınıflandırılmaktadır. Zeminlerin endeks özellikleri Tablo 1’de verilmiştir.

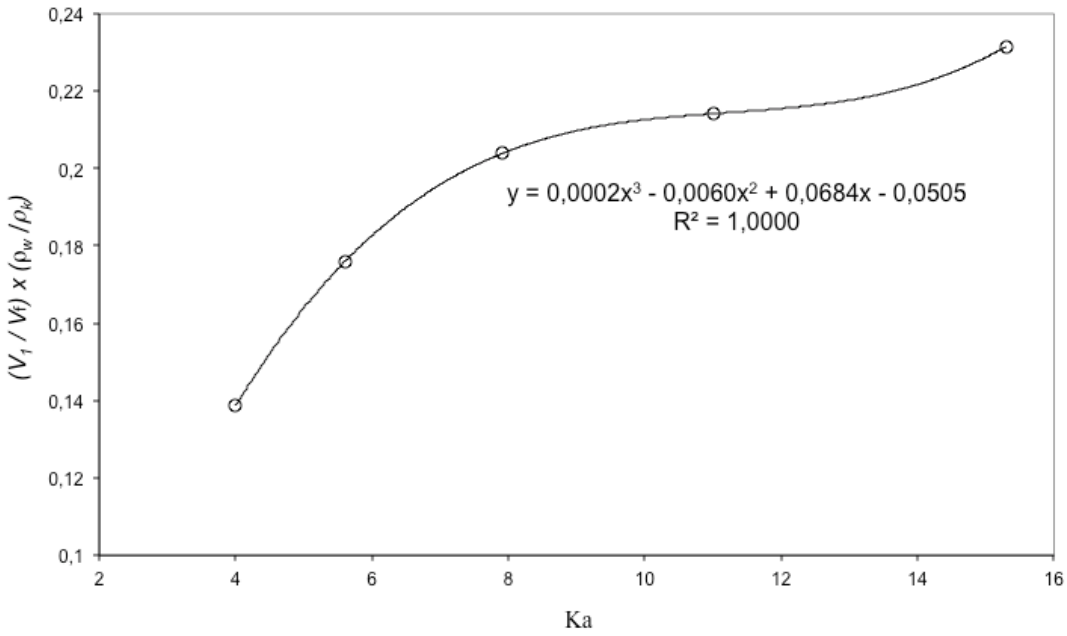
Tablo 1. Seçilen Zeminlerin Endeks Özellikleri

TS 1500’e göre simgesi	**SW**	**SP**
Özgül Kütle, GS	2,64	2,64
Üniformluk Katsayısı, c_u	6,50	3,06
Derecelenme Katsayısı, c_c	1,04	1,10
İncelerin oranı, %	0,10	2,30

Hazırlanan örneklerin tamamından TDR ölçümleri alınmış ve dalgaformları elde edilmiştir. Bu dalga formu üzerinden, başlangıç voltajı V_1, final voltajı V_f ve dielektrik katsayısı K_a değerleri bulunmuştur.

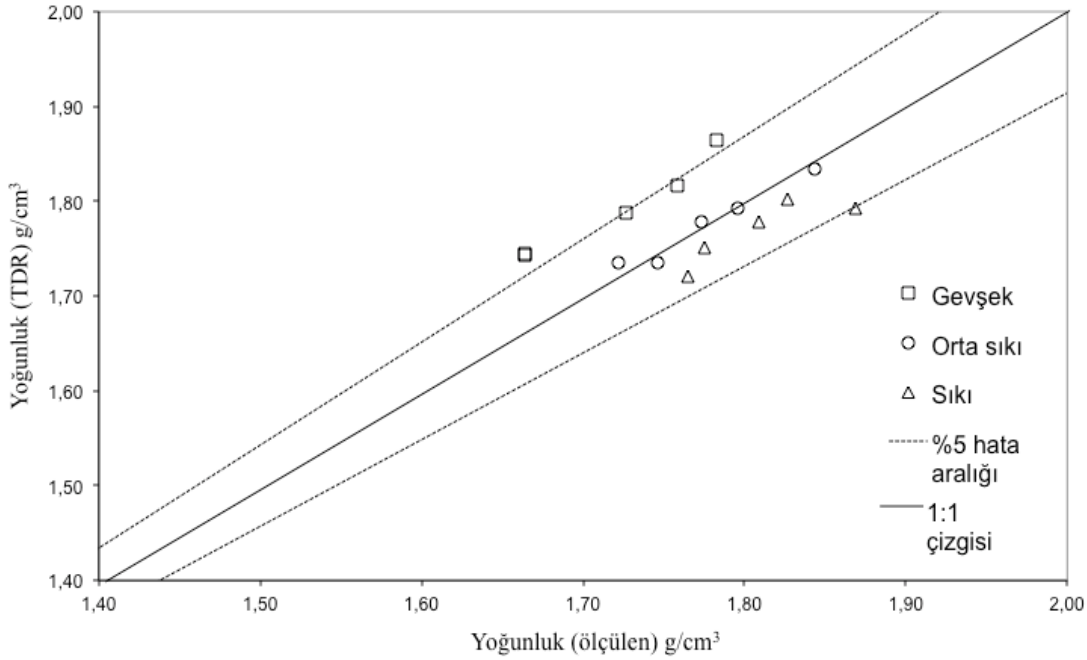
Herbir zeminden 5 adet gevşek, 5 adet orta sıkı ve 5 adet sıkı olmak üzere toplam 15 adet örnek hazırlanmıştır. Orta sıkı için elde edilen ölçümler kalibrasyon amaçlı kullanılarak zemine özgü kalibrasyon katsayıları belirlenmiştir. Bu kalibrasyon katsayıları gevşek ve sıkı olarak hazırlanan numuneler için kullanılmış ve kuru yoğunlukları hesaplanmıştır.

Şekil 4’te orta sıkılıkta hazırlanmış SP numunesi için $(V_1/V_f)(\rho_w/\rho_k)$ ile dielektrik katsayısı K_a arasındaki ilişki grafik halinde gösterilmiştir. Aradaki bu ilişki üçüncü dereceden bir polinom şeklindedir. Bu ifade grafik üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 4. Orta Sıkı SP için Dielektrik Kuru Yoğunluk İlişkisi

Elde edilen bu üçüncü derece polinom denklem ile gevşek ve orta sıkılıkta hazırlanan numuneler için kuru yoğunluk değerleri hesaplanmıştır. Geleneksel yöntem ile gerçek kuru yoğunluk değerleri bulunmuş ve hesaplanan değerler ile karşılaştırılmıştır. Şekil 5' te SP için TDR ile hesaplanan kuru yoğunlukların, gerçek değerleri ile karşılaştırılması grafik halinde sunulmuştur.

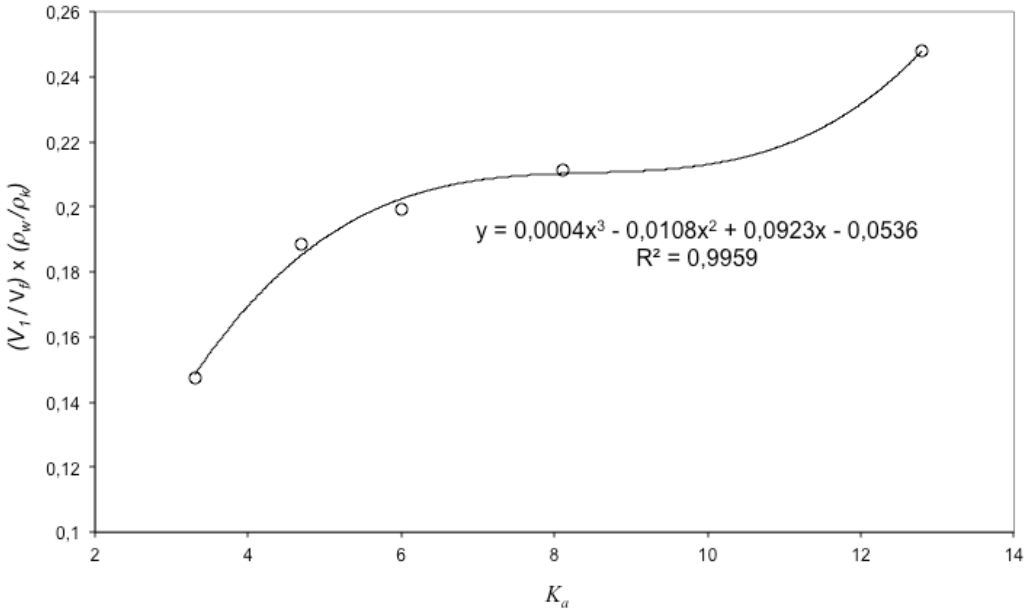


Şekil 5. SP için Kuru Yoğunluk Değerlerinin Karşılaştırılması

Orta sıkı için elde edilen veriler kalibrasyon amaçlı kullanıldığından, değerler 1:1 çizgisinin üzerindedir. Gevşek ve sıkı olarak hazırlanan numuneler için TDR ile elde edilen kuru

yoğunluk değerleri gerçek değerler ile kıyaslandığında %5 lik hata bandı aralığında olduğu görülmektedir.

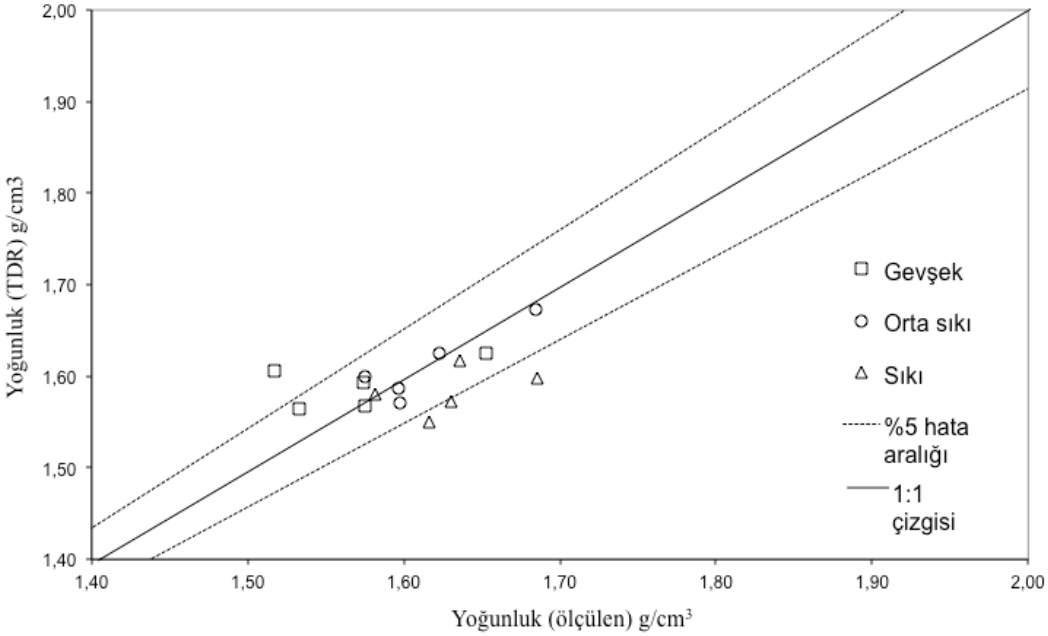
Benzer şekilde Şekil 6' da SW numunesi için, orta sıkılıkta hazırlanan numune için $(V_1/V_f)(\rho_w/\rho_k)$ ile K_a arasındaki ilişki grafik olarak gösterilmiştir.



Şekil 6. Orta Sıkı SW için Dielektrik Kuru Yoğunluk İlişkisi

Orta sıkı için elde edilen bağıntı kullanılarak gevşek ve sıkı için hazırlanan numunelerin kuru yoğunlukları hesaplanmış ve sonuçlar gerçek değerler ile kıyaslanmıştır. Bu kıyaslama Şekil 7' de görülmektedir.

Şekil 7. kontrol edildiğinde hesaplanan değerlerin büyük çoğunluğunun %5' lik hata bandının içinde kaldığı görülmektedir.



Şekil 7. SW için Kuru Yoğunluk Değerlerinin Karşılaştırılması

4.SONUÇLAR

Her iki kum numunesi için elde edilen yoğunluk değerleri, gerçek değerler ile kıyaslandığında büyük çoğunluğunun birbirine yakın değerler olduğu görülmektedir. Hesaplanan değerlerin çoğundaki hata miktarının %5' ten az olduğu görülmüştür.

Korelasyon orta sıkı zeminler üzerinde yapılmış, daha sonra ölçümler ise farklı enerji seviyelerinde sıkıştırılan zeminler üzerinde yapılmıştır. Özellikle aynı enerji seviyelerinde yapılacak çalışmalarda sonuçların çok daha gerçeği yansıtacağı aşikardır. Örneğin, arazide kuru yoğunluğun hızlı bir şekilde elde edileceği uygulamalarda, benzer enerji seviyelerinde yapılacak çalışmalarda hassas sonuçların elde edileceği düşünülmektedir.

Çalışma sadece kumlu zeminlerde yapılmış olup farklı zemin türleri içinde yapılması uygun olacaktır.

KAYNAKLAR

Hartebrodt, M., Kabitzsch, K., (2004), "Fault Detection in Fieldbuses with Time Domain Reflectometry".

ASTM. (2005), "Standart Test Method for Water Content and Density of Soil in Place by Time Domain Reflectometry (TDR)." D6780, West Conshohocken, PA.

Jung, S. , Drnevich, V.P., Abou Najm, M.R., (2012), "New Methodology for Density and Water Content by Time Domain Reflectometry", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Enginnering. Vol.139, pp. 659-670.

TS 1500. (2000), "İnşaat Mühendisliğinde Zeminlerin Sınıflandırılması", Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Zambrano, C.E. vd. (2006), "Soil Texture Characterization from TDR Waveform Analysis, TDR Symposium and Workshop", Purdue University.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

BASİT KESME DENEYİ İÇİN HOMOJEN VE SUYA DOYGUN NUMUNE HAZIRLAMA YÖNTEMLERİ

HOMOGENOUS AND SATURATED SPECIMEN PREPARATION METHODS FOR SIMPLE SHEAR TEST

Özge Akın[1] **M. Murat Monkul**[2] **Ece Eseller-Bayat**[3]

ABSTRACT

In this study, six specimen preparation methods were performed and four of them, which give better results, were discussed: 1) Wet Pluviation, 2) Staged Wet Pluviation, 3) Dry Pluviation and Flushing with Water and 4) Dry Pluviation and Flushing with CO_2 and Water. These methods were compared based on degree of saturation values, fines content, homogenity, repeatability and preparation duration. Test results showed that sandy specimens with fines prepared by dry pluviation methods had better saturation and reached closer to the target fines content than specimens prepared by wet pluviation methods. The results revealed that, "Dry Pluviation and Flushing with CO_2 and Water" is the best method to achieve saturated and homogenious sandy specimens at desired fines content.

Key words: Specimen Preparation Methods, Simple Shear Test, Sand, Clay

ÖZET

Bu çalışma kapsamında, altı farklı yöntemle killi kum içeren basit kesme deney numuneleri hazırlanmış ve daha iyi sonuçlar veren; 1) Islak Yağmurlama, 2) Tabakalı Islak Yağmurlama, 3) Kuru Numuneden Su Geçirme ve 4) Kuru Numuneden CO_2 ve Su Geçirme yöntemlerine değinilmiştir. Bu yöntemler, doygunluk derecesi, ince dane oranı, homojenlik, tekrarlanabilirlik ve hazırlanma süresi gibi kriterler açısından karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlarına göre, ince dane içeren kumlarda, kuru numuneden su geçirme temelli yöntemlerin, ıslak yağmurlama temelli yöntemlere göre sistematik olarak daha yüksek doygunluk seviyesi sağladığı, daha az ince dane kaybına sebep olduğu ve zaman açısından daha verimli olduğu bulunmuştur. Yöntemler arasında homojenlik açısından belirgin bir fark gözlemlenmemiştir. Özellikle "Kuru Numuneden CO_2 ve Su Geçirme" yönteminin bahsedilen kriterler arasında her yönüyle en başarılı numune hazırlama yöntemi olduğu belirlenmiştir.

Anahtar Sözcükler: Numune Hazırlama Yöntemleri, Basit Kesme Deneyi, Kum, Kil

[1] Yüksek Lisans Öğrencisi, İstanbul Teknik Üniversitesi, ozge.akin@yeditepe.edu.tr
[2] Doç. Dr., Yeditepe Üniversitesi, murat.monkul@yeditepe.edu.tr
[3] Yard. Doç. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, ebayat@itu.edu.tr

1. GİRİŞ

Basit Kesme Deneyi statik veya dinamik yükler altında zeminlerin davranışını ve mukavemetini incelemek amacıyla geliştirilmiş bir laboratuvar deneyidir. Araziden alınan örselenmemiş numunelerde kolaylıkla uygulanabilen bir test olmasına rağmen, özellikle kumlu zeminler sözkonusu olduğunda, laboratuvar ortamında oluşturulmuş araştırma amaçlı numuneleri hazırlama esnasında birtakım sorunlarla karşılaşılabilmektedir. Bu sorunlardan en temel üç tanesi yüksek doygunluk derecesi, hedeflenen ince dane yüzdesine erişebilmek ve mümkün olduğunca homojen bir dağılım elde edebilmek olarak sıralanabilir.

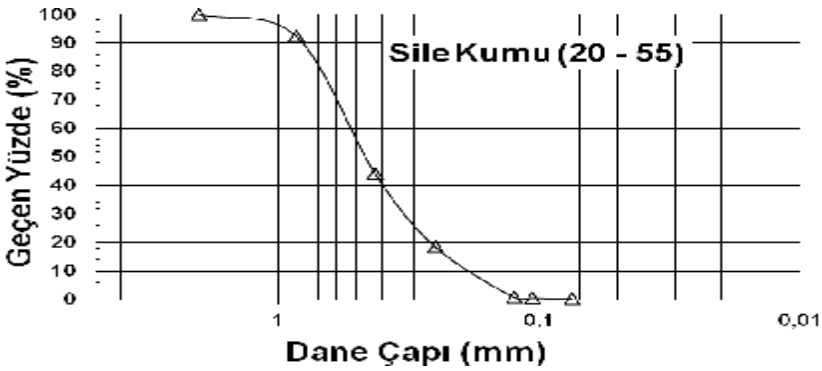
Günümüzde, Basit Kesme Deney ekipmanı, üniversiteler ve bazı kamu kuruluşlarının dışındaki Zemin Mekaniği Laboratuvarlarında nadiren bulunmaktadır. Buna mukabil, gelişen teknoloji, düşen maliyetler ve Basit Kesme Deneyinin kendine özgü bazı avantajları gözönüne alındığında birçok Zemin Mekaniği Laboratuvarının bu deneyi daha yoğun bir şekilde kullanacağı öngörülebilir. Ancak, pratik geoteknik mühendisliği uygulamaları için üretilmiş Basit Kesme deney ekipmanlarının birçoğunda mevcut olan sistem ve numunelerin konulduğu kesme hücresi, yukarıda vurgulandığı üzere laboratuvar ortamında suya doygun ve homojen killi ve siltli kum numunelerin hazırlanmasına uygun değildir. Bu amaçla numune hazırlama yöntemlerine dair yapılan literatür çalışması ile görülmüştür ki laboratuvarda hazırlanacak killi kum numuneler ile yapılacak Basit Kesme deneyi için çeşitli numune hazırlama yöntemlerini bir arada değerlendiren bir çalışma bulunmamaktadır. Bu nedenle, çalışma kapsamında Üç Eksenli Basınç Deney numunesi hazırlamak için kullanılan çeşitli yöntemler Basit Kesme deney numuneleri için de denenmiş, ayrıca literatürde ilk defa yer alacak "Tabakalı Islak Yağmurlama" yöntemi de bu çalışma kapsamında ortaya konmuştur. Çalışmanın yürütülmesi için Yeditepe Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarında mevcut olan GeoComp marka Basit Kesme Deney ekipmanının kesme hücresi modifiye edilmiş ve literatürde bulunan ve özellikle üç eksenli deney numunelerinin hazırlanmasında kullanılan çeşitli numune hazırlama yöntemleri (Zlatovic ve Ishihara, 1997; Vaid vd., 1999; Yamamuro ve Wood, 2004; Yegian vd. 2007, Carraro ve Prezzi, 2008; Monkul ve Yamamuro, 2010) denenerek suya doygun, homojen ve istenilen ince dane oranının sağlandığı en iyi yöntem geliştirilmeye çalışılmıştır.

Bu çalışma kapsamında temiz kum içerisine %10 oranında kil katılmış ve elde edilen kum-kil karışımından "Islak Yağmurlama", "Tabakalı Islak Yağmurlama", "Kuru Numuneden Su Geçirme" ve "Kuru Numuneden CO_2 ve Su Geçirme" olmak üzere dört yöntemle zemin numuneleri oluşturulmuştur. Her bir yöntem esnasında karşılaşılan sorunlar ve bunlara bağlı olarak geliştirilen çözümler irdelenmiş ve yöntemlerin diğerlerine karşı üstünlükleri ve/veya eksiklikleri üzerine bir tartışmada bulunulmuştur.

2. KULLANILAN ZEMİN TÜRLERİ

Deneysel çalışmada kum ve kil cinsi olmak üzere iki tip zemin kullanılmıştır. Kullanılan kum Şile Kumu 20/55 olarak adlandırılmış olup dane dağılımı Şekil 1'de verilmiştir. Şile Kumu 20-55'in üniformluk katsayısı (C_u) 2,79, eğrilik katsayısı (C_c) 1,08 olup USCS sınıflandırmasına göre kötü derecelenmiş temiz kumdur (SP). Şile Kumunun özgül ağırlığı (Gs) 2,65 olarak bulunmuştur.

Kullanılan kil ise Kaolin cinsi olup, likit limiti (LL) %47.6, plastisite indeksi (PI) ise %10,9 olarak bulgulanmış olup plastisite kartına göre düşük plastisiteli silt (ML) kategorisine girmektedir.Yapılan özgül ağırlık deneyleri sonucunda Kaolin'in G_s'si 2,58 olarak belirlenmiştir. Daha sonra kuru ağırlıkça %10 oranında Kaolin, %90 oranında Şile Kumu ile karıştırılarak çalışmada kullanılacak killi kum numuneleri elde edilmiştir. Oluşturulan killi kum karışımı ile hazırlanmış basit kesme numuneleri, suya doygunluk, ince dane oranı, homojenlik, tekrarlanabilirlik ve hazırlama süresi gibi kriterler bazında değerlendirilmiştir.



Şekil 1. 20-55 Kum Granülometri Eğrisi

3. NUMUNE HAZIRLAMA YÖNTEMLERİ

Bu araştırma kapsamında istenilen özelliklerde numune hazırlamak için uygun görülen dört yöntem denenmiş ve tüm bu yöntemler ilerleyen kısımlarda ayrıntılarıyla açıklanmıştır. Her bir yöntem, suya doygunluk, ince dane oranı, homojenlik, tekrarlanabilirlik ve hazırlama süresi gibi pek çok farklı kriter açısından irdelenmiştir. Bu kriterlerin anlamı ve irdeleme şekli aşağıda belirtilmiştir. Söz konusu araştırmanın yapılabilmesi için, Yeditepe Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarında mevcut olan Geocomp marka bir Dinamik Basit Kesme düzeneğinin kesme hücresi numune altından su ve CO_2 beslemeye elverişli hale getirilecek şekilde modifiye edilmiştir.

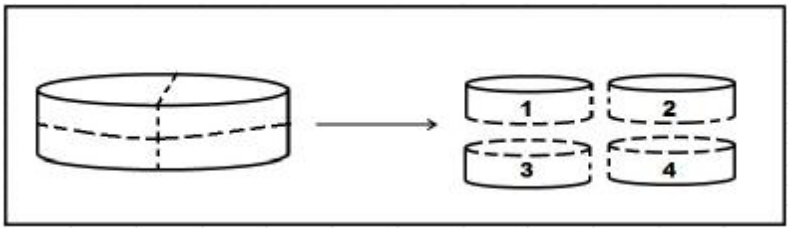
Doygunluk Derecesi: Doygunluk derecesi bu çalışmanın en önemli parametresidir ancak basit bir numune hazırlama hücresinden ibaret olan tasarım hazırlanan numunenin suya doygunluğunu direkt hesaplamaya izin vermemektedir. Bu nedenle, numunelerin önce su muhtevası belirlenmiş ve ardından faz ilişkileri yardımıyla doygunluk dereceleri (S) işlemsel olarak Denklem 1 yardımıyla hesaplanmıştır.

$$S(\%) = \frac{M_I - M_k}{A \times r_{su} \times (H_o - (\frac{M_k \times A}{G_S \times r_{su}}))} \times 100 \qquad (1)$$

M_I= Numunenin ıslak ağırlığı, M_k= Numunenin kuru ağırlığı, Gs= Özgül Ağırlık, $\rho_{su=}$ 1 g/cm^3, H_o= Numunenin İlk Boyu

İnce Dane Oranı: İnce dane oranı, zeminin içerisindeki 0,075mm'den küçük danelerin kuru ağırlıkça yüzdesi olup hazırlanan numunelerin deney sonrası 200 No'lu elekten yıkamalı olarak elenmesi ile belirlenmiştir.

Homojenlik: Bu çalışmada homojenlikten kasıt, numune gövdesi boyunca ince danelerin (kaolin) iri daneler matrisi (kum) içerisinde olabildiğince eşit dağılımıdır. Bunun için her bir numune Şekil 2'de gösterildiği üzere yatay ve düşey eksenlerin ortasından bölünmüştür. Elde edilen dört parçanın her biri 200 No'lu elekten yıkamalı olarak elenmiş ve ince dane oranının dağılımı belirlenmiştir. Bu şekilde numunelerin hem yatay hem de düşey eksenlerdeki ince dane dağılımı analiz edilmiştir.



Şekil 2. Homojenliği belirlemek için kullanılan yöntem

Tekrarlanabilirlik: Çalışma kapsamında her bir yöntem için en az üç deney yapılmış ve bu deneylerin standart sapma ve ortalama değerleri belirlenerek numunelerin ne kadar tekrarlanabilir sonuçlar verdiği belirlenmiştir.
Hazırlama Süresi: Bu süre, direk kesme numunesinin sıfırdan deneye hazır hale gelene kadar geçen süre olup bütün yöntemler için kronometre yardımıyla belirlenmiştir.

3.1. Islak Yağmurlama

Çalışma kapsamında, öncelikle, numune hazırlama yöntemleri arasında oldukça yaygın olarak kullanılan ıslak yağmurlama metodu ile zemin numuneleri hazırlanmıştır. Bu yöntemde, temiz kum içerisine %10 kil katarak homojen bir şekilde hazırlanan kuru kum-kil karışımı havası alınmış belli bir yükseklikteki su içerisine numune hücre yüzeyinin takribi 3 cm. üzerinden yağmurlanmıştır. Yağmurlama işlemi esnasında zeminin içine hapsolabilecek hava kabarcıklarından kurtulmak için, yağmurlama tamamlandıktan sonra numunenin içinden aşağıdan yukarıya doğru havası alınmış su geçirilmiştir.

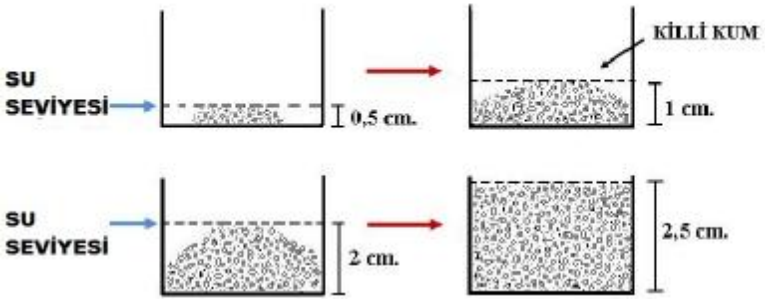
Bu yöntemde, ıslak yağmurlama esnasında Kaolin'in suyun yüzeyinde süspansiyonda kalan yapısından dolayı numune hazırlamada sıkıntılar oluştuğu gözlemlenmiştir. Numune hazırlama esnasında süspansiyonda kalan kil Şekil 3'de görülmektedir.

Şekil 3. Islak Yağmurlama Esnasında Süspansiyonda Kalan Kaolin

Bununla birlikte, bu yöntemin süre bakımından iki saate varan uzun bir zaman aldığı ve bu nedenle özellikle ince dane içeren kumlu numunelerde uygulanmasının zor olduğuna kanaat getirilmiştir.

3.2. Tabakalı Islak Yağmurlama

İkinci yöntem olarak, bu çalışma kapsamında ilk defa uygulanacak bir yöntem olan "Tabakalı Islak Yağmurlama" yöntemi denenmiştir. Numune hazırlama tekniklerinden Islak Yağmurlama yöntemi ile benzer bir mantıkla işleyen yöntemde, numunenin dökülecegi aparatın içindeki havası alınmış suyun seviyesi kademeli olarak artırılmış ve bu esnada daha önceden hazırlanmış kuru ve homojen Kum-Kaolin karışımı azar azar su yüzeyine yağmurlanmıştır. Böylece, numune üzerinde serbest su bölgesinin oluşumu engellenmiştir. Daha sonra ise numunenin içinden aşağıdan yukarıya doğru havası alınmış su geçirilmiştir. Yöntemin şematik anlatımı Şekil 4'te verilmiştir.



Şekil 4. Tabakalı Islak Yağmurlama

Bu yöntemde, numune hazırlama aparatı içindeki su kademeli olarak artırıldığından Kaolin'in süspansiyonda kalma riski en aza indirgenmiş ve böylelikle hazırlanan numunenin "Islak Yağmurlama" yöntemine göre daha fazla ince dane muhteva edebildiği fark edilmiştir. Ancak doygunluk derecesinin sıvılaşma vb. davranışları incelemek için istenilen numuneyi hazırlamada yetersiz kaldığı belirlenmiştir.

3.3. Kuru Numuneden Su Geçirme

Üçüncü yöntem olarak, killi kum karışımı önceki iki yöntemde olduğu gibi metal bir kapta bir spatula yardımıyla olabildiğince homojen olarak karıştırılmış ve karışım Şekil 5'de görüldüğü gibi kuru halde numune hazırlama aparatına dökülmüştür. Ardından numunenin içinden aşağıdan yukarıya doğru havası alınmış su geçirilerek karışım suya doygun hale getirilmeye çalışılmıştır.

Şekil 5. Kuru Numuneden Su Geçirme.

Yapılan deneyler sonucunda, bu yöntemde, numunenin içinden geçirilen suyun basıncının da numuneyi suya doygun hale getirmekte önemli bir parametre olduğu fark edilmiştir. Bu

teoriyi desteklemek amacıyla, suyun numunenin içine farklı basınçlarda verildiği pek çok deney yapılmış ve sonunda içinden belli bir basıncın altında su geçirilmiş numunelerin suya doygun bir numune hazırlamada yetersiz kaldığı, ancak belli bir eşik basınç değerinin üstünde hazırlanmış numunelerin yüksek oranında doygunluk derecesi sağlayabildiği belirlenmiştir. Literatürde "hava giriş değeri" olarak isimlendirilen (Fredlund ve Rahardjo, 1993) bu değer ortalama 45 dakikalık bir süre içerisinde numunenin ne kadar doygunluğa ulaştığını anlamada kullanılmış ve yapılan çalışmalar ile geçirilen suyun akış debisinin 0,3 cm^3/s'ye ulaştığı zaman bu eşik değerin aşıldığı görülmüştür.

3.4. Kuru Numuneden CO_2 ve Su Geçirme

Araştırma kapsamında son olarak, bir önceki kısımda anlatıldığı şekilde, başlangıçta kuru bir biçimde hazırlanan numunenin içinden öncelikle aşağıdan yukarıya doğru CO_2 gazı ardından ise havası alınmış su geçirilmiştir. Buradaki amaç şu şekilde açıklanabilir: CO_2 gazı havadan daha ağır bir gaz olduğundan numunenin içinden geçerken boşluklardaki havayı yukarı doğru itip boşlukların olabildiğince CO_2 ile dolmasını sağlar. Aynı zamanda su içinde yüksek çözünürlüğe de sahip olduğundan ikinci aşamada numunenin içinden havası alınmış su geçirildiğinde, CO_2'nin suyun içinde çözülmesi ve böylece numunelerin doygunluk derecelerinin yükselmesi hedeflenmiştir. Bu prensipten hareketle, numune ilk olarak 15-20 dakika süresince CO_2 gazına maruz bırakılmış ve içerisindeki havanın CO_2 gazı ile yerdeğiştirmesi sağlanmıştır. Ardından numunenin içinden aşağıdan yukarıya doğru havası alınmış su geçirilmiş ve boşluklardaki CO_2 gazının çözünüp yerini suya bırakması sağlanmıştır. Bu amaç doğrultusunda, bir önceki numune hazırlama yönteminde de anlatıldığı gibi literatürde "hava giriş değeri" olarak adlandırılan eşik değerin akış debisinin 0,3 cm^3/s olduğu yerde aşıldığı belirlenmiştir. Bu yöntem kullanılarak hazırlanan numune örneği Şekil 6'da gözükmektedir.

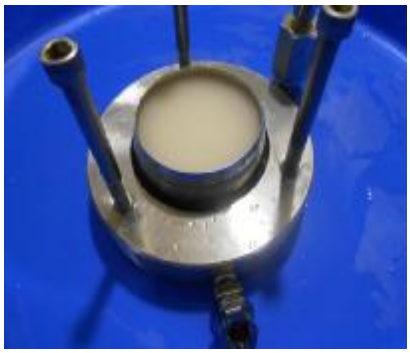
Şekil 6. Kuru Numuneden CO_2 ve Su Geçirme Yöntemi ile Hazırlanmış Numune

3.5. Diğer Yöntemler

Numune hazırlama yöntemleri üzerine yapılan literatür çalışması kapsamında önceki kısımlarda ayrıntılarıyla anlatılmış yöntemler dışında da özellikle ıslak hazırlama temelli bazı yöntemlerin olduğu gözlemlenmiştir. Bu bağlamda, çalışma kapsamında başka yöntemler de denenmiş ancak bu yöntemlerden elde edilen deney sonuçlarının farklı sebeplerden dolayı tatmin edici sonuçlar sunmaması nedeniyle vazgeçilmiştir.

3.5.1. Kil Bulamaç

İnce daneli numune hazırlama yöntemlerinden bir tanesi hazırlanan karışımı kil bulamaç içerisine yağmurlama yöntemidir (Khalili ve Wijewickreme, 2008). Bu yöntemde çeşitli oranlarda Kaolin, suyun içine katılarak Şekil 7'de görüldüğü gibi numune hazırlama hücresi içerisinde bir "kil bulamaç" oluşturulmuştur.



Şekil 7. Kil Bulamaç

Farklı ince dane oranlarında hazırlanmış bu bulamacın içerisine yağmurlama ya da piknometre yardımıyla temiz kum dökülmüştür. Bu yöntem, kum danelerinin çökelirken beraberinde süspansiyondaki kil parçacıklarının bir kısmını da sürükleyeceği ve böylece göreceli olarak homojen bir killi kum numunesi elde edilebileceği varsayımıyla uygulanmıştır. Ancak yapılan deneyler, yağmurlama işlemi esnasında bulamaç halindeki kilin numune haznesinden uzaklaştığını göstermiştir. Bu yöntemde karşılaşılan bir diğer temel sorun ise hedeflenen ince dane oranının (%10) çok altında değerler elde edilmesidir (%2-3 aralığında). Hedeflenen ince dane yüzdesine ulaşmak amacıyla kil bulamacın içerisindeki kil oranı artırılmış ancak buna rağmen hedeflenen yüzdeye ulaşılamamıştır. Belirtilen sebeplerden dolayı bu yöntemden vazgeçilmiştir.

3.5.2. Piknometre Yardımıyla Dökme

Piknometre yardımıyla dökme, literatürde kumlu silt gibi ince daneli zeminler için kullanılabileceği belirtilen ve numuneyi kontrollü bir şekilde boşaltmaya imkan sağlayan bir numune hazırlama yöntemidir (James vd., 2011). Bu yöntemde hazırlanan Kum-Kil karışımı havası alınmış su ile birlikte bir piknometreye doldurulmuş, aynı zamanda numunenin dökülecegi hazne de havası alınmış su ile doldurulmuştur. Ardından piknometre, ağzı numune haznesinin içerisindeki su seviyesinin altında kalacak şekilde ters çevrilerek içerisindeki killi kum numune hücresine depozit edilmeye çalışılmıştır. Ancak, gerek Kaolin'in süspansiyonda kalma özelliğinden gerekse de piknometre içindeki karışımın dökülme hızının kontrol edilmesi oldukça güç bir faktör olmasından bu yöntemde de başarıya ulaşılamamıştır.

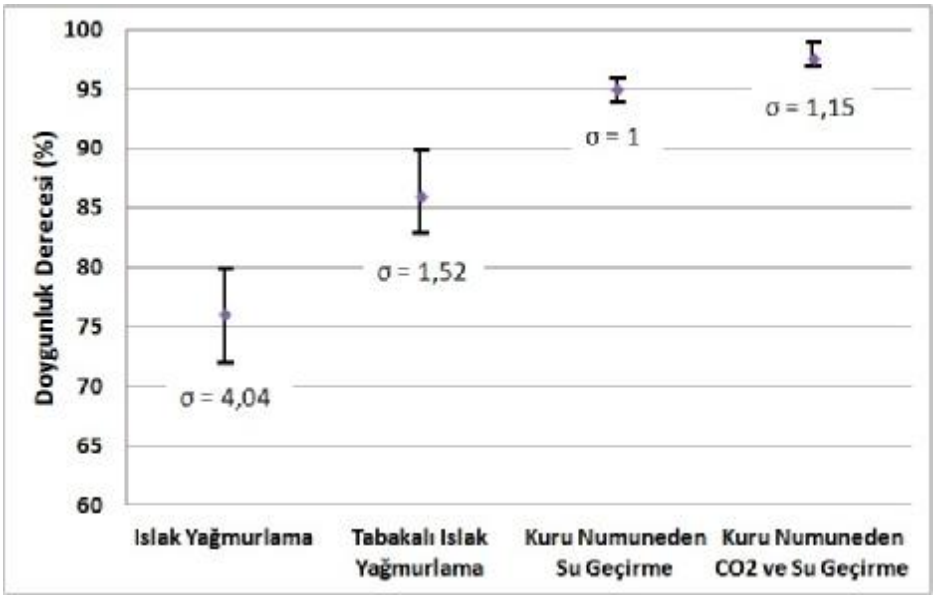
4. DENEY SONUÇLARININ TARTIŞILMASI

Önceki kısımda detayları verilen yöntemler pek çok farklı kriter açısından incelenmiş ve her bir yöntemin kendi içindeki avantaj ve dezavantajları belirlenmiştir.

4.1. Doygunluk Derecesi

İncelenen parametrelerden ilki olan doygunluk derecesi, çalışma için en önemli kriterlerden biri olup elde edilen sonuçlar, standart sapma değerleriyle beraber Şekil 8'de gösterilmiştir. Şekilde gösterilen elmas dolgular ise her yöntem için medyan değerlerini göstermektedir. Şekil 8'de görülebileceği üzere "Islak Yağmurlama" yönteminde ulaşılabilen en yüksek doygunluk oranı ortalama olarak %75 civarlarındayken, "Tabakalı Islak Yağmurlama" yönteminde bu değer %86 mertebesinde hesaplanmıştır. "Kuru Numuneden Su Geçirme" yönteminde ise ortalama doygunluk derecesi %95'e kadar yükseltilebilmiştir. "Kuru Numuneden CO_2 ve Su Geçirme" yönteminde ise ortalama %98 doygunluk derecesine ulaşılabilmiştir.

Bu çalışma sonucunda, ince dane içeren kumlarda, kuru numuneden su geçirme temelli yöntemlerin, ıslak yağmurlama temelli yöntemlere göre sistematik olarak daha yüksek doygunluk seviyesi sağladığı bulunmuştur. Ayrıca "Kuru Numuneden CO_2 ve Su Geçirme" yönteminin tüm yöntemler arasında en yüksek doygunluk derecesini veren numune hazırlama metodu olduğu belirlenmiştir.

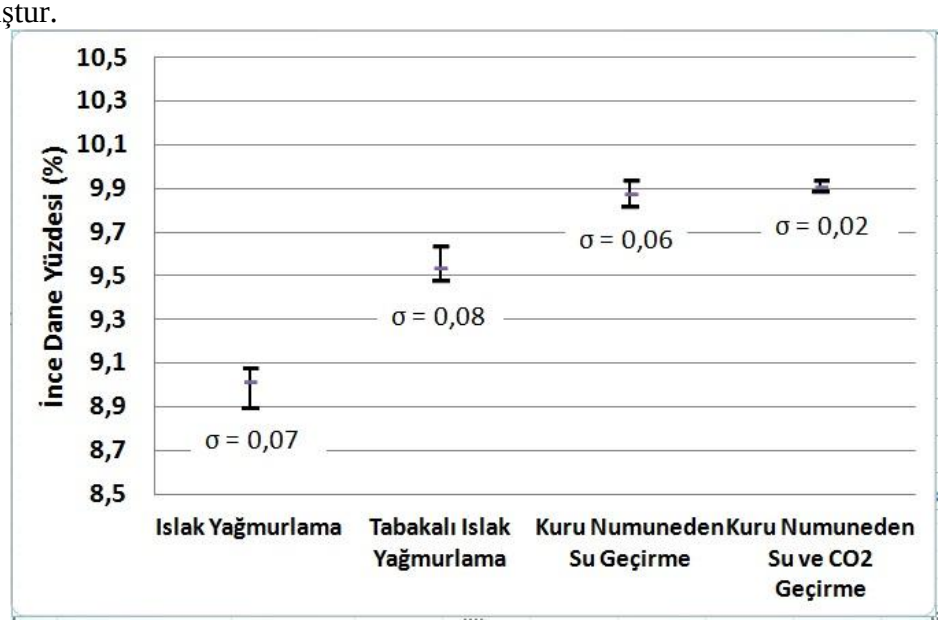


Şekil 8. Doygunluk Derecesi Deney Sonuçları

4.2 İnce Dane Yüzdesi

Özellikle siltli ve killi kumlarda hedeflenen ince dane yüzdesine ulaşabilmek, uygulanan numune hazırlama yönteminin doğasına bağlı olarak her zaman mümkün olmamaktadır. Bu yüzden numuneler ihtiva ettikleri ince dane oranları açısından karşılaştırılmış ve deney sonuçları Şekil 9'da gösterilmiştir. Çalışma kapsamında ince daneli zemin türü olarak kullanılan Kaolin'in su içerisinde süspansiyonda kalma özelliği yüzünden "Islak Yağmurlama" yönteminde karışımın ince dane oranı başlangıç koşullarına göre %1 civarında bir düşüş göstermiştir. Buna karşın geliştirilen "Tabakalı Islak Yağmurlama" yönteminde ortalama ince dane kaybı % 0.5 civarında seyrederken, hem "Kuru Numuneden Su Geçirme" hem de "Kuru Numuneden Su ve CO_2 Geçirme" yönteminin ortalama % 0,2 civarında bir kayıpla ince dane oranını en iyi şekilde muhteva edilen yöntem olduğu gözlemlenmiştir.

Bu verilere dayanarak, killi kumlarda, kuru numuneden su geçirme temelli yöntemlerin, ıslak yağmurlama temelli yöntemlere göre daha az ince dane kaybına sebep olduğu bulunmuştur.



Şekil 9. Elde edilen ince dane yüzdesinin numune hazırlama yöntemiyle değişimi (Hedeflenen ince dane içeriği %10)

4.3 Homojenlik, Tekrarlanabilirlik ve Hazırlama Süresi

Numune hazırlama yöntemleri son olarak hazırlanan numunelerin homojenliği, tekrarlanabilirliği ve numune hazırlığı için gereken süre kriterleri açısından mukayese edilmiştir. Her ne kadar bir önceki kısımda açıklandığı üzere hedeflenen ince dane yüzdesini elde etmek çok önemli olsa da, oluşan numuneler içindeki kil matrisinin, kum matrisinin içinde olabildiğince eşdeğer dağılımını sağlamak (homojenlik) bu çalışmanın diğer bir önemli kriteri olmuştur. Homojenliğin tespiti için basit kesme numuneleri Bölüm 3'te gösterildiği üzere yatay ve düşey eksenlerden bölünerek dört eşit parçaya ayrılmış ve her bir parça yıkamalı elek analizine tabi tutulmuştur. Böylelikle numunelerdeki ince dane dağılımının yatay ve düşey eksenlerde nasıl değiştiği Tablo 1'de gösterildiği üzere incelenmiştir.

Yapılan homojenlik araştırması sonucunda genellikle üst parçalarda göreceli olarak biraz daha fazla ince dane oranı elde edildiği, ancak dört kesitte de farklılıkların %0,1-0,5 arasında değiştiği belirlenmiştir. Yapılan ölçüm hassasiyetleri göz önüne alındığında bu durumun hem yatayda hem de düşeyde belirgin bir fark yaratmadığına ve tüm yöntemlerin homojenlik açısından birbirine yakın sonuçlar verdiğine kanaat getirilmiştir.

Hazırlanan numunelerin tekrarlanabilirliği Şekil 8 ve 9'da verilen standart sapma değerleri göz önünde tutularak değerlendirilmiştir. Numunelerin doygunluğu açısından bakıldığında (Şekil 8); "Islak Yağmurlama" yöntemi için $\sigma = 4{,}04$, "Tabakalı Islak Yağmurlama" için $\sigma = 1{,}52$, "Kuru Numuneden Su Geçirme" yöntemi için $\sigma = 1$ ve "Kuru Numuneden CO2 ve Su Geçirme" yöntemi için de $\sigma = 1{,}15$ olarak hesaplanmıştır.

Bu sonuçlar ışığında “Islak Yağmurlama” yönteminin standart sapması en yüksek değer olduğundan tekrarlanabilirliğinin diğer yöntemlere göre daha az olduğu söylenebilir. Kuru Numuneden Su Geçirme yöntemi ile Kuru Numuneden CO_2 ve Su Geçirme yönteminin ise birbirlerine yakın sonuçlar verdiği ve tekrarlanabilirlik açısından aralarında belirgin bir fark bulunmadığı kanaatine varılmıştır.

Elde edilen ince dane yüzdesi açısından bakıldığında ise (Şekil 9) standart sapma değerlerinin bütün yöntemler için çok düşük olduğu ve bu yüzden bütün yöntemlerin tekrarlanabilir olduğu söylenebilir. Ancak her iki kriter açısından da numune sayısının kısıtlı olduğu unutulmamalıdır.

Çalışma kapsamında bahsedilen dört yöntem numune hazırlama süreleri açısından da karşılaştırılmış ve Islak Yağmurlama temelli yöntemlerin kurudan hazırlanan numunelere göre sistematik olarak daha uzun bir sürede hazırlanabildiği belirlenmiştir (Tablo 1).

Tablo 1. Uygulanan Yöntemlerin Homojenlik ve Hazırlama Süresi Açısından Karşılaştırılması

YÖNTEM	HOMOJENLİK İÇİN FARKLI KESİTLERDE BULUNAN İNCE DANE ORANI (%)				HAZIRLAMA SÜRESİ (dk.)
ISLAK YAĞMURLAMA		#1	#2	#3	120
	1	9,1	9,2	9,1	
	2	8,9	9,0	8,8	
	3	9,0	9,1	9,0	
	4	8,7	9,1	9,0	
	Ort.	9,1	9,1	8,9	
TABAKALI ISLAK YAĞMURLAMA		#1	#2	#3	90
	1	9,7	9,8	9,5	
	2	9,5	9,4	9,5	
	3	9,4	9,6	9,9	
	4	9,2	9,6	9,5	
	Ort.	9,4	9,6	9,6	
KURU NUMUNEDEN SU GEÇİRME		#1	#2	#3	45
	1	9,8	9,9	9,7	
	2	9,7	9,8	9,5	
	3	9,4	9,7	9,4	
	4	9,2	9,5	9,5	
	Ort.	9,5	9,7	9,5	

		#1	#2	#3	
KURU NUMUNEDEN CO_2 ve SU GEÇİRME	1	9,7	9,8	9,8	60
	2	9,6	9,7	9,7	
	3	9,4	9,3	9,7	
	4	9,4	9,5	9,5	
	Ort.	9,5	9,6	9,7	

5. SONUÇLAR

İnce dane içeren kum zeminlerin basit kesme numunelerinin laboratuvar ortamında hazırlanması bir takım zorluklar barındırmaktadır. Bu çalışma kapsamında, %10 Kaolin içeren kum ile altı farklı yöntemle numune hazırlanmış, bunların içerisinden dört yöntem doygunluk derecesi, ince dane oranı, homojenlik, tekrarlanabilirlik ve hazırlama süresi gibi kriterler açısından karşılaştırılmış ve yöntemlerin içerdikleri üstünlükler ve eksikler üzerine bir tartışmada bulunulmuştur.

Yürütülen deneysel program içerisinde aşağıdaki sonuçlar bulunmuştur:

1. "Islak Yağmurlama" yönteminin laboratuarda hazırlanan killi kum numuneler için doygunluk yüzdesi en düşük yöntem olduğu ve Kaolin'in süspansiyonda kalan yapısından dolayı istenilen ince dane oranında numuneyi hazırlama konusunda yetersiz olduğu belirlenmiştir. Ayrıca doygunluk derecesi açısından tüm yöntemler arasında standart sapması en yüksek yöntem (σ = 4,04) olduğundan tekrarlanabilirlik açısından da sıkıntılı bir metot olduğuna kanaat getirilmiştir.
2. "Tabakalı Islak Yağmurlama" yöntemi ile doygunluk derecesi açısından Islak Yağmurlama'ya oranla daha doygun numuneler elde edilebildiği, ayrıca ortalama % 0,5 seviyesinde bir farkla daha fazla ince dane yüzdesi muhteva edebildiği belirlenmiştir. Kaolin'in süspansiyonda kalan yapısına karşı geliştirilen bu yöntem ince dane muhtevası açısından "Islak Yağmurlama"ya göre daha başarılı olduğu belirlenmiştir. Ayrıca tekrarlanabilir bir yöntem olduğuna kanaat getirilmiştir.
3. "Kuru Numuneden Su Geçirme" yönteminin istenilen ince dane oranını sağlamak açısından başarılı olduğu, ancak doygunluk yüzdesi açsından istenilen seviyede olmadığı anlaşılmıştır (S=%95). Bununla birlikte, yüksek tekrarlanabilirliği sahip bir yöntem olduğu bulgulanmıştır.
4. "Kuru Numuneden CO_2 ve Su Geçirme" yönteminde ise sıvılaşma vb. araştırmalar için gerekli yüksek doygunluk yüzdesi değerlerine ulaşılabildiği ve istenilen ince dane oranının korunabildiği belirlenmiştir. Ayrıca bu yöntemle yüksek tekrarlanabilirlikte numuneler hazırlanabilmektedir.
5. Homojenlik açısından, hem yatay hem de düşey yönde numunelerin homojenliğinde belirgin bir fark bulunmadığı ve tüm yöntemlerin homojenlik açısından birbirine yakın sonuçlar verdiği belirlenmiştir.
6. İnce dane içeren kumlarda, kuru numuneden su geçirme temelli yöntemlerin, ıslak yağmurlama temelli yöntemlere göre sistematik olarak daha yüksek doygunluk seviyesi sağladığı bulunmuştur.
7. Benzer biçimde, killi kumlarda, kuru numuneden su geçirme temelli yöntemlerin, ıslak yağmurlama temelli yöntemlere göre daha az ince dane kaybına sebep olduğu bulunmuştur.

8. Numune hazırlanma süresinin, Kaolin'in su yüzeyinde süspansiyonda kalan yapısından dolayı "Islak Yağmurlama" yönteminde 120 dakikaya ulaşan uzun bir zaman aldığı, suyun yavaşça numune haznesi içinde yükselmesi beklenerek hazırlanan yöntem olan "Tabakalı Islak Yağmurlama" yönteminde ise 90 dakikayı bulduğu belirlenmiştir. Kuru numuneden hazırlanan diğer tüm yöntemlerin numune hazırlama sürelerinin ise 45-60 dk. arasında değişen birbirine yakın süreler olduğu belirlenmiştir.

Sonuç olarak, tüm yönleriyle bakıldığında, son uygulanan **"Kuru Numuneden CO_2 ve Su Geçirme"** yönteminin Basit Kesme Deneyi için her yönüyle en başarılı ince daneli kum numune hazırlama yöntemi olduğu bulgulanmıştır. Bu yöntemin, özellikle bilimsel araştırmalar için gereken suya doygun, homojen ve hedeflenen ince dane yüzdesinde (bu çalışma için ≤10%) siltli ve killi kum numunelerin oluşturulmasında kullanılması tavsiye edilir.

KAYNAKLAR

Carraro, J.A.H. ve Prezzi, M. (2008), "A New Slurry-Based Method of Preparation of Specimens of Sand Containing Fines", Geotechnical Testing Journal, ASTM, 31(1), 1-11.

Fredlund, D. G. ve Rahardjo, H. (1993), "Soil Mechanics for Unsaturated Soils", JohnWiley & Sons, Inc., New York.

James, M., Aubertin, M., Wijewickreme, D., and Wilson G. W. (2011), "A Laboratory Investigation of the Dynamic Properties of Tailings", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 48, 1587-1600.

Khalili, A. ve Wijewickreme, D (2008), "New Slurry Displacement Method for Reconstitution of Highly Gap-Graded Specimens for Laboratory Element Testing", Geotechnical Testing Journal, Vol. 31, No. 5.

Monkul, M.M. ve Yamamuro, J.A. (2010), "Influence of Densification Method on Some Aspects of Undrained Silty Sand Behaviour", Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor I.M. Idriss, San Diego, California, Paper No: 1.23a (CD-ROM), ISBN: 1-887009-15-9.

Vaid, Y. P., Sivathayalan, S., ve Stedman, D. (1999), "Influence of specimen-reconstituting method on the undrained response of sands", Geotechnical Testing Journal, 22(3), 187–195.

Yamamuro, J.A. ve Wood, F.M. (2004), "Effect of depositional method on the undrained behavior and microstructure of sand with silt", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 24, 751–760.

Yegian, M. K., Eseller-Bayat, E., Alshawabkeh, A., ve Ali, S. (2007)."Induced-partial saturation for liquefaction mitigation: Experimental investigation." J. Geotech. Geoenviron. Eng., 133(4), 372–380.

Zlatovic´, S. ve Ishihara, K. (1997), "Normalized behavior of very loose non-plastic soils: effects of fabric", Soils and Foundations, 37(4), 47-56

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

MERMER TOZUNUN KİLLİ BİR ZEMİNİN KIVAM LİMİTLERİNE VE SIKIŞABİLİRLİĞİNE ETKİSİ

EFFECT OF MARBLE DUST ON CONSISTENCY LIMITS AND COMPACTABILITY OF A CLAYEY SOIL

Gamze BİLGEN[1] **H. Suha AKSOY [2]** **Öznur CANA [3]**

ABSTRACT

In recent years, the use of industrial wastes for purpose of soil improvement has come into prominence. However, it is known that such materials might cause chemical pollution. Therefore, the use of natural materials for soil improvement will prevent any contamination on the soil. In this study, the effects of marble powder on the consistency limits and compaction properties of clayey soil is scrutinized by comparing to the results of experimental studies and papers in the literature. 0%, 1%, 3% and 7% by weight ratios marble powder were mixed with clayey soil. Atterberg limits (liquid limit, plastic limit) of prepared mixtures were determined. Then, the effects of contributions on compaction properties of soil were identified by applying Proctor test. Using of low ratio of marble powder as addition (1-3%) did not cause a significant change in the Atterberg limits of the clayey soil but increasing proportions of addition (7%) changed the soil classification, from CH to CL. Low amounts of additive used did not cause a significant change in the compaction values but using high proportion of the additives reduced the optimum water content and maximum dry unit weight value.

Keywords: Atterberg limits, Compaction, Clay, Marble powder.

ÖZET

Son yıllarda endüstriyel atık maddelerin iyileştirme amacıyla kullanımı ön plana çıkmıştır. Ancak bu tür malzemelerin kimyasal açıdan kirletici özellikler taşıma riski olabilir. Bu nedenle zemin iyileştirilmesinde doğal malzemelerin kullanılması zeminde oluşabilecek kirliliğin önüne geçecektir. Bu bildiride, yapılan deneysel çalışma sonuçları ile literatürde bulunan çalışmalar kıyaslanarak, mermer tozunun killi bir zeminin kıvam limitleri ve sıkışma özelliklerindeki etkisi irdelenmiştir. Killi zemine ağırlıkça, %0, %1, %3 ve % 7 oranlarında mermer tozu katılarak dört farklı numune elde edilmiştir. Hazırlanan karışımların Atterberg limitleri (likit limit-plastik limit) belirlenmiştir. Daha sonra Proctor deneyi uygulanarak, katkıların sıkışma değerlerine etkileri belirlenmiştir. Düşük oranda

[1] Yrd. Doç. Dr., Bülent Ecevit Üniversitesi, bilgamze@gmail.com
[2] Yrd. Doç .Dr., Fırat Üniversitesi, aksoy.suha@gmail.com
[3] Mühendis., Fırat Üniversitesi, oznurcana@gmail.com

(%1-3) mermer tozu ilavesi ile zeminin Atterbeg limitlerinin neredeyse değişmediği, artan oranlarda (%7) ise CH olan zemin sınıfının CL olarak değiştiği gözlenmiştir. Düşük oranlarda kullanılan katkı malzemesi kompaksiyon değerlerinde önemli bir değişikliğe yol açmamış, yüksek oranda kullanılan katkılar optimum su muhtevasını ve en büyük kuru birim hacim ağırlığı değerlerini azaltmıştır.

Anahtar Kelimeler: Mermer tozu, Kil, Atterberg limitleri, Kompaksiyon.

1. GİRİŞ

Zemin iyileştirme çalışmalarında katkı malzemesi kullanılması, geri dönüşüm malzemeleri üzerinde çalışan pek çok araştırmacının dikkatini çeken bir konudur. Özellikle çağımızın en büyük sorunlarından olan küresel ısınma ve bunun en önemli sebeplerinden olan atıklar ve dolayısı ile çevre kirliliği konuları da göz önüne alınarak, hem atık malzemelerin geri dönüşümü hem de zemin iyileştirme amacı ile pek çok çalışma yapılmıştır. Katkı malzemesi olarak “kireç”, “uçucu kül”, “jips”, “yüksek fırın cürufu”, “bakır cürufu” gibi malzemelerin killerin geoteknik özelliklerine etkisi, değişik çalışmalarda çok farklı açılardan incelenmiştir (Bilgen, 2011). Katkı malzemelerinin seçimde, kullanılan malzemenin üretiminin süreklilik arz etmesi, sürdürülebilirlik adına da önem taşımaktadır (Edil, 2011).

Bu çalışmada, katkı malzemesi olarak mermer tozu kullanılmıştır. Mermer tozu, mermer fabrikalarında, kesim sırasında ortaya çıkan bir atıktır. Ülkemizde yılda yaklaşık olarak 2.200.000 ton mermer blok işlenmektedir ve yaklaşık olarak 660.000 ton mermer tozu atığı ortaya çıkmaktadır (Köse ve Diker, 1999). Mermer işleme tesislerinde blokların ve plakaların kesilmesi sırasında oluşan ve büyük çoğunluğu da 300 mikronun altında olan mermer tanecikleri mermer tozu olarak isimlendirilmektedir. Kesme işleminde su kullanılması nedeniyle suyla birlikte çökeltme havuzlarına taşınmaktadır. Havuzlarda çökelen mermer tozu daha sonra atık sahalarına alınmaktadır. Bu miktarın çok büyük bir kısmı atık olarak kalmakta ve çevresel problemlere neden olmaktadır (Zorluer & Usta, 2003). Mermer tozunun, zemin iyileştirme amacı ile katkı malzemesi olarak kullanımının araştırılması adına, Elazığ bölgesinde bulunan killi bir zeminin geoteknik özelliklerinden kıvam limitlerine ve sıkışabilirliğine etkisi incelenmiştir.

Kıvam limitleri zeminin plastisitesine göre sınıflandırılmasını sağlamakta, ince daneli zeminlerin yükleme tarihçesi, su geçirgenlik özellikleri, değişik amaçlar için inşaat malzemesi olarak seçilmesi, yükler altında sıkışması, şişme potansiyeli ile arazi sıkıştırma ve çalışma koşulları yönünden çok yararlı ön bilgiler vermektedir. Genel olarak, zeminin p1astisitesi arttıkça sıkışma ve şişme potansiyeli artmakta, su geçirgenliği azalmakta, arazi kazı ve dolgu işlemleri sırasında ise zorluklarla karşılaşılmaktadır.

Sıkıştırma konusunda su, özellikle ince daneli zeminlerde önemli bir etkendir. İnce taneli zeminlerde, eklenen su, zemin içerisindeki yüzey gerilim kuvvetlerini azaltarak, birbirleri üzerlerinden kaymalarını sağlar. Böylece hava boşluklarının kapladığı alan zemin taneleri ile doldurulur. Bu suretle zeminde sıkışma meydana gelerek birim hacim ağırlığında artma meydana gelir (Bilgen, 2011). İyi sıkışmış bir zemin; daha kararlı bir hale gelir, geçirimliliği azalır, uygulanan dış yükler altında yeterli dayanıma sahip olur, yapacağı oturmalar azaltılır ve bu özelliklerini çok uzun yıllar koruyabilir (Holtz ve Kovacs 2009).

Bu çalışma, mermer tozunun, killi bir zeminin sıkışma parametrelerinde ve kıvam limitlerinde meydana getireceği etkileri incelemek ve istenilen yönde değişiklikler meydana getirip getirmediğini irdelemek amacı ile yapılmıştır.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

Yapılan deneylerde, ana malzeme olarak Elazığ ili, Merkez ilçesinde, yüzeyden 4 metre derinlikten alınan bir kil kullanılmıştır. Katkı malzemesi olarak kullanılan "Mermer Tozu" (MT), Elazığ' da faaliyetlerini sürdüren Elmersan Mermer Fabrikasında, kesim sırasında ortaya çıkan atık malzemeden temin edilmiştir.

Mermer tozunun yerel bir kilin kıvam limitlerine ve sıkışma özelliklerine etkisinin belirlenmesi amacı ile ASTM E1266 standardına uygun olarak laboratuvar çalışmaları yapılmıştır. Laboratuvar çalışmalarında; ASTM C136 standardına uygun olarak elek analizi yapılmış ve bu analizler doğrultusunda Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine (USCS) göre (ASTM D2487) sınıflandırma yapılmıştır. Sınıflandırma deneylerinin akabinde karışımlara standart kompaksiyon deneyi (ASTM D698-07E1) uygulanarak, en uygun su içeriği ve buna bağlı olarak en büyük kuru birim hacim ağırlıkları tespit edilmiştir.

MT nin kıvam limitlerine etkisinin incelenmesi amacı ile kil zemin, 200 nolu elekten (0.074mm) elendikten ağırlıkça %1, %3 ve %7 oranında MT ile karıştırılarak numuneler hazırlanmıştır. Katkı malzemelerinin kil ile reaksiyona girebilmeleri ve puzolanik etki gösterebilmeleri için ıslatılarak kür edilmiştir. Kür sonrası, numuneler, ASTM D4318 standardına uygun olarak "Kıvam Limitleri" deneylerine tabii tutulmuştur. MT nin kil zeminin sıkışma değerlerine etkisinin incelenmesi amacı ile ağırlıkça %1, %3 ve %7 oranında MT ile karıştırılan numunelere standart Proctor deneyi uygulanmıştır. Karışımların gösteriminde; katkısız olarak çalışılan numune (0MTK); %1 katkılı malzeme (1MTK); %3 katkılı malzeme (3MTK); %7 katkılı malzeme (7MTK) olarak kodlanmıştır. Elde edilen veriler literatürde bulunan çalışmalar ile kıyaslanarak, MT nun kil zeminin sıkışma ve kıvam limitlerine etkisi yorumlanmıştır.

3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR AİT SONUÇLAR

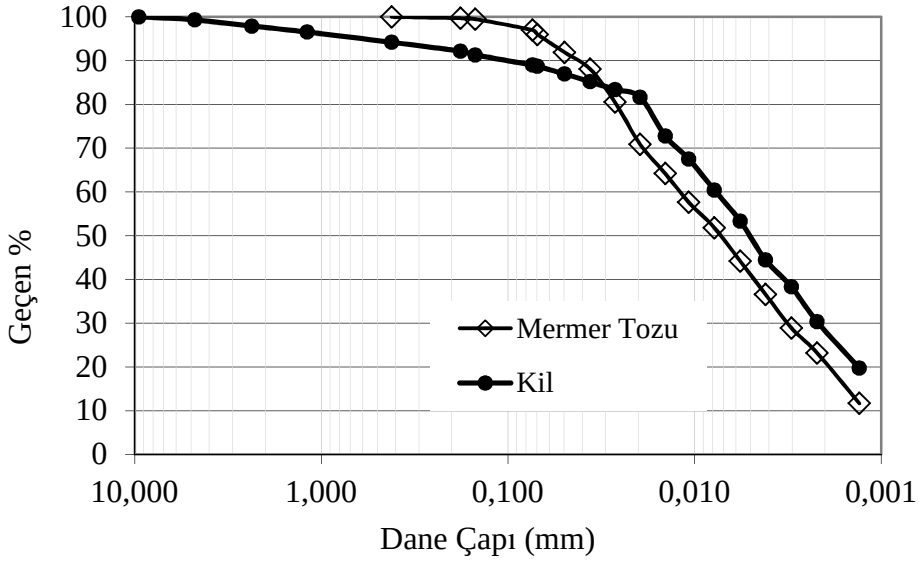
3.1. Elek Analizi - Hidrometre:

Deneysel çalışmalarda kullanılan malzemelerin, ihtiva ettikleri tanelerin boyutlarının belirlenmesi ve tane dağılımı eğrisinin (granülometri eğrisinin) çizilmesi amacı ile elek analizi ve hidrometre deneylerine tabii tutulmuştur. Elek analizi sonuçları Tablo 1 de görülmektedir.

Tablo 1. Elek Analizi Sonuçları

ELEK NO	No:4	No:8	No:16	No:40	No:80	No:100	No:200
Kil (Geçen %)	99	98	97	94	92	91	89
MT (Geçen %)	100	100	100	100	100	98	97

Şekil 1 de ince malzemeye ait hidrometre sonuçları ve malzemelerin granülometri eğrileri görülmektedir. Katkı olarak kullanılan MT nin % 97 si 200 nolu elek (0.074 mm) altına geçmiştir. Zeminin %89 si 0.074 mm den küçük olduğu için Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine (USCS) göre kullanılan malzeme "ince daneli (kohezyonlu) zemin" sınıfına girmektedir.



Şekil 1. Kullanılan Malzemelere Ait Elek Analizi Sonuçları

3.2. Kıvam Limitleri

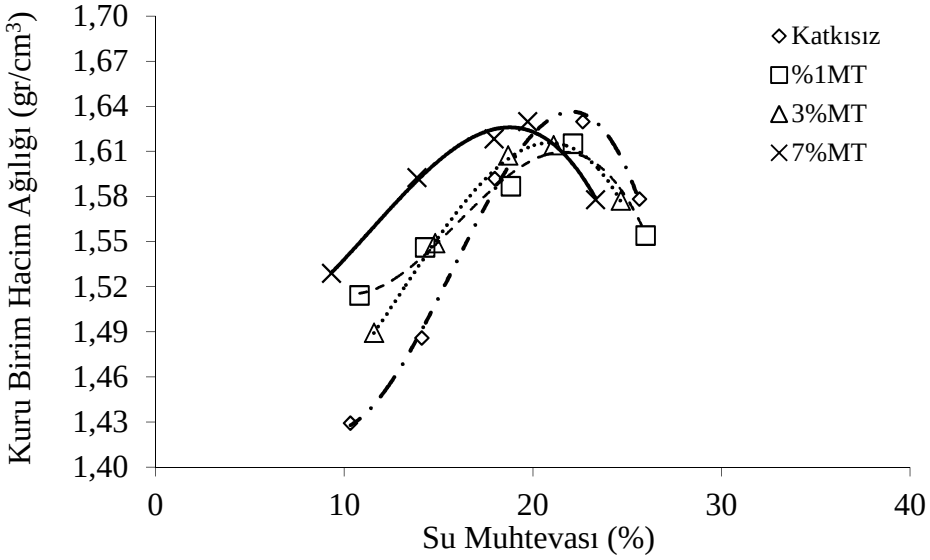
Elazığ Merkez ilçesinden temin edilen zeminin likit limiti %57, plastik limit %18 ve plastisite indeksi %39 dir. Bu değerler doğrultusunda, çalışmada kullanılan zemin, birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre CH grubu "killi zemin" sınıfına girmektedir. %1 oranında eklenen mermer tozu; likit limiti %58, plastik limiti %19 ve plastisite indeksini %39; %3 oranında eklenen mermer tozu; likit limiti %57, plastik limiti %21 ve plastisite indeksini %36; %7 oranında eklenen mermer tozu; likit limiti %49, plastik limiti %24 ve plastisite indeksini %26 şeklinde değiştirmiştir. Elde edilen değerler Tablo 2. de literatürde mermer tozunun katkı olarak kullanılması ile ilgili bir çalışma ile (Gupta, 2011) birlikte verilmiştir.

Tablo 2. Karışımların kıvam limiti değerleri (Marble Dust* - Gupta, 2011)

Numune	W_L (%)	P_L (%)	PI (%)	Zemin Sınıfı
0MTK	57.4	18.1	39.3	CH
1MTK	57.5	18.6	38.9	CH
3MTK	57.0	21.0	36.0	CH
7MTK	49.2	23.5	25.7	CL
MD*	96.4	21.6	74.8	CH
5MD*	76.2	25.2	51.0	CH
15MD*	72.1	30.5	41.6	CH
25MD*	68.5	32.4	36.1	CH
30MD*	62.1	34.2*	27.9	CH

3.3. Kompaksiyon

Sahadan alınan numune üzerinde yapılan standart kompaksiyon deneyi sonucunda, yol ve dolgu çalışmalarında en iyi sıkışabilirliği veren su muhtevası (optimum su muhtevası) ve buna bağlı en büyük kuru birim hacim ağırlığı belirlenmiştir. Şekil 3 de görüldüğü gibi, Elazığ Merkez ilçesinden temin edilen zeminin optimum su muhtevası %22, buna bağlı en büyük kuru birim hacim ağırlığı 1,63 gr/cm^3 dür. %1 oranında eklenen mermer tozu; optimum su muhtevasını %22, buna bağlı en büyük kuru birim hacim ağırlığını 1,61 gr/cm3; %3 oranında eklenen mermer tozu; optimum su muhtevasını %21, buna bağlı en büyük kuru birim hacim ağırlığını 1,61 gr/cm^3; %7 oranında eklenen mermer tozu; optimum su muhtevasını %19, buna bağlı en büyük kuru birim hacim ağırlığını 1,62 gr/cm^3 şeklinde değiştirmiştir.



Şekil 3. Numunelerinin Standart Proctor Değerleri

4. SONUÇLAR

Deneysel çalışmalardan elde edilen verilere göre, katkı malzeme olarak kullanılan mermer tozu**,** düşük plastisiteli kilin en iyi sıkışmanın sağlanacağı su muhtevası (w_{opt}) değerinde azalma meydana getirmektedir. Katkı miktarı artıkça bu azalma da artmaktadır. Katkı miktarı %1 değerinde olduğunda birim hacim ağırlığında düşüş meydana gelmektedir. Ancak, katkı miktarı artınca en büyük kuru birim hacim ağırlığı değerinde artış meydana gelmektedir. Bu verilere göre mermer tozunun %7 den az olmamak kaydı ile, katkı olarak kullanılması optimum su muhtevasında azalma meydana getirirken kuru birim hacim ağırlığında düşüş yaratmamaktadır.

Mermer tozu, düşük plastisitesi kilin zemin sınıfında %1, %3 şeklinde düşük oranlarda kullanıldığında bir değişiklik yaratmamaktadır. %7 oranında kullanıldığında ise, kıvam limitleri değerlerinde meydana getirdikleri değişikliklerle zemin sınıfını CH dan CL ye taşımaktadır. Literatürde yapılan çalışmalarla bu çalışmada yapılan deneysel veriler ışığında, mermer tozunun katkı olarak kullanım oranı arttıkça, killi zeminin likit limit

değerlerinde düşüş ve plastik limit değerlerinde artış olduğu görülmektedir. Mermer tozunun, killi zeminlerde katkı olarak kullanımı, killi zeminleri, daha az su ile akışkan ve daha fazla su ile katı hale geçen, başka bir değişle plastik aralığı (PL) azalan bir zemine dönüşmektedir.

Mermer tozunun kil zeminin kıvam limitlerine ve sıkışabilirliğine etkisi, geoteknik özellikler açısından tercih edilen değişimler oluşturmaktadır ve bu parametreler açısından zemin iyileştirmede katkı olarak kullanıma uygundur.

KAYNAKLAR

ASTM C136, (2006), Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates, American Test Methods Standards.

ASTM D2487, (2011), Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), American Test Methods Standards.

ASTM D4318, (2010), Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, American Test Methods Standards.

ASTM D698-07E1, (2009), Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort, American Test Methods Standards.

ASTM E1266, (2005), Standard Practice for Processing Mixtures of Lime, Fly Ash, and Heavy Metal Wastes in Structural Fills and Other Construction Applications, American Test Methods Standards.

Bilgen, G., (2011), Çelikhane curufu, kireç ve deniz suyunun killerin iyileştirilmesinde kullanımı Doktora Tezi, Kocaeli Üniversitesi, xiv+278p.

Edil, T. B., (2011), Sürdürebilir geoteknik inşaata yaklaşım. 4. Geoteknik Sempozyumu, s. 56-65, Adana.

Gupta, M., (2011), Expansive Soil Stabilization Using Marble Dust, International Journal of Earth Sciences and Engineering, Volume 04, No 06 SPL, pp 59-62.

Holtz R.D., Kovacs W.D., (2009) Geoteknik Mühendisliğine Giriş, Gazi Kitabevi, Ankara

Köse, H.M., Diker, M., (1999), Maden Ve Madenciliğe Dayalı Sanayilerin Türkiye Ekonomisine Katkısı, 3. Endüstriyel Hammaddeler Semp. Bildiriler Kitabı, 1-5.

Zorluer İ. , Usta, M., (2003), “Zeminlerin Atık Mermer Tozu İle İyileştirilmesi” Türkiye IV. Mermer Sempozyumu Afyon, S. 305-312

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

KUMLARIN DERİN KARIŞTIRMA YÖNTEMİ İLE İYİLEŞTİRİLMESİNDE DOYMAMIŞ POLYESTERİN KULLANILABİLİRLİĞİ

UTILIZATION OF UNSATURATED POLYESTER IN IMPROVEMENT OF SAND WITH DEEP MIXING METHOD

R.Kağan AKBULUT[1] **A.Şahin ZAİMOĞLU[2]** **Seracettin ARASAN[3]**

ABSTRACT

Deep soil mixing is an improvement method applied in the form of the creation of mixed columns which involves the in-situ mixing of soil and lime or portland cement with special equipment (using rigs with counterrotating augers). In this study, a series of unconfined compression tests on three different sandy soils (S1, S2 ve S3) with deep mixing using polymers were conducted. The aim of the tests was to evaluate the feasibility of utilizing polymers as a binder for deep mixing technique. In the experiments, unsaturated polyeseter was used as polymer on three different ratios of 1%, 3% and 5%. From the experimental results it was seen that by increasing of polyester ratio, effective diameter, relative density and curing period the unconfined compression strenght was increased.

Keywords: Deep Mixing, Unsaturated Polyester, Sand, Unconfined Compression Strength

ÖZET

Derin karıştırma, kireç veya portland çimentosunun arazide özel ekipmanlarla (ortası delik burgular veya kanatlı karıştırıcılar) zeminle karıştırılıp kolonlar oluşturulması şeklinde uygulanan bir zemin iyileştirme yöntemidir. Bu çalışmada, kum zeminlerin derin karıştırma yöntemi ile iyileştirilmesinde polimerlerin kullanılabilirliğini araştırmak amacıyla laboratuarda üç farklı dane boyutu dağılımına sahip kum zemin (S1, S2 ve S3) üzerinde bir seri serbest basınç deneyi yapılmıştır. Deneylerde polimer maddesi olarak doymamış polyester farklı yüzdelerde (%1, 3 ve 5) kullanılmıştır. Yapılan laboratuar deney sonuçlarından polyester yüzdesi, efektif çap, rölatif sıkılık ve kür süresinin artmasıyla serbest basınç mukavemetinin arttığını gözlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Derin Karıştırma, Doymamış Polyester, Kum, Serbest Basınç

[1] Arş.Gör., Atatürk Üniversitesi, rkakbulut@atauni.edu.tr
[2] Doç.Dr., Atatürk Üniversitesi, zaimoglu@atauni.edu.tr
[3]Yrd.Doç.Dr., Atatürk Üniversitesi, arasan@atauni.edu.tr

1. GİRİŞ

Derin karıştırma yöntemi ilk olarak 1954 yılında ABD'de (Intrusion Prepakt Co. tarafından) uygulanmaya başlanmıştır. Bu yöntemde kireç veya portland çimentosu arazide özel ekipmanlarla (ortası delik burgular veya kanatlı karıştırıcılar) zemin ile karıştırılıp kolonlar oluşturulmaktadır. 1967'den sonra ise İskandinav ülkelerinde ve Japonya'da özellikle deniz killerinin iyileştirilmesinde yaygın bir kullanıma sahip olmuştur. Bu yöntemde, malzemeler zeminle karıştırılırken sulu veya kuru olarak kullanılabilir. Uygulama neticesinde doğal zemine kıyasla iyileştirilmiş zeminde daha yüksek dayanım, daha düşük deformasyon ve geçirimlik değerleri elde edilmektedir (Bruce et al, 1998; Bruce and Bruce, 2003).

1970'li yıllarda Japonya'da killer üzerinde özellikle kireç kullanılarak uygulanan birçok derin karıştırma çalışması yapılmıştır. İlerleyen yıllarda kum zeminlerde ve çimentonunda kullanıldığı çalışmalar artmıştır (Bruce et al, 1998; Bruce and Bruce, 2003). Bu çalışmalarda derin karıştırma yöntemine etki eden parametreler (su/çimento-kireç oranı-kür süresinin etkisi vb.) araştırılmıştır (Okumura and Terashi, 1975; Terashi and Tanaka, 1981; Hartlen and Holm, 1995; Ahnberg, 1996; Porbaha et al., 1998; 2000; Bahner and Naguib, 2000; Jacobson, 2002; Miura et al., 2002; Andromalos and Bahner, 2003; Lorenzo and Bergado 2004; Ratherford, 2004; Horpibulsuk et al., 2005; Pathivada, 2005; Lorenzo and Bergado 2006; Maher et al. ,2007; Lewsley, 2008; Shrestha, 2008; Şengör, 2011; Tang et al., 2011; Dias et al., 2012). Yapılan bu çalışmalar sonucunda, su/çimento oranının azalması ve kür süresinin artmasıyla basınç dayanımının arttığı belirlenmiştir.

Derin karıştırmada çimentoya alternatif katkıların kullanılabilirliği konusunda literatürde sınırlı sayıda çalışma bulunmaktadır (Ahnberg and Holm 1999. Ahnberg, 2006; Ajorloo, 2010). Bu çalışmalarda, çimentonun belirli yüzdelerinde silis dumanı, uçucu kül ve cüruf katkılarının derin karıştırmada kullanılabileceği ifade edilmiştir. Bunun yanında, literatürde çimento yerine polimerlerin kullanıldığı zemin iyileştirme çalışmaları ise yüzeysel stabilizasyon olarak yapılmış sınırlı sayıda çalışmalardır (Ahmed, 1995; Bishop et al., 1998; Santoni et al, 2003; Newman and Tingle, 2004; Gupta et al., 2009; Naeini and Ghorbanalizadeh, 2010).

Bu çalışmada, kum zeminlerin derin karıştırma yöntemi ile iyileştirilmesinde polimerlerin kullanılabilirliğini araştırmak amacıyla laboratuarda üç farklı dane boyutu eğrisine sahip kum zemin (S1: 1.18mm-2.00mm, S2: 0.6mm-1.18mm ve S3: 0.3mm-0.6mm aralığında) üzerinde serbest basınç deneyi yapılmıştır. Deneylerde polimer olarak farklı yüzdelerde doymamış polyester (%1, 3 ve 5) kullanılmıştır.

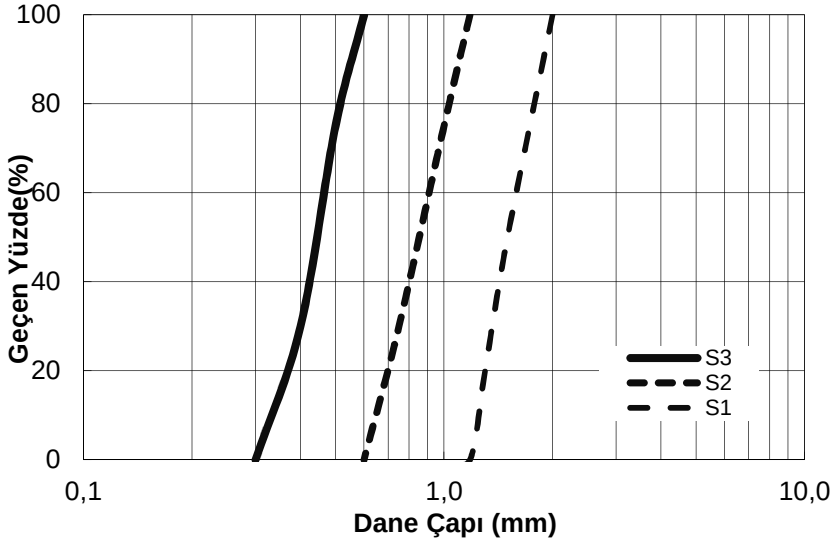
2. MATERYAL VE YÖNTEM

2.1. Kum

Deneylerde Erzincan ili Altunkent agrega ocağından temin edilen doğal dere kumu kullanılmıştır. Kum yıkanarak, çalışmada kullanılmak üzere üç farklı kum grubuna ((S1: 1.18mm-2.00mm, S2: 0.6mm-1.18mm ve S3: 0.3mm-0.6mm aralığında) ayrılmıştır. Kumlara ait indeks özellikleri Tablo 1'de, granülometri eğrileri ise Şekil 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Deneylerde kullanılan kumların özellikleri

	S1	**S2**	**S3**
Özgül Ağırlık,G_S	2.67	2.64	2.66
Maks. Boşluk Oranı, e_{maks}, (%)	99	92	84
Min. Boşluk Oranı, e_{min}, (%)	69	63	61
D_{10}, mm	1.3	0.65	0.34
D_{30}, mm	1.4	0.76	0.40
D_{60}, mm	1.7	0.91	0.47
C_u	1.31	1.40	1.38
C_c	0.89	0.98	1.00
Zemin Sınıfı (USCS'ye göre)	SP	SP	SP



Şekil 1. Deneylerde kullanılan kumlara ait granülometri eğrileri

2.2. Doymamış Polyester

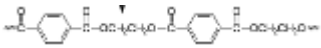
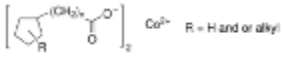
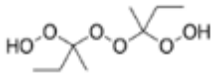
Deneylerde polimer olarak doymamış polyester (Erco-Döküm Tipi) kullanılmıştır. Bu doymamış polyesterin sertleşmesinde; hızlandırıcı olarak Kobalt Naftanat, sertleştirici olarakta Metil Etil Keton Peroksit kullanılmıştır. Doymamış polyester, hızlandırıcı ve sertleştiricinin üretici firma katalogundan temin edilen bazı özelikleri Tablo 2'de verilmiştir. Deneylerde doymamış polyester kum ağırlığının %1, 3 ve 5'i miktarında kullanılmıştır. Hızlandırıcı ve sertleştirici ise doymamış polyesterin sırasıyla, %2 ve %0,4'ü oranlarında kullanılmıştır. Hızlandırıcı ve sertleştirici oranları, doymamış polyester kullanılarak kompozit malzeme (mermerit v.b. gibi) üretimi üzerinde yapılmış bazı çalışmalardan belirlenmiştir (Akın, 2007; Gürü et al., 2007)

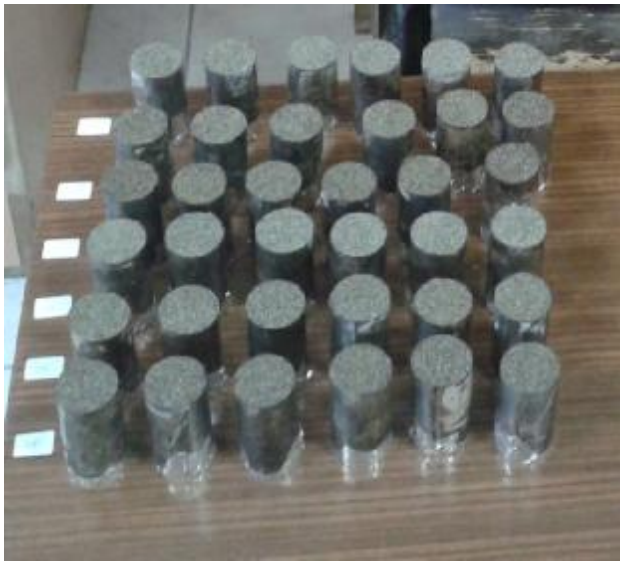
2.3. Numunelerin Hazırlanması ve Serbest Basınç Deneyleri

Kum zeminlerin derin karıştırma yöntemiyle iyileştirilmesinde doymamış polyesterin kullanılabilirliğini araştırmak için laboratuarda kum numuneleri üzerinde serbest basınç deneyi yapılmıştır. Serbest basınç deney aleti olarak 20 ton kapasiteli Soil Test cihazı kullanılmıştır. Serbest basınç numuneleri için 38 mm çapında ve 76 mm boyunda silindirik metal kalıplar kullanılmıştır.

İki farklı rölatif sıkılıkta (D_r= %40 ve %60) hazırlanan kum zeminler bir kap içerisinde daha önce hazırlanmış polyester karışımı ile homojen hale gelinceye kadar el ile karıştırılmış ve daha sonra numune kalıplarına yerleştirilmiştir. Polyester karışımı hazırlanırken, önce polyester ile hızlandırıcı 1 dakika süre ile karıştırılıp içerisine sertleştirici ilave edilerek 1 dakika daha karıştırılmaya devam edilmiştir. Hazırlanan numuneler uygun kür şartlarında 7 ile 28 gün süre ile bekletilmiştir (Şekil 2). Kür tamamlandıktan sonra numuneler ASTM D 2166'ya uygun olarak serbest basınç mukavemeti deneyi yapılmıştır. Sonuçların güvenilirliği açısından deneyler üç numune üzerinde tekrarlanmıştır.

Tablo 2. Kullanılan Doymamış Polyester, Hızlandırıcı Ve Sertleştiriciye Ait Özellikler

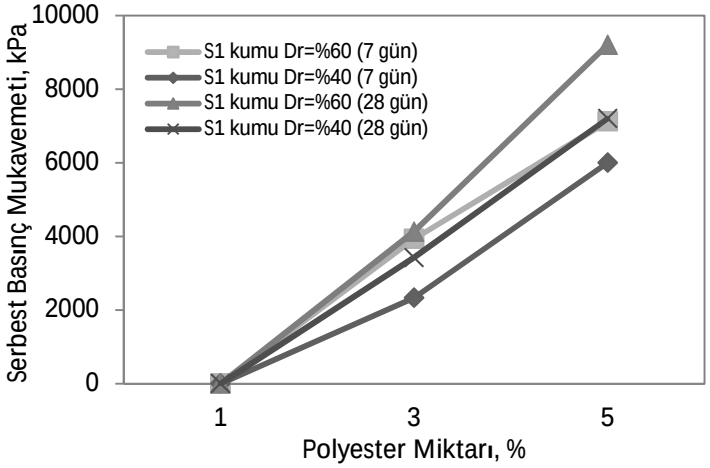
	Polyester	**Hızlandırıcı**	**Sertleştirici**
Kimyasal Adı	Polyethlene terephththalate	Cobalt(II) naphthenate	2-Hydroperoxy-2-((2-hydroperoxybutan-2-yl)peroxy)butane
Formülü			
Renk	Renksiz	Mavimsi kırmızı	Renksiz
Asit Değeri	22 mg KOH/g	-	-
Viskozite	600 cps	-	-
Katı Oranı	%65	%6 (Co^{+2})	-
Yoğunluk	1,133 g/cm^3	0.96 g/cm^3	1.170 g/cm^3
Mol Ağırlığı	-	-	210.22 g mol^{-1}
Parlama Noktası	N/A	-	82 °C
Erime Noktası	250 °C	140°C	-
Kaynama Noktası	-	>150°C	-



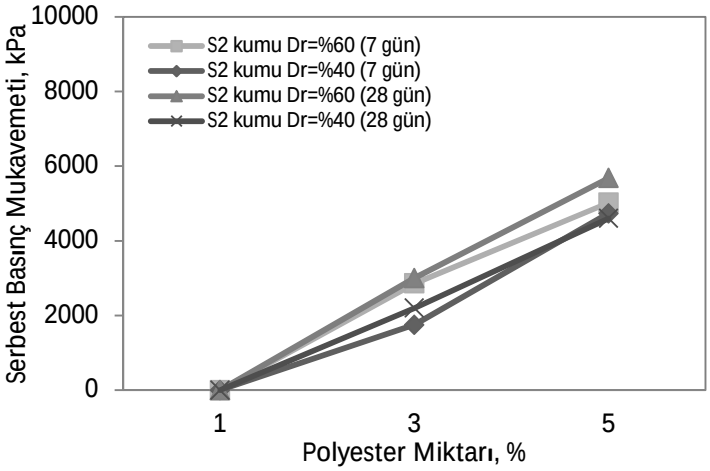
Şekil 2. Hazırlanan Numunelere Ait Bir Görüntü

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

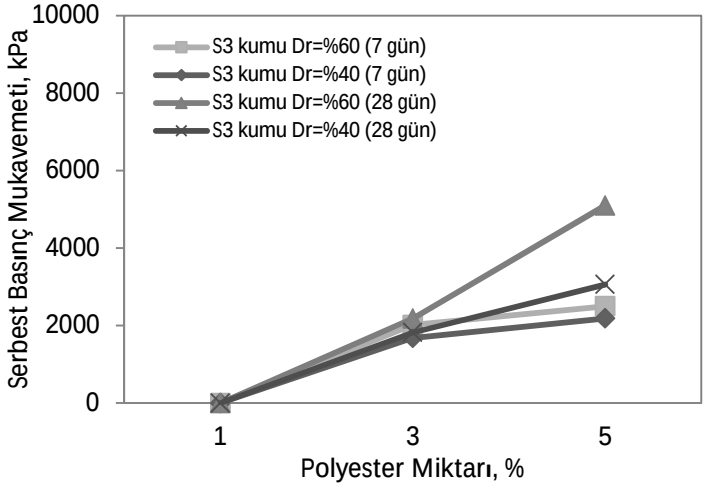
Laboratuvarda yapılan serbest basınç deneylerinden elde edilen serbest basınç mukavemeti-doymamış polyester katkı miktarı grafikleri Şekil 3, 4 ve 5'te gösterilmiştir. Grafiklerden de görüleceği gibi, artan doymamış polyester miktarına karşılık numunelerin serbest basınç mukavemetlerinde belirgin artışlar görülmektedir. Yine şekillerde, %60 rölatif sıkılıkta hazırlanan numunelerin serbest basınç mukavemetlerinin %40 rölatif sıkılıkta hazırlanan numunelere oranla %6-%69 aralığında daha yüksek değerler vermektedir (Şekil 3, 4 ve 5).



Şekil 3. S1 Kumuna Ait Serbest Basınç Mukavemeti-Doymamış Polyester Miktarı Grafiği



Şekil 4. S2 Kumuna Ait Serbest Basınç Mukavemeti-Doymamış Polyester Miktarı Grafiği



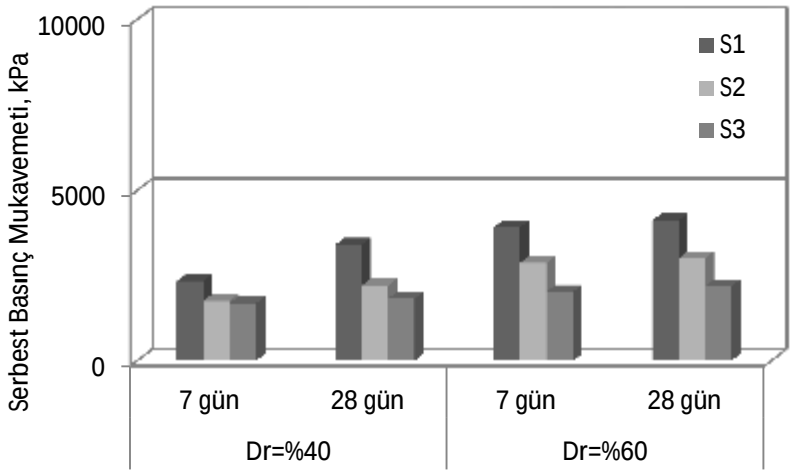
Şekil 5. S3 Kumuna Ait Serbest Basınç Mukavemeti-Doymamış Polyester Miktarı Grafiği

% 1 doymamış polyester katkısı ile hazırlanmış numuneler kalıptan çıkarılırken dağıldığı için serbest basınç deneyleri yapılamamıştır (Şekil 6-a). Bunun sebebinin, %1 doymamış polyester miktarının yeterli olmadığı düşünülmektedir. Katkı miktarının %3 ve %5 uygulandığı numunelerde ise kırılmanın sünek olarak gerçekleştiği gözlenmiştir (Şekil 6-b).

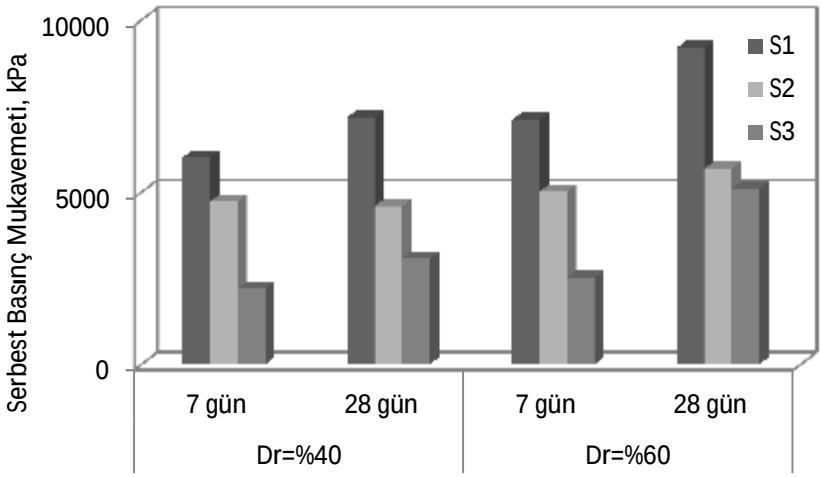
Şekil 6. (a) Kalıptan Çıkarılırken Dağılan Numunelere (%1 Doymamış Polyester) ve (b) Serbest Basınç Deneyi Sonrası Numunelere (%3-%5 doymamış polyester) ait Görüntüler

Şekil 7 ve 8'de sırasıyla %3 ve %5 doymamış polyester katkı oranlarında 7 günlük ve 28 günlük kür sürelerinde elde edilen serbest basınç mukavemetleri gösterilmiştir. Şekiller incelendiğinde, %5 doymamış polyester katkılı numuneler %3 katkılı numunelere kıyasla %23-%170 aralığında daha yüksek mukavemet değerlerine sahiptir. Ayrıca, tüm deney sonuçlarında S1 kumu (D_{10}=1.3) en yüksek değerleri verirken, S3 (D_{10}= 0.34) kumu en düşük değerleri vermektedir. Diğer bir ifade ile kumun efektif çapı arttıkça daha yüksek basınç dayanımı değerleri elde olunmuştur. Literatürde derin karıştırma yapılmış zeminlerde serbest basınç mukavemetlerinin granüler zeminlerde 0.5-5 MPa aralığında olduğu ifade edilmektedir (Bruce et al, 1998; Bruce and Bruce, 2003). Doymamış

polyester ile yapılan bu çalışmada 7 günlük ve 28 günlük tüm sonuçlar 0.5 MPa (500 kPa)'dan yüksek değerler vermiştir. Yine, %5 katkılı S1 kumunda 5 MPa üzerinde değerler elde olunmuştur. Ayrıca, 7 günlük sonuçlar ile 28 günlük sonuçlar karşılaştırıldığında serbest basınç mukavemeti değerlerinin %5-%47 aralığında değiştiği belirlenmiştir. Kür süresinin artmasıyla mukavemet değerlerinin fazla değişmemesinin sebebi olarak; doymamış polyesterin, çimento ve kireç gibi diğer katkılara kıyasla daha hızlı dayanım kazanma özelliğinin olduğu düşünülmektedir.



Şekil 7. %3 Doymamış Polyester Katkılı Numunelere Kür Süresi Ve Rölatif Sıkılığın Etkisi



Şekil 8. %5 Doymamış Polyester Katkılı Numunelere Kür Süresi Ve Rölatif Sıkılığın Etkisi

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, farklı üç kum zeminin doymamış polyester kullanılarak derin karıştırma yöntemi ile iyileştirilmesini araştırmak amacıyla laboratuarda serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Deneylerden elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- %1 doymamış polyester katkısında, katkı oranı yeterli olmadığından numune üretilememiştir.
- Doymamış polyester miktarı arttıkça serbest basınç mukavemetinin arttığı belirlenmiştir.
- Kumun efektif çapı (D_{10}) arttıkça daha yüksek serbest basınç mukavemetleri elde edilmiştir.
- Rölatif sıkılığın %60 olduğu numunelerin mukavemetleri %40 olanlara göre daha yüksek bulunmuştur.
- 7 günlük kürden sonra hemen hemen tüm numunelerin serbest basınç mukavemetlerinde büyük bir artışı olmadığı belirlenmiştir.

Sonuç olarak, kum zeminlerin derin karıştırma yöntemi ile iyileştirilmesinde çimento yerine polyesterin finansal analizide yapılarak kullanılabileceği söylenebilir. Konuyla ilgili daha gerçekçi yargılara ulaşabilmek için farklı zemin gradasyonları, farklı katkı oranlarının kullanıldığı laboratuar deneyleri (geçirimlilik, donma-çözülme, v.b.) ile arazi uygulamasının yapılarak devam ettirilmesi ileriki çalışmalar için önerilir.

KAYNAKLAR

Ahmed, N.B., (1995), “Chemical stabilization of baiji sand dunes in Iraq. 1. Effect of some soil stabilizers on the infiltration rate of sand”, Qatar University Sci. J., 15(1), 109-113.

Ahnberg, H., (1996), “Stress depent parameters of cement and lime stabilized soils”, Proc. 2nd International Conference on ground Improvement Geosystems-IS Tokya 96, Grouting and Deep Mixing, Tokyo 1996, Vol. 1, 387-392.

Ahnberg, H., (2006), “Strength of stabilized soils-a laboratory study on clays and organic soils stabilized with different types of binder”, Docotral Thesis, Lund University, Sweden.

Ahnberg, H., and Holm, G., (1996), “Stabilizion of some Swedish organic soils with different types of binder” Dry mix methods for Deep soil stabilization, Brendenberg, Holm and Broms, eds. Balkema, Rotterdam, 101-108.

Ajorloo, A.M., (2010), “Characterization of the mechanical behavior of improved loose sand for application in soil-cement deep mixing”, Doctoral Thesis, University of Lille, France.

Akın, E., (2007), “Mermer tozları ve uçucu kül ile polimer esaslı kompozit malzeme üretimi”, Yüksek Lisans Tezi, Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.

Andromalos, K.B., Bahner, E.W., (2004), “The application of various deep mixing methods for excavation support systems”, Grouting and Ground Treatment, ASCE, GSPNo. 120: 515-526.

Bahner E.W., and Naguib, A.M., (2000), “Ground improvement for large above ground petroleum storage tanks using deep mixing”, GEODENVER 2000 Denver, Colorado, USA.

Bishop, R.T., Mcalpin, B.A., Jones, D., (1998), “Stabilisation of earth roads with water-based polymer emulsions” Proc S Afr Sug Technol Ass (1998) 72:309-315.

Bruce, D., Bruce, M., (2003), “The Practitioner’s guide to deep mixing”, Grouting and Ground Treatment, 474-488.

Bruce, D.A., Bruce, M.E.C., Dimileo, A., (1998), “Deep mixing method: A global perspective”, ASCE Geotechnical Special Publication, No,81, 1-15.

Dias, D.r., Camarini, G., Miguel, M.G., (2012), “Preliminary laboratory tests to study the increase of strength in samples of soft soils with cement, for treatments using Dry-Mix System”, Grouting and Deep Mixing 2012, Geotechnical Special Publication (GSP) No. 228.

Gupta, S.C., Hooda, K.S., Mathur, N.K., Gupta, S., (2009), “Tailoring of Guar gum for desert sand stabilization”, Indian Journal of Chemical Technology. Vol. 16, 507-512

Gürü, M., Tekeli, S., Akin, E., (2007), “Manufacturing of polymer matrix composite material using marble dust and fly ash”, Key Engineering Materials, Volume 336-338 II, 1353-1356.

Hartlen, J., Holm, G., (1995), "Deep Stabilization of Soft Soils With Lime-Cement Columns" Proceedillgs of Bellgt B. Broms Symposium on Geotechnical Ellgilleerillg, Singapore, Japan, 173 -179.

Horpibulsuk, S., Miura, N., Nagaraj, T.S., (2005), “Clay–Water/Cement Ratio Identity for Cement Admixed Soft Clays”, Journal of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, 2, 187-192.

Jacobson, J., (2002), “Factors affecting strength gain in lime-cement columns and development of a laboratory testing procedure”, Master Thesis, Virginia Polytechnic Institute and state University.

Lewsley, G., (2008), “On the strength of saturated cement-treated soil reconstituted by wet-mixing”, Master Thesis, University of British Columbia.

Lorenzo, G.A., Bergado, D.T., (2006), “Fundamental Characteristics of Cement-Admixed Clay in Deep Mixing”, ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 18, 2, 161-174.

Lorenzo, G.A., Bergado, D.T., (2004), “Fundamental parameters of cementadmixed clay – New approach”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130 (10), 1-9.

Maher, A., Douglas, W.S., Yang, D., Jafari, F., Schaefer, V.R., (2007), “Cement Deep Soil Mixing (CDSM) for Solidification of Soft Estuarine Sediments”, Marine Georesources and Geotechnology, 25, 221–235.

Miuri, N., Horpibulsuk, S., and Nagaraj, T.S., (2002), “Engineering behavior of cement stabilized clay at high water content”, Soils and Foundations, Vol.41, (5), 33-45.

Naeini, S.A., Ghorbanalizadeh, M., (2010), “Effect of wet and dry conditions on strength of silty sand soils stabilized with epoxy resin polymer”, Journal of Applied Sciences 10(22), 2839-2846.

Newman, K., Tingle, J.S., (2004), “Emulsion polymers for soil stabilization”, 2004 FAA Worldwide Airport Technology Transfer Conference, Atlantic City, New Jersey, USA.

Okumura, T., Terashi, M., (1975), "Deep-Lime-Mixing Method of Stabilization for Marine Clays", Proceedings of the 5th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangalore, India, I, pp 69- 75.

Pathivada, S.P., (2005), “Effects of water-cement ratio on deep mixing treated expansive clay characteristics”, Maste Thesis, The Unıvercity Of Texas At Arlington.

Porbaha, A., (1999), “Deep mixing technology for liqufaction mitigation”, Journal of Infranstructure Systems, Vol.5, No.1.

Porbaha, A., Tanaka, H. And Kobayashi, M., (1998), “State of the art in deep mixing technology, Part II: Applications”, Ground Improvement, J. ISSMGE, 2(3), 125-139.

Ratherford, C.J., (2004), “Design manual for excavation support using deep mixing technology”, Master Thesis, Texas A&M University.

Santoni, R.L., Tingle, J.S., and Webster, SL, (2003), “Stabilization of Silty Sand with Nontraditional Additives”, Transportation Research Record 1787, TRB, National Research Council, Washington, DC, 33-41.

Şengör, M.Y., (2011), “The deformation characteristics of deep mixed columns in soft clayey soils: a model study”, Doctoral Thesis, METU, Turkey.

Shrestha R., (2008), “Soil Mixing: A Study on ‘Brusselian Sand’ Mixed with Slag Cement Binder”, Master Dissertation, University of Ghent, University of Brussle.

Tang, B.L., Bakar, I., Chan, C.M., (2011), “Reutilization of Organic and Peat Soils by Deep Cement Mixing”, World Academy of Science, Engineering& Technology, Vol. 74, 680.

Terashi, M., Tanka, H., (1981), "Ground Improvement by Deep Mixing Method", Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, 3, 777- 780

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

SİLTLİ ZEMİNLERDE UÇUCU KÜL KATKISININ MEKANİK ÖZELLİKLERE ETKİSİ

EFFECT OF FLY ASH ADDITION ON THE MECHANICAL PROPERTIES OF SILTY SOILS

Aşkın ÖZOCAK[1] **Ertan BOL [1]** **Sedat SERT [1]**

ABSTRACT

Research on liquefaction potential of silts has been carried out since the 1999 earthquake in Adapazari. Since soils with high clay content do not liquefy, the influence of the clay on the liquefaction potential of silt has been studied with this parameter in mind. In this study, addition of fly ash, which can be abundant and cheap, to the silty soils have been invesitigated whether it effects the mechanical properties of the soil or not.Eleven samples have been prepared with Adapazarı silt and the fly ash in different ratios. Then the samples have been subjected to classification tests, compaction tests and triaxial tests. Liquefaction potential of the samples have been determined according to Adapazarı Criteria. Compaction, permeability and shear resistance of the samples did not get better but liquefaction probability disappeared for the samples have 25% and more fly ash.

ÖZET

Siltli zeminler üzerindeki çalışmalar son yirmi yıl içinde yoğunlaşmaya başlamıştır. Özellikle Marmara depreminin ardından sıvılaşabilirliği gündeme gelen siltler geoteknik açıdan bir laboratuvar kent hüviyeti taşıyan Adapazarı'nda ana çalışma konularından biri olmuştur. Bilhassa dinamik özellikleri üzerindeki çalışmalar bir takım kriterlerin de geliştirilmesine yol açmıştır. Bir siltin sıvılaşıp sıvılaşmayacağı kıvam ve dane dağılım özelliklerinden belirlenebilmektedir. Sıvılaşma potansiyeli taşıyan siltli tabakaların eğer etkisi zemin yüzeyine yansıyor ise sıvılaşma etkisini ortadan kaldıracak iyileştirme yöntemleri uygulanmakta veya tabaka kalınlığı uygun ise bu zeminin değiştirilmesi yolu tercih edilmektedir. Bu çalışmada bol ve ucuza temin edilebilecek olan uçucu kül malzemesinin siltli zeminlere ilave edilmesi durumunda mekanik özelliklerin hangi yönde değişeceğinin belirlenmesi hedeflenmiştir. Kent merkezinden alınan doğal siltli malzemeye farklı oranlarda uçucu kül katılarak hazırlanan numuneler sınıflandırma, kompaksiyon, üç eksenli hücre kesme ve geçirimlilik deneylerine tabi tutulmuşlardır. Böylece sıkıştırma özellikleri, kayma direnci özellikleri ve geçirimlilik özellikleri belirlenmiştir. Bunun yanında karışım numunelerinde kıvam ve dane dağılım özellikleri değiştiğinden sıvılaşma potansiyelleri de değişmiştir. Sonuç olarak doğal siltli zemine uçucu kül katkısının

[1] Yrd.Doç.Dr., Sakarya Üniversitesi, Müh.Fak., İnş.Müh.Böl., aozocak@sakarya.edu.tr

sıkıştırma, geçirimlilik ve dayanım özelliklerinde olumlu bir gelişme göstermez iken Adapazarı siltine en az %25 uçucu kül ilavesi sıvılaşma olasılığını ortadan kaldırmaktadır.

1.GİRİŞ

Son yıllarda zeminlerin iyileştirilmesi için pek çok araştırma yapılmaktadır. Yapılan ilk araştırmalarda bitkisel malzemeler zemine katılarak zemin stabilize edilmeye çalışılmıştır. Yakın zamanda yapılan araştırmalarda ise kimyasal içerikli atık malzemelerle zemin stabilizasyonu daha fazla uygulama alanı bulmuştur. Atık halde olan malzemelerin zemin stabilizasyonunda kullanılması hem çevre kirliliğine sebep olabilecek atık malzemelerin değerlendirilmesini sağlamakta hem de maliyetleri düşürmektedir.

Zemine malzeme ilave etme yoluyla yapılan iyileştirme yöntemlerinden biri olan derin karıştırma yöntemi (DMM: deep mixing methods) doğal zeminin çimentolayıcı olan ve olmayan gereçlerle (binder) kuru veya sulu olarak karıştırılması işlemidir. Bu işlemler uygulama yerine göre yapılarda derin zemin karıştırma (DSM: deep soil mixing), sığ zemin karıştırma (SSM: shallow soil mixing) ve su yapıları ve çevre mühendisliğinde de karıştırma zemin duvarları (SMW: soil mixed wall) oluşturulması biçiminde uygulanmaktadır. Yapısal uygulamalarda kule, köprü, dolgu, duvar, bina temelleri DSM ile iyileştirilebilmektedir. Karıştırma işlemi tek veya çoklu karıştırıcılarla gerçekleştirilir. Bıçak zemini kesip ufalayarak istenen derinliğe indirildikten sonra yine döndürülerek yukarı çekilirken ortama çimento veya kireç üfürerek (kuru yöntem) veya bunu sıvı kıvamda basarak (sulu yöntem) karıştırılır (Önalp ve Sert, 2010). Uçucu kül ilavesi ile yapılacak iyileştirme derin karıştırma yöntemi ile yapılabilmektedir.

Son yıllarda siltli zeminlerin sıvılaşabilirliği önemli çalışma konularından birini oluşturmaktadır. Bu konuda Adapazarı Kriterleri olarak sunulan (Önalp ve Arel, 2002) ve siltli zeminlerin 1999 depreminde performansını yansıtan bilgiler literatürde Çin kriteri olarak anılan bilgilerin kritik değerlendirilmesi ile üretilmiş olup, sürekli güncellenmektedir. Bu kriterler büyük arazide sıvılaşmış/sıvılaşmamış sitelerde yapılan gözlemler ve buralardan alınan numunelerin deneye tabi tutulması ile geliştirildiğinden, güvenilirliği makul derecede yüksek olarak nitelendirilebilir. Son biçimi ile Adapazarı Kriteri'ne göre bir ince daneli zeminin sıvılaşabilmesi için

- $I_L \geq 0.9$ (wp ölçülemiyor ise w_n/w_L oranı)
- $w_L \leq 33$
- $C \leq \%10$
- $D_{50} > 0.02$ mm

koşullarının tümünün sağlanması gerekmektedir. Bu kriterde $25 < w_L < 33$ ve $10 < \%C < 15$ aralıklarında numunelerin dinamik deneylerle yargılanması önerilmiştir (Bol vd., 2010). Adapazarı kriterlerinde plastisite indisinin yer almamasının nedeni olarak düşük plastisiteli ile sıvılaşabilir NP zeminlerde plastik limitin ölçümdeki tutarsızlıklar gösterilebilir. Bölgenin üst sınırı ise $I_p = 12$ ile gösterilmiş olup, Bray ve Sancio (2006) önerisi ile uyum içindedir. Ancak, bu plastisite indisi değerinin deneyle ölçülebilir en alt sınırı göstermesi nedeniyle, belki de sadece NP siltlerin sıvılaşabileceği gerçeği tartışılır olmaktadır. Öneriler genel olarak değerlendirildiğinde, sıvılaşabilir siltli zeminlerin "kumsu" karakterde olduğu hakkında görüş birliği olduğu, kumsudan kilsiye geçişte mekanik

deneylerden de yararlanılarak yargıya varılmasının uygun olacağı ve sonuçta kilsi zeminlerin sıvılaşmayacağı gibi bir görüş belirmektedir (Özocak ve Önalp, 2011).

2. ZEMİN NUMUNESİ VE UÇUCU KÜL MALZEME

Deneysel çalışmada, Adapazarı kent merkezinden, 1999 depreminde sıvılaşma gözlenmiş bölgeden sağlanan silt numuneleri kullanılmıştır. Deneylerde hazırlanan karışımlar bu silte farklı oranlarda uçucu kül katkısı ile sağlanmıştır. Çalışmada kullanılan bu örselenmiş zemin numunelerinin öncelikle temel özellikleri belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar toplu olarak Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Çalışmada Kullanılan Doğal Zeminin Fiziksel Özellikleri

	Adapazarı Silti (Doğal)
Sınıf (TS1500/2000)	ML
Renk	Açık kahve
Likit Limit (w_L)	34
Plastik Limit (w_P)	23→NP
Plastisite İndisi (I_P)	7→NP
Büzülme Limiti (w_S)	31
Özgül ağırlık (G_S)	2.72
Kil içeriği (C %)	10
Silt İçeriği (M %)	60
Kum İçeriği (S %)	30

TS 639 "Uçucu Kül" standardında SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 miktarı en az %70 verilmiştir. Aynı zamanda içerisinde %10'dan fazla miktarda CaO bulunan küller yüksek kireçli küller, %10'dan az miktarda CaO bulunan küller ise düşük-kireçli kül-ler olarak tanımlanmaktadır. Düşük kireçli uçucu küllerin sadece puzolanik özelliğe sahip oldukları, yüksek-kireçli uçucu küllerin ise hem puzolanik özelliğe hem de içerdikleri kireç nedeniyle bir miktar hidrolik bağlayıcılık özelliğine sahip oldukları bilinmektedir.

Uçucu kül ile zemin stabilize edilirken, üç farklı yönden zemin iyileştirilmektedir (Kurama v.d. 1999). Bunların birincisi, uçucu külde bulunan trikalsiyum silikatlar ile hidratasyon sonucunda çimentolaşma olayıdır. İkincisi serbest halde bulunan kirecin (CaO) kil mineralleri ile etkileşimi sonucunda plastisitede meydana gelen azalmadır. Üçüncüsü ise silika ve alümina bileşiklerinin puzzolanik tepkimeleri sonucunda meydana gelen iyileşmedir. Bu çalışmada siltli zemin c sınıfı uçucu kül ile stabilize edilmiştir. Bu çalışmada Yalova Aksa Elektrik Termik Santrali'nden elde edilen uçucu kül kullanılmış olup yüksek kireçli uçucu kül sınıfına girmektedir.

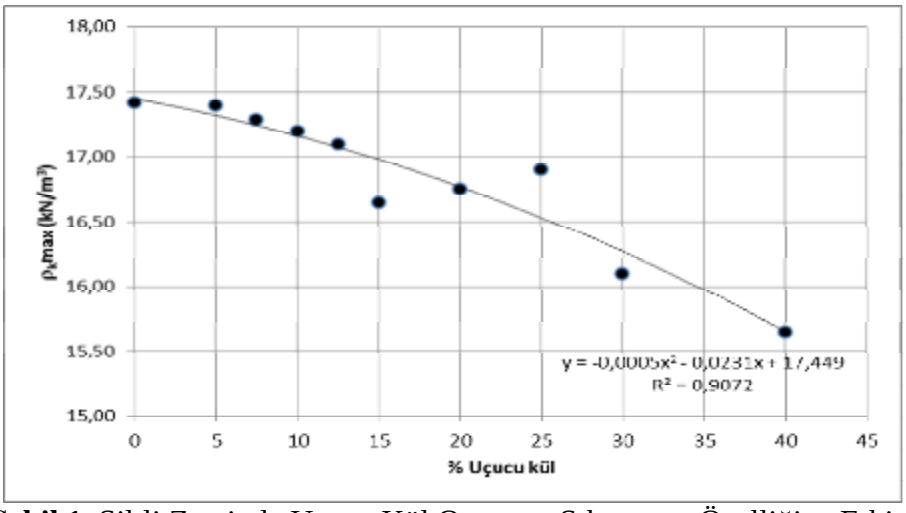
3.SIKIŞTIRMA (KOMPAKSİYON)

Adapazarı kent merkezinden alınan siltli zemin numunesine birincisi doğal durumdaki hali olmak üzere ikincisinden başlayarak ağırlıklarınca %5, %7.5, %10, %12.5, %15, %20, %25, %30, %40 oranında uçucu kül eklenmiştir. Hazırlanan bu karışımlar üzerinde öncelikle sınıflandırma ve özgül ağırlık deneylerine tabi tutulmuşlardır. Uçucu kül numunesi üzerinde de aynı deneyler yürütülmüştür. Özgül ağırlığı 2.24 olarak ölçülen uçucu külün TS1500/2000'e göre MH simgesi aldığı anlaşılmıştır. Çizelge 2'de yukarıda verilen oranlar ile hazırlanan karışımların sınıflandırma ve özgül ağırlık deney sonuçları verilmektedir. Buna göre ML simgesine sahip olan Adapazarı siltine %40 oranına değin uçucu kül ilave edildikçe simgesi değişmemektedir. Bununla birlikte uçucu kül eklenen numunelerde silt oranının arttığı benzer çalışmalarda da gözlemlenmiştir (Fırat ve Cömert, 2011).

Çizelge 2. Çalışmada Kullanılan Doğal Zeminin Fiziksel Özellikleri

Numune	w_L	I_P	G_S	% C	% M	% S	Sınıf (TS 1500)
% 100 silt	27	NP	2.66	6.2	44.3	45.54	ML
% 5 u.k + silt	27	NP	2.65	5.24	42.72	49.3	ML
% 7.5 u.k + silt	25	NP	2.62	6.85	43.26	47.77	ML
% 10 u.k + silt	27	NP	2.61	7.4	43.21	47.19	ML
% 12.5 u.k +silt	28	NP	2.60	7.68	43.2	45.88	ML
% 15 u.k + silt	28	NP	2.61	6.56	46.3	44.8	ML
% 20 u.k + silt	29	NP	2.57	6.08	48.22	43.36	ML
% 25 u.k + silt	31	NP	2.56	10.67	46.03	40.76	ML
% 30 u.k + silt	31	NP	2.54	10	45.94	42.71	ML
% 40 u.k + silt	31	NP	2.53	10.64	48.42	38.91	ML
% 100 u.kül	51	NP	2.24	8.98	83.39	7.63	MH

Uçucu kül eklenerek hazırlanan bu numuneler üzerinde standart proktor yöntemi ile sıkıştırma deneyleri uygulanmıştır. Bu deneyler sonucunda numunelere ait maksimum kuru birim hacim ağırlıkları (ρ_k) ve bu değere karşılık gelen optimum su muhtevaları (w_{opt}) bulunmuştur. Şekil 1'de maksimum kuru birim hacim ağırlıkların uçucu kül oranı ile değişimi görülmektedir. Grafikten numunedeki uçucu kül oranının arttıkça maksimum kuru birim hakim ağırlık değerinin düştüğü anlaşılmaktadır. Buradan siltli zemine uçucu kül eklenmesinin sıkıştırılmasına pozitif bir etkisinin olmadığını söylemek mümkündür.

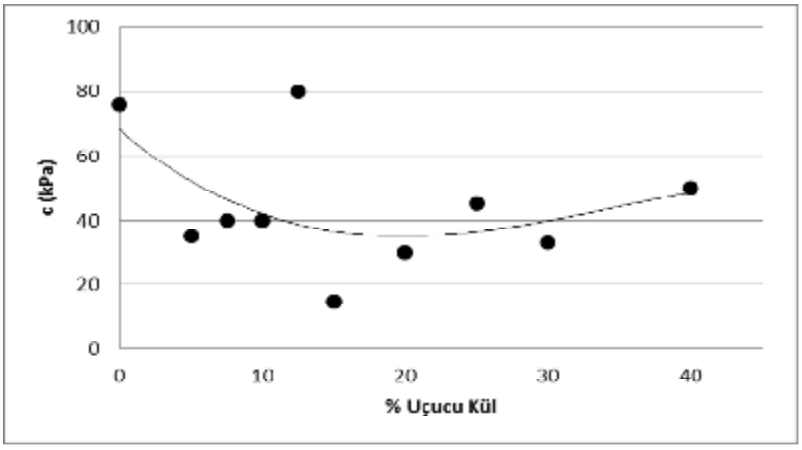


Şekil 1. Siltli Zeminde Uçucu Kül Oranının Sıkıştırma Özelliğine Etkisi

4.KAYMA DİRENCİ

Siltli zeminin uçucu kül ile stabilize edildiği çalışmada bütün numuneler optimum su muhtevasında hazırlanmıştır. Kütlesel olarak silt doğal halde, %5, %7,5, %10, %12,5, %15, %20, %25, %30 ve %40 oranında uçucu kül ilave edilerek hazırlanan karışımlar belirlenen optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlık değerlerinde hazırlanarak üç eksenli hücre kesme (UU) deneyine tabi tutulmuştur.

Uçucu külün siltli zeminler üzerindeki konsolidasyonsuz ve drenajsız kayma direnci parametrelerine etkileri araştırılmıştır. Şekil 2'de görüldüğü gibi uçucu kül ilavesi ile drenajsız kayma direncinde % 15 kül oranına kadar bir azalma eğilimi gözükürken bu değerden sonraki kül oranlarında artış meydana getirmiştir. Literatürde benzer sonuçlar ile karşılaşıldığı belirlenmiştir (Aksoy vd., 2008).

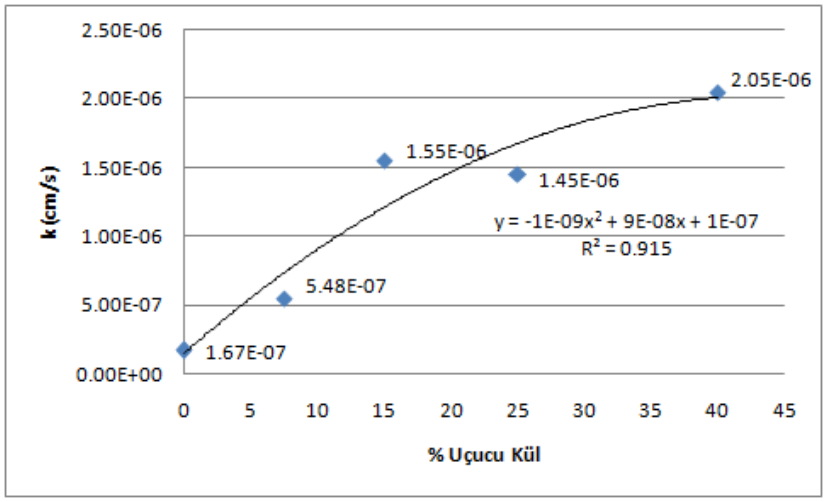


Şekil 2. Siltli Zeminde Uçucu Kül Oranının Drenajsız Kayma Direncine Etkisi

5.GEÇİRİMLİLİK

Doğal silt ve uçucu kül karışımlarından beş tanesi için (Doğal silt, % 7.5, % 15, % 25 ve % 40 uçucu kül katkılı) maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum kuru su muhtevası

değerlerinde hazırlanan numuneler üzerinde düşen seviyeli geçirimlilik deneyleri yapılmıştır. Zemin numunesinin doyurulmasından sonra gerçekleştirilen geçirimlilik deneyleri geçirimlilik katsayısı değerlerinin kararlı bir değere ulaşmasına değin sürdürülmüştür. Şekil 3'teki eğilime bakıldığında uçucu kül katkısının Adapazarı siltinin geçirimlilik katsayısı değerini yükselttiği anlaşılmaktadır. Buradan geçirimlilik katsayısının düşürülmesinin istendiği durumlarda uçucu kül katkısının olumsuz bir etki oluşturacağı ortaya çıkmıştır.



Şekil 3. Siltli Zeminde Uçucu Kül Oranının Geçirimliliğe Etkisi

6.SIVILAŞMA

Çizelge 3'te doğal silte uçucu kül katkısıyla oluşturulan numunelerin sınıflandırma ve kıvam özellikleri verilmiştir. Doğal silt ML simgesi alırken katkı malzemesi olarak kullanılan uçucu kül MH (Elastik silt) sınıfındadır. Uçucu külün kompaksiyon özelliklerinin kül katkısıyla iyileşmediği sonucunu açıklamaktadır. Çizelge 3'te ayrıca numunelerin Adapazarı Kriterine (Bol v.d., 2010) göre sıvılaşıp sıvılaşmadığı incelenmiştir. Doğal silt sıvılaşma potansiyeli taşırken %25 ve daha fazla uçucu kül ile karılan malzeme sıvılaşır özelliğini kaybetmektedir.

Çizelge 3. Karışım numunelerinin fiziksel özellikleri

Numune	w_L	I_P	% C	D_{50}	Sınıf (TS 1500)	SIVILAŞMA (Adp.Kriteri)
% 100 silt	27	NP	6.2	0.074	ML	+
% 5 u.k + silt	27	NP	5.24	0.08	ML	+
% 7.5 u.k + silt	25	NP	6.85	0.074	ML	+
% 10 u.k + silt	27	NP	7.4	0.073	ML	+
% 12.5 u.k +silt	28	NP	7.68	0.073	ML	+
% 15 u.k + silt	28	NP	6.56	0.072	ML	+
% 20 u.k + silt	29	NP	6.08	0.07	ML	+
% 25 u.k + silt	31	NP	10.67	0.051	ML	-
% 30 u.k + silt	31	NP	10	0.06	ML	-
% 40 u.k + silt	31	NP	10.64	0.04	ML	-
% 100 u.kül	51	NP	8.98	0.02	MH	-

7.SONUÇ

Doğal silte belirli oranlarda uçucu kül katılmış ve uçucu külün zemin sınıflandırmasında, sıkıştırmai kayma direnci ve sıvılaşma yeteğinde nasıl bir etkisinin olduğu araştırılmıştır. Siltli zemine uçucu kül eklenmesinin siltin sıkıştırılmasına pozitif bir etkisinin olmadığını söylemek mümkündür.

Siltlerin dinamik davranışında, Adapazarı kriterine göre, uçucu kül miktarındaki % 20 ye kadar artışın sıvılaşma için bir çözüm olmadığı gözlenmiştir. Ancak uçucu kül miktarı % 25 ve üzerinde olduğunda zeminin sıvılaşma potansiyelini kaybettiği görülmüştür.

Siltli bir zeminde sıvılaşma potansiyelini ortadan kaldırmak için ekonomik ve uygun bir yöntem, DSM (derin karıştırma yöntemleri) ile % 25 oranında uçucu kül katarak zemini iyileştirmek olabilir. Ancak böyle bir iyileştirmede taşıma gücü probleminin yaşanıp yaşanmayacağı kontrol edilmelidir. Bunun yanında çimento ve kireç gibi bir bağlayıcı kullanmadan sadece uçucu kül ile yapılacak bir iyileştirmenin mekanik özelliklerde istenen gelişmeleri sağlayamayacağı anlaşılmıştır.

KAYNAKLAR

Aksoy, H.S., Yılmaz, M ve Akarsu, E.E, (2008). “Killi Bir Zeminin Tunçbilek Uçucu Külü Kullanılarak Stabilizasyonu”, Doğu Anadolu Bölgesi Araştırmaları.

Bol, E., Önalp, A., Arel, E., Sert, S. and Özocak, A., (2010). “Liquefaction of Silts:The Adapazarı Criteria”, Bulletin of Earthquake Engineering, 8:859-873.

Bray, J.D. and Sancio, R.B., (2006). “Assessment of Liquefaction Susceptibility of Fine Grained Soils”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 27:2:31-41.

Fırat, S. ve Cömert, A.T., (2011). “Uçucu Kül, Kireç ve Çimento İle İyileştirilmiş Kaolinde Kür Süresinin CBR Üzerine Etkileri”, Gazi Üniv. Müh. Mim. Fak. Dergisi, 26:4:719-730.

Kurama, H. C. Bilgiç, M. Kaya "Evaluation of Tunçbilek Thermic Power Plant Fly Ash for Industrial Usage", *Ore Dressing* , **2** , 55-62 (1999).

Önalp, A. ve Arel, E., (2002). “Siltlerin Sıvılaşma Yeteneği: Adapazarı Kriteri”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onuncu Ulusal Kongresi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Önalp, A. ve Sert, S., (2010). “Geoteknik Bilgisi-III; Bina Temelleri”, Birsen Yayınevi.

Özocak, A. ve Önalp, A., (2011). “Siltlerde Sıvılaşma Davranışına Yapay ve Doğal Numune Kullanımının Etkisi”, Yedinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 30 Mayıs-3 Haziran, 2011, İstanbul.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

GEOGRİD DONATININ CBR DEĞERİNE ETKİSİNİN İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF GEOGRID EFFECT ON CBR VALUE

Mehmet BAKKAYLI[1] Murat ÖRNEK[2] Ahmet DEMİR[3] Yakup TÜREDİ[4]

ABSTRACT

In this study, the effect of geogrid reinforcement on the CBR value was investigated with laboratory tests. The CBR tests were performed in unreinforced, single-reinforced and double-reinforced soil conditions. The data were compared using the CBR values according to the settlements of 2.5mm, 5.0mm and 7.5mm. The effects of the depth of first reinforcement and number of reinforcement layers were investigated. It is concluded that the CBR values increase with the inclusion of the geogrid layers

Keywords: CBR Test, Geogrid, Bearing Capacity

ÖZET

Bu çalışmada, geogrid donatının Kaliforniya Taşıma Oranı (California Bearing Ratio, CBR) değerine etkisi laboratuvar deneyleriyle araştırılmıştır. CBR deneyleri donatısız, tek donatılı ve çift donatılı olarak yapılmıştır. Her bir serideki deneyler 2.5mm, 5.0mm ve 7.5mm oturmalara karşılık gelen CBR değerlerine göre karşılaştırma yapılmıştır. Çalışmada donatı derinliği ve donatı sayısının CBR değeri üzerindeki etkisi incelenmiştir. Yapılan laboratuvar deneyleri sonuçlarına göre geogrid donatı ilavesinin CBR değerlerini artırdığı belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: CBR Deneyi, Geogrid Donatı, Taşıma Gücü

1. GİRİŞ

Kaliforniya Taşıma Oranı (California Bearing Ratio, CBR), bir zeminin kontrol edilebilen yoğunluk ve rutubet şartları altında daneler arası direncinin bir ölçüsüdür. Bu yöntem ilk olarak 1930'larda, ABD'nin California eyaletinde O.J Porter tarafından geliştirilmiştir. Önceleri hava alanı pistlerinin üst yapı hesabında kullanılan CBR metodu, sonradan

[1] İnş. Müh., Mustafa Kemal Üniversitesi, Müh. Fak. İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, memoli_6518@hotmail.com
[2] Yrd. Doç. Dr., Mustafa Kemal Üniversitesi, Müh. Fak. İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, mornek@mku.edu.tr
[3] Yrd. Doç. Dr., Korkut Ata Üniversitesi, Müh. Fak. İnş. Müh. Böl., Osmaniye, ahmetdemir@osmaniye.edu.tr
[4] Arş. Gör., Mustafa Kemal Üniversitesi, Müh. Fak. İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, yturedi@mku.edu.tr

karayolları araştırma dairesi tarafından bazı değişiklikler yapılarak, zeminlerin karayollarının alt yapılarında kullanılabilir olup olmadığını belirlemek amacıyla yol üst yapıları içinde kullanılmaya başlamıştır.

Gerçekte CBR değeri, zeminin taşıma gücünden daha çok yük karşısında deformasyona karşı gösterdiği direnç miktarını yani zeminin taşıma gücünü değil taşıma oranı yüzdesini belirlemektedir. CBR değeri 0 ile 3 arasında olan zeminler çok zayıf zeminler olduğundan mutlaka ıslah edilmelidir.

Geleneksel zemin iyileştirme yöntemleri son zamanlara kadar, zayıf zeminin kısmi olarak kaldırılması ve yerine yeteri kalınlıkta daha güçlü granüler dolgu malzemesinin kullanılması, bununla beraber temel boyutlarının artırılması veya bu yöntemlerin beraberce kullanılmasını kapsamaktaydı. Ancak son zamanlarda, donatılı zemin, yani zeminin bazı mühendislik özelliklerini güçlendirmek amacıyla zemin içerisinde geosentetik kullanımı yaygınlaşmıştır. Alternatif olması ve özellikle ekonomik olması sebebiyle bu yöntem, son yıllarda gittikçe önem kazanan zemin iyileştirme yöntemlerinden biri olmuştur. Son yıllarda, baraj, dolgu, şev, istinat duvarları, yollar ve kısmi olarak yüzeysel temeller gibi geoteknik mühendisliği uygulamalarında, çoğunlukla granüler dolgularla birlikte geosentetik malzemeler güçlendirme amacıyla başarılı bir şekilde uygulanmaktadır (Uzuner, 2007; Kumbasar ve Kip, 1992).

Dutta ve Sarda (2007) tarafından doygun kil zemine oturan ve atık kauçuk ile güçlendirilmiş kum/uçucu kül tabakası üzerinde bir takım deneysel çalışmalar yapılmıştır. Yapılan deneylerde karışımdaki atık kauçuk oranı (%0.25-%4.0) ve kauçuk boyutunun CBR üzerindeki etkisi ile kilin sekant modülü incelenmiştir. Yapılan deneylerde, karışımdaki atık kauçuk oranı artırıldıkça CBR değerinde ve sekant modülünde önemli ölçüde bir artış gözlenmiştir. Atık kauçuk'un oranının %2'yi geçtiği karışımlarda CBR değeri ve sekant modülünde ciddi bir artış elde edilmemiştir.

Yetimoğlu ve ark. (2005) tarafından yapılan çalışma da Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) deneyleri ile yumuşak kil üzerinde rastgele dağıtılmış elyaflar ile güçlendirimiş kum zeminde yük oturma davranışı araştırılmıştır. Taşıma gücü üzerinde elyaf takviyeli içeriğin etkisi, elyaf takviyeli kum dolgu-yumuşak kil sisteminin sertlik ve sünekliği belirlenmiştir. Deney sonuçları, kum dolguda fiber ilavesinin CBR değerinde önemli artışlar meydana getirdiğini göstermiştir.

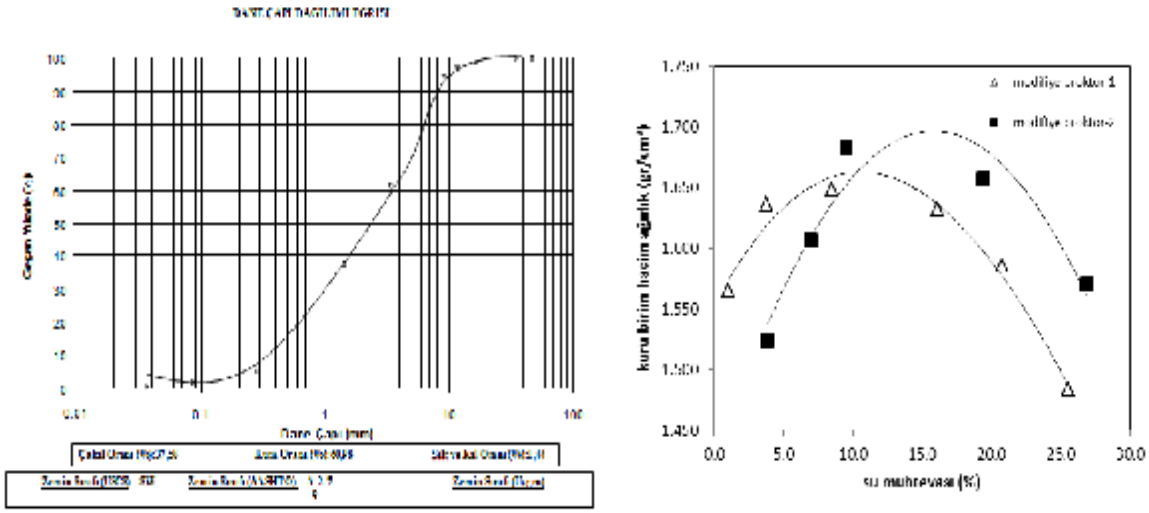
Hazirbaba ve Güllü (2010) tarafından yapılan çalışmada geofiber ve sentetik sıvı ilavesi ile ince daneli zeminlerin CBR iyileştirme performansı deneysel olarak araştırılmıştır. CBR testleri donma ve çözünme koşullarında yapılmıştır. Deneylerde sadece geofiber, sadece sentetik sıvı ve sentetik sıvı-geofiber kullanılmıştır. Çeşitli saha uygulamaları için doymamış ve doymuş zemin koşullarını temsil eden hem ıslatılmış hem de ıslatılmamış numuneler incelenmiştir. Islatılmamış zemin koşullarının sonuçları, özellikle geofiber-sentetik ile iyileştirilmiş numunelerde CBR performansında önemli bir artış olduğunu göstermiştir. Islak şartlar için en iyi performans sadece geofiber ile iyileştirilmiş numunelerden elde edilmiştir. Tabii donma ve çözünmeye maruz kalan numunelerin CBR performansları test edilmiştir. Islatılmamış örnekler üzerinde yapılan donma ve erime

testleri geofiber-sentetik sıvı ile eklenmiş zayıflatıcı donma ve çözünmeye karşı genellikle direnç sağladığı gözlenirken sadece sentetik sıvı eklenmiş donma ve çözülmenin zararlı etkisine karşı etkili olmadığı görülmüştür.

Bu çalışmada, geogrid donatının CBR değerine etkisi laboratuvar deneyleriyle araştırılmıştır. Deneyler, Mustafa Kemal Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Laboratuvarı'nda bulunan CBR deney düzeneğinde 2.5 mm, 5.0 mm ve 7.5 mm'lik oturmalardaki CBR deneylerine göre karşılaştırma yapılmıştır. Deneyler, donatısız, tek geogrid donatılı ve çift geogrid donatılı olmak üzere üç seride yapılmıştır. İlk seri deneylerde donatı kullanılmamış, önceden belirlenen zemin sıkılığında hazırlanan zemin numunesi üzerinde CBR deneyleri yapılmıştır. İkinci grup deneylerde, CBR kalıbı içine yerleştirilen zemin numunelerinin arasına önceden belirlenen derinliklerde tek geogrid donatılı deneyler yapılmıştır. Üçüncü grup deneylerde ise, ilk donatı derinliği (u) 2cm olan ve diğer donatı derinlikleri (h) önceden belirlenen derinliklerde çift geogrid donatılı CBR deneyleri yapılmıştır.

2. ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN BELİRLENMESİ

CBR deneylerine başlamadan önce, kullanılan zemin numunesinin mühendislik özelliklerini belirlemek amacıyla çeşitli standart laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Bu amaçla Geoteknik Laboratuvarı'nda elek analizi deneyi, dane birim hacim ağırlık (piknometre) deneyi, zemin sıkılık deneyi, kıvam limitleri deneyleri (likit limit ve plastik limit), sıkıştırma deneyleri (standart proktor ve modifiye proktor) yapılarak deneylerde kullanılan zeminlerin endeks özellikleri belirlenmiştir (TS 1900).
Deneylerde kullanılan zeminin dane çapı dağılımı ve kompaksiyon eğrileri Şekil 1'de gösterilmiştir. Diğer endeks özellikleri de Tablo 1'de verilmiştir.



Şekil 1. Granülometri ve modifiye proktor eğrileri

Tablo 1. Deneylerde kullanılan zemin parametreleri

Özellik	**Değer**
Max. boşluk oranı, e_{max}	0.71
Min. boşluk oranı, e_{min}	0.94
Özgül ağırlık, Gs	2.23
D_{10} (mm)	0.36
D_{30} (mm)	1.00
D_{60} (mm)	3.50
D_{50} (mm)	2.88
Eğrilik katsayısı, Cc	0.79
Üniformluluk katsayısı, Cu	9.72
Max. kuru birim ağırlık, γ_{kmax} (kN/m^3)	16.5
Opt. su muhtevası, ω_{opt} (%)	13.00
Likit limit, ω_L (%)	55.00
Plastik limit, ω_P (%)	30
Plastisite indisi, PI (%)	26

Deneylerde kullanılan geogrid donatıya ait ve üretici firmadan alınan teknik özellikler Tablo 2'de sunulmuştur.

Tablo 2. Deneylerde Kullanılan Geogrid Donatıya ait Teknik Özellikler

Özellik	**Birimi**	**Değer**
Cinsi	-	Secugrid, Q1 (PP)
Ham madde	-	Polipropilen, beyaz renkli
Ağırlık	g/m2	360
Maksimum Çekme Dayanımı	kN/m	60
Uzama	%	8
Çekme Dayanımı (%2 - %5 uzamada)	kN/m	22 - 48
Gözenek açıklığı	mm/mm	31/31

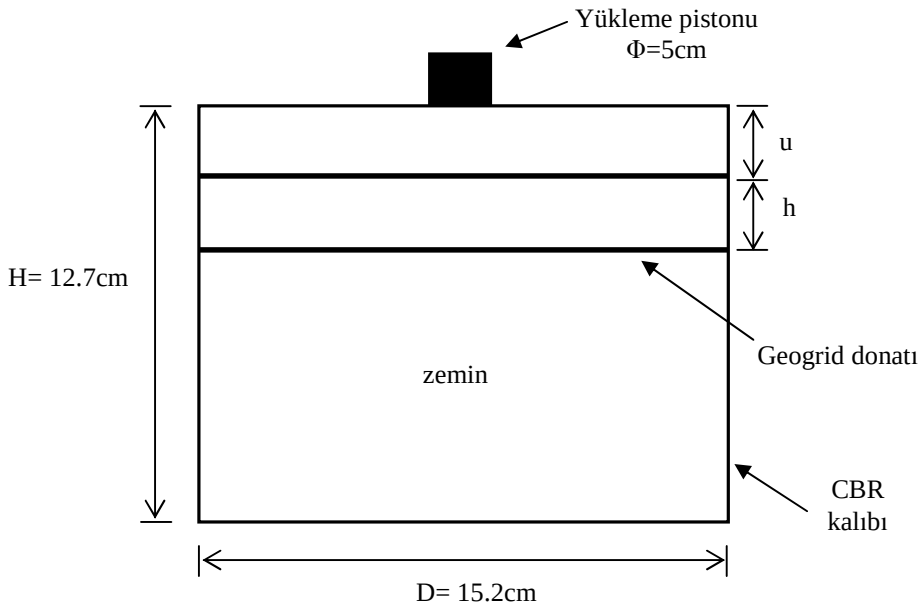
3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR), belli boyutları olan bir pistonun özel olarak sıkıştırılarak hazırlanmış bir numuneye belirli bir derinliğe kadar batması için gerekli basıncın, aynı pistonun düzgün bir dane dağılımı olan kırma taştan hazırlanmış bir numunede aynı batmayı sağlayan basınca oranı olarak tanımlanmaktadır. Bu oran ise, yüzde olarak ifade edilen bir sayıdır.

Zeminlerin çeşitli mühendislik özelliklerinin belirlenmesinin ardından CBR deneylerine geçilmiştir. Kullanılan zeminin sıkılık derecesi ve su muhtevası değerleri, sıkıştırma deneylerinden elde edilen maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası değerlerine göre tayin edilmiştir. Deney, kesit alanı 19.35cm^2 olan silindirik bir pistonun belirli bir hızla (1.27mm/dk) zemine itilerek elde edilen yük- batma miktarı grafiğinden yaralanarak CBR (Kaliforniya Taşıma Oranı) değerinin bulunmasını kapsamaktadır.

Herhangi bir penetrasyon değeri için, aynı yükün kalker kırma taştan hazırlanan numunede aynı batma miktarını sağlayacak kuvvete oranı olarak tanımlanan Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) genellikle 2.5mm'lik bir batma miktarı için ifade edilmektedir. Ancak 5.0mm'lik oturmasında daha büyük bir değer çıkarsa büyük olan değer seçilmektedir. Bu çalışmaya 7.5mm'lik batmanın da etkisi ilave edilerek, daha büyük oturma değerlerinin davranışı nasıl etkilediği belirlenmeye çalışılmıştır.

Deneyler, olası deney hatalarını en aza indirmek amacıyla iki kez tekrarlanmış ve uyumluluk kontrolü yapılmıştır. Geogrid donatının yer aldığı deneylerde sırasıyla bir ve iki adet donatı kullanılmıştır. Deneylerin ardından yük- batma miktarı eğrileri çizilmiş ve her bir deneyde 2.5mm, 5.0mm ve 7.5mm'lik batma miktarı için CBR değerleri hesaplanmıştır. Deneylerde kullanılan CBR deney aleti ve donatı yerleşim düzenini gösteren kesit Şekil 2 ve Şekil 3'de gösterilmiştir.



Şekil 3. Donatı Yerleşim Planı

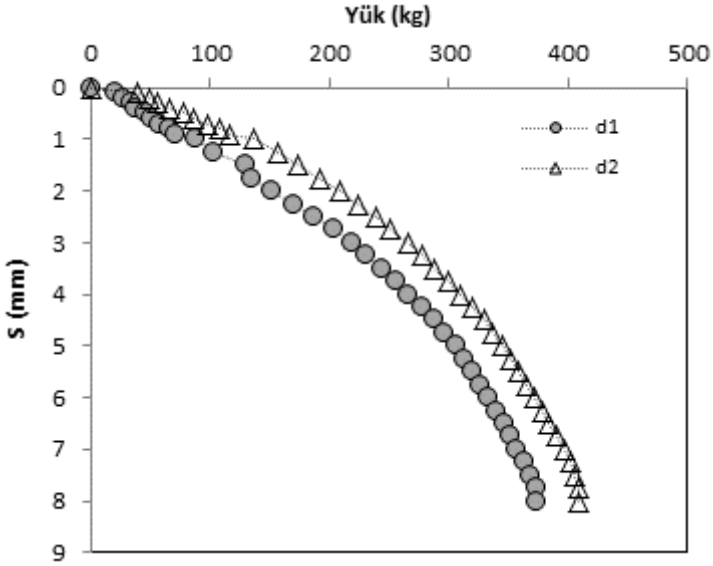
Burada u, ilk donatı derinliğini, h ise donatılar arası mesafeyi ifade etmektedir. Şekil 4'de deney esnasında yük okumalarının alınışı ve Şekil 5'te yükleme sonrası numunede oluşan deformasyonun görünümü gösterilmiştir.

Şekil 4. Yük Okumalarının Alınması

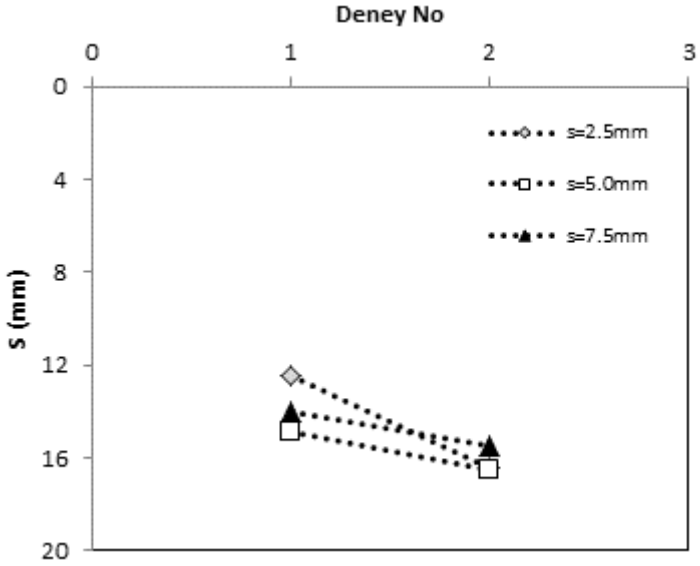
Şekil 5. Numunede Oluşan Deformasyon

3.1. Donatısız Deneyler

Donatının kullanılmadığı bu seri deneyde CBR değerleri üç farklı oturma değeri için elde edilmiştir. Maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası değerlerine göre hazırlanan numuneler üzerinde deneyler olası hataların önüne geçebilmek için iki kez yapılmıştır. Donatısız durum için d1 ve d2 deneylerinden elde edilen yük-oturma (s) eğrileri Şekil 6'da, deneyler sonucunda elde edilen CBR değerleri ise Şekil 7'de gösterilmiştir.



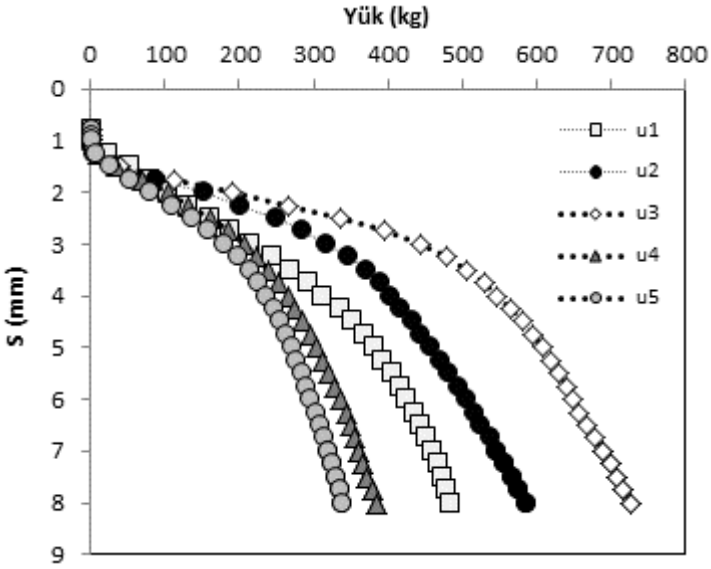
Şekil 6. Donatısız Durumda Yük - Oturma İlişkisi



Şekil 7. Donatısız Durumda % CBR Değişimi

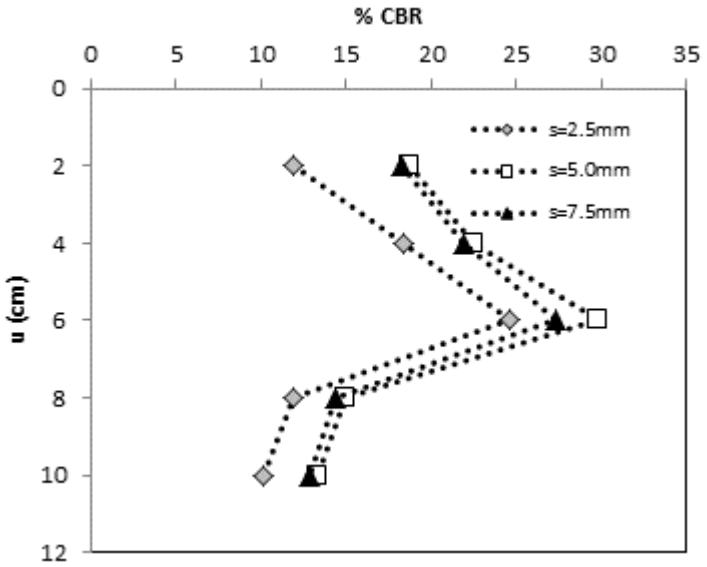
3.2. Tek Geogrid Donatının kullanıldığı CBR Deneyleri

Bu seri deneylerde tek bir donatı kullanılmıştır. Her bir deneyde donatının yeri değiştirilmiştir. Donatı derinliği (u); u_1=2cm, u_2=4cm, u_3=6cm, u_4=8cm ve u_5=10cm olmak üzere 5 farklı derinlikte donatı derinliğinin CBR değerinin değişimine etkisi incelenmiştir. Bu değerlerin seçiminde, literatürde yer alan donatı yerleşim düzenleri (ilk donatı derinliği, donatılar arası mesafe) esas alınmıştır (Laman ve Yıldız 2003; Örnek ve ark., 2012). Deneylerde elde edilen yük-oturma eğrileri Şekil 8'de sunulmuştur.



Şekil 8. Yük – Oturma İlişkisi (Tek Donatılı Zemin)

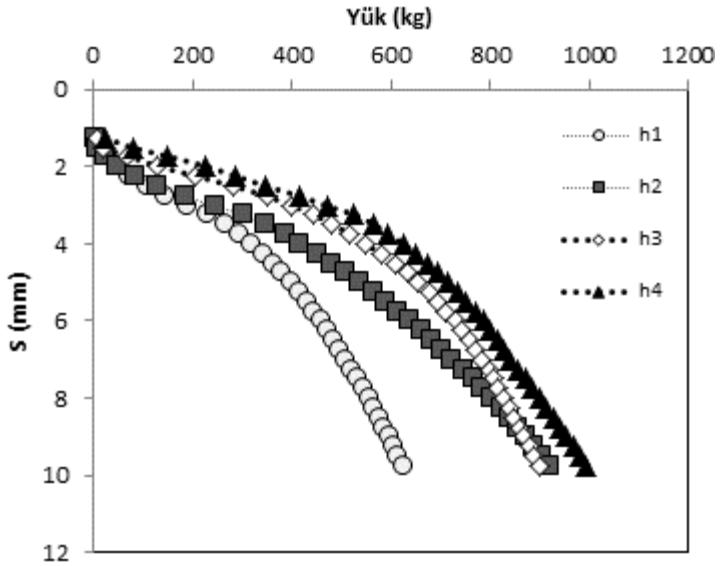
Farklı derinliklere yerleştirilerek yapılan donatılı deneylerde en etkili sonuç donatının 6cm'e yerleştirildiği deneyden elde edilmiştir. Şekil 9'da tek bir geogrid donatı kullanılması durumunda elde edilen CBR değerleri yer almaktadır.



Şekil 9. %CBR – u İlişkisi (Tek Donatılı Zemin, 2.5, 5.0 ve 7.5mm)

3.3 Çift Geogrid Donatının kullanıldığı CBR Deneyleri

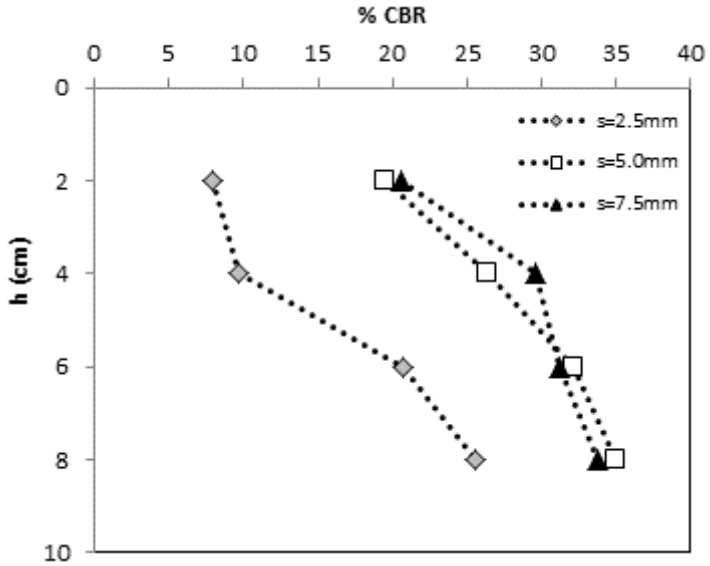
İki adet donatının kullanıldığı bu seri deneylerde ilk donatının yeri sabit olarak 2cm'ye yerleştirilirken, ilk donatıdan itibaren ikinci donatı donatılar arası mesafe h olmak üzere h1=2cm, h2=4cm, h3=6cm ve h4=8cm aralıklarla yerleştirilmiştir (Şekil 10).



Şekil 10. Yük – Oturma İlişkisi (Çift Donatılı Zemin)

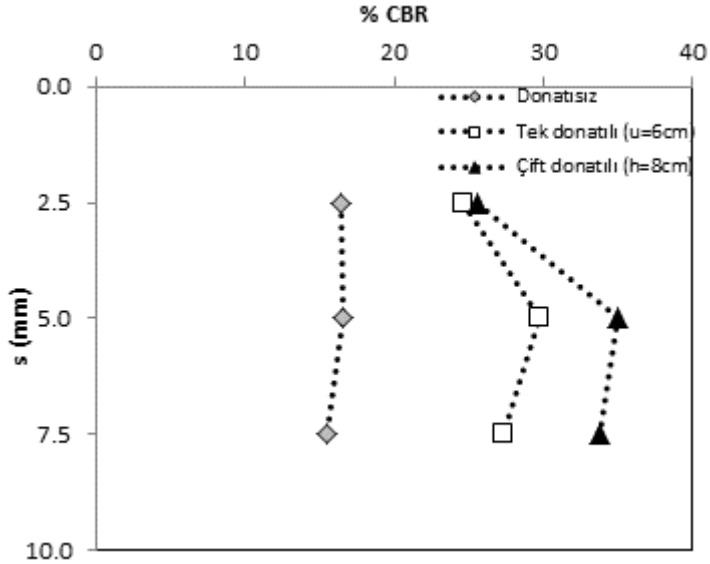
Farklı derinliklere yerleştirilerek yapılan çift donatılı deneylerde CBR değerinin en yüksek olduğu değer ilk donatının 2cm, ikinci donatının 10cm'ye yerleştirildiği, yani grafikte h=8cm olarak gösterilen deneyden elde edilmiştir.

Şekil 11'de çift donatılı zemin durumunda farklı oturma değerlerine karşılık gelen CBR değerleri yer almaktadır. 5.0mm'deki oturma da ikinci donatının 10 cm'e yerleştirilmesi CBR değerinde yaklaşık %80 oranında artış sağlamıştır.



Şekil 11. Çift Donatılı Zeminlerde %CBR – h İlişkisi(2.5, 5.0 ve 7.5mm için)

Şekil 12' de donatısız, tek donatılı ve çift donatılı durumlar için 2.5, 5.0 ve 7.5mm'deki max. oturma değerlerine karşılık gelen CBR değerleri gösterilmiştir. Çift donatılı deneylerde CBR değeri özellikle 5.0 ve 7.5mm oturma değerlerinde donatısız duruma göre ortalama %85'lere varan artışlar göstermiştir.



Şekil 12. Max. (2.5, 5.0 ve 7.5mm için) %CBR – Oturma İlişkisi

Toplam 3 farklı seride yapılan CBR deneylerinin 2.5mm, 5.0mm ve 7.5mm'deki oturma değerleri ile yük değerleri aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Tablo 3'de d donatısız deneyleri, u tek bir donatının kullanıldığı deneyleri, h ise iki donatının kullanıldığı deneyleri ifade etmektedir.

Tablo 2. CBR Değerleri Tablosu

Deney No	% CBR (2.5 mm)		% CBR (5.0 mm)		% CBR (7.5 mm)	
	Yük (kg)	% CBR	Yük (kg)	% CBR	Yük (kg)	% CBR
d1	170	12.50	296	14.91	363	14.04
d2	224	16.47	337	16.52	401	15.51
u 1	161	11.84	381	18.68	473	18.30
u 2	249	18.31	458	22.45	567	21.93
u 3	335	24.63	607	29.76	707	27.35
u 4	161	11.84	304	14.90	372	14.39
u 5	137	10.07	271	13.28	330	12.77
h 1	107	7.87	398	19.51	532	20.58
h 2	131	9.630	538	26.37	765	29.59
h 3	282	20.74	655	32.11	807	31.22
h 4	347	25.52	713	34.95	871	33.70

4.SONUÇLAR

CBR değeri 0 ile 3 arasında olan zeminler çok zayıf zeminler olduğundan mutlaka ıslah edilmelidir. CBR değeri 3 ile 7 arasında olan zeminler az zayıf- orta zeminler olup ilave tedbirlerin alınıp alınmaması zeminin diğer özelliklerine bağlıdır. CBR değeri 10'dan büyük zeminler ise sağlam zeminler olarak kabul edilmektedir. Karayolları şartnamesinde yol dolgularının en üstedeki 30-50cm'lik kısmında minimum CBR değerinin 10 olma şartı bu nedenle konulmuştur.

Bu çalışmada CBR deneyleri donatısız, tek donatılı ve çift donatılı olarak üç farklı seride yapılmıştır. Bu üç serideki deneyler 2.5 mm, 5.0 mm ve 7.5 mm oturmalara karşılık gelen CBR değerleri hesaplanmıştır.

CBR deney sonuçlarından donatılı zemin durumunda elde edilen CBR değerlerinin donatısız zemine göre çok daha yüksek olduğu görülmüştür. Tek bir donatı kullanılması durumunda CBR değeri artışı 2.5 mm oturma için yaklaşık %10 olurken 5.0 mm oturma için yaklaşık % 26 ve 7.5 mm için ise yaklaşık % 28'dir. Çift donatılı zemin durumunda ise CBR artışı 2.5mm oturma için yaklaşık %10 olurken 5.0 mm oturma için yaklaşık %80 ve 7.5 mm için ise yaklaşık % 94'olmuştur.

KAYNAKLAR

Dutta R. K., Sarda V. K. (2007), "CBR Behaviour of Waste Plastic Strip-Reinforced Stone Dust/Fly Ash Overlying Saturated Clay", Turkish J. Eng. Env. Sci.31, 171 – 182

Hazırbaba K., Güllü H. (2010), "California Bearing Ratio Improvement and Freeze–Thaw Performance of Fine-Grained Soils Treated with Geofiber and Synthetic Fluid", Cold Regions Science and Technology 63, 50–60

Kumbasar, V. ve Kip, F., (1992), "Zemin Mekaniği Problemleri", Çağlayan Kitabevi, Ankara.

Laman M., Yildiz A. (2003), “Model Studies of Ring Footings on Geogrid- Reinforced Sand”, Geosynthetics International 10 (5), 142–152

Ornek M., Laman M., Demir A., Yildiz A. (2012), “Prediction of the Bearing Capacity of Circular Footing on Soft Clay Stabilized with a Granular Soil”, Soils and Foundations, 52, 94–105

TS 1900, (1987), “İnşat Mühendisliği Zemin Laboratuar Deneyleri”, Ankara.

Uzuner, B.A. (2007), “Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği”, Derya Kitabevi

Yetimoglu T., Inanir M., Inanir O.E. (2005), “A Study on Bearing Capacity of Randomly Distributed Fiber-Reinforced Sand Fills Overlying Soft Clay”, Geotextiles and Geomembranes 23, 174–183

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ÇELİKHANE CÜRUFUNUN BETON YOLLARDA TEMEL MALZEMESİ OLARAK KULLANILMASI

EVALUATION OF STEEL SLAG IN FOUNDATION OF SLAB

Sercan Gür[1] Ferhat Parlak [2] Eyüp Şişman [3] Tümer Tombuloğlu [4]
Abdul Selami Sadık[5] Mehmet Serhan Özdoğan[6] Şansal Erbay[7]

ABSTRACT

Erdemir Group which has 80% of iron ore reserves of Turkey and industrial plants in Turkey and Romania is one of the significant player of iron and steel sector. **Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş.** is the biggest flat steel manufacturer in our country. The primary goal of our study is to identify steelmaking slag utilization as base material in road construction, the application area of civil engineering. Steelmaking slag is the output of our production and has many positive research and development studies in direction of its use in the world. Besides, the most instrumental aim is to use steelmaking slag as the main material of our road construction project that contains steel fiber-reinforced concrete and concrete covered. This project will be the first one in its branch in Turkey with its application. To support the usage of steelmaking slag in similar application and make steelmaking slag utilization common in parallel with the amount of use and application field in the world will decrease natural resources consumption and environmental pollution. It will solve steelmaking slag stock problem in iron steel facilities. Moreover, this will add extra value to our regional economy in short and long run.

ÖZET

ERDEMİR grubu Türkiye ve Romanya'daki sanayi tesisleri ve Türkiye demir cevheri rezervlerinin %80'ine sahip maden sahaları ile demir çelik sektörünün önemli oyuncularındandır. Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş. ülkemizdeki en büyük yassı çelik üreticisidir. Çalışmamızın temel amacı, dünyada birçok alanda kullanımı yönünde olumlu ar-ge çalışmaları bulunan ve bölgemizde kullanım alanları araştırılan, tesislerimizde yapılan üretime bağlı olarak oluşan çelikhane cürufunun, inşaat mühendisliğinin uygulama alanı olan yol inşaatlarında alt temel malzemesi olarak kullanımının belirlenmesi ve en önemlisi malzemenin fabrikamızda yapılan çelik tel katkılı

[1] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, sgur@erdemir.com.tr
[3] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr
[4]İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, ttombuloglu@erdemir.com.tr

beton kaplamalı yol inşaatı projesinde temel malzemesi olarak kullanılmasıdır. Hazırlanan projenin uygulanmasıyla alanında ülkemizde ilk olma özelliğini taşımaktadır. Çelikhane cürufunun dünyadaki uygulama alanlarına ve kullanım miktarlarına paralel olarak benzer uygulamalarda bölgemizdeki kullanımının sağlanması ve yaygınlaştırılmasıyla doğal kaynak tüketimi ve buna bağlı olarak çevre zararları azalacak, demir çelik tesislerinde cüruf stoklanması sorunları çözülecek ve kısa-uzun vadede bölge ekonomimize ilave değer kazandırılacaktır.

1. GİRİŞ

ERDEMİR grubu Türkiye ve Romanya'daki sanayi tesisleri ve Türkiye demir cevheri re zervlerinin %80'ine sahip maden sahaları ile demir çelik sektörünün önemli oyuncularındandır. Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş (ERDEMİR) demir çelik sektöründe ulusal ve uluslararası standartlara uygun çelik ürünleri üreterek ülkemiz ve ekonomisine katkı sağlayan en büyük yassı çelik üreticisidir.

Çevre performansımızı sürekli iyileştirerek doğal kaynakları etkin kullanmak, atıkları azaltmak ve geri kazanımının teşvik edilmesi ERDEMİR' in çevre politikasıdır. Buna bağlı olarak üretimle birlikte oluşan yüksek fırın cürufu ve çelikhane cüruflarının kullanımı yönünde yapılan çalışmalara günümüzde büyük destek verilmektedir.

Son yıllarda dünyada yapılan çalışmalarla cürufların inşaat sektöründe ve diğer alanlarda kullanım alanları oldukça yaygınlaşmıştır. Ülkemizde de çelikhane cürufunun ekolojik ve ekonomik açıdan değerlendirilmesi ve uygulamaların yaygınlaştırılması amacıyla çalışmalar yürütülmektedir.

2002 yılında ERDEMİR ve TÜBİTAK/MAM Malzeme ve Kimya Teknolojileri Araştırma Enstitüsü işbirliği ile ortak yapılan araştırma çalışması "Çelikhane Cürufunun Farklı Uygulama Alanlarında Değerlendirilmesi" sonuçlandırılmıştır. Bu çalışmadan elde edilen bilgiler ışığında; ERDEMİR çelikhane cüruflarının inşaat mühendisliğinin uygulama alanı karayollarında kullanımı için gerekli tüm fiziksel ve kimyasal özellikleri taşıdığı, asfalt beton agregası olarak kullanımının teknik ve çevresel açıdan mümkün olduğu ve demiryolu balast malzemesi olarak kullanım kriterlerini taşıdığı belirlenmiştir. (1)

Boya ve benzeri uygulamalar öncesi yüzey hazırlama işlerinde kullanılan çalışmalarda nefes darlığı ve kansere neden olduğu belirlenmiş bu yüzden bir çok ülkede ve ülkemizde yaşaklanmış olan SiO2 kumunun yerine çelikhane cürufundan grit üretilmesiyle ilgili araştırmalar E.Candan vd tarafından yapılmış ve deney sonuçlarıyla yüzey temizliğinde kullanılabileceği gösterilmiştir. (2)

Çelikhane cürufu ile ilgili 2005 senesinde yapılan diğer bir çalışmada E GÜNAY ve M KARA ERDEMİR çelik cüruflarının 4 ayrı alanda, Çelikhane cürufunun asfaltta kullanımı, Balast Malzeme olarak kullanımı, çimento üretiminde kullanımı ve Çelikhane cürufunun betonda kullanımını araştırmıştır. Çalışma sonucunda çelikhane cürufunun bölgede afsalt agregası olarak kullanımının, kırmataşın agrega olarak kullanımına göre %11-12 oranında daha ekonomik olduğunu belirlenmiştir. Balast malzeme olarak kullanımı durumunda asgari şartname değerlerinin sağlandığı görülmüştür. Hazırlanan beton karşımları basınç dayanımlarının TS EN 206-1 de istenen en az değerleri sağladığı tespit edilmiş ve kırmataş

I ve II yerine çelikhane cürufuyla yapılan beton reçete maliyetlerinin avantaj sağladığı görülmüştür. (3)

Literatür taraması yapıldığında dünyada ve ülkemizde konuyla ilgili çok sayıda çoğu açıdan olumlu sonuçlanmış araştırmalara rastlanmaktadır. Dünyada yapılan araştırmaların sonuçlarına bağlı olarak gelişmiş birçok ülkede standartlar hazırlanarak cürufun % 100' e yakınının kullanımı sağlanabilmiştir. Ülkemizde de bugüne kadar yapılmış araştırmalardan sonra gerekli standartların hazırlıklarına başlanmalı ve malzemenin büyük ölçüde kullanımı sağlanmalıdır.

2. ÇELİKHANE CÜRUFLARI

Çelikhane cürufları esas olarak kalsiyum, demir, magnezyum ve mangan oksitlerin eriyerek oluşturduğu kalsiyum silikat ve alümino ferritten meydana gelmektedir.Üretilen çeliğin özelliği ile ortaya çıkan cürufların özellikleri değişir. Bazik oksijen fırınlarında(BOF) yapılan çelik üretiminde açığa çıkan curuflara BOF curufları, Elektrikli ark ocağında (EAF) yapılan üretimde açığa çıkan curuflar ise EAF curufları olarak adlandırılır.ERDEMİR' de çelik üretimi BOF fırınlarında yapılmaktadır.

1 ton çelik üretimi sonucu yaklaşık 100-150 kg arasında curuf oluşmaktadır.ERDEMİR' de çelik üretimi sonrası yılda yaklaşık olarak 350.000- 400.000 ton arasında açığa çıkan çelikhane curufu kırma eleme tesisinde işlenmektedir.

Çelikhane curuflarının yaklaşık % 50 lik kısmı kireç (CaO) olup geri kalanı sıcak maden ve hurdadaki elementlerin oksitlerinden meydana gelir. Bu oksitler $Si0_2$, Al_2O_3, MgO dir.

Fiziksel olarak çelik curufları koyu gri renkte tane şekli ise köşeli ve yüzeyi pürüzlü bir görünüme sahiptir.

2.1 Çelikhane Cüruflarının Kullanım Alanları

Dünyada çelikhane cüruflarının değerlendirilmesi amacıyla çok sayıda bilimsel araştırma yapılmış ve yapılmaktadır. Tamamlanan araştırmalar neticesinde çelikhane curuflarının kara ve demir yollarında, çimento sanayinde, tarımda ve curuf yünü imalatında klasik malzemelerin yerine kullanılabileceğinin teknik ve ekonomik açıdan mümkün olduğu vurgulanmaktadır.

Çelik cüruflarının başlıca kullanım alanlarını aşağıda yeralmaktadır.

- Yol temellerinde
- Asfalt betonlarında
- Limanlarda yapay koruma bloklarında
- Çimento endsütrisinde
- Tren yollarında balast malzemesi olarak
- Toprak Dolgu işlerinde
- Tarımda gübreleme ve kireçleme amaçlı
- Sinter fırınlarında geri dönüşüm malzemesi olarak

Tablo 1' de Çelikhane cüruflarının ülkelere göre 1 ton ham çelik üretimi başına oluşan yaklaşık miktarları ile kullanım oranları verilmiştir.

Tablo 1. Çelikhane Cüruflarının Ülkelere Göre Birim Ham Çelik Üretimi Başına Oluşan Miktarları İle Kullanım Oranları (4)

Ülke	Curuf (kg/thç)	Kullanım (%)
Avustralya	135-187	80-100
Kanada	103-250	40-100
Almanya	103	96
Japonya	96-155	90-100
ABD	70-170	60-100
Hindistan	200	25

1990 yılında Avusturalya cüruf birliğinin kurulmasıyla bu ülkede cürufların farklı uygulama alanlarında kullanım miktarı artmıştır. Avusturalyada üretilen çelik cürufunun % 64' ü yol temel malzemesinde ve asfaltta kullanılmaktadır. (5)

Temel ve temel altı malzemesi, toprak set, dolgu, anoyol banketleri ve sıcak asfalt karışımları uygulamalarında agrega olarak çelik curufunun kullanımı Japonya ve Avusturalyada standart bir uygulama haline gelmiştir. (5)

3. UYGULAMA

Çelikhane cüruflarının içerdikleri serbest kireç potansiyel hacimsel genleşme problemlemine sebep olmaktadır. Malzemenin bu konudaki dezavantajı sebebiyle kullanımı benimsenmemiştir. Halbuki potansiyel hacimsel genleşme problemi cürufta bulunan kirecin hidrotasyonuyla, uygun yaşlandırma prosesinden geçirilmesiyle, aşılabilmektedir.

Avusturalya, Japonya gibi ülkelerde konuyla ilgili geniş kapsamlı araştırma ve geliştirme çalışmaları yapılarak cürufun bu yönde kullanımı sağlanmış ve doğru uygulama ile mükemmel sonuçlar alınmıştır.

Cürufun alt temel malzemesi olarak kullanımı amacıyla fabrikamız sahasında seçilen ve ağır taşıyıcıların çalışacağı bir güzergahta deneme yolu inşaa edilmiştir. Yolun toplam uzunluğu yaklaşık 1200 metredir. Kesitin teşkili için çelikhane cürufu olan taban seviyesine kadar bir kazı yapılmıştır. Kazı sonrası taban seviyesi ve altındaki çelikhane cürufu uygun proses ile yaşlandırılmıştır. Sonrasında 2 kademe halinde yaşlandırılmış uygun granülometride çelikhane cürufu yaklaşık 15 er cm olarak serilip sıkıştırılmıştır. Son olarakta kaplama ile çelikhane cürufu arasında yaklaşık 20 cm kalınlığında ocak malzemesinden dolgu yapılmıştır.

Tabanda kaldırılmayan çelikhane cürufuyla ve alt temelde kullanılan malzemelerle ilgili yapılan çalışmalar aşağıda özetlenmiştir.

Karayolu yapısı, görevi, yapım sırası ve özellikleri açısından alt ve üst yapı olarak iki bölümde incelenebilir.

Projelendirme aşamasına geçmeden karayolu üst yapısı olarak tabir ettiğimiz, altyapıyı korumak ve düzgün bir yuvarlanma yüzeyi sağlamak amacı ile altyapı üzerine yerleştirilen alt temel, temel ve kaplamadan oluşan tabakalı yol yapısını oluşturmak için standartlara bağlı olarak bazı deneyler yapılmıştır. Burada kaplama, trafiğin aşındırma etkilerine karşı koymak ve yapıya sızan yüzeysel su miktarını ve temel tabakasına iletilen kayma gerilmelerini azaltmak amacıyla temel tabakası üzerine inşa edilen bir tabakadır. Temel tabakasının ana görevi ise, üst yapının yük kabiliyetini artırmaktır. Ayrıca, trafik hareketinden doğan yüksek kayma gerilmelerine karşı koyabilecek, drenaja yardımcı olabilecek ve don olaylarına karşı da koruma sağlayabilecek nitelikte olmalıdır. Alt temel tabakası ise trafik yüklerinin taban üzerine yayılmasını sağlamak, ince taneli altyapıların temel tabakasına nüfuz etmelerini önlemek, ayrıca su ve don tesirlerine karşı tampon bölge görevi yapmak üzere tesviye yüzeyi üzerine serilen tabaka olarak tanımlanmaktadır.

Agrega yol yapımında kullanılan ana malzemedir. Üst yapının gerek ağırlıkça, gerek hacimce önemli bir kısmını oluşturan agrega yola etkiyen yüklerin meydana getirdiği gerilmelerin taşınmasında önemli rol oynamaktadır. Agregaların karayolu üst yapısında kullanılabilmesi için, bunların aşınmaya ve donmaya karşı dirençlerinin, özgül ağırlık, su emme, soyulma değerlerinin, elek analizlerini ve dane şekillerinin, sürtünme etkileri ile meydana gelecek cilalanmaya karşı olan dirençlerinin bilinmesi yeterlidir.

Çelikhane cüruflarının karayollarında kullanımını belirleyen bir takım fiziksel ve kimyasal özellikleri taşıması gerekmektedir. Bu doğrultuda alt temel malzemesi için kullanılacak olan cüruf üzerinde bazı deneyler yapılmıştır.

Alınan numuneler üzerinde yapılan kimyasal analiz sonuçları aşağıdaki Tablo 2'de, özgül ağırlık ve su emme Tablo 3'de, ve soyulma, donma, aşınma dayanımı ve yassılık indeksi değerleri Tablo 4'de verilmiştir.

Element (%)	Curuf (Erdemir BOF)
CaO	47-55
CaO (serbest)	6,5
SiO_2	7,5-15
Al_2O_3	1,2-1,7
MgO	1,3-1,5
Toplam Fe	20-26
Toplam Mn	3,5-5,3
CaO/SiO_2	3,7-6,25

Tablo 2. Erdemir Cürufun Kimyasal Analiz Sonuçları

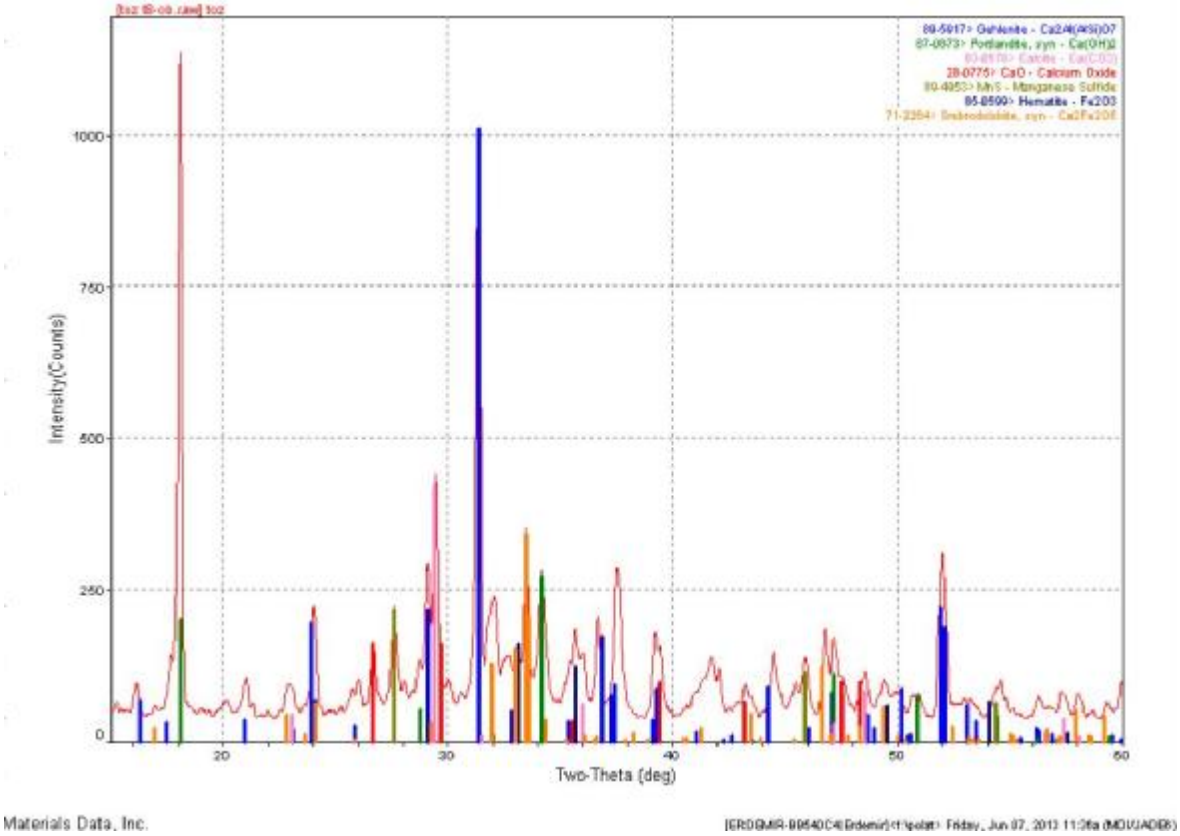
Tane Boyutu (mm)	Özgül Ağırlık (gr/cm^3)	Su Emme (%)
+25	3,6	0,75
-25+19	3.7	0,54

Tablo 3. Erdemir Curufun Özgül Ağırlık ve Su Emme Değerleri

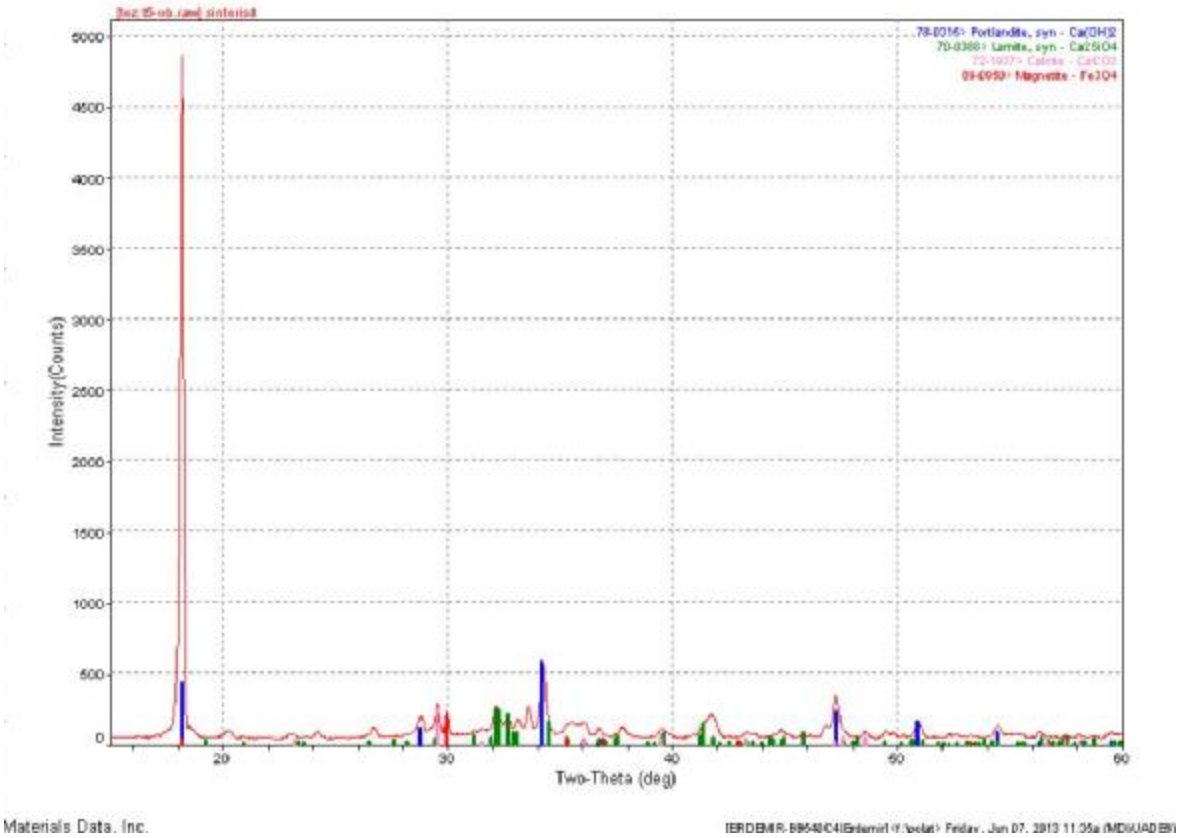
Fiziksel Özellik	Değeri (%)
Soyulma Dayanımı	75-85
Donma Dayanımı	20
Aşınma Dayanımı	8,56
Yassılık Indeksi	15,5

Tablo 4. Erdemir Curufunun Soyulma, Donma, Aşınma Dayanımı ve Yassılık Indeksi Değerleri

Uygulama yapılacak olan yol güzergahında seneler içerinde doldurulmuş çelikhane cürufu için ayrıca XRD analizleri yapılmıştır.



Şekil 1. Yol Tabanında Bulunan Mevcut Cüruf XRD Analizi



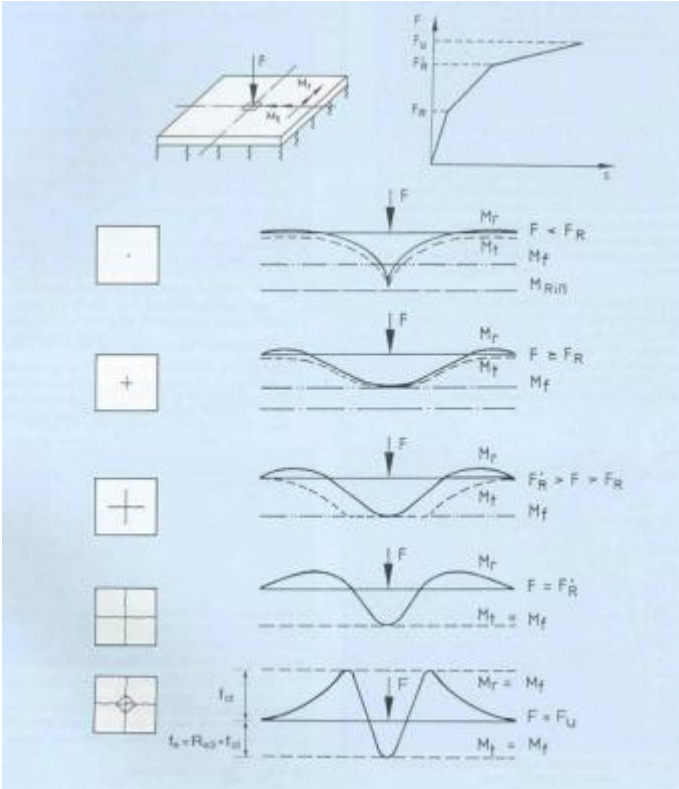
Şekil 2. Yaşlandırılmış Cüruf XRD Analizi

Yol güzergahındaki mevcut cürufun ve kullanılacak olan cürufun yaşlandırma işlemi yapılmış, bünyesinde bulunan serbest kirecin miktarının önemli ölçüde azaldığı belirlenmiştir.

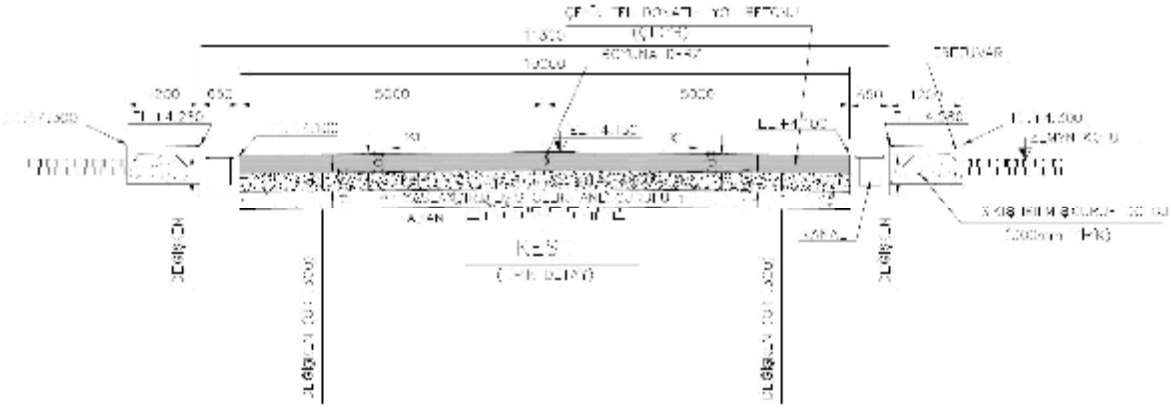
3.1. Projelendirme

Projelendirme aşamasında beton kaplama tercih edilmiştir. Beton kaplamaların asfalt kaplamalara göre en büyük üstünlüğü yüksek rijitlikleri ve elastikiyet modüllerinden ötürü trafik yüklerini zemin üzerinde daha geniş alanlara yayabilmeleri ve daha fazla mukavemet gösterebilmeleridir. Ayrıca zemin mukavemet değişimlerinden ve çevre şartlarından daha az etkilenirler.

Beton kaplamalarının trafik ve çevre etkilerine karşı dirençlerinden beton plaklar sorumlu olduğu için elastik zemine oturan plakların dizaynı, plastik metodun kullanımıyla yapılmış plak kalınlığı azaltılmış, deformasyon ve çatlak kontrolü ,nihai taşıma kapasitesi ve servis yükleri dikkate alınmıştır. Plastik metotda, plağın sünek davranacağı kabul edilmiş, plağın, çatlak sonrası elasto-plastik davranışı için, yeteri miktarda çelik tel veya hasır donatıya sahip olması gerektiğinden yaklaşık 30 kg/m^3 çelik tel donatı ve 30 cm lik bir beton plak kalınlığı belirlenmiştir.



Şekil 3. Çelik Tel Donatılı Zemin Betonlarında Moment Dağılımı



Şekil 4. Projelendirilen Yol Kesiti

3.2 Saha Uyuglama

Yol güzergâhı boyunca yaklaşık 10-15 yıl önce serilmiş tabandaki çelikhane cürufundan, 25 m aralıklar ile açılmış muayene çukurlarından, numuneler alınarak kimyasal analize gönderilmiştir.

Şekil 5. Güzergah Hafriyat Çalışması ve Numune Alımı

Alt temel malzemesi serilmesi öncesi, hafriyatı tamamlanmış tabanda, yapılan yaşlandırma işlemi süresince yaklaşık 3 hafta zemin sürekli olarak suya doyurulmuştur.

Şekil 6. Güzergah Tabanında Yer alan Çelikhane Cürufunun Yaşlandırılması

Yaşlandırma sonrası kirecin hidratasyonu sebebiyle yüzeyde meydana gelen baloncuklaşmalar ve beyazlaşmalar üzerine tekrardan numune alınmış ve yapılan analiz sonuçlarına bakılmıştır. Yaşlandırma öncesi ve sonrasında alınan numuneler karşılaştırıldığında serbest kirecin büyük ölçüde sönmüş olduğu tespit edilmiştir.

Bir sonraki aşamada yaşlandırma işlemine tabi tutulmuş çelikhane cürufunun serim ve sıkıştırma işlemi yapılmıştır.

Şekil 7. Çelikhane Cürufu Yaşlandırma ve Serim İşlemi

Alt temel malzemesi olarak kullanılan çelikhane cürufu sıkışmış kalınlığı 30 cm olacak şekilde 15 er cm lik 2 kademede uygulanmıştır.

Şekil 8. Doğal Kırma Taşın Serimi ve Sıkıştırma İşlemi

Son olarak kaplama tabakasından önce 20 cm kalınlığında doğal kırma taş serilmiş ve sıkıştırılmıştır.

Şekil 9. Çelik Tel Donatılı Beton Dökümü

4. SONUÇLAR

Erdemir Çelikhane cürufunun çeşitli alanlarda kullanılabilirliği ile ilgili bu zamana kadar yapılan çalışmalara uygun olarak malzemenin yol temel alt malzemesi olarak kullanımı yönünde çalışmalar yapılmış ve bir uygulama projesinde kullanılmıştır.

Yapılan uygulamada doğal agregaya yerine yaklaşık 8000 m^3 çelikhane cürufu kullanılmıştır. Bu projede çelikhane cürufu tercih edilerek yaklaşık olarak 200.000 TL tasarruf sağlanmıştır.

Çelikhane cürufunun kullanımın yaygınlaştırılması ve gelişmiş ülkelerin malzemeyi kullanım oranlarına ulaşılabilmesi için malzemeyle ilgili standartların hazırlanmalı ve örnek uygulamalar çoğaltılmalıdır.

Benzer projelerde çelikhane cürufu kullanımının faydalarını;

- Kırma agrega ile yapılacak benzer uygulamalarda analize bağlı olarak maliyet avantajı oluşturması,
- İnşaat sektörü ve agregaya olan talebin artmasına bağlı oluşacak doğal kaynak tüketiminin sınırlandırılması,
- Taş ocaklarından kaynaklanan çevre kirliliklerinin önüne geçilmesi,
- Demir çelik sektörü cüruf stoklanması sorununun çözümü,
- Kısa ve uzun vadede bölge ve ülke ekonomisine ilave değer sağlanması olarak sıralayabiliriz.

5. KAYNAKLAR

[1] Tübitak/MAM, Malzeme ve Kimya Teknolojileri Araştırma Enstitüsü, "Çelikhane Curufunun Farklı Uygulama Alanlarında Değerlendirilmesi", (2002), Destekleyen: ERDEMİR

[2] Candan E, Ertan S, Esen S, Altan M., "Bazik Oksijen Fırını Cüruflarından Abrasiv Grit Üretimi"

[3] Günay, E., Kara, M., "Erdemir Çelikhane Cüruflarının Ekonomik ve Ekolojik Değerlendirilmesi, 2005

[4] Ellicott, G., "Mining The Slap Heap" Industrial Minerals, (2003)
Bazik oksijen fırını BOF cüruflarından abrasiv grid üretimi

[5] Sönmez B., Baş E., Günay E., ve Kara M., "Erdemir Çelikhane Cüruflarının Asfalt Betonu Agregası ve Demiryolu Balast MalzemesiOlarak Kullanılması İmkanları" (2003)

EREĞLİ DEMİR VE ÇELİK FABRİKASINDA ÇELİKHANE CÜRUFU İLE TAŞ KOLON UYGULAMASI

STONE COLUMN APLICATION BY USING STEEL SLAG IN EREĞLİ IRON AND STEEL INDUSTRY

M. Serhan Özdoğan[1] Eyüp Şişman [2] Emre ÖZKAN [3] Sercan Gür[4]
Tümer Tombuloğlu[5] A. Selami Sadık[6] Şansal Erbay[7] Ferhat Parlak[8]

ABSTRACT

The parent copmany of our group is Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş., which is the largest flat steel manufacturer of Turkey, located in Kdz. Ereğli. ERDEMİR group is one of the major players of iron and stell industry with industrial facilities in Turkey and Romania and also owns 80% of iron are reserves in Turkey.

The aim of the study is to investigate the performance of stone columns with steelmaking slag and the use of the application is to provide economic value to our country.Steelmaking slag is the output of our production and has many positive research and development studies in direction of its use in the world.

In the study, stone columns were prepared by the natural plant material purchased from the quarry and steelmaking slag obtained from our factory facilities. Load-displacement curves were obtained and evaluated from the load test applied on prepared column. Furthermore, cone penetration tests which performed before and after were compared.

As a result, following studies and tests on stone columns ,which is made by steelmaking slag and natural aggregate, can be similar and provide ground improvement.

Key Words: Steel slag, Stone column, Soil improvement

ÖZET

Grubumuzun ana şirketi Kdz. Ereğli' de bulunan ve Türkiye' nin en büyük yassı celik üreticisi Ereğli Demir ve Çelik Fabrikaları T.A.Ş.' dir. ERDEMİR grubu Türkiye ve Romanya'daki sanayi tesisleri ve Türkiye demir cevheri rezervlerinin %80'ine sahip maden sahaları ile demir çelik sektörünün önemli oyuncularındandır.

Yapılan çalışmanın amacı, dünyada birçok alanda kullanımı yönünde olumlu ar-ge çalışmaları bulunan ve bölgemizde kullanım alanları araştırılan, tesislerimizde yapılan üretime bağlı olarak oluşan çelikhane cürufu ile hazırlanan taş kolonların performansının araştırılması ve uygulamada kullanılmasıyla ülkemize ekonomik değer sağlanmasıdır.

[1] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, sozdogan@erdemir.com.tr
[2] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr
[3] İnşaat Mühendisi., Konya Selçuk Üniversitesi, emre.ozkan86@hotmail.com.tr

Çalışma kapsamında, ocaktan satın alınan doğal kırma malzemeyle ve fabrikamız tesislerinden temin edilen çelikhane cürufu ile taş kolonlar hazırlanmıştır. Hazırlanan kolonlar üzerinde yükleme testleri yapılarak yük-deplasman eğrileri elde edilmiş ve sonuçlar değerlendirilmiştir. Ayrıca uygulama öncesi ve sonrasında yapılan koni penetrasyon testleri karşılaştırılarak yorumlanmıştır.

Yapılan çalışmalar ve testler sonrasında çelikhane cürufu ile teşkil edilen taş kolon ile doğal agregayla yapılan taş kolon performanslarının benzer olduğu ve hedeflenen zemin iyileşmelerini sağladıkları söylenebilir.

Anahtar Kelimeler : Çelikhane Cürufu, Taş Kolon, Zemin İyileştirme

1. GİRİŞ

Demir Çelik Endüstrisinde üretimle birlikte ortaya çıkan, katı atık, çamur ve yan ürünlerin ekonomiye kazandırılabilmesi için günümüzde çok sayıda çalışma yapılmaktadır. Geçmiş yıllarda atık olarak değerlendirilen ve sadece dolgu amacıyla kullanılan çelikhane cürufları günümüzde yapılan çalışmalarla bir çok alanda kullanılmaktadır. Gelişmiş ülkelerin çoğunda çelikhane cüruflarının %90-100'ü kullanılmaktadır. Son yıllarda ülkemizde de çelikhane cürufunun kullanımının yaygınlaştırılmasına ve yeni kullanım alanlarının belirlenmesine yönelik araştırma çalışmalarına hız verilmiş bu yönde ar-ge çalışmaları ve yatırımlar yapılır hale gelmiştir.

Çelikhane cürufu genelde İnşaat Mühendisliğinin uygulama alanlarında kullanılmaktadır. Geoteknik, İnşaat mühendisliğinde sürekli gelişen, önem kazanan, çok sayıda ve çeşitli uygulamaları olan alanlardan biridir. Bu alanda zemin iyileştirme yöntemleri en önemli konulardan biri olmakla birlikte son yıllarda çok sayıda iyileşme tekniği ortaya çıkmıştır. Bunlardan biri de taş kolonlarla ilgili yapılan araştırmalardır. Yumuşak zeminlerde taş kolonların kullanımı, önemli bir zemin iyileştirme tekniği olarak dikkat çekmektedir.

Taş kolon tekniği, inşası planlanan yapı için mühendislik özellikleri yeterli olmayan gevşek ve yumuşak zeminlerin taşıma güçlerinin ve oturma özelliklerinin iyileştirilmesini, sıvılaşma riskinin azaltılmasını ve şevlerin stabilitesinin artırılmasını amaçlayan bir iyileştirme yöntemi olarak tanımlanabilir.

Taş kolonlar ilk olarak 1830' lu yıllarda Fransa' da doğal zeminlerin iyileştirilmesi için kullanılmıştır (Osmanoğlu, 1999). Ancak, bu yöntem Avrupa'da 1950' den sonra, Amerika' da ise 1972' den sonra yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Özellikle son otuz yıldır tüm dünyada taş kolon tekniği yaygın olarak kullanılır olmuş ve birçok saha probleminde oldukça iyi sonuçlar elde edilmiştir.

Ülkemizde ise taş kolon tekniği son yıllarda tanınmaya başlamış ve kendisine uygulama alanı bulmuştur. Türkiye' de bu teknik ile daha çok zeminlerin taşıma kapasitelerinin artırılması ve oturma özelliklerinin azaltılması amaçlanmış ve Sakarya bölgesinde 1999 depremi sonrasında sıvılaşma riskinin azaltılmasını amaçlayan birkaç uygulama gerçekleştirilmiştir.

[1] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, sozdogan@erdemir.com.tr
[2] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr
[3] İnşaat Mühendisi., Konya Selçuk Üniversitesi, emre.ozkan86@hotmail.com.tr

Baumann ve Bauer (1974) zeminlerin dane çapı dağılıma bağlı olarak vibro - yerdeğiştirme ve vibro-öteleme yöntemlerine uygunluğunu inceleyen bir çalışma yapmışlardır. Yapılan çalışmanın sonucunda taş kolon tekniğinin gevşek zeminlerde CPT test sonuçlarına bağlı olarak kullanılabilirliği grafik halinde verilmiştir. (Vekli., M. 2009)

Hughes vd. (1975) taş kolonların yük taşıma mekanizmasını açıklamıştır. Çalışmada tekil taş kolon ile grup içinde yer alan taş kolonların sınır koşullarının genellikle farklı olduğu ortaya konmuştur. Taş kolon gruplarında sınır koşulları birim hücre kavramı ile açıklanmıştır. Kolon ve onu çevreleyen zemini içeren birim hücrenin sınır koşulları, odömetre deneyindeki sınır koşullarına benzetilmiştir. Yani birim hücrenin sınırları tam pürüzsüz ve rijit kayma yüzeyi olarak kabul edilmiştir. Suya doygun yumuşak zeminlerde yapılan hızlı yükleme süresince ani oturmaların düşük mertebede kaldığı görülmüş ve kolon ile zemin arasındaki gerilme dağılımı üniform olmuştur. Ancak kolonun oluşturduğu drenaj sebebiyle killi zemin konsolide olup taş kolona aktarılan yükün zamanla artabileceği belirtilmiştir. Uygulanan yükün seviyesine ve konsolidasyon sırasında zemin tarafından uygulanan çevre basıncına bağlı olarak kolon plastik denge durumu kazanabileceği belirtilmiştir. Çalışmada taş kolonlu kompozit sistemin karakteristikleri, zemin ve kolonun süperpoze edilmesi şeklinde gösterilmiştir. (Vekli., M. 2009)

Kanematsu (1980) taş kolon zemin etkileşiminin genel esaslarını ele almıştır. Çalışmada, taş kolonların yerini aldıkları zeminden daha sağlam olduğu, kolon malzemesinin kohezyonsuz olması sebebiyle kolonun sıkılığı, rijitliğinin kolona zemin tarafından sağlanan yanal desteğe bağlı olduğu belirtilmiştir. Ayrıca bu desteğin yeterli olmadığı durumda kolonun aşırı yanal genişleme yaparak göçeceği dile getirilmiştir. Zemin-kolon kompozit sisteminin stabilitesi, kolon ve onu çevreleyen zemin arasındaki kayma etkisinin oluşup oluşmadığına bağlı olduğu açıklanmıştır. Geniş yükleme alanı altında kolonun kendini çevreleyen zeminle eşit olmayan oturma yapması temel yükünün tamamen kolon tarafından taşınması durumunda zemin-kolon arakesitinde kolon boyunca kayma gerilmesi oluşacağı da belirtilmiştir. Bu gibi durumlarda taş kolonların, çevre sürtünmesi ve uç mukavemetinin aşılması ile kazıklarda görünen göçmeye benzer bir mekanizma ile göçeceği bu sebepten dolayı taş kolonlar hem göçme-şişme hem de kayma yönünden analiz edilmesi gerektiği belirtilmiştir. (Vekli., M. 2009)

Munfakh (1984) yaptığı çalışmada taş kolonları imalat yöntemleri üzerinde durmuştur. Taş kolonların vibro-yerdeğiştirme ve vibro-öteleme yöntemleri hakkında bilgi vermiştir. Çalışmada vibro-yerdeğiştirme metodunun başarı ile uygulanabilmesi için en önemli etkenin, yerel zeminin ince danelerinin çepere sıvanarak taş kolonu geçirimsiz hale getirmesini engelleyen ve delik çeperinin imalat sırasında stabilitesini sağlayan su jeti olduğu belirtilmiştir. Vibro-öteleme metodunda ise imalat yapılan zeminin delik açılmasından malzemenin delik içerisine yerleştirilmesine kadar geçen süre içerisinde zeminin kendini tutabilecek özellikte olması gerektiği vurgulanmıştır. İmalatta bu kriterin sağlanabilmesi için vibro-öteleme metodu, ıslak yönteme göre daha sağlam hassaslığı düşük ve yeraltı su seviyesinin daha derinlerde olduğu zemin koşullarında uygundur sonucuna varılmıştır.Munfakh (1984) yaptığı çalışmada taş kolonları imalat yöntemleri üzerinde durmuştur. (Vekli., M. 2009)

Greenwood ve Kirsch (1984) taş kolonların temel uygulama alanlarını belirtmişlerdir. Çalışmada taş kolonların, zeminlerin taşıma gücünü artıracağı, toplam ve farklı oturmaları azaltacağı, oturmaları hızlandıracağı, dolguların ve şevlerin stabilitesini artıracağı, sıvılaşma riski olan zeminlerde bu riskin azaltılması gibi alanlarda kullanılabileceği

[1] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, sozdogan@erdemir.com.tr
[2] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr
[3] İnşaat Mühendisi., Konya Selçuk Üniversitesi, emre.ozkan86@hotmail.com.tr

belirtilmiştir. Taş kolonlar uygulanmaya başladığı ilk tarihlerden itibaren taşıma gücünün artırılması, toplam ve farklı oturmaların azaltılması, oturmaların hızlandırılması gibi alanlarda kullanılmıştır. Taş kolonların şevlerin stabilitesinin artırılması amacıyla kullanımı daha sonradan ortaya çıkmıştır. Bu tekniğin en yeni uygulama alanı ise sıvılaşma potansiyeline sahip gevşek kum zeminlerde sıvılaşma riskinin azaltılmasını amaçlayan uygulamalar olduğu bildirilmiştir. (Vekli., M. 2009)

Bae vd. (2002) yaptıkları çalışmada grup taş kolonların davranışını belirlemek için model deney yapmışlardır. Deneysel çalışmadan elde ettikleri sonuçları daha önce yapılmış sonlu elemanlar modelleri ile karşılaştırmışlar, taş kolon gruplarının davranışlarını konik biçimli genel kayma gerilmesi için başarısız bulmuşlardır. (Vekli., M. 2009)

Özkeskin ve Erol (2004) taş kolonlarda gerilme deformasyon faktörlerinin arazi deneyleri ile belirlenmesi ile ilgili bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada 3x3,5 m2 alana sahip rijit çelik sömeller altına sıkışabilir killer içerisinde tokmaklama yöntemi ile 0,65m çaplı taş kolonlar yapılmış ve sömeller 250 kPa yüklere kadar yüklenmiştir. Deneyler sonucunda değişik kolon boyları uygulanarak ve büyük ölçekli yükleme deneyleri ile ölçülen taş kolon davranışında elde edilen deneysel bulgular yük konsantrasyon faktörlerinin 2,1 ile 5,6 arasında değiştiği faktörün kolon boyuna bağlı olmadığı ve değerin artan düşey gerilmelerle belirgin bir azalma gösterdiği sonucuna ulaşılmıştır. (Vekli., M. 2009)

Nalçakan (2004) yaptığı çalışmada problemli zeminlerde geoteknik çözümler üzerinde durmuştur. Çalışmada mevcut olan iyileştirme yöntemlerini sıralamış ve devam eden bir mühendislik yapısında taş kolonlarla iyileştirme yönteminden bahsetmiştir. Alanı yaklaşık 27.000 m^2 olan terminal binasında yapılan üst yapı çözümleri sonrasında bina yüklerinin 7 12 t/m^2 mertebesinde hesaplanmıştır. Zemin yapısı 7 m'ye kadar problemli olduğu ve arazideki SPT değerlerinin 3-25 arasında değiştiği görülmüştür. Zeminin 7 m kadar olan kısmında taşıma gücü ve oturma problemlerinin taş kolon yöntemi ile çözülmesine karar verilmiştir. Çalışmada 60 cm çapında ve 120 x 120 cm kare yerleşimi ile 80 cm çapında üçgen yerleşimli taş kolon imal edilmiştir. Sonuçta taş kolonlar sayesinde zeminlerin taşıma gücünde 3 kat artış görülmüş, oturmalar % 50 oranında azalmış ve oturmaların tamamlanma süreleri kısalmıştır. (Vekli., M. 2009)

M Vekli (2009) Taş kolon ile şev iyileştirmesini deneysel ve sayısal incelemesini yapmıştır. Çalışmada şev içerisine farklı aralıklarla yerleştirilen taş kolonların, şev stabilitesine etkisi, şevli zemin üzerine yerleştirilen temelin taşıma kapasitesi ve oturma özellikleri laboratuvar ortamında küçük ölçekli model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Önce taş kolonsuz halde, kil şevin taşıma gücü ve oturma özellikleri incelenmiş, sonra şevli zemin içerisine taş kolonlar farklı s/D (Taş kolonların merkezleri arası mesafe/ Taş kolon çapı) oranlarında yerleştirilerek taşıma gücü ve oturma özellikleri araştırılmıştır. Deneysel sonuçlar ve sayısal analiz sonuçları değerlendirildiğinde, taş kolonlarla iyileştirme yapıldıktan sonra şevli yumuşak zemin üzerine inşa edilecek yapıların taşıma güçlerinin arttığı, oturmaların ise azaldığı görülmüştür. Ayrıca s/D oranı azaldıkça taşıma gücünde artma, oturmada ise azalma meydana gelmiştir.

Bildiri konusu çalışmanın amacı, dünyada birçok alanda kullanımı yönünde olumlu ar-ge çalışmaları bulunan ve bölgemizde kullanım alanları araştırılan, tesislerimizde yapılan üretime bağlı olarak oluşan çelikhane cürufu ile hazırlanan taş kolonların performansının araştırılması, taş kolon olarak kullanılıp kullanılamayacağının tespit edilmesi ve uygulamalarının yaygınlaştırılması ile ülkemize ekonomik değer sağlanmasıdır. Çalışma

[1] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, sozdogan@erdemir.com.tr
[2] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr
[3] İnşaat Mühendisi., Konya Selçuk Üniversitesi, emre.ozkan86@hotmail.com.tr

kapsamında, ocaktan satın alınan doğal kırma malzemeyle ve fabrikamız tesislerinden temin edilen çelikhane cürufu ile taş kolonlar arazide hazırlanmıştır. Hazırlanan kolonlar üzerinde yükleme testleri yapılmış, elde edilen sonuçlar karşılaştırılmış ve değerlendirilmiştir.

2. ÇELİKHANE CÜRUFLARI

Çelikhane cürufları esas olarak kalsiyum, demir, magnezyum ve mangan oksitlerin eriyerek oluşturduğu kalsiyum silikat ve alümino ferritten meydana gelmektedir. Üretilen çeliğin özelliği ile ortaya çıkan cürufların özellikleri değişir. Bazik oksijen fırınlarında (BOF) yapılan çelik üretiminde açığa çıkan curuflara BOF curufları, Elektrikli ark ocağında (EAF) yapılan üretimde açığa çıkan curuflar ise EAF curufları olarak adlandırılır. ERDEMİR' de çelik üretimi BOF fırınlarında yapılmaktadır.

1 ton çelik üretimi sonucu yaklaşık 100-150 kg arasında curuf oluşmaktadır.ERDEMİR' de çelik üretimi sonrası yılda yaklaşık olarak 350.000- 400.000 ton arasında açığa çıkan çelikhane curufu kırma eleme tesisinde işlenmektedir.

2.1 Çelikhane Cüruflarının Kullanım Alanları

Dünyada çelikhane cüruflarının değerlendirilmesi amacıyla çok sayıda bilimsel araştırma yapılmış ve yapılmaktadır. Tamamlanan araştırmalar neticesinde çelikhane curuflarının kara ve demir yollarında, çimento sanayinde, tarımda ve curuf yünü imalatında klasik malzemelerin yerine kullanılabileceğinin teknik ve ekonomik açıdan mümkün olduğu vurgulanmaktadır.

Çelik cüruflarının başlıca kullanım alanlarını aşağıda yeralmaktadır.

- Yol temellerinde
- Asfalt betonlarında
- Limanlarda yapay koruma bloklarında
- Çimento endsütrisinde
- Tren yollarında balast malzemesi olarak
- Toprak Dolgu işlerinde
- Tarımda gübreleme ve kireçleme amaçlı
- Sinter fırınlarında geri dönüşüm malzemesi olarak

3. UYGULAMA

Ereğli Demir ve Çelik Fabrika sahasında yaklaşık 20.000 m^2 alan üzerinde yatırımı planlanan Çelik Servis Merkezi inşaatı öncesinde, zemin iyileştirme yöntemi olarak taş kolon uygulaması seçilmiş ve söz konusu alanda kırmataş malzemesi kullanılarak 1869 adet ortalama 11 metre boyunda taş kolonlar imal edilmiştir.

ERDEMİR' de yapılan uygulamada Vibro displacement (dipten beslemeli kuru sistem) yöntemi seçilmiştir. Bu yöntem ile vibroflot basınçlı hava ve titreşimle uygulama derinliğe kadar indirilir. Dip noktada kırmataş doldurma hunisinden besleme borusu aracılığı ile vibroflot' un uç kısmına aktarılır. Bu noktada vibroflot aşağıdan yukarıya doğru titreşimle

[1] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, sozdogan@erdemir.com.tr
[2] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr
[3] İnşaat Mühendisi., Konya Selçuk Üniversitesi, emre.ozkan86@hotmail.com.tr

yanal olarak yerdeğiştirme sağlar. Bu yerdeğiştirme hareketi kademeli olarak yapılarak kırmataş'ın yanal olarak yayılması ve sıkışması sağlanır. İşlem bittikten sonra seviye düzlenir ve silindirajı yapılır.

Uygulamada 80cm çapında vibro taş kolonlar, kolon merkez noktaları arası mesafe 1.8 – 3 metre olacak şekilde kare yerleşim planına göre yapılmıştır. İmalatlarda taş malzemesi olarak yıkanmış, temiz, 8 - 32 mm boyutlarında ve içerisindeki max. %5 oranında ince malzeme içeren kırmataş kullanılmıştır.

Doğal agregaların kullanıldığı alanlarda kullanılan ve hemen hemen benzer temel özelliklere sahip çelikhane cürufunun taş kolon imalatında kullanılarak, davranışını tespit etmek üzere 4 adet deneme kolonu imal ettirilmiştir. Deneme amacıyla çelikhane cürufu kullanılarak yapılan taş kolonlar 80 cm çapında, 10 metre boyunda merkez noktaları arasındaki mesafe 3 m olacak şekilde 4' lü kare yerleşim planında imal edilmiştir.

İmalatı yapılan kolonlar üzerinde yükleme deneyi gerçekleştirilmiştir. Taş kolona ve iyileştirilmiş zemin üzerine yükleri aktarmak amacı ile 2m x 2m ebatlarında başlık kirişi imal edilmiştir.

Yüklemeden dolayı kazıkta oluşan hareketler kazık başlığına bağlanmış, test kazığından bağımsız, referans kirişlere oturtulan, 50 mm kapasiteli ve 0.01 mm hassasiyette, 4 adet kompresör saati ile ölçülmüştür.

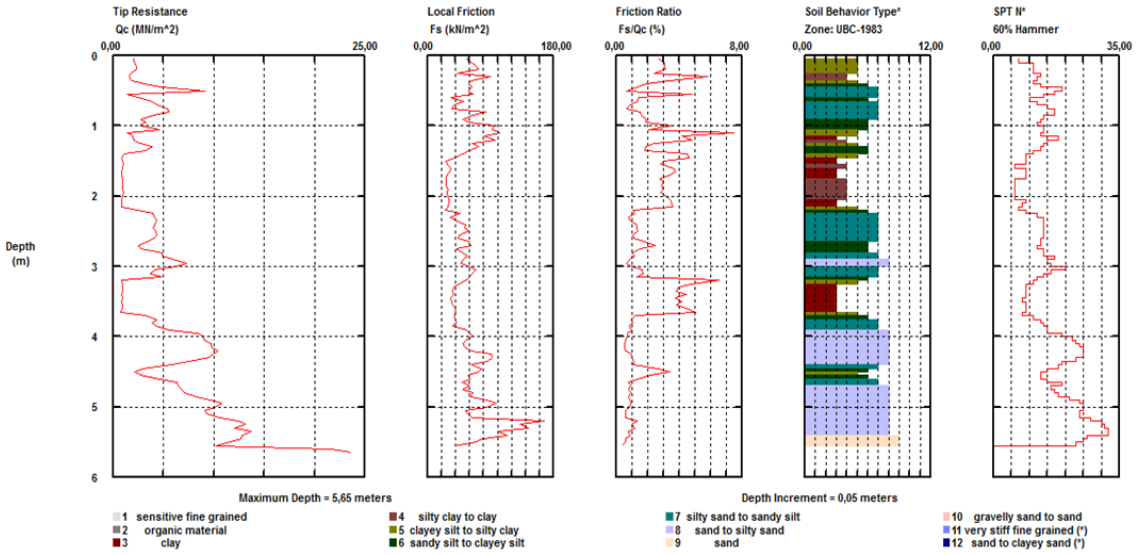
Kazıkların tasarım yükü 60 tondur. Yükleme deneylerinde kırma taş ile hazırlanan taş kolon uygulamasında yük 1.5 kat yaklaşık 95 ton olarak uygulanmıştır. Çelikhane cürufu ile hazırlanan taş kolonlarda ise 2 kat yaklaşık 124 ton test yükü uygulanmıştır.

Kazık yükleme deneylerinde, TS 3167 ve ASTM 1143-81' de verilen metodoloji ve standartlar dikkate alınmıştır.

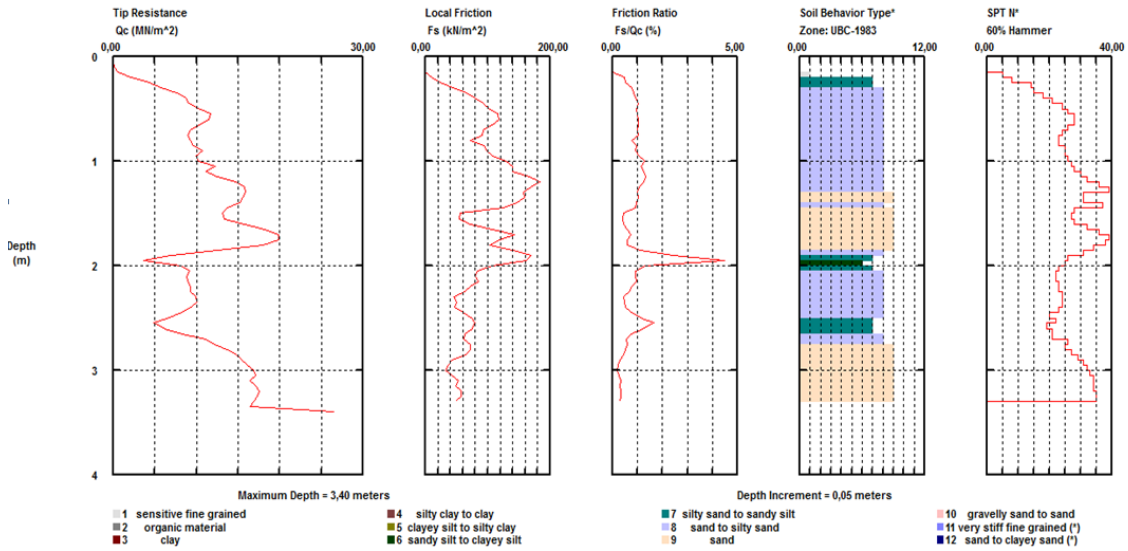
Fotoğraf 1. Taş Kolon Uygulaması

[1] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, sozdogan@erdemir.com.tr
[2] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr
[3] İnşaat Mühendisi., Konya Selçuk Üniversitesi, emre.ozkan86@hotmail.com.tr

Fotoğraf 2. Taş Kolon Uygulaması



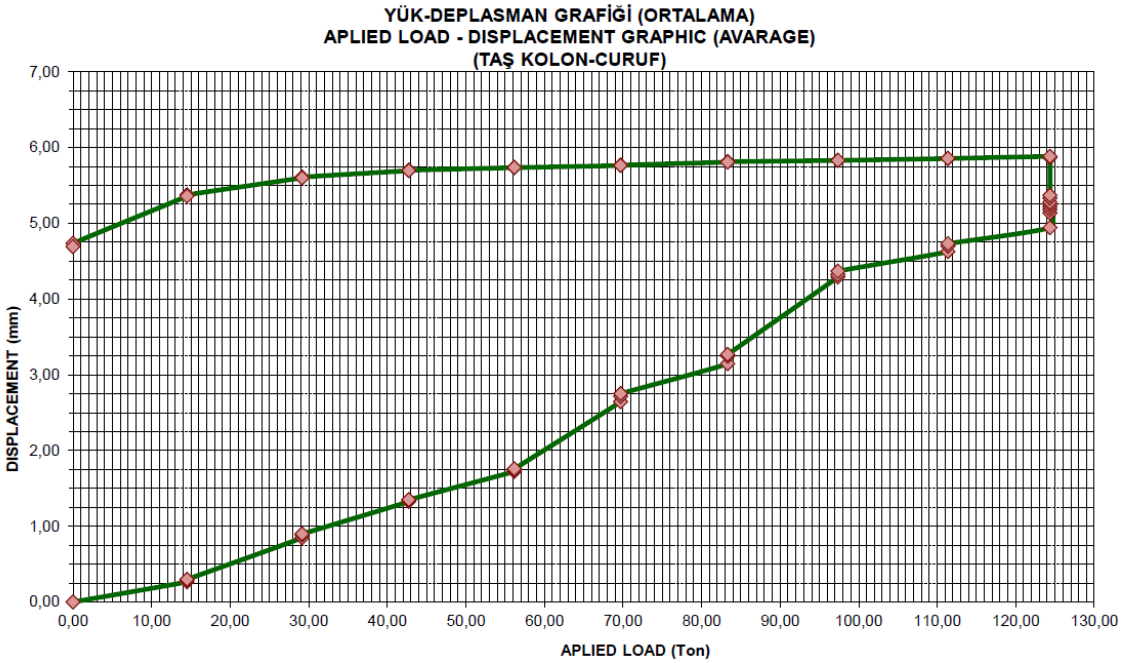
Şekil 1. Taş kolon uygulaması öncesi zemin değerleri



Şekil 2. Kırmataş ile taş kolon uygulaması sonrası zemin değerleri

[1] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, sozdogan@erdemir.com.tr
[2] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr
[3] İnşaat Mühendisi., Konya Selçuk Üniversitesi, emre.ozkan86@hotmail.com.tr

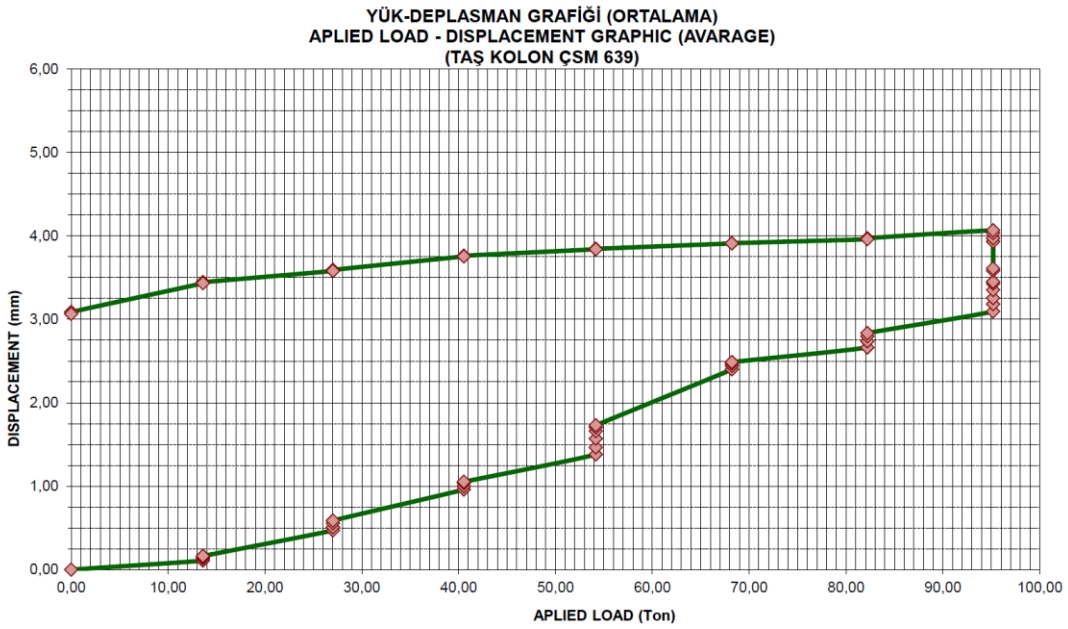
Yükleme testi sonrası çelikhane cürufu ve kırmataş ile hazırlanan kolonlara ait yük-deplasman grafikleri çizilmiştir.



Şekil 3. Çelikhane cürufu ile hazırlanan taş kolona ait yük-deplasman grafigi

Fotograf 3. Çelikhane cürufu arazi yükleme deneyi

[1] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, sozdogan@erdemir.com.tr
[2] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr
[3] İnşaat Mühendisi., Konya Selçuk Üniversitesi, emre.ozkan86@hotmail.com.tr



Şekil 4. Doğal agrega kırmataş ile hazırlanan taş kolona ait yük-deplasman grafigi

Fotoğraf 4. Doğal agrega kırmataş arazi yükleme deneyi

Taş kolon uygulaması sonrası zemindeki iyileşmeyi tespit edebilmek ve ilk durumla karşılaştırmak için, uygulama sonrası tekrardan koni penetrasyon CPT deneyleri yapılmıştır. Böylelikle doğal kırmataş ile yapılan taş kolon uygulaması öncesi (Şekil 1) ve taş kolon uygulama sonrası (Şekil 2) durum karşılaştırılmıştır.

Şekil 1 ve Şekil 2' deki grafiklerden de görüleceği üzere zemin ağırlıklı olarak, kum ve siltli- kum formasyona sahiptir. Şekil 1' de taş kolon uygulama öncesi yapılan CPT deneyinde, 5.5 - 6 m derinlikten sonra uç direnç değeri maksimum olmaktadır. Bu noktada istenen sağlam zemine ulaşılmış ve deney sonlandırılmıştır. Şekil 2' de ise taş kolon uygulaması sonrası CPT deneyi yapılmış ve 3.40 m derinlikte uç direnç maksimum

[1] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, sozdogan@erdemir.com.tr
[2] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr
[3] İnşaat Mühendisi., Konya Selçuk Üniversitesi, emre.ozkan86@hotmail.com.tr

olmuştur. Şekil detaylı analiz edildiğinde 3.40 m ye kadar kademeli olarak yaklaşık % 65-70 oranında bir iyileşme sağlandığı, 3.40 m derinlikten sonra ise istenen maksimum iyileşmenin olduğu mütalaa edilmektedir.

Arazide teşkil edilen kazıkların taşıma gücü ve oturma değerlerinin, projelendirme aşamasında amprik ve/veya yarı ampirik eşitliklerle tahmin edilen kazık taşıma gücü ve oturma değerleriyle, karşılaştırılması ve doğrulanması amacıyla yükleme deneyleri yapılmıştır. Kırmataş ve çelikhane cürufuyla yapılan taş kolonlara ait yükleme testlerinin sonuçları ve yük-deplasman grafikleri şekil 4 ve şekil 5' de verilmiştir.

Şekil 4' de çelikhane cürufu ile yapılan taş kolon, yük – deplasman grafiği incelemesinden de görüleceği üzere, standartlara uygun olarak ilk 14.500 ton ağırlığındaki slab yükü ile yüklenmiştir. Yüke karşılık okunan deplasman değeri 0.3mm dir. Daha sonra yükleme prosedürü takip edilerek belirli zaman aralıklarında adm adım yük arttırılmış ve sonunda tasarlanan deney yükü olan 124 ton ile yükleme sonlandırılmıştır. Bu noktada 5.8mm deplasman değeri okunmuştur. Sonraki zamanda yine standartlarda tariflendiği şekilde belli zaman aralıklarıyla adım adım yük tamamen indirilmiştir. Yapılan deney sonucu kalıcı deplasman değeri yaklaşık 4.7mm olarak tespit edilmiştir.

Şekil 5 doğal kırmataş ile yapılan taş kolon, yük – deplasman grafiği incelendiğinde 95 ton' a kadar yükleme yapılmıştır. Bu noktadaki deplasman değeri 4.1mm dir. Yapılan deneyin sonlandırılmasıyla kalıcı deplasman değeri 3.1mm olarak ölçülmüştür.

Her iki yükleme deneyi sonucunda elde edilen kalıcı deplasman değerleri, 5,9mm ve 4,1 mm olarak gerçekleşmiştir. Kalıcı deplasman değerlerinin 10 mm nin altında gerçekleşmesi projemiz için kabul edilebilirdir.

5. SONUÇLAR

Koni penetrasyon ve yükleme deneyleri yardımıyla, arazide yapılan ve ampirik ve yarı ampirik eşitlikler ile tasarlanan taş kolonların taşıma gücü ve oturma değerleri doğrulanmıştır.

Kırmataş ve cüruf ile hazırlanan taş kolonlar sayesinde zeminde iyileşmenin sağlandığı görülmüştür.

Çelikhane cürufu ile yapılan taş kolonlarda yükleme deneyi sonucunda yaklaşık 124 ton yükleme durumunda ortalama deplasman 5,9 mm, kırmataş ile yapılan taş kolon yükleme sonucunda yaklaşık 95 ton yükleme durumunda ortalama deplasman 4,1 mm olarak ölçülmüştür. Yükleme deneyleri çelikhane cürufu ve kırmataşla imal edilen taş kolonlarda birbirine yakın ve projemiz için kabul edilebilir deplasman değerleri (5,9 mm ve 4,1 mm) vermiştir.

80 cm çapında 1,8 - 3m aralıklarında değişen yerleşim düzeninde uygulanan taş kolonlar ortalama 11 m boyunda imal edilmiştir. Uygulama öncesi ve sonrasında gerçekleştirilen koni penetrasyon testlerinden Şekil1, Şekil 2 iyileşmeler görülmektedir. Problemli zeminin iyileştirilmesi amaçlı VD derin kompaksiyon yöntemi uygulanarak oluşturulan sıkıştırılmış taş kolonlar ile zemin bir araya geldiğinde kohezyonsuz zeminin ilk

[1] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, sozdogan@erdemir.com.tr
[2] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr
[3] İnşaat Mühendisi., Konya Selçuk Üniversitesi, emre.ozkan86@hotmail.com.tr

metrelerinde vibrasyon yardımıyla sıkılık derecesinin arttırıldığı ve zemin parametre değerlerinde %70' e varan iyileşmeler sağlandığı görülmüştür.

6. KAYNAKLAR

Bae, W. S., Bang, W. S. ve Byung, C. A., (2002), "Behavior of Foundation System Improved with Stone Columns", Proc. 12. International Offshore and Polar Engineering Conf., Kitakyushu, Japan, 675-678.

Baumann,V. ve Bauer G. A. E., (1974), "The Performance of Foundation on Various Soil Stabilized by the Vibro Compaction Method", Canadian Geotechnical Journal, 11, 509-530.

Greenwood, D. A. ve Kirsch K., (1984), "Specialist Ground Treatment by Vibratory and Dynamic Methods", Satae of the Art Report, Pilling and Ground Treatment, Thomas Telford, London, 17-45.

Hughes, J. M. O., Withers, N. J. ve Greenwood, D. A., (1975), "A Field Trial of Reinforcing Effect of a Stone Column in Soil", Geotecnique, 25, 1, 31-34.

Kanematsu, H., (1980), "High Pressure Jet Grouting Method, Dekubu Seboh, Civil Construction, 21, 13.

Munfakh, G. A., (1984), "Soil Reinforcement by Stone Columns-Varied Case Applications", Int. Conf. On Insitu Soil and Rock Reinforcement, Paris, 157-162.

Vekli,M., (2009), "Taş kolon ile şev iyileştirmesinin deneysel ve sayısal olarak incelenmesi", Trabzon, 2-179

Osmanoğlu, U., (1999), "Yumuşak ve Gevşek Zeminlerin İyileştirilmesi: Yüksek Basınçlı Enjeksiyon Kolonları ve Taş kolonlar", Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Özkeskin A. ve Erol O., (2004), "Taş Kolon Uygulamalarında Gerilme Konsantrasyon Faktörlerinin Arazi Yükleme Deneyleri ile Belirlenmesi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 10. Ulusal Kongresi, İstanbul, 641-646.

[1] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, sozdogan@erdemir.com.tr
[2] İnşaat Mühendisi., ERDEMİR, esisman@erdemir.com.tr
[3] İnşaat Mühendisi., Konya Selçuk Üniversitesi, emre.ozkan86@hotmail.com.tr

İZMİR - KARŞIYAKA ORGANİK KİLİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNİN ÇİMENTO STABİLİZASYONU İLE İYİLEŞTİRİLMESİ

IMPROVEMENT OF THE GEOTECHNICAL PROPERTIES OF İZMİR - KARŞIYAKA ORGANIC CLAY WITH CEMENT STABILIZATION

Tuğba ESKİŞAR[1] **İrem KALIPCILAR[2]** **Selim ALTUN[3]**

ABSTRACT

Cement stabilization is a kind of ground improvement which increases the strength of soil and at the end of the stabilization reduced amount of settlement could be achieved in the field. In this study, an experimental study is performed as an example of clay soil-cement stabilization.
Blocks of clay are taken from a site in Karşıyaka, İzmir. First, soil index properties are determined by laboratory tests and the soil is classified according to the Unified Soil Classification System. Samples of natural clay were mixed with Portland cement in different percentages of 5 and 10, in terms of the dry mass of soil using two different water contents of 40% and 60%, and cured for 7 and 28 days. Also, samples without cement content are prepared for comparison purposes. All samples are compacted with 25 blows in a Proctor mold and cured in a humidity room. The results of consolidation tests indicated that the compression index increased with cement content. The results of unconfined compression tests indicated an increase in strength with increasing cement content. Samples with lower water content showed higher strength in all test cases.

Keywords: Cement stabilization, Portland cement, unconfined compression test, consolidation, organic clay

ÖZET

Çimento stabilizasyonu killi zeminlerde dayanımı arttırmak ve yapılan bu iyileştirme sonrası zemininin mevcut haline oranla daha az miktarda oturma yapmasını sağlamak için uygulanan bir zemin iyileştirmesi yöntemidir. Bu çalışmada, kil zeminlerde yapılan çimento stabilizasyonuna bir örnek oluşturması amacıyla deneysel bir araştırma yapılmıştır.
İzmir ili Karşıyaka ilçesi içerisinde temel çalışması yapılan bir alanda bulunan bir kil tabakasından örnek bloklar alınmıştır. Öncelikle kil örneklerin indeks özellikleri belirlenerek Birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre sınıflandırma yapılmıştır. %40 ve %60 su içeriklerinde çimento içermeyen, %5 ve %10 çimento katkılı örnekler

[1] Dr., Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, tugba.eskisar@ege.edu.tr.
[2] Arş. Gör., Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, irem.kalipcilar@ege.edu.tr
[3] Doç.Dr., Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, selim.altun@ege.edu.tr

standart proktor kalıbında yirmi beşer darbe ile sıkıştırılarak hazırlanmış ve ardından kür odası koşullarında bekletilmiştir. Çimento içermeyen örnekler hazırlandıkları gün, çimento katkılı örnekler ise 7. ve 28. günlerde serbest basınç ve konsolidasyon deneylerine tabi tutularak çimento katkısının kil örnekler üzerindeki etkisi belirlenmiştir. Konsolidasyon deneyleri ile sıkışma indisinin çimento içeriği ile birlikte arttığı görülmüştür. Serbest basınç deneylerinde mukavemet artan çimento oranı ile artmıştır. Su içeriği düşük olan örneklerde daha yüksek mukavemet gözlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Çimento stabilizasyonu, Portland çimentosu, serbest basınç deneyi, konsolidasyon, organik kil

1. GİRİŞ

Günümüzde yapılaşmanın artması ile beraber mühendislik açısından uygun olmayan zemin koşulları ile daha sık karşılaşılmaktadır. Yapılaşmanın yoğun olduğu Karşıyaka bölgesinde de sıklıkla oturma ve taşıma gücü problemleri gözlemlenmektedir. Bu nedenle zeminin istenen özellikleri kazanması amacıyla zemin iyileştirme yöntemleri kullanılmalıdır. Katkı maddeleri ile stabilizasyon da ekonomik olmakla beraber sıklıkla kullanılan bir zemin iyileştirme yöntemidir. Bu çalışma kapsamında da kil zeminlerde çimento stabilizasyonunun zeminin mühendislik özelliklerine etkisi deneysel olarak araştırılmıştır.

Çimento katkılı zeminlerin mekanik ve kimyasal özellikleri kapsamlı olarak Chew vd. (2004), Horpibulsuk vd. (2004a, b), Lorenzo ve Bergado (2004), Hassan (2009), Sariosseiri ve Muhunthan (2009), Pakbaz ve Alipour (2012) tarafından incelenmiştir. Pakbaz ve Alipour (2012), çok düşük çimento içeriğinde dahi su muhtevasına ve kür süresine bağlı olarak zeminin belirgin bir dayanım ve rijitlik gösterdiğini belirtmiştir. Bu duruma ek olarak aynı efektif gerilmeler altında çimento ile stabilize edilmiş zeminlerin, stabilize edilmemiş zemine göre daha küçük boşluk oranına sahip olduğu da belirtilmiştir.

Çimento ile iyileştirilmesi yapılmış zeminin özellikleri, zemin içerisinde meydana gelen hidratasyona ve puzolanik reaksiyonlara bağlı olarak değişmektedir (Shaefer vd., 1997). Chew vd. (2004), ayrıca kısa vadede -7 günlük kür- elde edilen kayma mukavemeti artışının çimento içerisinde meydana gelen hidratasyon reaksiyonu sonucu gerçekleştiğini, uzun vadede ise -28 günlük kür- artan kayma mukavemeti değerine puzolanik reaksiyon sonucu ulaşıldığını belirtmiştir. Horpibulsuk vd. (2011; 2012), derin karıştırma yöntemi ile çimento eklenmiş Bangkok kili ve tuz içeren killerinin kayma dayanımı artışlarını inceleyerek, çimento katkılı killerin mukavemet kazanmasını incelemenin bir yolunun da Abrams kanununununu (Abrams, 1918) ve su/çimento oranlarını kullanmak olduğunu belirtmiştir. Bu çalışmada, sabit bir kür süresi içerisinde farklı çimento ve su içeriğine sahip killerin mukavemet artışı üstel bir fonksiyon olarak ifade edilmiştir.

Zeminin kayma dayanımının artması beklenen bir durum olmakla beraber, aynı oranda çimento içeren ve aynı süre kürde bekletilen numunelerde artan su muhtevasına bağlı olarak dayanım azalmakta ve en büyük kayma dayanımı da zeminin likit limitine yakın su içeriklerinde elde edilmektedir (Lorenzo ve Bergado, 2006). Lorenzo ve Bergado (2006) yüksek su muhtevalarına sahip killer (%80, %100, %130, %160) ile yaptıkları bu çalışmada likit limiti 103 olan bir kil zeminin çimento stabilizasyonunu incelemişlerdir. En büyük serbest basınç dayanımını kilin likit limit değerine yakın olan %100 su içeriğinde elde etmişlerdir. Ancak beklenen bu dayanım artışının veya azalımının miktarı tamamen

çalışılan zeminin özelliklerine bağlı olmakla beraber değişimin mertebesinin yöreye özel belirlenmesi gerekmektedir.

2. MALZEME VE METOD

İlk olarak çalışma kapsamında önce zeminin indis özellikleri belirlenmiş ve bir deney programı doğrultusunda kil örnekler hazırlanmıştır. Zemin örnekleri, öncelikle bir gün boyunca 105°C'lik etüvde kurutulmuştur. Hesaplanan miktarlarda su, kil zemine eklenerek homojen bir karışım elde edilene kadar karıştırılmıştır. %40 ve %60 su içeriklerinde çimento içeren ve içermeyen örnekler hazırlanmıştır. Çimento katkılı örneklerde çimento şerbetinin su/çimento oranı 0.6 olarak seçilmiştir. Kil zemine karıştırılan şerbet halindeki çimento, kuru zeminin ağırlıkça %5'i ve %10'u kadar olacak şekilde seçilmiştir. Tüm karıştırma işlemleri kil-çimento karışımının sertleşmesine izin vermeyecek şekilde 1-2 dakika içinde tamamlanmıştır.

Örnekler, standart proktor kalıbında sıkıştırılarak hazırlanmıştır. Çimento katkılı örnekler su kaybını engellemek amacıyla LLDPE polietilen filme sarıldıktan sonra kür odasında bekletilerek, 7. ve 28. günlerde deneye tabi tutulmuştur. Zeminin mukavemet özelliklerini belirlemek için serbest basınç deneyleri, zeminin sıkışabilirlik karakterini ve ön konsolidasyon basınçlarını belirlemek amacıyla ise konsolidasyon deneyleri yapılmıştır.

2.1. Kil Zemin ve Çimentonun Özellikleri

Çalışmada İzmir ili Karşıyaka semtinden alınan kil zemin kullanılmıştır. Laboratuvarda yapılan deneyler doğrultusunda belirlenen zemin indeks özellikleri Tablo 1'de verilmiştir. Birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine (USCS) göre zemin sembolünün OL, zemin türünün ise organik katkılı düşük plastisiteli kil olduğu belirlenmiştir.

Tablo 1. Kil Örneğin İndeks Özellikleri

İndeks Özellikleri	(%)
Likit Limit	33
Plastik Limit	21
Plastisite İndisi	12
Doğal Su İçeriği	65

Zeminin geoteknik özelliklerini iyileştirmek amacıyla, kil numunelere ağırlıkça %5, %10 oranında CEM I 42.5 R sınıfı Portland çimentosu eklenmiştir. Kullanılan çimentonun kimyasal analizi Tablo 2'de görülmektedir.

Tablo 2. Kullanılan Çimentonun Kimyasal Analizi

SiO_2 (%)	Al_2O_3 (%)	Fe_2O_3 (%)	CaO (%)	Na_2O (%)	MgO (%)	K_2O (%)	Cl (%)	SO_3 (%)	Kızdırma Kaybı (%)
19.72	5.31	3.37	62.33	0.53	2.33	0.77	0.0136	3.33	2.09

2.2. Serbest Basınç ve Konsolidasyon deneyleri

Çimento içermeyen numuneler hazırlandıkları gün, diğer numuneler deney programı doğrultusunda 7 ve 28 gün sonra deneye tabi tutulmuştur. Serbest basınç deneyleri ASTM D 2166-06 standartlarına uygun olarak yapılmıştır. Konsolidasyon deneyleri de, ASTM D 2435 standartlarına uygun olarak yapılmıştır. Hazırlanan numunelere 62.5, 125, 250, 500, 1000 kPa olmak üzere beş kademede yükleme yapılmıştır.

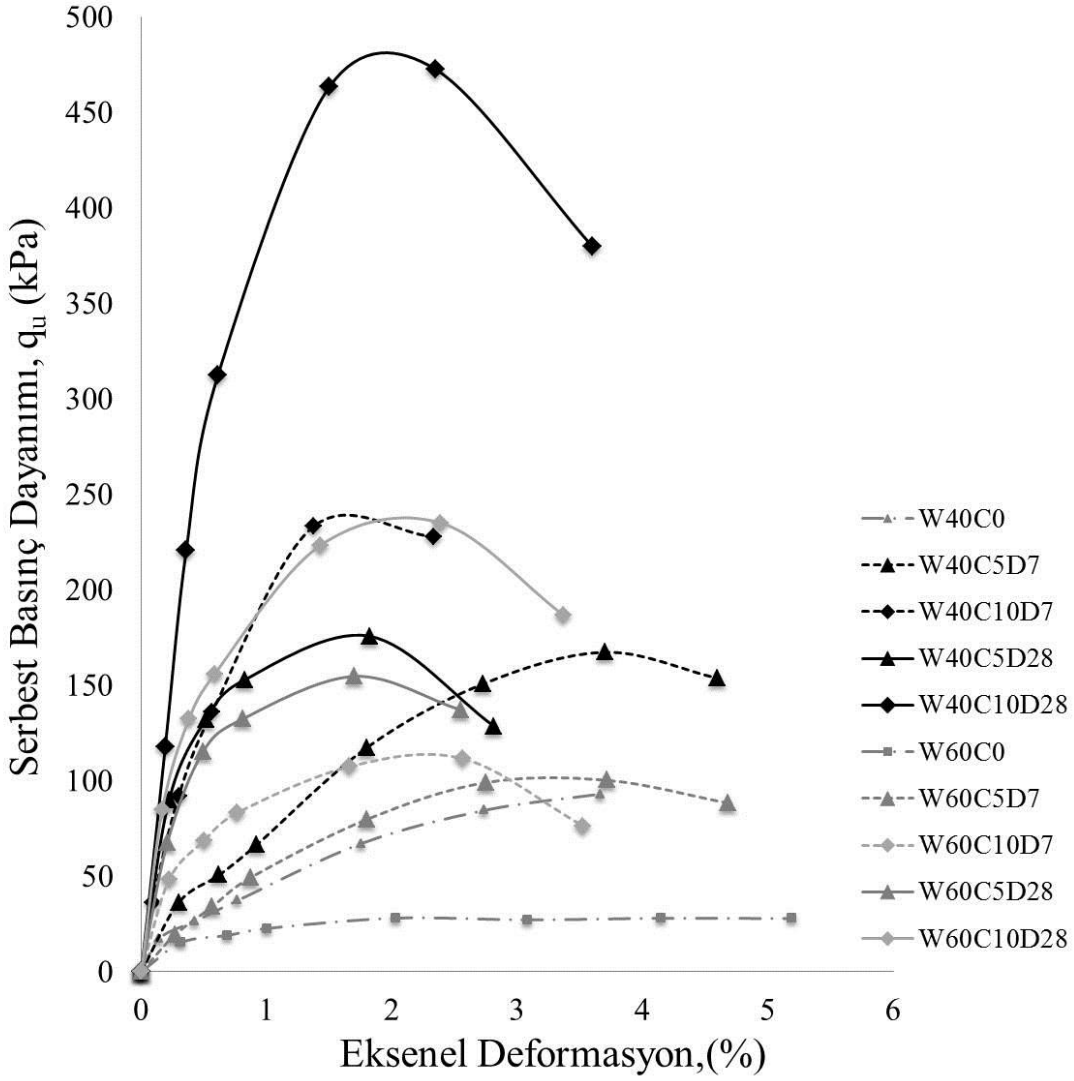
3.DENEY SONUÇLARI

Deney programı doğrultusunda hazırlanan numunelere su içeriğini (W) , çimento içeriğini (C) ve kür sürelerini (D) harfleri ile belirten isimlendirme yapılmıştır. Örneğin; W40C10D28, %40 su içeriğinde, %10 çimento katkılı, 28 gün kürlenmiş numune anlamına gelmektedir. Serbest basınç dayanımı ve konsolidasyon deneyi örnekleri yoğrulmuş şekilde hazırlanmış olup, doğal kil örneklere ait değildir.

3.1. Çimento Stabilizasyonunun Serbest Basınç Dayanımına Etkisi

Çimentonun zeminin dayanımına etkisi kullanılan çimentonun miktarına, zeminin su içeriğine ve kür süresine bağlı olarak değişmektedir. Şekil 1'de görüldüğü üzere W40C10D28 numunesi en büyük serbest basınç dayanımına sahiptir. Çimento içeren örneklerde artan su içeriği, zemin dayanımının azalmasına ve sıkışabilirliğini artmasına neden olmakla beraber likit limit değerinden az su içeriğinde de zemin dayanımının azaldığı Lorenzo ve Bergado (2006) tarafından gözlemlenmiştir.

Çalışma kapsamında hazırlanan %40 ve %60 su içerikli ve aynı koşuldaki (aynı çimento oranı ve kür süresi) örnekler içerisinde %40 su içeriğine sahip olan örnekler daha büyük serbest basınç dayanımı göstermiştir. Bu sebeple likit limit civarındaki su içeriğine sahip zeminlerde çimento stabilizasyonu daha verimli olacaktır. Elde edilen kayma gerilmesi-eksenel deformasyon eğrileri Şekil 1'de verilmiştir.



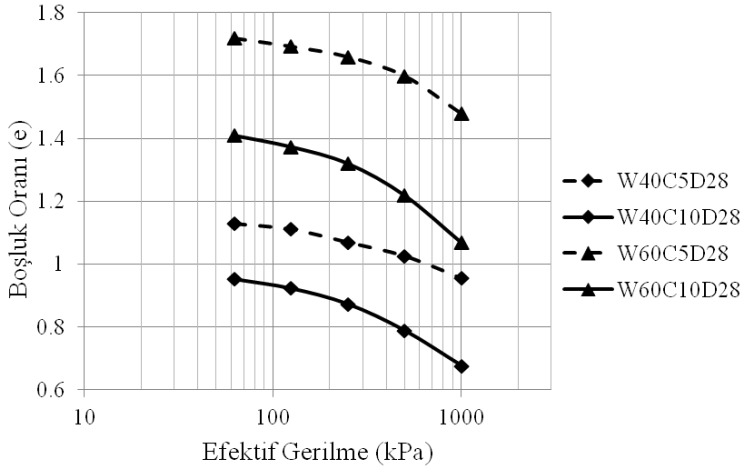
Şekil 1. Farklı çimento oranına, su muhtevasına ve kür süresine sahip numunelerin serbest basınç deneyi grafikleri

Çimento stabilizasyonu ile beraber zemin davranışında bir takım değişiklikler gözlenmiştir. Farklı su içerikleri ve çimento oranlarına sahip zeminlerin serbest basınç deneylerindeki genel davranışı zeminin artan çimento oranında gevrek, artan su içeriğinde ise sünek şekilde gelişmiştir.

Zeminin serbest basınç dayanımı, kür sürelerine bağlı olarak artan çimento oranı ile beraber artmaktadır. Zemindeki ilk 7 günlük dayanım artışı hidratasyon reaksiyonları sonucu, 28 güne kadar olan dayanım artışları ise puzolanik reaksiyonlar sonucu meydana gelmektedir (Chew vd. 2004). Puzolanik reaksiyonların devam etmesi sonucu 28 günün sonunda, %40 su içerikli zemin örneklerinde, çimentosuz örneklere kıyasla %5 çimento içeren örneklerde, 1.5 kat %10 çimento içeren örneklerde ise 4.5 kat serbest basınç dayanımı artışı belirlenmiştir.

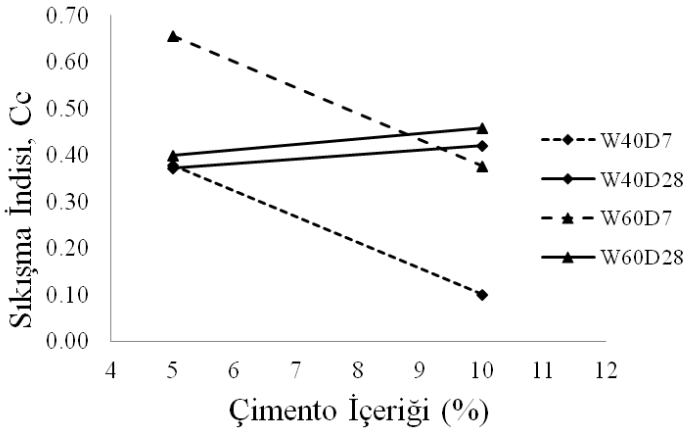
3.2. Çimento Stabilizasyonunun Zeminin Sıkışabilirlik Karakterine Etkisi

Bu çalışmada, yoğurulmuş farklı çimento oranlarına sahip örneklerin konsolidasyon davranışları incelenmiştir. Aynı koşullarda farklı özelliklere sahip olan zeminlerin karşılaştırması yapılarak, sıkışma deneylerinden elde edilen ve birbirine göre farklılık gösteren sonuçların ortaya koyulması amaçlanmıştır. Konsolidasyon grafiklerinde boşluk oranının çeşitli yük kademelerindeki değişimini belirgin olarak gösterebilmek amacıyla %5 ile %10 çimento oranına sahip 28 gün kürlenmiş numuneler Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil 2. %40 ve %60 su içeriğinde %5 ile %10 çimento oranına sahip 28 günlük örneklere ait konsolidasyon grafikleri

Konsolidasyon eğrileri incelendiğinde, %40 su içeriğine sahip zemin örneklerinde %5 ile %10 çimento katkılı durumlarda başlangıç boşluk oranları sırasıyla 1.73 ve 1.41'dir. %60 su içeriğindeki numunelerde ise başlangıç boşluk oranı %5 çimento katkılı numunede 1.13 iken, çimento oranı %10 olduğunda boşluk oranı 0.96 olarak bulunmuştur. Her iki su muhtevasında da çimento miktarının artışı, boşluk oranını azaltarak zeminin büzülme davranışı gösterdiğinin bir kanıtıdır. Bununla birlikte %60 su muhtevasına sahip örneklerde boşluk oranının azalma miktarı, %40 su içeriğine sahip örneklerden daha büyüktür. Sıkışma indislerinin çimento içeriği ile değişimleri ayrıca incelenmiştir. Farklı su ve çimento içeriğindeki zeminlerin sıkışma indekslerindeki değişim Şekil 3'te görülmektedir.



Şekil 3. Sıkışma indisinin çimento içeriğine bağlı olarak değişimi

7 günlük kür süresi sonunda sıkışma indisi önce çimento miktarının artmasına karşın bir miktar azalsa da, 28 günlük numunelerde çimento içeriği arttıkça sıkışma indisi bir miktar artmaktadır. Su muhtevası %60 olan örneklerde bu durum daha belirgindir.

4.SONUÇLAR

Serbest basınç deneyleri sonuçlarına göre %40 su içeriğinde, %10 çimento katkılı 28 gün kürlenmiş numune (W40C10D28) en büyük dayanıma sahiptir. Öngörüldüğü üzere, daha az su içeriği ve artan çimento miktarı zeminin dayanımını arttırmaya sebep olmuştur. %60 su içeren çimentosuz numune (W60C0) ise beklendiği gibi minimum dayanımı göstermektedir. Genel bir yaklaşımla, %10 çimento içeriğine sahip numuneler çimento içermeyen yani doğal zemini temsil eden numunelerden daha büyük serbest basınç mukavemeti göstermiştir. Elde edilen serbest basınç grafiklerindeki malzeme davranışı gevrek ve sünek olacak şekilde sınıflandırılabilir. Kür süresi uzun ve çimento içeriği fazla olan kil numuneler daha kırılgan olmakla beraber gevrek davranışa ait örnekleri, çimentosuz doğal zeminler ise sünek davranışa ait örnekleri oluşturmaktadır. 28 günlük numuneler gevrek davranışı temsil ederek deney sonunda parçalanarak kırılmışlardır. Konsolidasyon deneylerinde çimento oranının ve kür süresinin artması başlangıç boşluk oranını arttırmaktadır. Su içeriği yüksek olan örnekler ise su içeriği düşük olan örneklerden daha büyük başlangıç boşluk oranına sahip olmaktadır. Sıkışma indisi ise çimento miktarı ile artmaktadır. Sonuç olarak, çimento katkısının zeminlerin mukavemetini arttırdığı ve sıkışma özelliklerini değiştirerek sahadaki uygulamalarda oturma miktarını azaltıcı yönde bir gelişmeye sebep olacağı bu çalışma ile vurgulanarak, kil zeminlerde çimento stabilizasyonun uygun bir iyileştirme yöntemi olduğu gösterilmiştir.

KAYNAKLAR

Abrams D.A. (1918), “Design of Concrete Mixtures. In: Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago”, Bulletin 1.

ASTM D2166 (2006), “Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil”, Annual Book of ASTM Standarts.

ASTM D2435 (2004), “Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading”, Annual Book of ASTM Standarts.

Bergado, D. T. (2006), “Fundamental characteristics of cement- admixed clay in deep mixing”, ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 18 (2), 161-174.

Chew, S. H., Kamruzzaman, A. H. M. and Lee, F. H. (2004), “Physicochemical and engineering behaviour of cement treated clays.” Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, Vol. 130(7), 696-706.

Hassan, M. (2009), “Engineering Characteristics of Cement Stabilized Soft Finnish Clay- a Laboratory Study”, Yüksek Lisans Tezi, Helsinki University of Technology, Faculty of Engineering and Architecture, Otaniemi, Finlandiya .

Horpibulsuk, S., Bergado, D. T. and Lorenzo, G. A. (2004a), “Compressibility of cement admixed clays at high water content.” Geotechnique, Vol. 54(2), 151-154.

Horpibulsuk, S., Miura, N. and Bergado, D. T. (2004b), “Undrained shear behaviour of cement admixed clay at high water content.” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130(10), 1096-1105.

Horpibulsuk, S., Rachan, R., Suddeepong, A., Chinkulkijniwat, A., Liu, M. D. (2011), “Strength development in cement admixed Bangkok clay laboratory and field investigations” Soils and Foundations, Vol. 51(2), 239-251.

Horpibulsuk, S., Phojan, W., Suddeepong, A., Chinkulkijniwat, A., Liu, M. D. (2012), “Strength development in blended cement admixed saline clay” Applied Clay Science, Vol. 55, 44-52.

Lorenzo, G. and Bergado, D.(2004),“Fundamental Parameters of Cement-Admixed Clay - New Approach.”Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130(10), 1042–1050.

Pakbaz, M. S., Alipour, R. (2012), “Influence of cement addition on the geotechnical properties of an Iranian clay”, Applied Clay Science, Vol. 67, 1-4.

Sariosseiri, F. and Muhunthan, B. (2009), “Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils”, Engineering Geology, Vol. 104 (2), 119-125.

DONMA-ÇÖZÜLME ETKİSİ ALTINDAKİ KİLLİ ZEMİNLERİN STABİLİZASYONUNDA PİRİNÇ KABUĞU KÜLÜNÜN KULLANILMASI

THE USE OF RICE HUSK ASH IN STABILIZED CLAY SOILS SUBJECTED TO FREEZE-THAW CYCLING

Murat OLGUN[1]

ABSTRACT

This article investigates the effects of different additives which used to improve the geotechnical properties of an expansive clay soil subject to freeze-thaw effect. Lime, rice husk ash and fiber were used in stabilization of expansive clay. The ranges of additives used in the experimental design were selected as 2.0-8.0% lime, 0.0-15.0% rice husk ash, and 0.0-0.8% fiber. The response surface methodology was used for experimental design and optimization. The experiments were conducted on after freeze-thaw cycle. Unconfined compressive strength and swelling tests were conducted on the samples. The results were evaluated via response surface methodology. According to the evaluation of experimental results by using response surface methodology, it was found that the additive materials were more effective on the unconfined compression strength values. According to the Model-F values; the most influential parameter on the unconfined compression strength values was the rice husk ash thanks to its pozzolanic property. In addition to lime, rice husk ash has been significant on the swelling pressure values. Fiber and lime were effective on axial strain values. In the optimization of three response variables in combination, in the freeze-thaw subjected samples, the optimum percentages were 6.43-6.46%, 15.0% and 0.77-0.79%, respectively.

Keywords: Expansive Clay, freeze-thaw cycle, rice husk ash, response surface methodology

ÖZET

Bu çalışmada çeşitli katkı malzemeleri ile stabilize edilmiş ve donma-çözülme çevrimine maruz kalmış şişen bir kil zeminin geotekniksel davranışları üzerinde kullanılan farklı katkı malzemelerinin etkileri araştırılmıştır. Kullanılan katkı malzemeleri kireç, pirinç kabuğu külü ve elyaf olup, bu katkı malzemelerinin oranları sırasıyla %0.0-8.0, %0.0-15.0 ve %0.0-0.8 aralığında seçilmiştir. Deneysel numunelerin hazırlanmasında kullanılan deneysel tasarım ve kullanılan katkı malzemelerinin optimizasyonu için yanıt yüzey yöntemi kullanılmıştır. Deneysel tasarım dahilinde hazırlanmış ve donma-çözülme çevrimine maruz bırakılmış numuneler üzerinde serbest basınç ve şişme deneyleri

[1] Yrd. Doç. Dr., Selçuk Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Müh. Böl., molgun@selcuk.edu.tr

yapılmıştır. Deneysel sonuçların yanıt yüzey yöntemi kullanılarak değerlendirilmesiyle; kullanılan katkı malzemelerinin en fazla serbest basınç mukavemeti üzerinde etkili olduğu bulunmuştur. Model-F değerlerine göre; serbest basınç mukavemeti değerleri üzerinde en etkili parametre pozzolanik özelliği sayesinde pirinç kabuğu külü olmuştur. Şişme basıncı değerleri üzerinde kirece ilave olarak pirinç kabuğu külünün katkısıda azımsanmayacak derecede önemli olmuş, maksimum birim deformasyon değerleri ise kireç ve elyaf parametrelerinden önemli derecede etkilenmiştir. Optimizasyon çalışmasından elde edilen sonuçlara göre; deneysel çalışmada kullanılan killi zeminin stabilizasyonunda kullanılması gereken en uygun kireç oranı %6.43-6.46, pirinç kabuğu külü oranı %15.0, ve elyaf oranı %0.77-0.79 şeklinde elde edilmiştir.

Anahtar sözcükler: şişen kil, donma-çözülme çevrimi, pirinç kabuğu külü, yanıt yüzey yöntemi

1. GİRİŞ

Killi zeminler ve özellikle de şişen killer üzerinde inşaa edilen tek katlı yapılar, yol kaplamaları ve boru hatları uygulamalarında, zeminde meydana gelen hacim değişimlerine bağlı olarak çok önemli hasarlar oluşabilmektedir. Bu hasarların önlenmesi, şişen zeminlerin özelliklerinin çeşitli katkı ve atık malzemeleri ile stabilizasyonu ile mümkündür. Kili zeminlerin stabilizasyonunda günümüze kadar kullanılan en yaygın katkı malzemeleri çimento ve kireçtir. Zemine eklenen bu katkı malzemeleri, zemin danecikleri ile reaksiyona girmekte ve zeminin mukavemetini artırırken, şişme özelliğini azaltmaktadırlar.

Son zamanlarda kireç ve çimento gibi katkı malzemeleriyle birlikte bazı pozzolanlar da yaygın olarak kullanılmaktadır. Pozzolanlar yalnız başlarına bağlayıcı özelliğe sahip olmayan fakat çimento veya kireçle karıştırıldıklarında su ile yaptıkları reaksiyon sonucu bağlayıcılık özelliği kazanan maddelerdir (Rahman, 1987). Bu pozzolanlardan bir danesi de zirai bir atık ürün olan pirinç kabuğundan elde edilen pirinç kabuğu külüdür (RHA). RHA, pirinç danelerinin etrafını saran dıştaki kabuk kısmının yüksek sıcaklıklarda (500°-700^oC) yakılması sonucu elde edilmektedir. Çeşitli organik ve inorganik bileşenlerden oluşan bu kabuk yüksek miktarda (%92-93) silika içermektedir. Bu kabuğun yüksek sıcaklıklarda yakılması sonucu ağırlıkça yaklaşık %20'si küle dönüşmekte ve yüksek miktarda amorf silika içeren bu kül, pozzolanik bir özellik kazanmaktadır. Son zamanlarda birçok araştırmacı kireç veya çimento ile birlikte pirinç kabuğu külünün kullanımını araştırmak üzere çalışmalar yapmışlardır (Balasubramaniam vd., 1999; Muntohar, 2004; Basha vd., 2005; Alhassan, 2008). Muntohar (2004) şişen bir kil üzerinde yapmış olduğu çalışmada %6 kireç ve pirinç kabuğu külü kombinasyonu ile minimum şişme miktarı ve şişme basıncını elde etmiştir. Alhassan (2008) ise, zemin-kireç karışımına RHA ilavesi ile serbest basınç mukavemeti değerinin önemli oranda arttığını belirtmiştir.

Soğuk bölgelerdeki killi zeminlerde donma-çözülme çevrimleri etkisi altında oluşan hacim değişimlerine bağlı olarak zeminde çatlaklar oluşmaktadır. Zemini oluşturan danecikler arasındaki boşluklar, zeminin su muhtevası, zeminin tipi ve kapilaritesi gibi etkenler donma-çözülme etkisi altındaki zeminde oluşabilecek zararlar üzerinde etkilidirler (Kamei vd. 2012). Bu sebeple çeşitli katkı ve atık malzemeler kullanılarak stabilize edilen şişen zeminlerin donma-çözülme etkisi altındaki davranışları kullanılan katkı malzemeleri ile zemin arasındaki etkileşime bağlı olarak değişkenlik göstermektedir.

Araştırmacılar tarafından yapılan çalışmalarda; kireç ve çimento gibi kimyasal katkıların donma-çözülme etkisine karşı ince daneli zeminlerin mukavemetini artırdığı belirtilmiştir. Kireç veya çimentonun yanısıra çeşitli atık malzemelerin de donma-çözülme etkisine karşı kullanıldığı çalışmalar son zamanlarda ağırlık kazanmıştır. Bu araştırmalarda atık alçı tozu (Ahmed ve Ugai, 2011), sentetik akışkan (Güllü ve Hazırbaba, 2010), silika dumanı (Kalkan, 2009), uçucu kül (Soni ve Jain, 2008) gibi atık malzemeler kullanılmıştır. Çalışmalarda genel olarak elde edilen sonuçlar; bu katkı ve atık malzemelerin donma-çözülme etkisindeki kil zeminlerin dayanımı üzerinde olumlu yönde etkisinin olduğu şeklindedir.

Bu çalışmada donma-çözülme etkisi altındaki şişen killi zeminlerde, kirece ilave olarak RHA ve elyaf ilavesinin zeminin davranışı üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Bu amaçla donma-çözülme etkisi altındaki şişen zeminlerde; kireç, RHA ve elyaf malzemelerinin her üçü birlikte kullanılmış ve zeminin mukavemet, süneklik ve şişme basıncı değerlerindeki değişimler irdelenmiştir. Bu değişimlerin belirlenmesi için optimizasyonu da içeren ve istatistiksel bir yöntem olan yanıt yüzey metodu (YYM) kullanılmıştır. YYM'na göre bir deney tasarımı yapılarak, donma-çözülme çevrimine maruz kalmış numuneler üzerinde serbest basınç ve şişme deneyleri yapılmıştır. Sonuçlar; YYM metoduna göre en uygun model oluşturularak değerlendirilmiş, karışımda kullanılması gereken en uygun katkı oranlarının optimizasyonu yapılarak kullanılan katkı malzemelerinin sonuçlar üzerindeki etkilerine değinilmiştir.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA VE YÖNTEM

2.1. Kullanılan Malzemeler

Çalışmada Karaman-Ermenek bölgesindeki bir maden ocağından sağlanan şişen bir kil zemin kullanılmıştır (Tablo 1.). X-ray analizi sonuçlarına gore zeminin kil fraksiyonu %92 simektit ve %8 illit mineralinden oluşmaktadır. Çalışmada 80 μm elek açıklığından geçen ince daneli endüstriyel sönmüş kireç kullanılmıştır. Çalışma kapsamında kullanılan elyaf Istanbul'daki bir üretici firma tarafından sağlanmış olup çekme gerilmesi mukavemeti 500-700 Mpa'dır. 12mm uzunluklu ve çapı 0.034mm olan elyaflar kullanılmıştır.

Pirinç kabuğunun bünyesinde %50 selüloz, %25-30 lignin ve %15-20 silika bulunmaktadır. Yanma ile selüloz ve lignin ayrılırken geride silika külü kalmaktadır. Geriye kalan atıkta silika külünün yanısıra çok küçük yüzdelerde alüminyum, demir oksit, kalsiyum oksit, magnezyum oksit ve alkalilerde bulunmaktadır (Yıldız vd., 2007). Yakılma işlemi belirli aralıklardaki sıcaklıklarda kontrollü olarak yapıldığında ve külün soğutulma işlemi hızlı olduğunda, küldeki silika amorf yapıya sahip olmaktadır. Çok yüksek miktarda amorf silika içeren kül, pozzolanik özellikli bir malzemedir. Birçok araştırmacı en uygun pozzolanik aktiviteyi elde edebilmek için pirinç kabuğunun yakılması ile ilgili çalışmalar yürütmüştür (Yamamoto ve Lakho, 1982; Mehta and Pitt, 1976; Yu vd., 1999; Hamad ve Khattab, 1981; Al-Khalaf ve Yousiff, 1984). Bu araştırmalar sonucunda amorf silika miktarının en yüksek oranda 500°-700°C arasındaki sıcaklıklarda oluştuğu anlaşılmıştır (Nair vd., 2008). Chopra vd. (1981) X-ray analizi ile 700°C'ye kadar silikanın amorf formda olduğunu belirtmişlerdir. Eğer kabuk kontrolsüz olarak 500°C'nin altındaki bir sıcaklıkta küle dönüşürse, yanma tam gerçekleşemediği için külün içerisinde yanmamış karbon bulunacak (Al-Khalaf ve Yousiff, 1984) ve bu durum pozzolanik özelliği olumsuz yönde etkileyecektir. Bu çalışmada Kastamonu'dan sağlanan pirinç kabukları sıcaklığı

ayarlanabilir ve 1 dakikada 10°C sıcaklık artışı olan bir etüvde yakılmıştır. Yakma işlemi pirinç kabuklarının Ganesan vd. (2008) tarafından belirtildiği gibi 650°C'de 1 saat süreyle bekletilmesiyle gerçekleştirilmiştir. Yakma işlemini hemen takiben küller hızlı bir şekilde soğutulmuştur. Amorf silikanın reaktivitesi direk olarak özgül yüzey alanı ile orantılıdır (James ve Rao, 1986; Mehta, 1994). Bu sebeple, RHA içerisinde seramik bilyelerın bulunduğu bir bilyeli değirmende 90 dk süreyle öğütülmüştür. Böylelikle daha küçük boyutta ve özgül yüzey alanı daha büyük olan kül elde edilmiştir (Tablo 2).

2.2. Deneysel Tasarım Metodu ve Deneysel Çalışma

Deneysel tasarımda kullanılan YYM, genel olarak birden fazla bağımsız değişken (girdi verileri) ve buna bağlı oluşan çok sayıdaki tepkiler arasındaki ilişkileri tanımlamakta kullanılan istatistiksel bir yöntemdir. Yöntem, "Denemelerin Optimum Koşullara Ulaşması" ismi ile 1951 yılında Box ve Wilson tarafından geliştirilmiş ve tanımlanmıştır. Yöntemin ana fikri, bir süreçte optimum tepkinin (çözümün) elde edilebilmesi için sürece uygun tasarlanmış bir deney setinin kullanılmasıdır. Birçok mühendislik uygulamasının amaç fonksiyonunun tanımlanmasında birden fazla bağımsız değişken ve bunların çarpımları, oranları ve ikinci dereceden formları kullanılmaktadır.

Çalışma kapsamında deneysel tasarımın yapılması ve yanıt yüzey yöntemine gore sonuçların değerlendirilmesinde Design Expert hazır paket program kullanılmıştır. Bu çalışmada ki bağımsız değişkenler kireç içeriği (X_1), RHA içeriği (X_2) ve elyaf içeriğidir (X_3). Çalışma aralıkları ağırlıkça seçilmiş olup sırasıyla; kireç için %2.0-8.0, RHA için %0.0-15.0 ve elyaf için %0.0-0.8 olarak seçilmiştir.

Tablo 1. Şişen kilin indeks özellikleri

Özellik	Değer
Özgül ağırlık	2.65
Kıvam limitleri	
Likit limit (%)	95
Plastik limit (%)	52
Plastisite indisi (%)	43
Rötre limit (%)	12
Optimum su muhtevası, w_{opt} (%)	26
Maksimum kuru birim hacim ağ., (γ_{kmaks}) (kN/m^3)	12.75
*Serbest şişme yüzdesi, (%)	130
USCS sistemine göre zemin sınıfı	CH

*ASTM D4546 (Yöntem A)

Tablo 2. RHA'nın fiziksel ve kimyasal özellikleri

Özellik	Değer
Özgül ağırlık	2.09
İncelik (%) (45 μm'den geçen)	12.3
pH	9.25
Ortalama dane çapı (μm)	8.1
Özgül yüzey alanı (cm^2/g)	3860
Kimyasal Birleşim	
Silis (SiO_2) (%)	91.81
Alüminyum oksit (Al_2O_3)	0.27
Demir oksit (Fe_2O_3)	0.19
Kalsiyum oksit (CaO)	0.64
Potasyum oksit (K_2O)	2.28
Magnezyum oksit (MgO)	0.78

Sodyum oksit (Na_2O)	0.09
Kızdırma kaybı	3.94

Donma-çözülme çevrimine tabii tutulan donmuş numuneler üzerinde yapılan deneylerde tepki olarak 3 adet bağımlı değişken analiz edilmiştir. Bunlar serbest basınç mukavemeti (q_u), ulaşılan pik mukavemet değerindeki eksenel deformasyon (ε) ve şişme basıncıdır (Ps). Donma-çözülmeye maruz kalmış numuneler üzerinde yapılan deneyler için kullanılan deneysel tasarım girdileri ve değerlendirmenin yapıldığı çıktı verileri Tablo 3'te verilmiştir. Parametreler ve tepkiler arasındaki etkileşimleri ve grafiksel analizleri elde etmek için varyans analizi (ANOVA) kullanılmıştır. Bu yöntemle her bir faktörün lineer, ikinci derece ve interaksiyon etkilerinin yanıtlar üzerindeki istatistiksel önemlilikleri % 95 güvenlik seviyesinde Fischer (F-testi) testi uygulanarak belirlenmiştir.

Tablo 3'te her bir tasarımda verilen karışımlar için yapılacak olan serbest basınç ve şişme deneylerinde kullanılacak olan numunelerin hazırlanabilmesi için standart Proctor deneyleri yapılmıştır (ASTM D698). Serbest basınç ve şişme deneylerinde kullanılacak olan numuneler, Proctor deney sonuçlarına göre elde edilmiş optimum su muhtevalarında ve herbir tasarım için 2 adet olacak şekilde hazırlanmışlardır. Serbest basınç deney numuneleri çift taraflı ortadan ikiye ayrılabilen bir silindir tüp içerisinde 5 tabaka halinde sıkıştırılarak ve 38mm çapında, 80mm yüksekliğinde hazırlanmıştır. Şişme deneylerinde kullanılacak numuneler 50mm çapında, 20mm yüksekliğinde ve yine 5 tabaka halinde sıkıştırılarak hazırlanmıştır. Hazırlanan numuneler plastik membranlar içerisinde küre bırakılmış ve serbest basınç deney numuneleri 28 gün ve şişme basıncı deney numuneleri 7 gün küre tabii tutulmuşlardır. Kür sürelerini tamamlayan ve donma-çözülme çevrimine maruz bırakılacak olan numuneler, ASTM D560-2003 ve ASTM D5918-2006'ya göre kapalı sistem donma-çözülme çevrimine tabii tutulmuşlardır.

Tablo 3. Deneysel tasarım girdileri (X_1, X_2 ve X_3) ve çıktıları (q_u, ε ve Ps)

Tasarım No	Tasarım girdileri			Tasarım çıktıları		
	Kireç (X_1) (%)	RHA (X_2) (%)	Elyaf (X_3) (%)	q_u (Mpa)	ε (%)	P_s (kPa)
1	6.8	2.25	0.00	0.25	1.22	11.0
2	4.1	0.00	0.80	0.18	7.00	34.5
3	5.9	4.50	0.52	0.51	2.75	9.5
4	8.0	8.25	0.80	0.78	3.25	3.0
5	8.0	15.00	0.00	0.77	1.55	4.0
6	8.0	9.98	0.36	0.80	2.15	3.0
7	3.8	8.25	0.80	0.46	6.00	23.0
8	2.0	0.00	0.00	0.15	3.80	80.0
9	7.7	15.00	0.72	1.04	2.30	2.0
10	2.0	15.00	0.00	0.28	2.80	28.0
11	2.0	6.75	0.44	0.28	7.50	34.5
12	5.0	6.83	0.00	0.30	2.40	16.0
13	2.0	15.00	0.80	0.44	9.00	26.0
14	4.4	13.50	0.13	0.57	2.50	17.5
15	5.3	14.48	0.48	0.70	2.60	5.0
16	2.9	0.00	0.37	0.32	7.00	42.0
17	8.0	0.00	0.28	0.40	3.20	14.0
18	2.6	6.00	0.11	0.37	4.00	43.5
19*	0.0	0.00	0.00	0.16	2.40	200.0

*tasarım dışı sonuç satırı

Donma-çözülme çevrim sayısı için araştırmacılar farklı görüşler ortaya koymuşlardır (Othman ve Benson, 1993; Wang vd., 2007; Zaman ve Naji, 2003). Bu çalışmada Wang vd. (2007) tarafından önerilen çevrim sayısı dikkate alınarak 7 adet donma-çözülme çevrimi uygulamıştır. Donma-çözülme çevrimlerini takiben standartlara uygun olarak serbest basınç ve şişme basıncı deneyleri yapılmıştır.

3. DENEYSEL SONUÇLAR VE TARTIŞMA

3.1. İstatistiksel Analiz

Deneysel tasarım sonucu elde edilen ve Tablo 3'te verilen sonuçların (q_u, ε, Ps) YYM kullanılarak analiz edilmesinde; ilk olarak her bir yanıt faktörünün tasarım modelini belirlemek için model uygunsuzluğu testi yapılmıştır. Program tarafından önerilen ve en iyi tanımlamanın yapılabildiği azaltılmış tasarım modelleri seçilmiştir. Azaltılmış tasarım modelleri seçilmesinin sebebi; hesaplamalarda anlamlı olmayan model terimlerini kapsam dışı bırakmak içindir. Modellerin istatistiksel olarak analizi için varyans analizi (ANOVA) yapılmıştır (Tablo 4). ANOVA analizinden elde edilen Model F-değerleri arttıkça sonuçlara etki eden parametrelerin oluşturulan modeldeki önemi de artıyor demektir. ANOVA analizi sonucu F-değerleri q_u için 58.08, Ps için 28.05 ve ε için 46.49 olarak elde edilmiştir. Buna göre; kullanılan katkı malzemeleri en fazla serbest basınç mukavemeti (q_u) için oluşturulan model üzerinde etkili olmuştur. Prob > F değerlerinin 0.0500 değerinden küçük olması model terimlerinin anlamlı olduğunu göstermektedir.

R^2 katsayısı, bağımlı (yanıt) değişkenlerin değerlerinin değişimlerinin, deneysel faktörlerle ve etkileşimleriyle ne derecede açıklanabileceğini gösterir. R^2 değeri her zaman 0 ile 1 arasındadır ve ne kadar 1'e yaklaşırsa, modelin uygunluğu ve tahmin etmede kullanılabilirliği o kadar iyidir. Özellikle q_u ve ε değerleri için R^2 değerleri yüksektir. Bu durum, q_u ve ε değerlerindeki değişimlerin bağımsız değişkenler tarafından yüksek oranda açıklandığını göstermektedir. Ancak Ps değerleri için R^2 değerleri daha düşük elde edilmiştir. R^2 ve R^2adj değerlerinin tüm yanıt değişkenleri için birbirine yakın olması (q_u için 97.6% - 95.9%) uygulanan model ile tahmin edilen yanıt değişkeni değerlerinin, deneysel çalışmalarla ile elde edilen gerçek sonuçları oldukça iyi yansıttığının kanıtıdır. R^2adj ile R^2pred değerleri arasındaki fark 20%'den fazla olmamalıdır. Tablo 4'te tüm yanıt değişkenleri için bu şartın sağlandığı görülmektedir. Varyasyon katsayısı (CV), standart sapmanın ortalamaya göre yüzde kaçlık bir değişim gösterdiğini belirtir. Büyük CV değerleri, verilerin ortalamadan çok fazla uzaklaştığını, küçük CV değerleri ise verilerin hemen hemen ortalamayla aynı değere sahip olduğunu göstermektedir (Lazic, 2004). Özellikle q_u için CV değeri daha düşüktür ve bu durum modelin tahmin için kullanılması bakımından olumlu bir durumdur. Regresyon modelinin uygun olabilmesi için, AP değerinin 4'ten büyük olması gerekmektedir (Myers ve Montgomery, 1995). Tablo 4.'te görüldüğü gibi tüm yanıt değişkenleri için öngörülen modeller bu kriteri sağlamaktadırlar.

Anlamlı model terimlerinin herbirinin modeldeki önem derecesi Model F-değerlerinin karşılaştırılmasıyla yapılabilmektedir (Tablo 5). Tablo 5'e göre q_u değerleri üzerinde en etkili parametre RHA yüzdesi olmaktadır. Ayrıca kireç-RHA arasındaki etkileşim de önemli olmaktadır. Ps değerleri üzerinde kirece ilave olarak RHA katkısıda azımsanmayacak derecede önemlidir. ε değerleri ise yine beklendiği gibi kireç ve elyaf parametrelerinden önemli derecede etkilenmektedir. RHA'nın etkisi ise sınırlı düzeydedir.

Model F-değerleri göstermektedir ki; özellikle donma-çözülme çevrimine maruz zeminlerde RHA kullanımı ile zeminin özellikleri önemli oranda iyileştirilmektedir. Hatta RHA, pozzolanik özelliği sayesinde q_u değişimi üzerinde kireçten daha fazla katkı sağlayabilmektedir.

Şişen kilin geoteknik karakteristikleri (q_u, Ps ve ε) üzerinde kireç, RHA ve elyafın etkilerini araştırmak için bu parametreler cinsinden verilen regresyon modelleri kullanılabilir. Deneysel sonuçlar, bağımsız değişkenler cinsinden yazılmış olan yaklaşım fonksiyonlarını kullanarak ($y_{1,\ qu}$; $y_{2,\ Ps}$; $y_{3,\ \varepsilon}$) aşağıdaki eşitliklerde olduğu gibi elde edilebilir.

$$y_{1,\ qu} = 0.15 + 0.009\ X_1 - 0.00009\ X_2 + 0.38\ X_3 + 0.004\ X_1X_2 + 0.04\ X_1X_3 + 0.01\ X_2X_3 - 0.65\ X_3^2 \quad (1)$$

$$y_{2,\ Ps} = 63.86 - 6.19\ X_1 - 1.45\ X_2 \quad (2)$$

$$y_{3,\ \varepsilon} = 7.33 - 1.73\ X_1 - 0.09\ X_2 + 9.61\ X_3 - 1.06\ X_1X_3 + 0.14\ X_1^2 \quad (3)$$

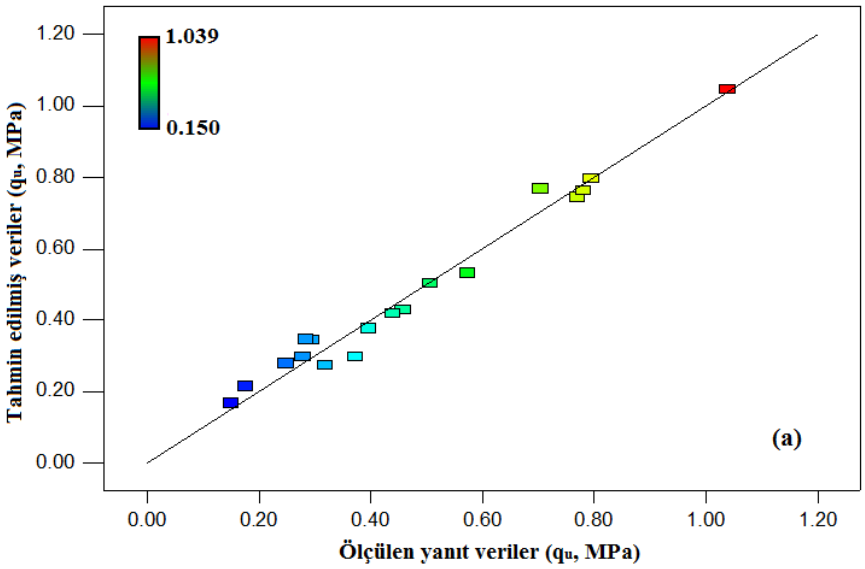
Deneysel çalışmalardan ölçülen yanıt verileri ve yaklaşım fonksiyonları kullanılarak elde edilen tahmin edilmiş veriler (q_u, Ps ve ε) Şekil 1'de verilmiştir. Şekil 1'den de görüldüğü gibi yanıt veri noktaları köşegene yakındır ve her bir yanıt verinin tahmini için oluşturulan model uygundur.

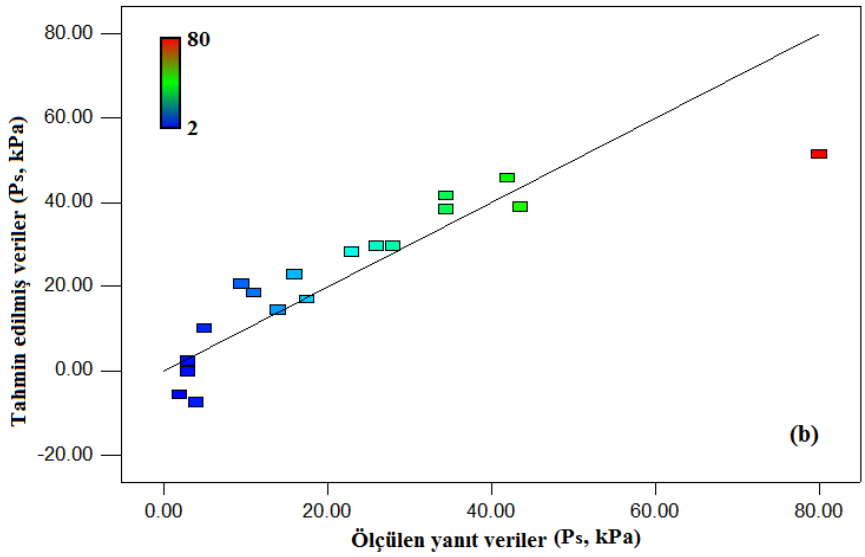
Tablo 4. Yanıt parametreleri için (q_u, ε ve Ps) ANOVA analizi sonuçları

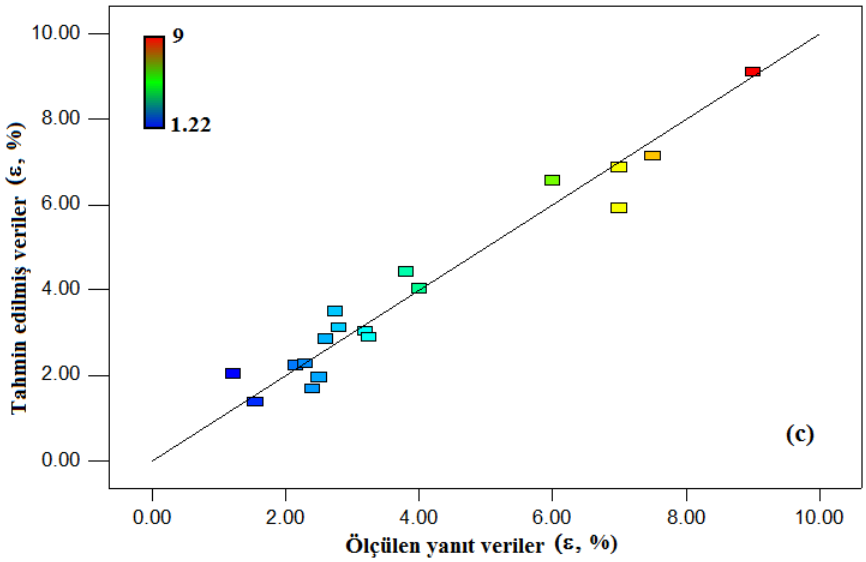
Yanıt Parametereleri	q_u (kPa)	Ps (kPa)	ε (%)
Kaynak	RQuadratic	RLinear	RQuadratic
R^2	0.976	0.789	0.951
R^2 adj	0.959	0.761	0.931
R^2 pred	0.917	0.667	0.902
SD	0.050	9.72	0.61
CV (%)	10.58	44.15	15.40
PRESS	0.088	2237.06	8.89
F-değeri	58.08	28.05	46.49
Prob > F	< 0.0001	< 0.0001	< 0.0001
AP	26.17	14.86	22.03

Tablo 5. Her bir model teriminin Model F-değerleri

	Model F-değerleri		
	q_u (kPa)	Ps (kPa)	ε (%)
Model	58.08	28.05	46.49
X_1	122.94	38.69	127.46
X_2	156.96	12.85	11.97
X_3	20.06	-	84.68
X_1X_2	23.64	-	-
X_1X_3	6.34	-	27.09
X_2X_3	4.12	-	-
X_1^2	-	-	13.53
X_2^2	-	-	-
X_3^2	13.95	-	-


1.039
0.150
(a)
Tahmin edilmiş veriler (qu, MPa)
Ölçülen yanıt veriler (qu, MPa)
0.00
0.20
0.40
0.60
0.80
1.00
1.20


80
2
(b)
Tahmin edilmiş veriler (Ps, kPa)
Ölçülen yanıt veriler (Ps, kPa)
-20.00
0.00
20.00
40.00
60.00
80.00


9
1.22
(c)
Tahmin edilmiş veriler (ε, %)
Ölçülen yanıt veriler (ε, %)
0.00
2.00
4.00
6.00
8.00
10.00

Şekil 1. Deneysel çalışmadan ölçülen yanıt verileri ve tahmin edilmiş veriler arasındaki ilişkiler a) Serbest basınç mukavemeti b) Şişme basıncı c) Eksenel deformasyon

3.2. Optimizasyon Çalışması

Donma-çözülme etkisi altındaki şişen zeminin özelliklerini iyileştirmede kullanılacak olan optimum katkı malzemesi miktarını belirlemek için deneysel tasarımdaki bağımsız değişkenlerin alt ve üst sınır yüzdeleri kullanılmıştır. Yanıt parametre kriterleri olarak; q_u için maksimum, Ps için 2kPa ve ε için 3% değerleri hedef değer olarak seçilmiştir. Önem derecesi olarak q_u ve Ps için yüksek düzey (+++++) seçilirken, ε için orta düzey (+++) seçilmiştir. Belirlenen ölçütler dahilinde sonuçlar analiz edildiğinde 16 adet çözüm elde edilmiştir. Optimizasyon işlemi sonucu belirlenen en uygun katkı malzemesi oranları için yalnızca 5 adet çözüm Tablo 6.'da verilmiştir.

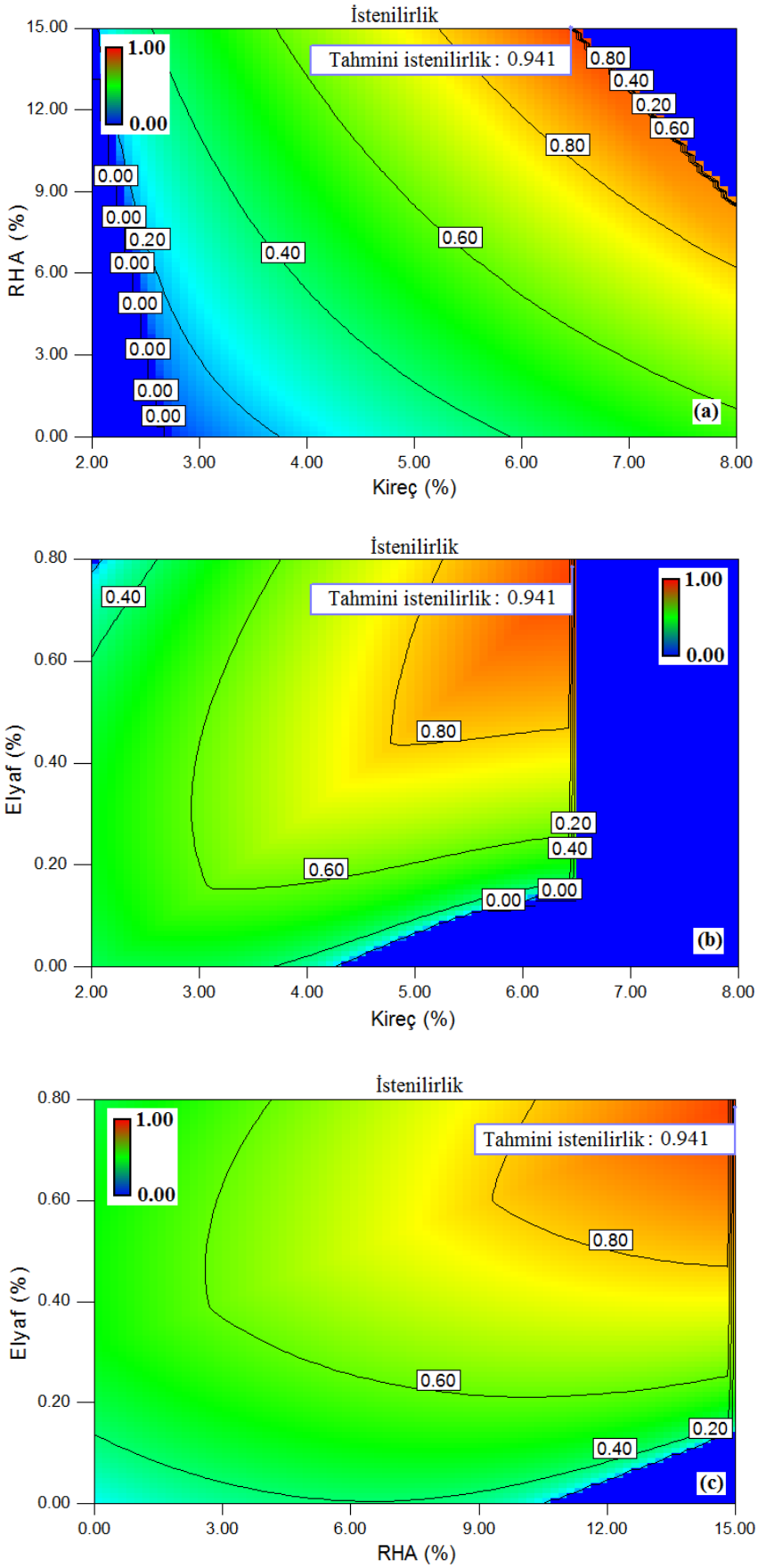
Tablo 6'da verilen çözümlere göre; çözümlerin istenilirlilik düzeyleri yüksektir (≈0.94) ve istenilen Ps ve ε hedef değerlerine ulaşılmıştır. En uygun kireç oranı 6.43-6.46%, RHA oranı 15.0%, ve fiber oranı 0.77.-079% şeklindedir. Donma-çözülme etkisine karşı maximum kireç oranı olan %8.0 kireç içeriğinden daha az kirecin kullanılması ile zeminde iyileştirme sağlanabilmiştir. Buna karşılık en uygun iyileştirme için kullanılması gereken RHA miktarı önemli oranda yüksektir.

Optimizasyon sonrası donma-çözülme çevrimine maruz kalmış numuneler için elde edilen 1 Nolu çözümün grafiksel gösterimleri Şekil 2'de verilmiştir. Oluşturulan grafiklerde parametrelerden biri optimum değerde sabit tutularak diğer iki parametrenin sonuca olan etkisi gösterilmiştir. Şekillerde kontur çizgileri 0.20 birim aralıklarla verilmiş ve 80% istenilirlilik düzeyi için değerlendirmeler yapılmıştır.

Donma-çözülme çevrimine maruz kalmış numunelerde %80 istenilirlilik düzeyinde RHA kullanımının sonuçlar üzerinde etkin rol oynadığı ve fazla miktarda (%6.5-15 arası kullanılması gerektiği görülmektedir (Şekil 2a). RHA'nın artan miktarıyla zıt orantılı olarak kullanılması gereken kireç oranı azalmakta ve kirecin kullanılabilir olduğu aralık genişlemektedir (%5.3-8.0). RHA'nın optimum miktarı (%15.0) için kireç miktarı %4.7 – 6.5 arasında bir değere kadar azaltılabilirken, kullanılacak fiber miktarı da %0.43-0.80 aralığında seçilebilecektir (Şekil 2b). Optimum kireç miktarında ise (%6.46); fiber oranı %0.46-0.80 ve RHA oranı %9.2 – 15 aralığında bir değerde kullanılabilir (Şekil 2c). Şekil 2'deki grafikler göstermektedir ki; bir atık ürün olan RHA miktarı arttırılarak stabilizasyonda kullanılması gereken hem kireç hem de fiber miktarının azaltılması mümkündür. Buradan hareketle; RHA'nın özellikle donma-çözülme etkisine maruz kalmış şişen zeminlerin özelliklerinin iyileştirilmesinde etkin rol aldığı söylenebilir.

Tablo 6. Donma-çözülme çevrimine maruz numuneler için en uygun karışım oranları

Çözüm No	Kireç (%)	RHA (%)	Elyaf (%)	q_u (MPa)	Ps (kPa)	ε (%)	İstenilirlik
1	6.46	15.0	0.78	0.908	2.0	3.0	0.941
2	6.46	15.0	0.79	0.907	2.0	3.0	0.940
3	6.45	15.0	0.78	0.906	2.12	3.0	0.939
4	6.46	15.0	0.79	0.906	2.0	3.02	0.939
5	6.43	15.0	0.77	0.905	2.22	3.0	0.938


İstenilirlik
Tahmini istenilirlik : 0.941
1.00
0.00
RHA (%)
Kireç (%)
(a)
İstenilirlik
Tahmini istenilirlik : 0.941
1.00
0.00
Elyaf (%)
Kireç (%)
(b)
İstenilirlik
Tahmini istenilirlik : 0.941
1.00
0.00
Elyaf (%)
RHA (%)
(c)

Şekil 2. Optimizasyon sonrası 1 Nolu çözümün grafiksel gösterimi; (a) elyaf oranı=%0.78, (b) RHA oranı=%15, (c) Kireç oranı= %6.46

4.SONUÇLAR

Mevcut çalışma kapsamında elde edilen bulgular şöyle sıralanabilir:
1) Birden fazla katkı malzemesinin kullanımı ile stabilize edilen zeminlerde; kullanılacak katkı malzemesinin miktarını ve önemini belirlemede YYY rahatlıkla kullanılabilecek bir yöntemdir.
2) İstatistiksel analiz sonucu elde edeilen Model-F değerleri göstermektedir ki; kullanılan katkı malzemeleri en fazla q_u için oluşturulan model üzerinde etkili olmuştur.
3) Model-F değerlerine göre; q_u değerleri üzerinde en etkili parametre pozzolanik özelliği sayesinde RHA yüzdesi olmuştur. Ps değerleri üzerinde kirece ilave olarak RHA katkısıda azımsanmayacak derecede önemlidir. ε değerleri ise kireç ve elyaf parametrelerinden önemli derecede etkilenmektedir.
4) Deneysel çalışmalardan ölçülen sonuçlar ve yaklaşım fonksiyonları kullanılarak elde edilen tahmin edilmiş sonuçlar arasında uygunluk söz konusu olup, oluşturulan modeller uygundur.
5) Optimizasyon çalışmasından elde edilen sonuçlara göre şişen kil zeminin stabilizasyonunda kullanılması gereken en uygun kireç oranı %6.43-6.46, RHA oranı %15.0 ve fiber oranı %0.77-0.79 şeklindedir.
6) Donma-çözülme çevrimine maruz kalmış şişen kil zeminlerin stabilizasyonunda geleneksel katkı malzemelerinin yanısıra, pirinç kabuğu külü gibi ince daneli pozzolanların kullanılması donma-çözülme karşısında zeminin direncini önemli oranda artırmaktadır. Bu nedenle atık ürün olan ve özellikle çevreye zarar veren bu tip malzemelerin farklı koşullardaki durumlar için zemin stabilizasyonunda kullanılması ve değerlendirilmesi geoteknik mühendisliği açısından son derece önemlidir.

KAYNAKLAR

Ahmed, A. and Ugai, K. (2011), "Environmental effects on durability of soil stabilized with recycled gypsum", Journal of Cold Regions Science and Technology, Vol. 66 (23), 84-92.

Alhassan, M. (2008), "Permeability of lateritic soil treated with lime and rice husk ash", Assumption University Journal of Technology, Vol. 12 (2), 115-120.

Alkhalaf, M. M. and Yousiff, H. A. (1984), "Use of rice husk ash in concrete", The International Journal of Chemistry Comp. and Light weight Concrete", Vol. 6(4).

Balasubramaniam, A.S., Lin, D.G., Acharya, S.S.S., Kamruzzaman, A.H.M., Uddin, K., and Bergado, D.T. (1999), "Behaviour of soft Bangkok clay treated with additives", Proceeding The 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, Vol. 1, 11-14.

Basha, E.A., Hashim, R., Mahmud, H.B., and Muntohar, A.S. (2005), "Stabilization of clay and residual soils using cement-rice husk ash mixtures", Construction and Building Materials, Vol. 5 (1), 448-453.

Box, G. E. P. and Wilson, K. B. (1951), "On the experimental attainment of optimum conditions", J. Roy. Statist. Soc. Ser. B Metho., Vol. 13, 1-45.

Chopra, S.K., Ahluwalia, S.C. and Laxmi, S. (1981), “Technology and manufacture of rice husk masonry cement”, ESCAP/RCTT Third Workshop on Rice Husk Ash Cements, New Delhi.

Ganesan, K., Rajagopal, K. and Thangavel, K. (2008), “Rice husk ash blended cement: Assessment of optimal level of replacement for strength and permeability properties of concrete”, Construction and Building Materials, Vol. 22, 1675–1683

Güllü, H. and Hazırbaba, K. (2010), “Unconfined compressive strength and post-freeze-thaw behavior of fine grained soils treated with geofiber and synthetic fluid”, Journal of Cold Regions Science and Technology, Vol. 62 (2), 142-150.

Hamad, M. A. and Khattab, I. A. (1981), “Effect of the combustion process on the structure of rice hull silica”, Thermochimica Acta, Vol. 48, 343 – 349.

James, J. and Rao, M.S. (1986), “Reactivity of rice husk ash”, Cement and Concrete Research, Vol. 16, 296–302.

Kalkan, E. (2009), “Influence of silica fume on the desiccation cracks of compacted clayey soils”, Applied Clay Science, Vol. 43(3-4): 296-302.

Kamei, T., Ahmed, A. and Shibi, T. (2012), “Effect of freeze-thaw cycles on durability and strength of very soft clay soil stabilised with recycled Basanite”, Journal of Cold Regions Science and Technology, Vol. 82, 124-129.

Lazic, Z. R. (2004), “Design of experiments in chemical engineering”, WILEY-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA,Weinheim

Mehta, P.K. (1994), “Rice husk ash – A unique supplementary cementing material In: Advances in concrete technology”, MSL Report 94 – 1 (R) CANMET, 419 – 444.

Mehta, P. K. and Pitt, N. (1976), “Energy and industrial materials from crop residues”, Resource Recovery and Conservation, Vol. 2, 23-38.

Muntohar, A.S. (2004), “Uses of RHA enhanced lime-stabilized clay soil”, International Conference of Geotechnical Engineering, University of Sharjah, United Arab Emirate.

Myers, R.H. and Montgomery, D.C. (1995), “Response surface methodology, process and product optimization using designed experiments”, 2nd education John Wiley and Sons, New York, NY.

Nair, D.G., Fraaij, A., Klaassen, A.A.K. and Kentgens, A.P.M. (2008), “A structural investigation relating to the pozzolanic activity of rice husk ashes”, Cement and Concrete Research, Vol. 38, 861-869.

Othman, M. A. and Benson, C. H. (1993), “Effect of freeze-thaw on the hydraulic conductivity and morophology of compacted clay,” Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, 236–246.

Rahman, M.A. (1987), “Effect of cement-rice husk ash mixtures on geotechnical properties of lateritic soils”, Soils and Foundations, Vol. 27 (2), 61-65.

Soni, D.K. and Jain, A. (2008), “Effect of freeze-thaw and wetting-drying on tensile strength of lime-fly ash stabilized black cotton soil”, The 12th International Conference of International Associciation for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India, 2285-2291.

Wang, D.Y., Ma, W., Niu, Y.H., Chang, X.X. and Wen, Z. (2007), “Effects of cycling freezing and thawing on mechanical properties of Qinghai-Tibet clay”, Journal of Cold Regions Science and Technology, Vol. 48 (1), 34-43.

Yamamoto, Y. and Lakho, S. M. (1982), “Production and utilization of active rice husk ash as a substitute for cement", Trans. Jpn. Soc. Civ. Eng., Vol. 14, 157-166.

Yıldız, s., Balaydın, İ. ve Ulucan, Z. Ç. (2007), “Pirinç kabuğu külünün beton dayanımına etkisi”, Fırat Ün. Fen ve Müh. Bil. Dergisi, No. 19(1), 85-91.

Yu, Q.J., Sawayama, K., Sugita, S., Shoya, M. and Isojima, Y. (1999), "The reaction between rice husk ash and $Ca(OH)_2$ solution and the nature of its product", Cement and Concrete Research, Vol. 29 (1), 37–43.

Zaman, M., and Naji, K. (2003). "Effect of freeze-thaw cycles on class C fly ash stabilized aggregate base", Proceedings of 82nd Annual Meeting (CD ROM), Transportation Research Board, Washington, D.C.

İZMİR İLİ KENT MERKEZİ İÇİNDE BİR BÖLGENİN DİNAMİK ZEMİN DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

DYNAMIC GROUND RESPONSE ANALYSIS OF A REGION IN THE CITY CENTER OF BAYRAKLI, İZMIR

İrem KALIPCILAR[1] Baran BOZYİĞİT[2] Tuğba ESKİŞAR[3] Selim ALTUN[4]

ABSTRACT

The city of İzmir, Turkey is located on Quaternary sediments which consist of alluvium with deltaic features. Soil layers composed of sand and silt are frequently observed and accompanied by a high ground water level in the region. In addition, İzmir is located in one of the seismically active areas in the Mediterranean region. The combination of local soil properties and moderate seismic activity makes it important to characterize dynamic response and liquefaction potential of soils under earthquake excitations. A pilot study area, a new settlement in Bayraklı District of İzmir is selected. This part of the city is planned to become a trade center in near future. Due to the moderate seismic activity, the behavior of soils in the study area under dynamic conditions was a major concern. Firstly, geological and geotechnical characteristics were investigated and soil profiles were constituted from borehole data of the region. One dimensional linear ground response analyses were performed by using soil profile data. The surface peak ground accelerations calculated in the dynamic analyses were used in liquefaction analysis. As a result, the liquefaction potential of the study area has been estimated and it is seen that there are liquefiable layers existing in the upper 10 m of the area.

Keywords: Site response, local soil conditions, liquefaction, İzmir

ÖZET

İzmir ili, deltaik özellikler gösteren alüvyonlardan oluşan Kuvaterner sedimanlar üzerinde yer almaktadır. Kum ve siltten oluşan zemin tabakaları sıklıkla gözlenmekte ve bu zeminlerin bulunduğu alanlarda yeraltı su seviyeleri de yüzeye yakın bulunmaktadır. Buna ek olarak, İzmir Akdeniz'in sismik olarak aktif kabul edilen bir alanı içerisinde yer almaktadır. Yerel zemin koşulları ile orta derecede sismisitenin birlikteliği deprem etkileri altında zeminlerin dinamik tepkisinin ve sıvılaşma potansiyelinin irdelenmesini gerektirir.

[1] Arş. Gör., Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, irem.kalipcilar@ege.edu.tr
[2] Yüksek Lisans Öğrencisi, Katip Çelebi İnşaat Mühendisliği Bölümü
[3]Dr., Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, tugba.eskisar@ege.edu.tr
[4]Doç Dr., Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, selim.altun@ege.edu.tr

İzmir'in Bayraklı semtinde pilot bir alan seçilmiştir. Şehrin bu bölgesi yakın gelecekte bir ticaret merkezi olacaktır. Bölge için zeminlerin dinamik davranışı, orta derecede sismik aktvitenin varlığı sebebiyle sorgulanması gereken önemli bir unsur olmaktadır. Bölge öncelikle jeolojik ve geoteknik açıdan incelenmiş, ardından da sondaj kuyusu verileri yardımıyla zemin profilleri çıkarılmıştır. Her bir zemin profili verilerine göre tek boyutlu lineer analizler gerçekleştirilmiştir. Dinamik analizden elde edilen en büyük yer ivmesi değerleri sıvılaşma analizi için gerekli verileri sağlamıştır. Sonuçta, bölgenin sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmiş ve üst 10 m de sıvılaşabilir nitelikte tabakaların varlığı tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Zemin tepkisi, yerel zemin koşulları, sıvılaşma, İzmir

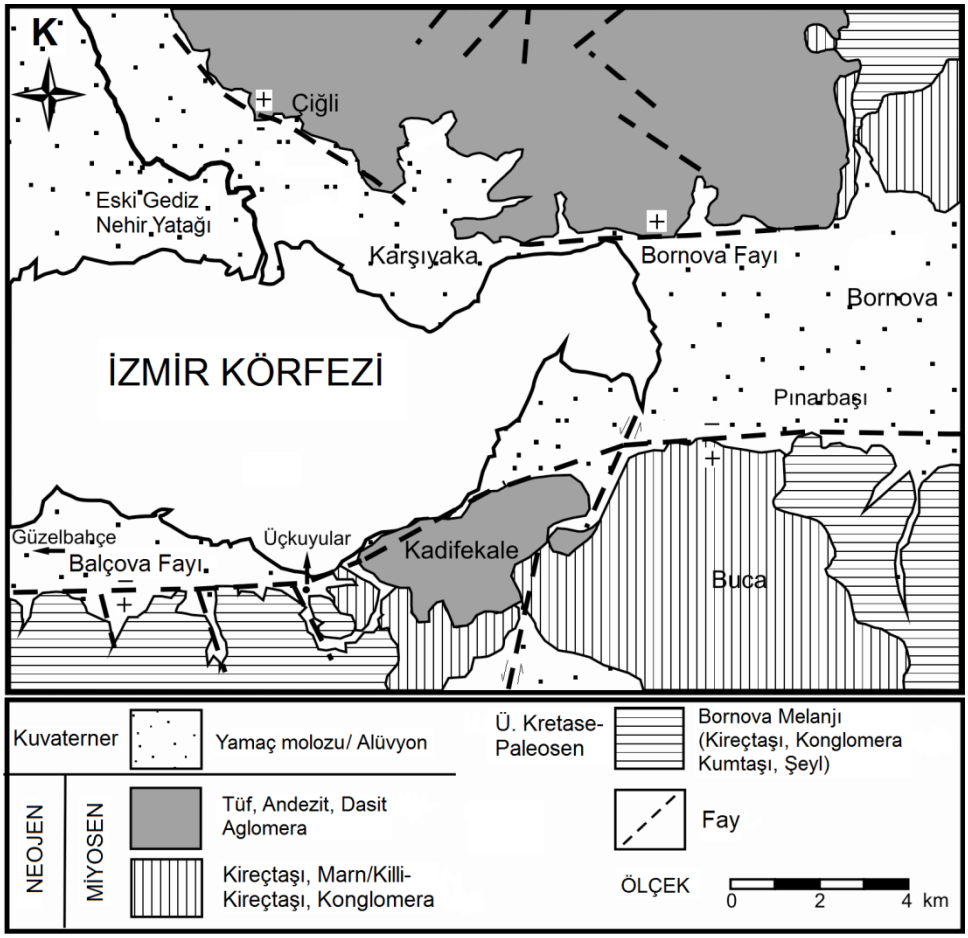
1. GİRİŞ

İzmir ili 1. derece deprem bölgesinde yer almakta olup, Batı Anadolu Fay Hattı üzerinde bulunmaktadır. Gerek tarihsel gerek aletsel dönemde İzmir de bulunan aktif faylar orta ve üzeri büyüklükte depremlere neden olmuştur. İzmir ili ve çevresi kısa vadeli aralıklarla deprem etkilerine maruz kalmaktadır (1992 Doğanbey (M_w=6), 2003 Seferihisar depremi (M_D=5.6), 2005 Sığacık depremi (M_L=5.9)). Aktif faylardan dolayı gelecekte gerçekleşebilecek deprem etkilerine karşı bir dizi önlemlerin alınması gerekmektedir. Bu çalışma kapsamında, Bayraklı semtinde, yeni bir ticaret ve yerleşim alanının dinamik zemin davranışı analizi ile sıvılaşma potansiyeli incelenmiştir. Çalışmada ilk olarak, alanın jeolojik ve geoteknik özellikleri araştırılmış ve inceleme alanında yapılmış olan sondaj verilerinden yararlanarak zemin profilleri elde edilmiştir. Elde edilen bu zemin profilleri üzerinde tek boyutlu eşdeğer doğrusal yöntem ile dinamik zemin analizleri yapılmıştır. Dinamik zemin analizleri sonucunda hesaplanan yüzey ivmeleri kullanılarak, yeni yapılaşma alanı için sıvılaşma analizi yapılmıştır. Çalışma alanı içerisinde, yeraltı su seviyesinin yüzeye yakın olması, kum, silt içeren zemin tabakalarının bulunması zemin sıvılaşması analizinin önemini ve gerekliliğini arttırmıştır.

2. ÇALIŞMA ALANININ GENEL JEOLOJİSİ VE GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

Çalışma alanı İzmir ili, Karşıyaka ilçesi, Salhane Mahallesi, sınırları üzerinde yer almaktadır. Körfezin kuzeyinde yer alan volkaniklerin Miyosen yaşlı andezitik ve dasitik bileşimli lav, tüf ve aglomeralardan oluştuğu (Yamanlar Volkanitleri) ve alüvyon altında güneybatıya doğru hızla derinleştiği bilinmektedir. Kuvaterner yaşlı alüvyon ve yamaç molozları mevcut kaya birimlerini uyumsuz olarak örter. İnceleme alanı ve yöresini alüvyonel zeminler kaplamış durumdadır. Bölgede geniş bir yayılım alanı sunan Yamanlar Volkanitleri Neojen yaşlı olup, Andezit-Dasit karakterindeki volkanik ürün ve türevlerini içerirler. Temel üzerine uyumsuzlukla gelen Neojen yaşlı gölsel tortullar alttan üste doğru çakıltaşı, kumtaşı, silttaşı, kiltaşı, marn ve killi kireçtaşlarından oluşmaktadır. Bu birimler yer yer yanal ve düşey olarak geçişli dokanaklar sunarlar. Tüm bu birimler, dasitik ve andezitik bileşimli volkanik lavlar ve piroklastikleri tarafından üstlenmiş durumdadır. Körfezin güneyinde andezitler yaygın olarak gözlenirken, kuzeyinde andezitik ve dasitik volkanizma ürünü magmatik kayalar yüzlek verir. İzmir Körfezi ve çevresinin jeoloji haritası Şekil 1'de görülmektedir.

Çalışma alanının bulunduğu Bayraklı – Manavkuyu bölgesi baskın olarak kalın ve doygun Kuvaterner yaşlı alüvyonlardan oluşmakta ve yer altı su seviyesi derinliği İzmir Körfezi'ne doğru gidildikçe yükselmektedir. Taban kayası, Bayraklı iç kesimlerinde yüzlek veren andezit formasyonuna yakın bir konumda 9 m derinlikte tespit edilmekle beraber, kıyı bir kesimdeki alüvyon zeminlere ilerledikçe derinlere inmektedir. Bayraklı kıyı kesiminde taban kayasının zemin yüzeyinden yaklaşık olarak 200 m derinliğe ulaştığı tahmin edilmektedir (Eskişar, 2008).



Şekil 1. İzmir Körfezi ve çevresinin jeoloji haritası

İzmir kentinin merkez konumda bulunduğu 50 km çaplı bir alanda, Güzelhisar fayı, Menemen Fay Zonu, Yeni Foça Fayı, İzmir Fayı, Bornova Fayı, Tuzla Fayı, Dağkızılca Fayı, Seferihisar Fayı, Güzelbahçe Fayı, Gümüldür Fayı, Gediz-Graben Sistemi Fayı, Gediz-Grabeni Ana Sıyrılma Fayı, Kemalpaşa Fayı olmak üzere 13 adet diri fay tanımlanmıştır (Emre vd., 2005). İzmir yöresindeki bu faylar iki gruba ayrılmaktadır; bunlar aktif ve olası aktif faylardır. İzmir ve çevresine ait diri fay haritası Şekil 2(a)'da gösterilmektedir. Son yüzyılda İzmir ve çevresini etkileyen ve büyüklüğü 6'dan fazla olan üç yıkıcı deprem meydana gelmiş olup bu depremler 1928 Torbalı depremi (M_w=6.5), 1949 Karaburun depremi (M_w=6.6), 1992 Seferihisar depremi (M_w=6.0)'dir (Baykal, 2006).

(a) **(b)**

Şekil 2. (a) İzmir ve çevresine ait diri fay haritası **(b)** Sondaj kuyularının lokasyonları

Alanda 10 adet 40-70 m derinliklerinde değişen toplam 533.5 m temel sondaj çalışması yapılmıştır. Çalışma alanı içerisinde yapılan sondajların lokasyonları Şekil 1b'de görülmektedir. Yapılan sondajlarda taban kayası derinliğine ulaşılamamıştır. Jeolojik veriler ışığında sahil kesimine yakın olan çalışma alanında ana kayanın çok daha derinde yer aldığı düşünülürse bu beklenen bir durumdur. Sondajlarla beraber yapılan SPT ile de zeminin dayanım parametreleri saptanmıştır. Parselde yer altı su seviyesi ortalama 3.0 m seviyesindedir. Saha yaklaşık kalınlığı 3 m ve 4 m arasında değişen dolgu tabakasıyla örtülüdür. Dolgu tabakası altında sondaj kuyularının konumlarına bağlı olarak kum, siltli kil, killi silt ve kil tabakaları bulunmaktadır. 15 m'den sonra yer yer çakıllı tabakalar mevcuttur. İdealize zemin profili Şekil 2'de sunulmaktadır. Yapılan standart penetrasyon deneyleri sonucu elde edilen SPT-N darbe sayıları sondaj kuyuları konumlarına bağlı olarak içerdiği silt, kum ve çakıl oranına göre artmakla beraber üst 20 m'de 7 ile 24 arasında değişmektedir Bu da, zeminlerin gevşek, orta-sıkı yoğunlukta bulunduğuna işaret etmektedir.

(m)	Zemin Türü	USCS Sembolü	w (%)	LL	PI	SPT-N	γ (t/m^3)
0.00							
3.00	DOLGU					10	1.5
7.00	KUM	SM	26		NP	16	1.7
12.00	KİL	CL	38	45	17	7	1.8
15.00	KİL	CL	31	41	20	14	1.8
18.00	KUM	SM	16		NP	24	1.7
19.00	KUM	SC	29	32	11	24	1.7
21.5	ÇAKIL	GP-GM	13		NP	34	2.1
25.5	KİL	CL	26	32	13	32	1.8
30.00	KUM	SM	21		NP	36	1.7

Şekil 2. (b) Çalışma alanının idealize zemin profili

Standart penetrasyon deneyleri sonucu elde edilen SPT-N değerleri ile

$$V_s = 51.5 \times N^{0.516} \quad (1)$$

ampirik formülü kullanılarak zeminin kayma dalgası hızı ve kayma modülü elde edilmiştir (İyisan, 1996). Kayma dalgası hızı da her sondajda en üst 30 m için elde edilmiş ve kayma dalgası hızlarının ortalaması,

$$V_{s_{eq}} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{V_{si}}} \tag{2}$$

ile hesaplanmıştır (NEHRP, 2009). Bu ortalama değer, eşdeğer kayma dalgası hızını vermektedir. Laboratuvar sonuçlarından elde edilen veriler kullanılarak DBYBHY (2007)'e göre çalışmaya konu bölgede zemin grubu C, yerel zemin sınıfı Z4 olarak belirlenmiştir. Zemin sınıflandırması ayrıca NEHRP (2009) şartlarına göre de incelenmiştir. Sınıflandırmada zeminin ilk 30 m.'si dikkate alınmakta olup, Denklem (1)'de hesaplanan eşdeğer kayma dalgası hızı kullanılmıştır. Kayma dalgası hızları, sondaj kuyularından elde edilen SPT-N değerlerine bağlı olarak 183 m/s ile 244 m/s arasında değişmektedir. Bu veriler ışığında zeminin NEHRP (2009)'e göre çalışma alanı bölgenin zemin sınıfı D olarak belirlenmiştir. Zeminin ilk 30 m'sindeki kayma dalgası hızını (V_s)'yi, SPT-N değerini ve kohezyonunu dikkate alan EC8 (2011) kullanılarak zeminin orta sıkılıkta kum, çakıl ya da sert killerin bulunduğu C sınıfı olduğu belirlenmiştir.

3. DİNAMİK ZEMİN DAVRANIŞI VE SIVILAŞMA ANALİZİ

Mühendislik yapılarının deprem hareketine karşı emniyetli tasarımı hayati önem taşımaktadır. Bu sebeple, deprem hareketinin oluşturabileceği en olumsuz koşullar irdelenmelidir. Sismik tehlike analizinin temel amacı da, inşa edilecek yapıya etkiyebilecek sismik yüklerin hesaplanabilmesi için gerekli olan ivme, hız, deplasman gibi dinamik zemin parametrelerinin hesaplanmasıdır. Dinamik zemin davranışı analizinde zemin profilinin oluşturulabilmesi için 10 adet sondaja ait veriler incelenerek 8 adet sondajın verilerinin kullanılması kararlaştırılmıştır. Zeminin kayma dalgası hızı, kayma modülü, yer altı su seviyesi ve tabakalanma durumu hakkında gerekli bilgiler gerek 8 sondaj kuyusu verilerinden gerek arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilmiştir. Böylelikle dinamik zemin analizinde her tabaka; kalınlığı, kayma modülü, kayma dalgası hızı ve birim hacim ağırlığı ile tanımlanmıştır. Bu çalışmada, Shake (Schnabel vd., 1972) yazılımı içerisinde standart modül azalım ve sönümleme oranı eğrileri olarak; çakıl türü zeminler için Seed vd. (1986), kum türü zeminler için Seed ve Idriss (1970), killer için Sun vd. (1989), taban kayası için Schnabel vd. (1970) yaklaşımları kullanılmıştır. Siltler için ise non plastik ve plastik özelliklerine göre non-plastik siltler için Seed ve Idriss (1970), plastik siltler için her tabaka için elde edilen plastisite indisi kullanılarak Ishibashi-Zhang (1993) ile elde edilen modül azalım ve sönümleme oranı eğrileri kullanılmıştır. Tablo 1'de uygulanan taban kayası ivmesinin meydana getirdiği yüzey ve spektral ivme değerleri gösterilmiştir.

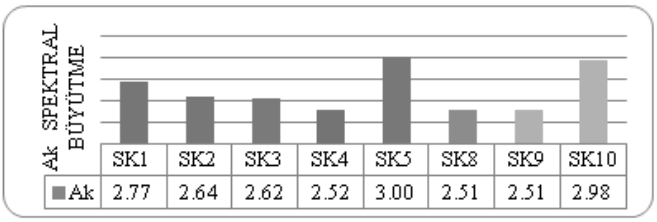
Tablo 1. Dinamik analiz sonucu elde edilen yüzey ve spektral ivmeler

	SK 1	SK 2	SK 3	SK 4	SK 5	SK 8	SK 9	SK 10
Yüzey ivmesi ($a_{maks)}$ g	0.30	0.18	0.23	0.33	0.21	0.20	0.34	0.24
Taban kayası ivmesi ($a_{maks\ kaya}$) g	0.16							
Spektral ivme ($Sa_{maks)}$ g	0.78	0.50	0.71	0.96	0.59	0.65	0.95	0.80
Taban kayası spektral ivmesi ($Sa_{maks\ kaya}$) g	0.85							

Hesaplanan eşdeğer kayma dalgası hızları kullanılarak,

$$A_k = 68 \times V_{s_{eq}}^{-0.6} \tag{3}$$

formülü ile zemin büyütmeleri hesaplanmıştır (Midorikawa,1987). Elde edilen zemin büyütmeleri A_k, Şekil 3'te histogram olarak verilmiştir.



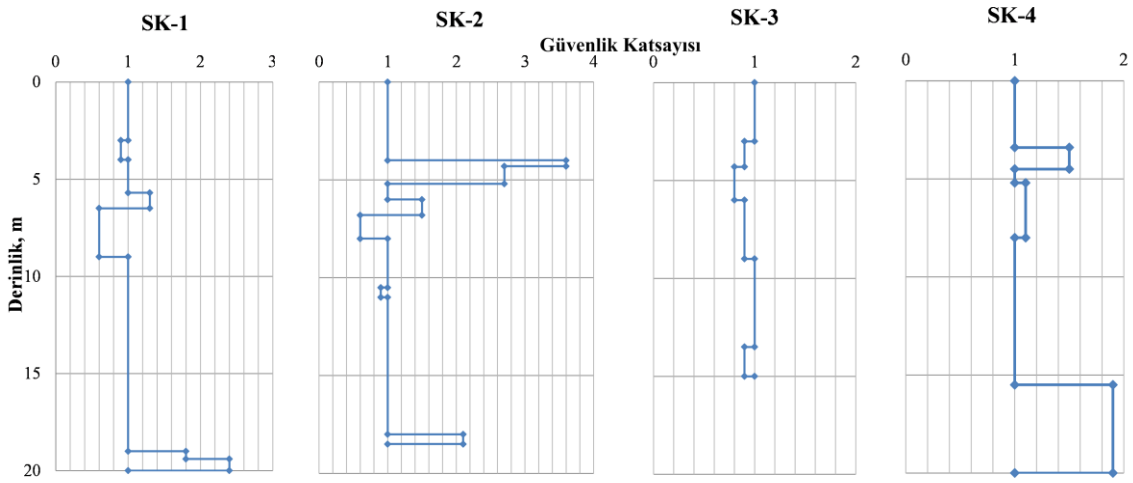
Şekil 3. Her sondaj için hesaplanan spektral büyütme değerleri (A_k)

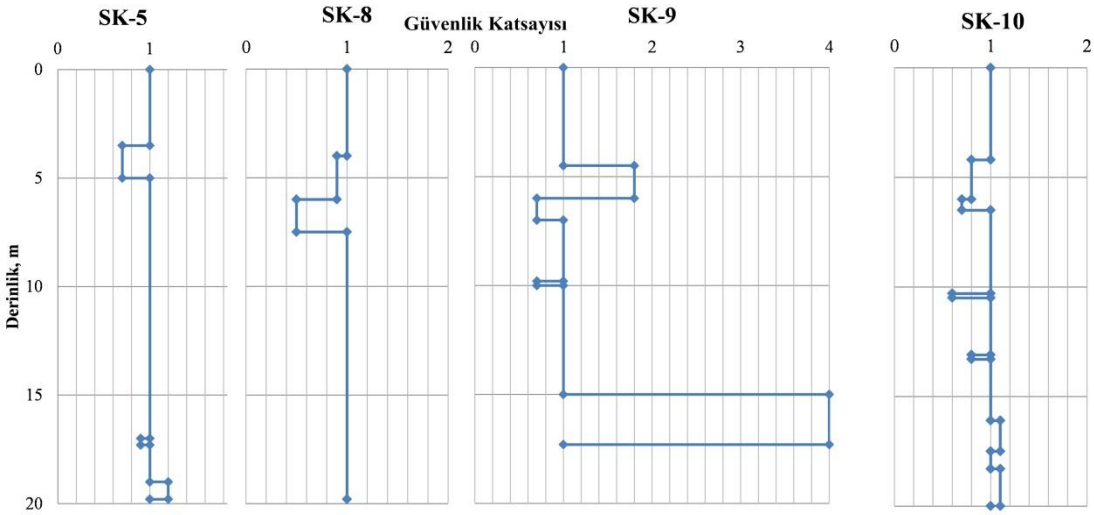
Yapılara deprem sırasında büyük zarar verebilecek bir durum olan rezonans riski de incelenmiştir. Bu kapsamda her sondaj kuyusuna ait zemin hakim periyodu hesaplanmış ve Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Çalışma Alanı için Hesaplanan Zemin Hakim Periyotları

	SK-1	SK-2	SK-3	SK-4	SK-5	SK-8	SK-9	SK-10
T (s)	1.81	1.80	1.90	1.54	1.98	1.79	1.65	1.82

Çalışma bölgesi içerisinde, mevcut ve yapılması planlanan yapıların periyotları 3.08 ve 3.64 arasında değişmektedir. Analiz sonucu elde edilen zemin hakim periyotları göz önüne alındığında yapılarda herhangi bir rezonans riskinin olmadığı tespit edilmiştir. Dinamik analiz sonucu elde edilen verilerden, zemin sıvılaşması analizi için ortalama bir değer olarak 0.25 g maksimum yüzey ivmesi değerinin kullanılması uygun görülmüştür. Sıvılaşma analizi, Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilen yöntemi dikkate alan Youd vd., (2001) çalışması ile numerik olarak hesaplanmıştır. Şekil 4a ve b'de derinlik boyunca zemin tabakalarının belirgin bir sıvılaşma riski gösterdiği görülmektedir.





Şekil 4. Çalışma alanı içerisinde hesaplanan sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayılarının derinlikle değişimi

4. SONUÇLAR

Yapılan analizlere göre, en büyük zemin yüzeyi ivmesi değerleri sondaj kuyularının konumlarına bağlı olarak, 0.18 g ile 0.34 g arasında değişmektedir. Taban kayasından 0.16 g ile etkiyen ivme en büyük yüzey ivmesi değerine (0.34 g) SK-9 kuyusundan elde edilen zemin profili ile ulaşmıştır. Bu zemin profilinde, genellikle killi tabakalanmalar mevcut olup, zemin tabakalarının kayma dalgası hızları yüzeye doğru azalmaktadır. Genel bir yaklaşımla zeminin kayma dalgası hızının, maksimum yüzey ivmesi ile ters orantılı olduğu kabul edilebilmektedir. En büyük zemin spektral ivmesi değeri 0.96 g olup, bu değere SK-4 kuyusundan elde edilen zemin profili ile ulaşılmıştır. 0.85 g olan taban kayası spektral ivmesi sondaj kuyularından elde edilen çeşitli zemin profillerinde 0.5 g değerine kadar düşmektedir.

Sıvılaşma analizleri basitleştirilmiş yöntem kullanılarak her sondajda 20 m derinliğe kadar olan tabakalarda 0.25 g ivmesi kullanılarak yapılmıştır. Sıvılaşma riski içeren tabakalar belirlenerek, genel olarak sondaj konumlarına ait zemin profillerinde (SK-4 haricinde) özellikle üst 10 m.de sıvılaşma potansiyeli mevcuttur. Elde edilen bu sonuçlar doğrultusunda bölgede yer alacak yeni yüksek katlı yapılara ait her bir parsel alanı için mutlaka deprem tepki ve sıvılaşma analizlerinin yapılması önerilmektedir. Bu durum olası bir yapılaşma durumunda, üst yapı çalışmaları öncesinde zemin iyileştirmesi çalışmalarını zorunlu kılmaktadır. Bu çalışma alanına benzer olarak derin sedimanter alanlar üzerinde yer alacak yapılara ait tasarım bilgileri dinamik zemin analizlerinden elde edilecek parametreler doğrultusunda kararlaştırılmalıdır. Çalışma alanında uygulanacak, jet grout, taş kolon, derin sıkıştırma yöntemleri ile zeminin ıslah edilmesi ve derin temel uygulaması sıvılaşma riskini azaltabilecektir.

KAYNAKLAR

Baykal, M. (2006), "Seferihisar-Urla Bölgesi'nin Güncel Depremselliği ve Gerilme Tensör Analizi", Yüksek Lisans Tezi, Ankara Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.

DBYBHY (2007), "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar HakkındaYönetmelik", T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Ankara

EC8 (2011), Seismic Design of Buildings Worked examples Worked examples, European Committee for Standardisation.

Emre, Ö., Özalp, S., Doğan A., Özaksoy V., Yıldırım C. ve Göktaş F. (2005), "İzmir Yakın Çevresinin Diri Fayları ve Deprem Potansiyelleri", MTA Rapor No: 10754, Jeoloji Etütleri Dairesi.

Eskişar, T. (2008), "İzmir Körfezi Kuzey Kıyılarının Zemin Özelliklerinin ve Geoteknik Sorunlarının İncelenmesi", Doktora Tezi, Ege Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Bornova, İzmir.

Ishibashi, I. and Zhang, X. (1993), "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay", Soils and Foundations, Vol.33(1), 182-191.

İyisan,R. (1996), "Zeminlerde Kayma Dalgası Hızı ile Penetrasyon Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması", İMO Teknik Dergi, Vol.7(2),1187-1199.

Midorikawa, S. (1987), "Prediction of iso-seismal map in the Kanto Plain due to hypothetical earthquake", Journal of Structural Engineering, Vol.33(B), 43-48.

NEHRP (2009), Recommended Provisions for. Seismic Regulations for New Buildings, Fema. 450.

Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B. (1972), "SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites", Report No. EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970), "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses", Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of ASCE, Vol. 97, No. SM9, 1249–1273.

Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M., and Tokimatsu, K. (1986), "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 112, (11), 1016-1032.

Sun, J.I., Golesorkhi, R., and Seed, H.B. (1988), "Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils", Report No. EERC-88/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Youd T L Idriss I M, et al. (2001), "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvronmental Eng ASCE, 817-833.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

BENTONİT KİLİNİN PRİNA KÜLÜ İLE STABİLİZASYONU

STABILIZATION OF BENTONITE CLAY WITH OLIVE WASTE ASH

Utkan MUTMAN [1]

ABSTRACT

Olive oil is concentrated in the Mediterranean basin countries, including Turkey. Since the olive oil industries are incriminated for a high quantity of pollution, it has become imperative to solve this problem by developing optimized systems for the treatment of olive oil wastes. This study proposes a solution to the problem. Burned olive waste ash is evaluated for using as clay stabilizer. In a laboratory, bentonite clay is used to improve by olive waste ash. Before the laboratory, the olive waste burned at 550°C in the high temperature oven. The burned olive waste ash was added in bentonite clay with increasing 1% by weight from 1% to 10%. The study consisted of the following tests on samples treated with burned olive waste ash: Atterberg Limits, Modify Proctor, Density, Unconfined Compressive Strength and Consolidation tests. The test results show promise for this material to be used as stabilizer and to solve many of the problems associated with its accumulation.

Keywords: Bentonite, Olive Waste Ash, Stabilization, Improvement

ÖZET

Zeytin yağı, Türkiye'nin de içinde olduğu Akdeniz ülkelerinde yoğun olarak üretilmektedir. Zeytin yağı üretiminde ortaya çıkan atık çevre kirliliğine neden olduğu için zeytin yağı atığının (prina) bertaraf edilmesi için çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Bu çalışmada zeytin yağı atığının (prina) bertaraf edilmesi için bir çözüm önerilmektedir. Yakılmış zeytin yağı atığı (prina) külü killerin iyileştirilmesi için kullanılmıştır. Laboratuvarda yapılan çalışmalarda saf bentonit kili prina külü ile iyileştirilmiştir. Laboratuvar deneylerinden önce prina 550°C'de yüksek ısı fırınında yakılmıştır. Elde edilen prina külü bentonit kili içerisine ağırlıkça %1 artışlarla %10 oranına kadar ilave edilmiştir. Farklı prina külü oranındaki bentonit kili örnekleri üzerinde Atterberg limitleri, modifiye sıkıştırma, özgül kütle, serbest basınç deneyleri uygulanmıştır. Bu deneyler sonucunda elde edilen optimum prina külü oranında hazırlanmış bentonit kiline ve saf bentonit kiline konsolidasyon deneyi uygulanmıştır. Elde edilen sonuçlar prina külünün killerin geoteknik özelliklerinin iyileştirilmesinde kullanılabileceği ve bu şekilde zeytin yağı üretiminde elde edilen atıkların (prina) yok edilmesinin sağlanacağını göstermiştir.

Anahtar kelimeler: Bentonit, Prina, Zeytin Yağı Atığı, İyileştirme

[1] Yrd. Doç. Dr., Kocaeli Üniversitesi, utkanmutman@kocaeli.edu.tr

1. GİRİŞ

Zeytin ağaçları tüm kıtalarda bulunmasına rağmen, dünyadaki zeytin yağı üretiminin %97'si İspanya, Portekiz, İtalya, Yunanistan, Tunus ve Türkiye'nin içinde olduğu Akdeniz ülkelerinde yapılmaktadır. (Lopez-Villalta, 1998) İronik olarak, zeytin yağının kullanımının sağlık açısından faydalarının bulunmasında rağmen, üretimi sırasında ortaya çıkan ve prina olarak adlandırılan atığı çevresel kirliliğe etkisi bakımından tehdit oluşturmaktadır (Kestioğlu vd. 2005). Prinanın zemin ve suları kirletmesi nedeniyle güvenli bir şekilde yok edilmesi çok önemlidir. Zeytin yağı kısa bir süre içerisinde çok büyük miktarlarda üretilmektedir. Bu nedenle ortaya çıkan prinanın çevresel risk oluşumundan kaçınılması için yok edilmelidir. (Cayuela v.d. 2006). Zeytin yağı üretiminden dolayı meydana çıkan yüksek miktardaki atığın bertaraf edilmesi için çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Günümüzde kullanılan bu yöntemlerden bazıları, biyolojik iyileştirme, ışıl yöntemler, buharlaştırma, oksjenli ve oksijensiz parçalama olarak sayılabilir.(Arvanitoyannis v.d. 2008)

Prina zeytinin sıkılması ve zeytin yağı elde edilmesinden sonra ortaya çıkan bir yan üründür. Zeytin yağı endüstrisi için prinanın uzun dönemde birikmesi sorun teşkil etmektedir. Prinanın sahip olduğu yüksek ısı enerjisi nedeni ile en çok yakıt olarak kullanılmaktadır. Son zamanlarda, yüksek ısı enerjisi ve düşük kül miktarından dolayı enerji istasyonlarında kullanım oranı artmıştır. Bazı ülkeler (Yunanistan, İtalya, Tunus ve Türkiye) enerji üretimi için prina kullanınımın yaygınlaştırılmasını planlamaktadırlar. Prina bazı inşaat uygulamalarında da kullanılmaktadır. Amerika Birleşik Devletlerinde, prina yol inşaat malzemesi olarak bitüme karıştırılmaktadır. Ayrıca prina biriketleri geleneksel biriketlere göre daha hafif olarak üretilebilmektedir (Nalbantoğlu, 2006).

Diğer yandan da özellikle killi zeminlerin iyileştirilmesi gerekmektedir. Bu iyileştirmede prina kullanılabilir. Bu şekilde, hem bir atık olan prina yok edilirken, hem de killi zeminler iyileştirilebilir. (Mutman, 2013) Sorunlu zeminlerin iyileştirilmesi için prina külü çok az sayıda çalışmalarda kullanılmıştır. (Attom v.d. 1998) Daha önce yapılmış olan çalışmalarda şişen zeminleri iyileştirmek için kireç, çimento ve uçucu kül katkıları kullanılmıştır. (Nalbantoğlu, 2006) Killi bir zemine kireç katılması sonucu çeşitli kimyasal reaksiyonlar oluşmakta ve bu reaksiyonların sonucunda katyon değişimi (topaklaşma), çökeltme-yığışma ve çimentolaşma meydana gelmektedir. Bu reaksiyonlardan bazıları ilk saatlerde başlamaktadır; özellikle pozolonik reaksiyonlar zaman içinde oluşarak uygun su muhtevasında ve sıcaklıkta yıllarca devam edebilmektedir. Çökeltme-yığışma oluşumu sonucunda ise kil parçacıkları birbirlerine yönelerek, daha büyük parçacıklar oluşturmaktadır. Böylece killi zeminlerin yapısı değişmektedir. Kil parçacıkları birbirleriyle yumaklaşarak daha büyük boyutlu parçacıkları oluştururlar. (Kavak v.d., 2006).

Bu çalışmada, prinanın yüksek ısı fırınında 550°C'de yakılarak elde edilen külü saf bentonit kilinin geoteknik özelliklerinin iyileştirilmesi için kullanılmıştır. Bu çalışma kapsamında önce saf bentonit kilinin geoteknik özellikleri belirlenmiştir. Daha sonra prina külü saf bentonit kili içerisine %1 oranında artışlarla %10 oranına kadar katılmış ve deneyler tekrarlanmıştır.

2. METODOLOJİ

Bu çalışmada, prina külü saf bentonit kilinin iyileştirilmesi için kullanılmıştır. Bentonit kilinin özellikleri Tablo-1'de verilmiştir. Çalışmanın amacı kapsamında kullanılacak prina Bursa İli Gemlik İlçesinde bulunan zeytin yağı fabrikasından alınmıştır. Prina yüksek ısı fırınında 550°C'de 1 saat süre ile yakılarak kül elde edilmiştir. Daha sonra prina külü 0.425 mm elekten elenmiş ve geçen prina külü çalışmalarda kullanılmıştır. Prina külünün özgül kütlesi 1.48 olarak bulunmuştur.

Tablo 1. Bentonit kilinin özellikleri

Kimyasal Analiz		
A.Z.	(%)	7,50 ± 1,00
SiO2	(%)	71,00 ± 1,00
Al2O3	(%)	14,00 ± 1,00
Fe2O3	(%)	0,70 ± 0,10
TiO2	(%)	0,05 ± 0,01
CaO	(%)	1,10 ± 0,30
MgO	(%)	3,20 ± 0,20
Na2O	(%)	0,25 ± 0,05
K2O	(%)	1,00 ± 0,10
Minerolajik Analiz		
Montmorillonit	(%)	80
Kristobalit-Opal C	(%)	17
K-Feldspat	(%)	3
Plajiyoklaz	(%)	Eser
Özellikler		
Katyon Değişim Kapasitesi	(meq/100 gr)	85,0 ± 5,0
CaCO3	(%)	0
Şişme	(ml/2 gr)	8,0 ± 2,0
Sedimantasyon (72 hours)	(ml)	10
Sinterleşme Noktası	(oC)	1200
Yığın Yoğunluğu	(gr/lt)	800 ± 30
Topaklanma		Pozitif
Topaklanma Aralığı	(gr)	55 ± 5
Su Emme	(%)	90 ± 5
Su Emme Süresi	(sec)	mak. 65
NH3 Salınımı	(ppm)	40
Ağartma- Orijinal	Tonsil	0,6
Ağartma- Asit Aktive	Equivalent	0,7
pH (%8 katı)		8,5
Elek Bakiyesi (+75 µm)	(%)	<4
Renk		Beyaz
Açıklık		93 ± 1
Nem	(%)	<30

105±5°C'de kurutulmuş olan bentonit kiline prina külü %1 artışlarla %10 oranına kadar katılarak laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Her örnek hazırlanırken, bentonit prina külü ile

karıştırılmış ve sonrasında daneler arasında kimyasal aktivitenin oluşması için 1 saat beklenilmiştir.

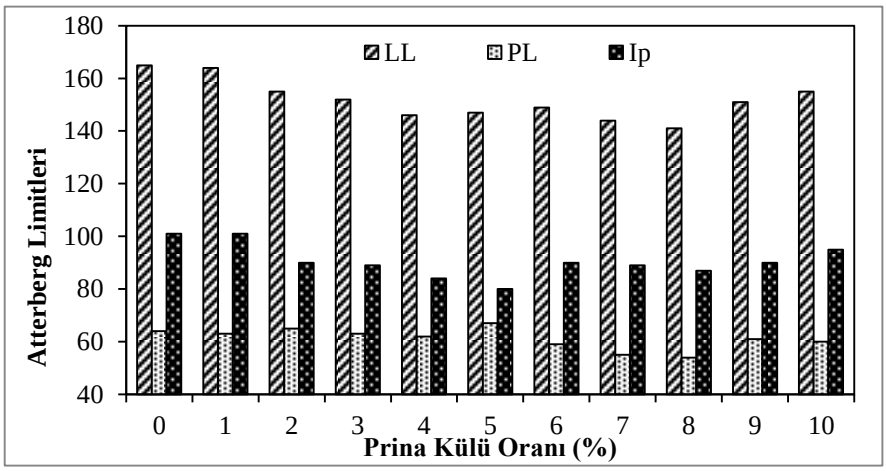
İlk önce atterberg limit deneyleri uygulanmış ve likit limit ile plastik limit değerleri bulunmuştur. Daha sonra modifiye sıkıştırma deneyi uygulanmış ve her bir prina külü oranı için optimum su muhtevası belirlenmiştir. Serbest basınç deneyi için örnekler bulunan optimum su muhtevasında hazırlanmıştır. Serbest basınç deneyinde 0, 1, 7 ve 28 günlük kür sürelerinin her biri için 6 adet örnek hazırlanmıştır. Ayrıca her bir prina külü oranı için özgül kütle deneyi yapılmıştır.

Serbest basınç mukavemetini en yüksek yapan prina külü oranında hazırlanmış örnek üzerinde konsolidasyon deneyi yapılmıştır.

Çalışmada uygulanan deneyler TS-1900'e göre yapılmıştır.

3.DENEY SONUÇLARI

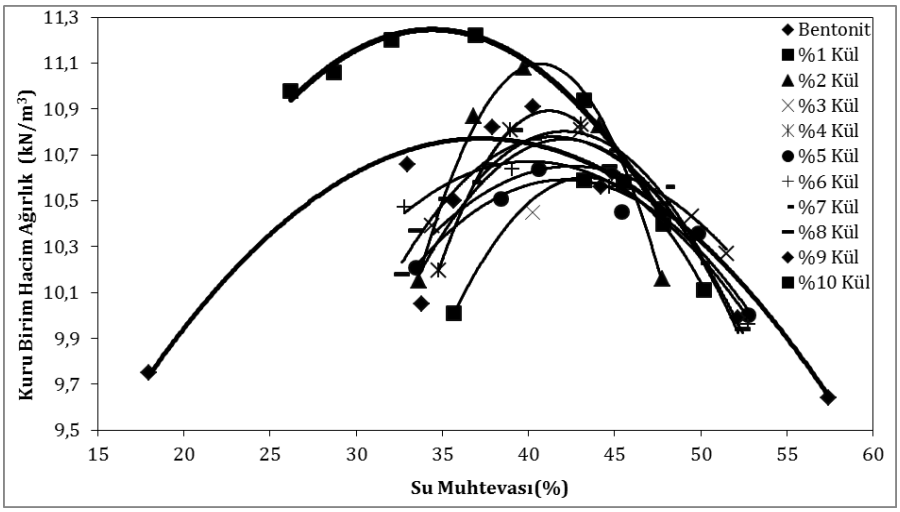
Atterberg limitleri optimum kül oranının belirlenmesi amacı ile yapılmıştır. Kireç stabilizasyonunda plastisite indisinin 10'dan küçük olduğu kireç oranı optimum kireç oranı olarak seçilir. (Kavak v.d. 2007) Fakat bu çalışmada, prina külü oranı arttıkça likit limit değerlerinde önce düşüşler olmakta, %5 kül oranında sonra likit limit değerleri farklı hareket etmiştir. Buna karşın plastik limit değerlerinde fazla değişiklikler olmamaktadır. Bunun sonucunda da Şekil 1'de verilen grafikte de görüleceği üzere plastisite indisi 100 değerinden 80 değerine düşmekte ve %5 kül oranından sonra tekrar 95 değerine artmaktadır. Bu nedenle çalışmada optimum kül oranı Atterberg limitleri ile belirlenememiştir.



Şekil 1. Atterberg limitlerinin değişimi

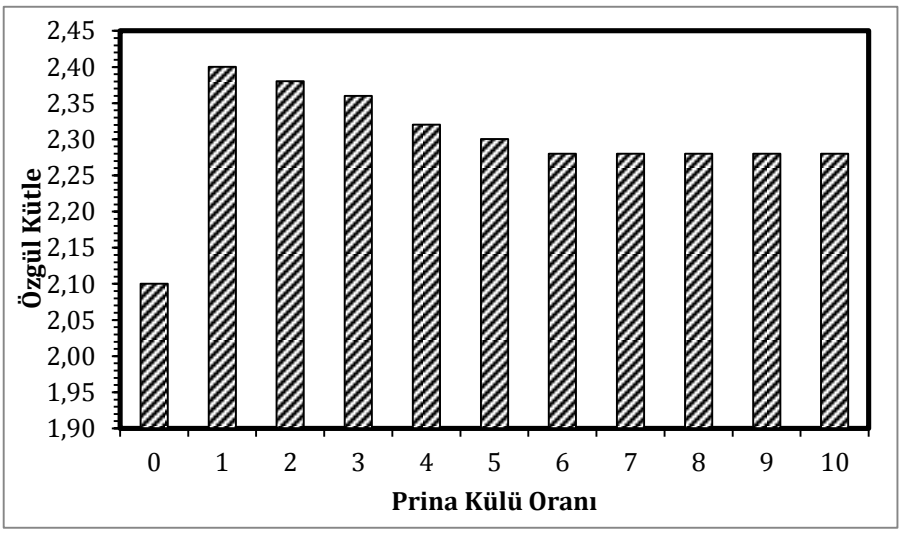
Atterberg limitleri sonrasında modifiye sıkıştırma deneyi yapılmış ve optimum su muhtevaları bulunmuştur. Bu amaçla deneye başlanmadan önce bentonit kiline prina külü %1 oranında konulmuş ve toplam ağırlığın %10'u oranında su ilave edilerek 1 saat kimyasal aktivite için beklenmiştir. Saf bentonit üzerinde yapılan deneyde optimum su muhtevası %38 ve maksimum birim hacim ağırlık değeri 10.77 kN/m^3 olarak bulunmuştur. Prina külü bentonite %1 oranında eklendiğinde optimum su muhtevası %35 ve maksimum

birim hacim ağırlık değeri 11.25 kN/m^3 olarak bulunmuştur. Fakat daha büyük kül yüzdelerinde optimum su muhtevalarında artışlar, aynı zamanda da kuru birim hacim ağırlık değerlerinde düşüşler gözlenmiştir. Ayrıca %1 prina külü oranında elde edilen sıkıştırma deneyi grafiği daha yatay konumda iken diğer prina külü oranlarında daha dik bir grafik elde edilmiştir.(Şekil 2) Bu durum ise %1 prina külü oranındaki bentonit kilinde maksimum kuru birim hacim ağırlık değerinin su muhtevası değişikliklerinden daha az etkilendiğini göstermektedir.



Şekil 2. Modifiye sıkıştırma deneyi sonuçları

Çalışma kapsamında özgül kütle deneyi de yapılmıştır. Saf bentonitin özgül kütlesi 2.10 olarak bulunmuştur. %1 oranında prina külü karıştırıldığında özgül kütle 2.40 değerine yükselmiştir. %6 prina külü oranına kadar özgül kütle değerlerinde düşüşler oluşmuş ve bu değerden sonra 2.28 değerinde sabit kalmıştır.(Şekil 3)

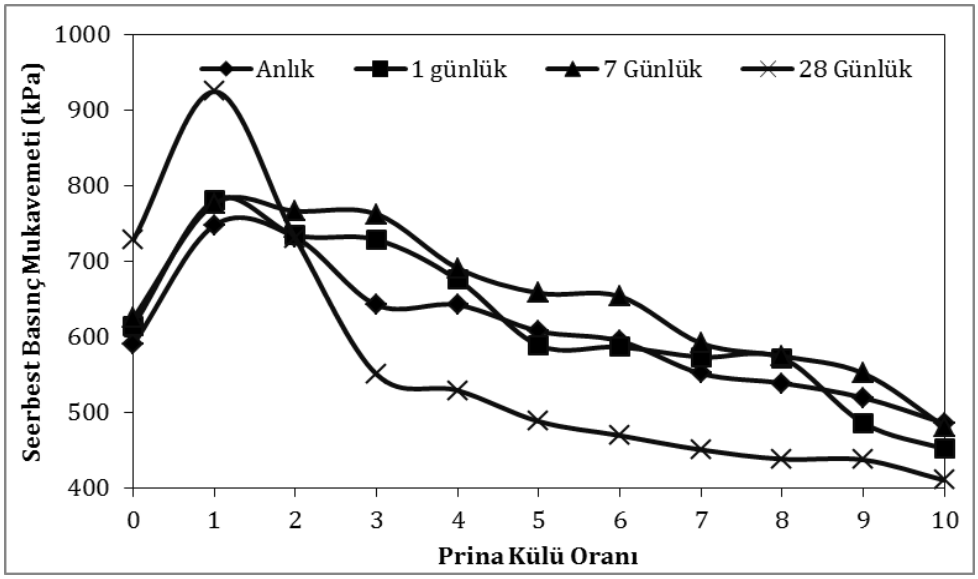


Şekil 3. Özgül kütle değerleri

Serbest basınç deneyi saf bentonit kiline ve %1 oranında artırılarak prina külü eklenmiş bentonit kili örneklerine uygulanmıştır. Serbest basınç örnekleri daha önce elde edilmiş olan optimum su muhtevalarında hazırlanmıştır. Hazırlanan örnekler anlık (0 gün), 1 gün,

7 gün ve 28 gün kür edildikten sonra serbest basınç deneyi uygulanmıştır. Her bir kür süreleri için 6 adet örnek hazırlanmıştır. %1 prina külü ilave edilmiş olan bentonit örneğinde 28 günlük kür sonunda en yüksek serbest basınç mukavemeti elde edilmiştir. Ayrıca anlık, 1 günlük ve 7 günlük kür süreleri sonunda da en yüksek serbest basınç mukavemeti %1 prina külü ilave edilen bentonit kilinde elde edilmiştir.

%1 prina külü oranından sonra 28 günlük serbest basınç mukavemetlerinde büyük düşüşler meydana gelmektedir. Diğer kür sürelerinde serbest basınç mukavemetlerinde düşüşler meydana gelmesine rağmen 28 günlük kür süresi gibi büyük düşüşler olmamaktadır. Ayrıca 28 günlük kür süresindeki serbest basınç mukavemetleri %1 prina külü oranından sonra diğer kür sürelerinden daha düşük değerde elde edilmiştir. (Şekil 4)



Şekil 4. Serbest Basınç Mukavemetleri

Serbest basınç deneyi sonrasında elde edilen en büyük serbest basınç mukavemeti değerini veren %1 prina külü oranındaki bentonit kili ve saf bentonit kili üzerinde konsolidasyon deneyi uygulanmıştır. Deney için örnekler optimum su muhtevasında hazırlanmıştır. Aynı zamanda örneklerin şişme basıncı ölçülmüştür. Saf bentonit kilinde şişme basıncı 100 kPa iken %1 prina külü ilave edilmiş olan bentonit kilinin şişme basıncı 50 kPa olarak bulunmuştur.

Her iki örnek için ön konsolidasyon basıncı 200 kPa olarak bulunmuştur. Numuneler aynı sıkıştırma enerjisinde hazırlanması her iki örneğinde ön konsolidasyon basıncı değerlerinin eşit bulunmasına neden olmuştur. Saf bentonit için sıkışma indisi (Cc) 0.396, tekrar sıkışma indisi (Cr) ise 0.168 olarak bulunmuştur. %1 prina külü ilave edilen bentonit kilinin sıkışma indisi (Cc) 0.371, tekrar sıkışma indisi (Cr) ise 0.139 olarak bulunmuştur.

4.SONUÇLAR

Likit limit değerleri %5 prina külü oranına kadar azalmakta ve %5 kül oranında sonra likit limit değerleri farklı hareket etmektedir. Buna karşın, plastik limit değerlerinde değişiklik olmamıştır. Bunun sonucu olarak plastisite indisi değerleri likit limit değerlerine benzer

şekilde %5 prina külü oranında en düşük değeri almıştır. Bu nedenle Atterberg limitlerinin sonuçları ile optimum kül oranı belirlenememektedir.

En yüksek özgül kütle değeri %1 prina külü oranında elde edilmiştir. Bu orandan sonra özgül kütle değerlerinde düşüşler gözlenmiş ve %6 prina külünden sonra sabit kalmıştır. Özgül kütlesi bentonite göre daha düşük olan prina külünün karışımdaki oranının fazla olması bu düşüşe sebep olmaktadır.

Çalışmada elde edilen en yüksek maksimum kuru birim hacim ağırlık değeri 11.25 kN/m^3 olarak %1 prina külü oranında elde edilmiştir. Yine en düşük optimum su muhtevası aynı prina külü oranında elde edilmiştir.

Serbest basınç deneyinde en büyük serbest basınç mukavemeti %1 prina külünde elde edilmiştir. Ayrıca anlık, 1 günlük ve 7 günlük kür süreleri sonunda da en yüksek serbest basınç mukavemeti %1 prina külü ilave edilen bentonit kilinde elde edilmiştir.

%1 prina külü oranından sonra 28 günlük serbest basınç mukavemetlerinde büyük düşüşler meydana gelmektedir. Diğer kür sürelerinde serbest basınç mukavemetlerinde düşüşler meydana gelmesine rağmen 28 günlük kür süresi gibi büyük olmamaktadır. Ayrıca 28 günlük kür süresindeki serbest basınç mukavemetleri %1 prina külü oranından sonra diğer kür sürelerinden daha düşük değerde elde edilmiştir.

Şişme basıncı değeri saf bentonit örneğinde daha yüksek iken %1 prina külü ilave edilmiş bentonit kilinde %50 oranında azalmıştır.

Konsolidasyon deneyinde prina külü ilave edilmiş bentonit kilinin sıkışma indisi ve tekrar sıkışma indisi değerleri daha düşük elde edilmiştir.

Prina külü içerisinde bulunan kalsiyum karbonat (CaCO3) kalsiyum oksit (CaO) ve kalsiyum dioksit (CO2), kalsiyum oksit (CaO) yada kalsiyum hidroksite (Ca(OH)2) dönüşmektedir. Suyun prina külü içindeki silika ile reaksiyona girmesi ile kil mineralini kalsiyum silikat hidrata çevirmektedir. Yani bu kimyasal aktivite ile çimento minerali oluşmaktadır.(Attom v.d. 1998) Bu çimentolaşma nedeni ile serbest basınç mukavemetinde artış gözlenmektedir. Yüksek prina oranlarında serbest basınç mukavemetinin düşüşü özgül kütle değerlerindeki düşüş nedeni ile oluşmaktadır. Ayrıca prina külü oranının artması örnek içindeki kohezyonsuz malzeme miktarının artmasına neden olduğundan serbest basınç mukavemetinin düşmesine neden olmaktadır.

KAYNAKLAR

Arvanitoyannis, I.S., Kassaveti, A. and Stefanatos, S. (2008). “Olive oil waste treatment: a comparative and critical presentation method. Advantages & disadvantages” Critical Reviews in Food Science and Nutrition 47, 187–229.

Attom, M.F., Al-Sharif, M.M. (1998). “Soil stabilization with burned olive waste” Applied Clay Science, 13, 219–230.

Cayuela, M.L., Sánchez-Monedero, M.A. and Roig, A. (2006), “Evaluation of two different aeration systems for composting two-phase olive mill wastes” Process Biochem 41(3), 616–623.

Kavak A., Mutman U., Bilgen G. (2006). "Yol Tabanında Zayıf Zeminlerin Güçlendirilmesi İçin Kireç Stabilizasyonu" Kocaeli Özelinde Büyükşehirlerin Kentsel Yapılaşma ve Ulaşım Sorunları Sempozyumu.

Kavak A., Akyarlı A. (2007). “A field application for lime stabilization” Environmental Geology, 51, 987–997.

Kestioglu, K., Yonar, T. and Azbar, N. (2005), “Feasibility of physico-chemical treatment and advanced oxidation processes (AOPs) as a means of pretreatment of olive mill effluent (OME)” Process Biochem 40, 2409–2416.

Lopez-Villalta, L.C. (ed.) (1998), “The olive tree, the oil, the olive”, International Olive Oil Council Publications, Madrid.

Mutman, U. (2013), “Clay Improvement with Burned Olive Waste Ash”, The ScientificWorld Journal, Vol. 2013, 1-4.

Nalbantoglu, Z., Tawfiq, S. (2006). “Evaluation of the effectiveness of olive cake residue as an expansive soil stabilizer” Environmental Geology, 50, 803-807.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

LATEKS KATKILI SU SEVMEZ (HİDROFOB) KİLİN BAZI GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİNİN VE SÖNÜM ORANLARININ İNCELENMESİ

THE INVESTIGATION OF SOME GEOTECHNICAL PROPERTIES AND DAMPING RATIOS OF HYDROPHOBIC CLAY WITH LATEX ADDITIVE

Payam MAJEDI [1] **Zeynep Neşe KURT** [2] **Suat AKBULUT** [3]

ABSTRACT

Natural clays are commonly used in dams, solid waste disposal landfills, and nuclear power plants as an impermeable component or protecting liner. However, there could be permanent damages in structural elements because of the problems like swelling, settlement and heaving of these soils because of the varieties in water contents with time. In order to solve these problems, stabilization of clay soils using chemical additions is a prevalent subject of research. In recent years with the development in nanotechnology, clay soil-chemicals interactions are commonly used in improvement of nanocomposites.

In this study for improving damping ratio of clay liners, nanoclay-composites are obtained from a hydrophobic organoclay, interacted with different concentrations of latex polymer. The specific gravity, unconfined compression strength and swelling pressure of these nanoclay-composites are investigated. Additionally, damping ratios of these nanoclay-composites are determined with a computer base and multi-channel analyses system, pulse vibration measurement system. The experimental results of nanoclay-composite samples are compared with the experimental results of hydrophobic clay. The test results showed that the specific gravities and the maximum dry unit weights, the unconfined compression strengths and the swelling pressures of nanoclay-composite samples are decreased with increasing latex concentration. On the other hand, damping ratios of samples are increased with latex concentration.

Key words: Nanoclay-composites, damping ratio, unconfined compression strength

[1] Doktora öğrencisi., Atatürk Üniversitesi, pmajedi@atauni.edu.tr
[2] Arş.Gör., Atatürk Üniversitesi, znkurt@atauni.edu.tr
[3] Prof.Dr., Atatürk Üniversitesi, sakbulut@atauni.edu.tr

ÖZET

Kil zeminler, toprak dolgu barajlar, yol dolguları, atık depo alanı şilteleri, nükleer santraller gibi birçok mühendislik yapısında geçirimsizlik elemanı veya koruyucu tabaka olarak sıklıkla kullanılmaktadır. Ancak, bu zeminler zamanla su içeriklerindeki değişimlerden kaynaklanan şişme, oturma ve kabarma gibi problemler nedeniyle yapı elemanlarında kalıcı hasarlar oluşturabilmektedir. Bu problemleri çözebilmek için kil zeminlerin kimyasal katkılarla stabilizasyonu yaygın olarak araştırılan bir konudur. Son yıllarda, nanoteknoloji alanında meydana gelen ilerlemelerle kil mineralleri yüzey kimyasalları ve/veya polimerlerle etkileştirilerek nano-kompozitlerin geliştirilmesinde yaygınca kullanılmaya başlamıştır.

Bu çalışma kapsamında, sönüm oranı yüksek kil şilteler elde etmek maksadıyla, su sevmez (hidrofob) bir organokil (nanokil), farklı yüzdelerde lateks polimeri ile etkileştirilerek nanokil-kompozit numuneler elde edilmiştir. Elde edilen nanokil-kompozit (lateks katkılı hidrofob kil) numunelerin, dane birim hacim ağırlık, serbest basınç ve şişme basınçları deneysel olarak araştırılmıştır. Ayrıca, nanokil-kompozit numunelerin sönüm oranları, bilgisayar tabanlı çok kanallı bir analiz sistemi olan pulse titreşim ölçüm sistemi ile belirlenmiştir. Nanokil-kompozit numunelerden elde edilen deney sonuçları, katkısız hidrofob kile ait deney sonuçlarıyla kıyaslanmıştır. Deney sonuçlarından, lateks katkı yüzdesi arttıkça, nanokil-kompozit numunelerin dane birim hacim ağırlıkları, maksimum kuru birim hacim ağırlıkları, serbest basınç mukavemetleri ve şişme basınçlarının, artan lateks katkı yüzdesi ile azaldığı görülmüştür. Diğer yandan numunelerin sönüm oranlarının lateks katkı yüzdesi ile arttığı görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Nanokil-kompozit, sönüm oranı, serbest basınç mukavemeti

1. GİRİŞ

Kil zeminler, uygulamada toprak dolgu barajlar, atık depo alanı şilteleri, nükleer santraller için koruyucu tabaka ve yol dolguları gibi birçok mühendislik yapısında sıkça kullanılmaktadır. Günümüzde, gelişen teknolojilerle nanomalzeme geliştirilmesinde de killer kullanılmaktadır. Polimer-tabakalı silikat nanokompozitler, killerin polimerler ile muamele edilmesiyle oluşturulmuş kompozit malzemelerdir. Killerin yüzey aktif maddelerle modifiye edilerek polimerlerle etkileştirildiği pek çok çalışma mevcuttur (Alexandre and Dubois, 2000; Ray et al., 2003; Tjong, 2006; Pavlidou et al., 2008). Bayhan (2006) tarafından yapılan çalışmada nanokil kompozitler üretilmiş olup polimer içerisinde artan kil miktarının polimerik nanokompozitin çekme dayanımı ve elastiklik modülü üzerindeki önemli etkisi olduğunu ifade edilmiştir. Polimer türlerinden birisi olan elastomer polimerler, kuvvet etkisi altında kaldıklarında şekillerini kolayca değiştirebilen, kuvvet kaldırıldığında ilk şekillerine dönebilen elastik malzemelerdir (Saçak, 2004).

Bu çalışmada, sönüm oranı yüksek kil şilteler elde etmek maksadıyla, su sevmez (hidrofob) bir organokil ile elastomer polimerlerden olan lateksin farklı yüzdeleri kullanılarak sol-jel yöntemiyle nanokil-kompozit numuneler geliştirilmiştir. Elde edilen nanokil-kompozit numunelerin bazı geoteknik özellikleri ve sönüm oranları belirlenmiştir. Lateks katkılı hidrofob kil numunelere (nanokil-kompozit), dane birim hacim ağırlık, kompaksiyon, serbest basınç ve şişme basıncı deneyleri yapılmıştır. Ayrıca bilgisayar tabanlı çok kanallı bir analiz sistemi olan pulse titreşim ölçüm sistemi ile nanokil-kompozit

numunelerin sönüm oranları belirlenmiştir. Nanokil-kompozit numunelere yapılan deney sonuçları, katkısız hidrofob kile (nanokil) ait sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

2. MATERYAL VE YÖNTEM

2.1. Kullanılan Malzemeler

Çalışmada daha önceki araştırmalar kapsamında elde edilmiş olan hidrofob kil kullanılmıştır (Kurt, 2009; Akbulut vd, 2011). Hidrofob kile ait bazı geoteknik özellikler Tablo 1'de gösterilmektedir.

Tablo 1. Hidrofob kile ait bazı geoteknik özellikler (Kurt, 2009)

	Hidrofob kil
Geoteknik Özellikler	
Dane birim hacim ağırlığı, (kN/m^3)	25,21
Optimum su muhtevası*, (%)	14
Maksimum kuru birim hacim ağırlık*, (kN/m^3)	16,67
Serbest basınç mukavemeti*, (kPa)	998
Konsolidasyonsuz-drenajsız kohezyon*, (kPa)	499
Yüzey Alanı**, (m^2/g)	5

* MPT enerjisinde sıkıştırılmış numuneler üzerinde
**Bet analizi ile bulunmuş tek nokta yüzey alanı

Çalışmada, nanokil-kompozitlerin geliştirilmesi için ayrıca lateks ve gliserin kullanılmıştır. Elastomer bir polimer olan lateks, doğal kauçuğun ham maddesi olup süt kıvamında beyaz renkli bir maddedir. Gliserin, yapısında üç adet hidroksil grubu bulunduran, suda tamamen çözünen, oldukça kıvamlı, nem tutucu (higroskopik) bir maddedir.

2.2. Nanokil-Kompozit numunelerin elde edilmesi

Nanokil-kompozit numunelerin geliştirilmesinde, hidrofob kil, gliserin ve farklı yüzdelerde lateks kullanılarak, 4 farklı numune hazırlanmıştır. Malzemelerin bileşimi detaylı olarak Tablo 2' de gösterilmiştir.

Tablo 2. Nanokil-kompozit numunelerde kullanılan polimer yüzdeleri

Numune	**Gliserin, Ağırlıkça %**	**Lateks, Ağırlıkça %**	**Hidrofob kil, Ağırlıkça %**
N0	0	0	100
N1	10	5	85
N2	10	10	80
N3	10	15	75
N4	10	20	70

Numuneler hazırlanırken yeterli miktarda su, gliserin ve lateks bir karıştırıcıda (6000 dev/dakikada) 10 dakika karıştırılmıştır. Solüsyonlar hazırlandıktan sonra hazırlanan solüsyona hidrofob kil eklenerek 45 dakika daha karıştırılmaya devam edilmiştir. Daha sonra elde olunan süspansiyon karışımı bir kap içerisinde 80°C etüvde ve laboratuar şartlarında kurumaya bırakılmıştır.

2.3. Geoteknik Deneyler

Dane Birim Hacim Ağırlığı Deneyleri

Hazırlanmış numunelerin dane birim hacim ağırlıkları ASTM D 4892-89 esas alınarak ODTÜ Merkez Laboratuvarı AR-GE Eğitim ve Ölçme Merkezi'nde helyum Piknometresi deney yöntemi ile yaptırılmıştır

Kompaksiyon Deneyleri

Kurutulmakta olan nanokil-kompozit numuneler ASTM D 1557'ye göre yapılan Modifiye proktor deneyleri (MPT) ile sıkıştırılmıştır.

Serbest Basınç Deneyi

Serbest basınç deneyleri ASTM D 2166 esas alınarak Zemin Mekaniği Laboratuarında gerçekleştirilmiştir.

Şişme Basıncı Deneyi

Şişme basıncı deneyleri ASTM D 4546'nın C metoduna göre yapılmıştır.

2.4. Pulse Titreşim Ölçüm Sistemi İle Sönüm Oranlarının Belirlenmesi

Deney numunelerinin sönüm oranları, Atatürk Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Makine Mühendisliği Bölümü Makine Teorisi ve Dinamiği Laboratuvarı' nda bulunan bilgisayar tabanlı çok kanallı bir analiz sistemi olan pulse titreşim ölçüm sistemi ile belirlenmiştir. Bu sistem çeşitli veri toplama üniteleri ve yazılım opsiyonlarından oluşan modüler bir yapıya sahiptir (Şakar vd., 2010). Bu deneylerde, hazırlanmış numuneler üzerinde belirli noktalardan darbe çekici ile hasarsız titreşimler uygulanmış ve malzemenin titreşim cevabı ölçülerek aradaki transfer fonksiyonu pulse analiz yardımıyla elde edilmiştir.

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

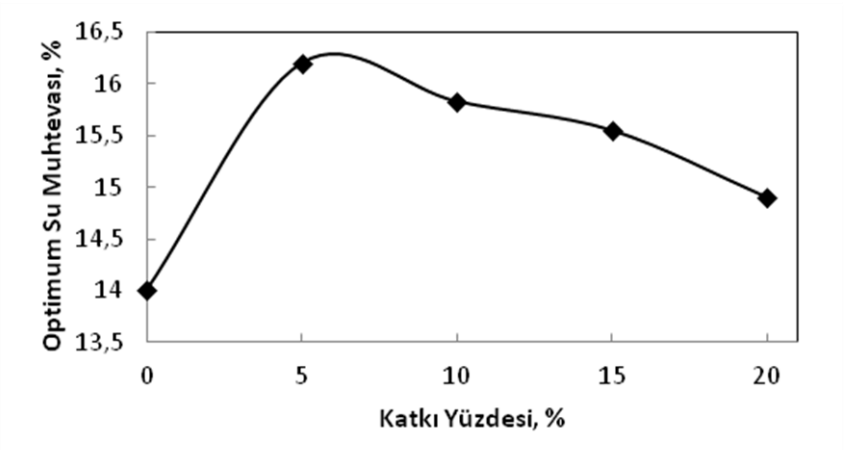
3.1. Geoteknik Deney Sonuçları

Katkısız hidrofob organokil ve nanokil-kompozit numuneler üzerinde helyum piknometresi ile yapılmış olan dane birim hacim ağırlık deneylerine ait sonuçlar Tablo 3'te verilmiştir. Katkısız hidrofob kilde 25,21 kN/m^3 olan dane birim hacim ağırlık değeri, lateks katkı yüzdesindeki artışla azalmıştır (Majedi, 2013).

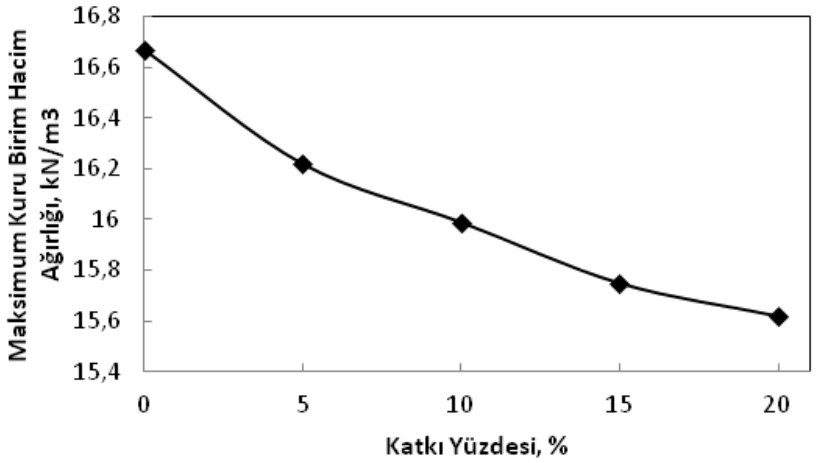
Tablo 3. Nanokil-kompozit numunelerinin dane birim hacim ağırlığı değerleri

Numune	Dane Birim Hacim Ağırlığı, kN/m^3
N0	25,21
N1	23,4
N2	23,3
N3	23,1
N4	22,1

Kompaksiyon deneyi ile elde edilmiş optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlıklarının değerlerinin değişimleri, lateks yüzdesine bağlı olarak Şekil 1'de ve Şekil 2'de verilmiştir. Çalışılan deney koşullarına göre katkı yüzdesi arttıkça optimum su muhtevasında hidrofob kile göre artış meydana gelirken lateks katkı yüzdesinin artmasıyla optimum su muhtevalarında bir miktar azalma meydana gelmiştir. Katkı oranının artmasıyla maksimum kuru birim hacim ağırlıklarında azalma görülmüştür. Bunun lateks polimerinin malzemeye daha hafif bir yapı kazandırılmasının sonucu olduğu düşünülmektedir (Kurt, 2009; Akbulut vd., 2011).

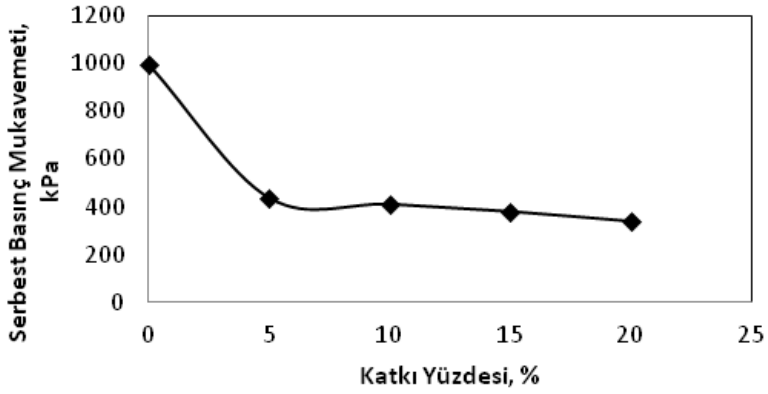


Şekil 1. Kompaksiyon ile elde edilmiş optimum su muhtevası değerlerinin lateks yüzdesi ile değişimi



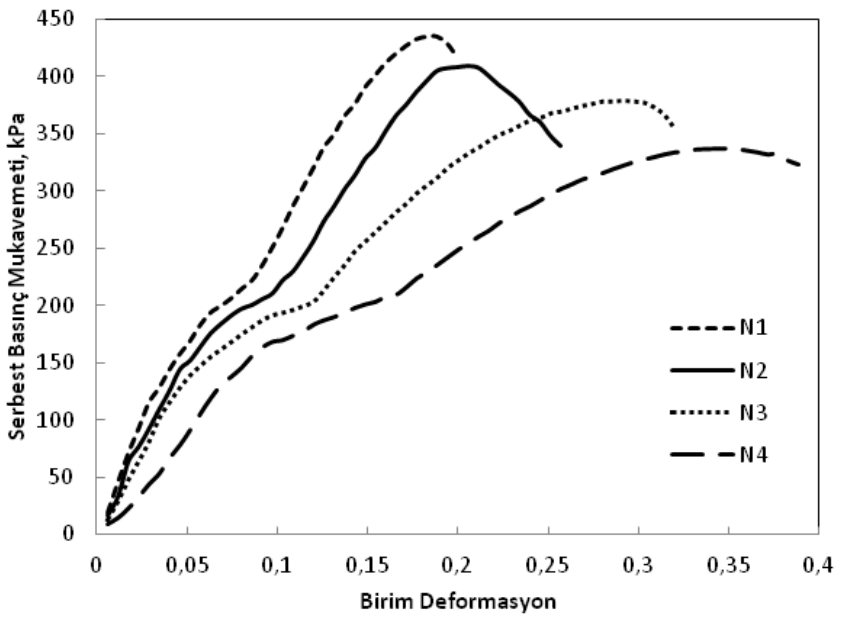
Şekil 2. Kompaksiyon ile elde edilmiş maksimum kuru birim hacim ağırlık değerlerinin lateks yüzdesi ile değişimi

Kompaksiyon deneyine göre optimum su muhtevalarında sıkıştırılan numunelerin serbest basınç deneyi sonucu katkısız hidrofob kilin serbest basınç mukavemeti 998 kPa (Kurt, 2009) ve %5 lateks olan numunenin serbest basınç mukavemeti 435 kPa olup %5, %10, %15 ve %20 lateks katkılı nanokil-kompozit numunelerin serbest basınç mukavemetleri sırasıyla %56, %59, %62 ve %66 oranlarında azalmıştır. Lateks yüzdesi ile serbest basınç mukavemetlerinin değişimi Şekil 3'te sunulmuştur (Majedi, 2013).



Şekil 3. Nanokil-kompozit numunelerin lateks yüzdesi ile serbest basınç mukavemetlerinin değişimi

Farklı yüzdelerde lateks katkılı nanokil-kompozit numunelerin serbest basınç deneyi sonucu elde edilmiş birim deformasyon serbest basınç mukavemeti eğrileri Şekil 4'te gösterilmektedir. Şekil 4'te lateks yüzdesi arttıkça numunelerdeki kırılma türünün sünek davranış gösterdiği görülmektedir.



Şekil 4. Lateks katkılı nanokil-kompozit numunelerine yapılmış olan serbest basınç deneyi sonucu elde edilmiş birim deformasyon serbest basınç mukavemeti eğrileri

Kompaksiyon ile sıkıştırılan farklı lateks yüzdelerindeki nanokil-kompozit numunelerden alınan örnekler üzerinde şişme basıncı deneyleri yapılmıştır. Şişme basıncı için iki farklı numune kullanılmıştır. Bunlardan bir tanesi kompaksiyon sonucunda yaş halde alınan numune, diğeri ise kompaksiyon sonucunda alınan numunenin etüvde kurutulmasıyla elde edilmiş olan kuru numunedir. Deney sonuçlarından yaş numunelerin bir miktar şiştiği gözlenmiştir. Kuru numunelerde ise herhangi bir şişme basıncı gözlenmemiştir (Tablo 4).

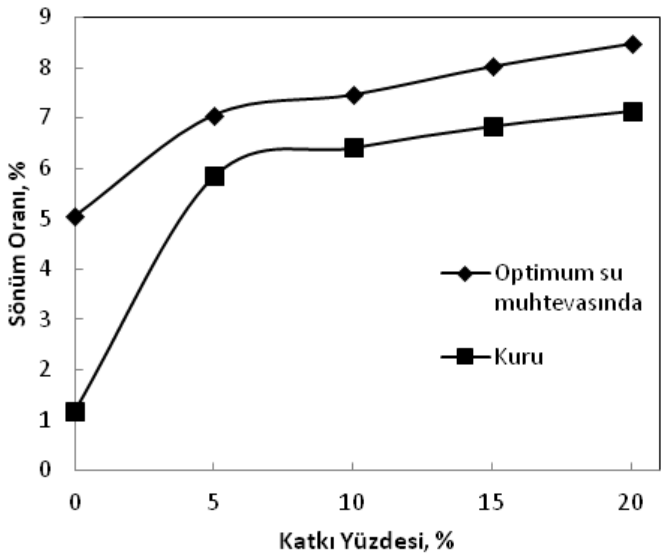
Tablo 4. Nanokil-kompozit numunelerin şişme basıncı deneyi sonuçları (Majedi, 2013)

Numune	Yaş numune	Kuru numune
	Şişme basıncı kN/m^2	Şişme basıncı kN/m^2
N0	0,8	0
N1	1,39	0
N2	1,47	0
N3	1,81	0
N4	2,26	0

3.2. Pulse Titreşim Ölçüm Sistemi İle Sönüm Oranlarının Belirlenmesi

Kompaksiyon ile sıkıştırılan farklı lateks yüzdelerindeki nanokil-kompozit numunelerden alınan örnekler üzerinde pulse titreşim ölçüm sistemi ile sönüm oranı tayini deneyleri yapılmıştır. Deneyler, bir tanesi kompaksiyon sonucunda yaş halde alınan numune, diğeri ise kompaksiyon sonucunda alınan numunenin etüvde kurutulmasıyla elde edilmiş olan kuru numune üzerinde olmak üzere iki farklı numune üzerinde gerçekleştirilmiştir. Deneyi yapmak için numuneler dikdörtgen şeklinde ve 7,5x21 cm boyutlarında hazırlanmıştır.

Şekil 5'te görüldüğü gibi, yaş numunelerde sönüm oranı, lateks yüzdesi %5, %10, %15 ve %20 iken sırasıyla %39, %47, %58 ve %67 oranında artmıştır. Kuru numunelerde ise sönüm oranlarında, lateks yüzdesi %5, %10, %15 ve %20 iken sırasıyla %224, %256, %280 ve %296 oranında artış meydana gelmiştir. Şekil 4' teki birim deformasyon davranışından da lateks yüzdesindeki artışla nanokil-kompozit numunelerin daha sünek kırılma gösterdiği izlenmektedir. Diğer yandan, yaş numunelerin sönüm oranlarının kuru numunelere göre daha yüksek olduğu görülmüştür. Yaş numunelerde sönüm oranlarının daha yüksek olmasının, boşluk suyu etkisi ile yaş numunelerdeki efektif gerilmelerin kuru numunelere göre daha düşük olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir (D'Onofrio and Penna, 2003).



Şekil 5. Lateks katkı yüzdesiyle sönüm oranlarının değişimi

4.SONUÇLAR

Çalışma kapsamında, hidrofob bir organokilin %5, %10, %15 ve %20 oranlarında lateks polimeri, %10 oranında gliserin ve yeterli miktarda su kullanılarak sol-jel yöntemi ile etkileştirilmesi sonucu nanokil-kompozit numuneler geliştirilmiş ve bu numuneler üzerinde bazı geoteknik deneyler ve pulse titreşim ölçüm sistemi ile sönüm oranı tayini deneyleri yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

– Nanokil-kompozit numunelerin dane birim hacim ağırlıkları lateks yüzdesinin artışı ile azalmıştır.

– Çalışılan deney koşullarına göre kompaksiyon deneyi sonuçları nanokil-kompozit numunelerin lateks yüzdelerinde meydana gelen artışla maksimum kuru birim hacim ağırlıklarının azaldığını, optimum su muhtevalarının ise bir miktar arttığını göstermiştir.

– Lateks katkı yüzdesinin artmasıyla nanokil-kompozit numunelerin serbest basınç mukavemetlerinin azaldığı görülmüştür. Serbest basınç mukavemeti, lateks katkı yüzdesi %5 iken %56 oranında, %10 iken %59 oranında, %15 iken %62 oranında ve %20 iken %66 oranında azalmıştır.

– Yapılmış olan şişme basıncı deney sonuçları lateks katkı yüzdesinin artmasıyla yaş numunelerin şişme basınçlarının kısmen arttığını gösterirken etüvde kurutulmuş numuneler üzerinde gerçekleştirilen şişme basıncı deneyleri ise numunelerin hiç şişmediğini göstermiştir. Bunun, kuru numunelerin suyla etkileşmemesinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

– Nanokil-kompozit numuneler üzerinde yapılan dinamik bir deney olan pulse titreşim ölçüm sistemi ile sönüm oranı tayini yaş numuneler üzerinde ve kuru numuneler üzerinde olmak üzere iki şekilde gerçekleştirilmiştir. Yaş numunelerde sönüm oranı, lateks yüzdesi %5, %10, %15 ve %20 iken sırasıyla %39, %47, %58 ve %67 oranında artmıştır. Kuru numunelerde ise sönüm oranlarında, lateks yüzdesi %5, %10, %15 ve %20 iken sırasıyla %224, %256, %280 ve %296 oranında artış meydana geldiği görülmüştür.

Yapılan çalışmalarda elde edilen nanokil-kompozit numunelerin hidrolik ve dinamik problemlerin çözümünde ümit vadettiği görülmüştür.

KAYNAKLAR

Akbulut, S., Gürses, A., Arasan, S., Korucu, M. ve Kurt, Z.N. (2011), "Kil Tanelerin (Nanokil) Kristal Yapılarının Poliorganiklerle Desteklenerek Killerin Hidrolik Iletkenlik Ve Mukavemet Özelliklerinin Iyileştirilmesi", TÜBİTAK 107Y295No'lu Proje.

Alexandre, M. and Dubois, P. (2000), "Polymer Layered Silicate Nanocomposites: Preparation, Properties And Uses of a New Class of Materials", Materials Science and Engineering, Vol 28, 1-63.

ASTM D 1557 (2012), Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort. ASTM West Conshohocken, PA.

ASTM D 4892-89 (2009), Standard Test Method for Density of Solid Pitch (Helium Pycnometer Method). ASTM West Conshohocken, PA.

ASTM D 2166 (2013), Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. ASTM West Conshohocken, PA.

ASTM D 4546 (2008), Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Cohesive Soils. ASTM West Conshohocken, PA.

Bayhan, A. (2006), "Maleik Anhidritle Graftlanmış Oligomerlerin Ve I-Pp/Silikat Nanokompozitlerin Tepkimeli Ekstrüzyon Yöntemiyle Sentezi Ve Karakterizasyonu", Y.Lisans Tezi, Hacettepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.

D'Onofrio, A. and Penna, A. (2003), "Small Strain Behaviour of Lime-Treated Silty Sand", Deformation Characteristics of Geomaterials, H. Di Benedetto, T. Doanh, H. Geoffroy, C. Sauzeat. Swets&Zeitlinger, Lisse, The Nederlands, 329-336.

Kurt, Z.N. (2009), "Yüzey Aktif Madde İle Muamele Edilmiş Kilin Mukavemet Özelliklerinin Araştırılması", Y.lisans tezi, Atatürk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Erzurum.

Majedi, P. (2013), "Polimer Katkılı Hidrofob Kilin Bazı Geoteknik Ve Dinamik Özelliklerinin İyileştirilmesi", Y.lisans tezi, Atatürk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Erzurum.

Pavlidou, S. and Papaspyrides, C.D. (2008), "A Review On Polymer-Layered Silicate Nanocomposites", Progress in Polymer Science, Vol 3, 1119-1198.

Ray, S.S. and Okamoto, M. (2003), “Polymer/Layered Silicate Nanocomposites: A Review From Preparation To Processing”, Progress in Polymer Science, Vol 28, 1539-1641.

Saçak, M. (2004), “Polimer Kimyası”, Gazi Kitabevi, Ankara.

Şakar, G. Yaman, M., ve Bolat, F.Ç. (2010), “Bal Peteği Sandviç Kompozit Yapıların Dinamik Analizi”, 2. Ulusal Tasarım İmalat ve Analiz Kongresi, Balıkesir.

Tjong, S.C. (2006), “Structural And Mechanical Properties Of Polymer Nanocomposites”, Materials Science and Engineering, Vol 53, 73-197.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

TAŞ KOLONLARIN SAYISAL ANALİZİ

NUMERICAL ANALYSIS OF STONE COLUMNS

Naser ADELİ[1] **Abdulazim YILDIZ [2]** **Firdevs UYSAL [3]**

ABSTRACT

In this study, analytical method proposed by Han and Ye (2001) to analyse stone columns is presented. Analytical closed-form solutions and numerical analyses for stone columns are compared to validate numerical analyses. Parametric studies have been made to show the effect of the different parameters (diameter of stone-column, friction angle, stiffness modulus of stone column, stone-column spacing) for showing the effect of bearing capacity and settlement behaviour of stone-column reinforced soil. By comparing the results from the analytical method and finite element method, it is can be proposed the most effective design parameters.

Key words: Stone column, Numerical analysis, Improvement ratio

ÖZET

Bu çalışmada taş kolonların analizi için Han ve Ye (2001) tarafından geliştirilen teorik yaklaşımlar hakkında bilgi verilmiştir. Analitik olarak önerilen kapalı form çözümler esas alınarak sayısal analizlerin doğruluğu araştırılmıştır. Sayısal analizlerin doğrulu gösterildikten sonra taş kolonlarla ilgili parametrik araştırma yapılarak farklı parametrelerin (kolon çapı, içsel sürtünme açısı, rijidlik modülü, kolonlar arası mesafe gibi) taş kolonla güçlendirilmiş zeminin taşıma kapasitesi ve oturma davranışı üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Bu sonuçlardan yola çıkılarak arazideki uygulama için en uygun çap ve yerleşim oranları elde edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Taş kolon, Sayısal analiz, İyileşme oranı

1. GİRİŞ

Taş kolon yöntemi ile zeminlerin iyileştirilmesinde amaç oturmaları önemli ölçüde azaltmak ve taşıma kapasitesini arttırmaktadır. Ayrıca ilave boşluk suyu basınçlarının hızlı bir şekilde sönümlenmesini sağlayıp konsolidasyonu hızlandırmaktır (Lee ve Pande 1998). Taş kolon problemi oldukça karmaşık bir yapı arz eder. Çünkü kolonlar tarafından taşınan yük zamana göre değişmektedir. Ayrıca kolonlar yük etkisinde deformasyona uğrar ve

[1] Çukurova Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü, Adana. E-mail: naser_adeli64@yahoo.com
[2] Doç. Dr. , Çukurova Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü, Adana. E-mail: azim@cu.edu.tr
[3] Arş. Gör., Çukurova Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü, Adana. E-mail: fuysal@cu.edu.tr

kabarmalar meydana gelir. Bu kabarmalar çevre zeminini etkiler ve yanal basınçlar meydana getirir. Bu basınçlar zamanla değişir ve zeminin konsolidasyonunu etkiler. Günümüzde, taş kolonların analizi ve tasarımı genellikle ampirik bağıntılar, yüklenicinin deneyimi veya arazide gerçekleştirilen yükleme testleri esas alınarak yapılmaktadır. Geneksel hesaplama yöntemlerinde nihai oturmalar, zemin ve kolon arasındaki gerilme dağılımını esas alan yöntemler kullanılarak yapılır. Zamana bağlı konsolidasyon oturmaları ise klasik konsolidasyon teorisini esas alan yöntemler ile hesaplanır.

Taş kolonlar ile ilgili teorik araştırmalarda genellikle düşey dren teorileri esas alınır. Fakat taş kolonlar, düşey drenlerden farklı olarak daha büyük boyutlara ve daha yüksek rijidlik modülüne sahiptir. Bu nedenle analitik yöntemlerin daha iyi anlaşılabilmesi için öncellikle düşey dren teorilerinin irdelenmesi gereklidir. Bu çalışmada, Han ve Ye (2001) tarafından taş kolon problemi için geliştirilen analitik çözümler sonlu elemanlar yöntemine (SEY) dayalı sayısal analizlerin doğruluğunu araştırmak için kullanılmışltır. SEY'nin doğruluğu gösterildikten sonra taş kolonlarla ilgili parametrik araştırma yapılarak farklı parametrelerin (kolon çapı, kolon elastisite modülü, kolonlar arası mesafe gibi) taşıma kapasitesi ve oturma davranışı üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Bu sonuçlar esas alınarak TÜBİTAK projesi kapsamında Batı Adana Atıksu Arıtma Tesisi arazisinde inşa edilmesi planlanan grup taş kolon yükleme deneyinin ön tasarımı gerçekleştirilmiştir.

2. ANALİTİK YÖNTEM

Han ve Ye (2001), taş kolonların konsolidasyon analizi için kapalı form çözüm geliştirmiştir. Birim hücre modeli esas alınarak geliştirilen çözümde taş kolonların düşey dren gibi çalıştığı kabul edilmiş ve Barron (1948) tarafından geliştirilen radyal konsolidasyon teorisi esas alınmıştır. Bu kapalı form çözümlerde aşağıdaki kabuller yapılmıştır:

(a) Taş kolonlar serbest drenaj yüzeyleridir.
(b) Her kolon silindirik bir etki bölgesine sahiptir.
(c) Zemin suya doygundur. Su ve zemin daneleri sıkışmaz.
(d) Kolon ve etrafındaki zemin her derinlikte sadece düşey yönde ve eşit miktarda sıkışır.
(e) Konsolidasyon boyunca yük sabit bir şekilde ve rijid bir temel vasıtasıyla uygulanır.
(f) Yük uygulanır uygulanmaz (t=0) yükün tamamı kolon etrafındaki zeminde oluşan üniform ilave boşluk suyu basınçları tarafından taşınır (drenajsız koşullar).
(g) Kolon ve zemindeki toplam düşey gerilmeler üniform ve ortalama değerleri esas alınır.

Kabullere göre, herhangi bir *t* anında kolon ve zemin tarafından taşınan yükler,

$$\overline{\sigma_s} A_s + \overline{\sigma_c} A_c = PA \qquad (1)$$

$\overline{\sigma_c}$ ve $\overline{\sigma_s}$ sırası ile kolon ve zemindeki ortalama toplam gerilmelerdir.

P = Uygulanan yük

A_c ve A_s sırası ile taş kolon ve örselenmiş zeminin alanı

Bu durumda toplam alan;

$$A = A_c + A_s$$

Kolon ve zeminde eşit deformasyon oluştuğu kabul edilirse;

$$\frac{\partial e_s}{1+e_s} = \frac{\partial e_c}{1+e_c} \tag{2}$$

Suyun drene olmasıyla silindirik zemin hacminde meydana gelen değişim aşağıdaki eşitlik ile hesaplanabilir.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\left[\frac{k_r}{\gamma_w}\left(\frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2}\right) + \frac{k_v}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right] 2\pi r d_r d_z \tag{3}$$

Zemindeki suyun drene olması ile zemindeki hacim değişimi eşit kabul edilirse yukarıdaki bağıntı aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$\frac{k_r}{\gamma_w}\left(\frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2}\right) + \frac{k_v}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{m_{v,s} m_{v,c}\left(1-a_s\right)}{m_{v,c}\left(1-a_s\right) + m_{v,s} a_{sc}}\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \tag{4}$$

Yukarıdaki bağıntı ise Eşitlik.5 ile daha basit bir şekilde ifade edilebilir.

$$c_r^{'}\left(\frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2}\right) + c_v^{'}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \tag{5}$$

Bu eşitliklerde k_v ve k_r sırasıyla düşey ve yatay permeabilite katsayıları, a_s ise kolon yerleşim oranıdır $\left(a_s = A_c / A\right)$, $c_r^{'}$ ve $c_v^{'}$ sırasıyla radyal ve düşey yönde modifiye edilmiş konsolidasyon katsayılarıdır.

$$c_r^{'} = \left(\frac{k_r}{\gamma_w}\right)\frac{\left[m_{v,c}\left(1-a_s\right) + m_{v,s} a_s\right]}{\left[m_{v,s} m_{v,c}\left(1-a_s\right)\right]} \tag{6}$$

$$c_v^{'} = \left(\frac{k_v}{\gamma_w}\right)\frac{\left[m_{v,c}\left(1-a_s\right) + m_{v,s} a_s\right]}{\left[m_{v,s} m_{v,c}\left(1-a_s\right)\right]} \tag{7}$$

Yatay ve düşey yöndeki konsolidasyonlar ise,

$$U_{rv} = 1 - \exp^{-\left[8/F(N)\right]T_r^{'} - \left(\pi^2/4\right)T_v^{'}} \tag{8}$$

Bu eşitlikte $T_r^{'} = C_r^{'} t / d_e^2$ (radyal yöndeki modifiye edilmiş zaman faktörü), $T_v^{'} = C_v^{'} t / \mathrm{H}^2$ (düşey yöndeki modifiye edilmiş zaman faktörü), H ise düşey yöndeki drenaj boyudur. e_s ve e_c sırasıyla kolon ve zeminin boşluk oranlarıdır.

$$m_v = \frac{\left(1+v\right)\left(1-2v\right)}{E\left(1-v\right)} \tag{9}$$

Bu nedenle zemin ve kolon sıkışma katsayısı oranını Eşitlik.10 ile ifade edebiliriz.

$$\frac{m_{v,s}}{m_{v,c}} = \frac{E_c}{E_s}\frac{(1+v_s)(1-2v_s)(1-v_c)}{(1+v_c)(1-2v_c)(1-v_s)} = \xi\frac{E_c}{E_s} \tag{10}$$

$$\xi = \frac{(1+v_s)(1-2v_s)(1-v_c)}{(1+v_c)(1-2v_c)(1-v_s)} \tag{11}$$

$$\partial\sigma_s^{'} = \frac{m_{v,c}}{m_{v,s}}\partial\overline{\sigma}_c^{'} \tag{12}$$

$$n_s = \frac{\sigma_{cs}}{\sigma_{ss}} = \frac{m_{v,s}}{m_{v,c}} = \xi\frac{E_c}{E_s} \tag{13}$$

n_s , Konsolidasyon tamamlandığında sabit gerilme konsantrasyon oranıdır.

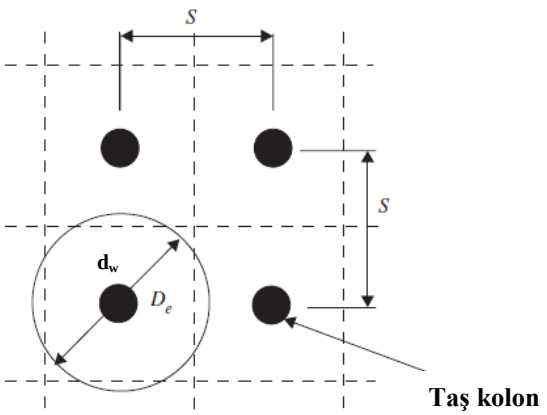
$$n_s = c_r^{'} = c_r\left(1+n_s\frac{1}{N^2-1}\right) \tag{14}$$

$$c_v^{'} = c_v\left(1+n_s\frac{1}{N^2-1}\right) \tag{15}$$

$N = d_e / d_c$ çap oranıdır.

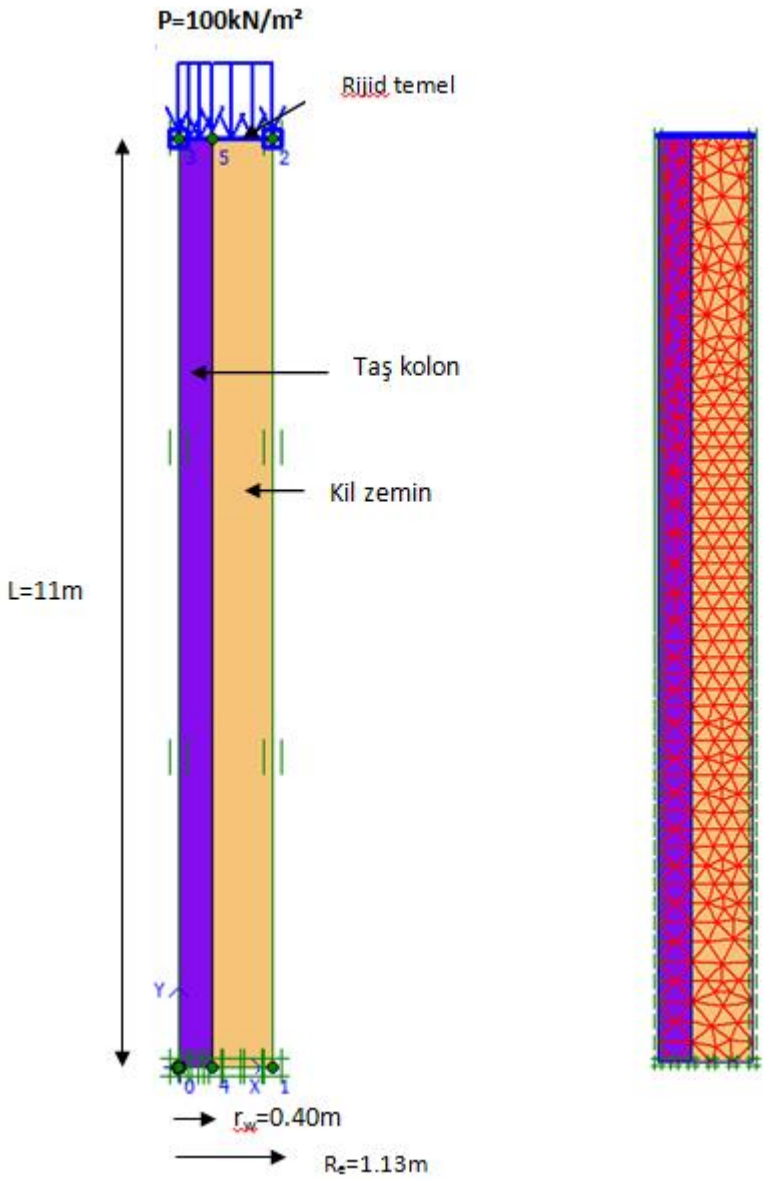
3. SAYISAL ANALİZLER

Bu bölümde, Batı Adana Atıksu Arıtma Tesisi içerisinde TÜBİTAK projesi kapsamında inşa edilecek grup taş kolonların ön tasarımı için yapılan sayısal analizler sunulmuştur. Bu analizler sonucunda grup taş kolonların tasarım parametreleri belirlenmiştir. Bu bölümdeki analizlerde kullanılan zemin parametreleri arazide yapılan zemin araştırmaları neticesinde elde edilmiştir. Deney sahasında inşa edilmesi düşünülen grup taş kolonların merkezinde yer alan tek bir kolon ve onun etki bölgesi esas alınarak hem analitik hem de sonlu elemanlar analizleri yapılmıştır.



Şekil 1. Kare yerleşim düzeni

Taş kolonlar genellikle kare ve üçgen olmak üzere iki farklı yerleşim düzenine göre inşa edilirler. Bu araştırmada kare yerleşim modeli için iki farklı kolon yerleşim oranı ($N=D_e/d_w$) esas alınmıştır (Tablo 1). Analizlerde proje sahasının zemin profili kullanılmış ve taş kolon boyu 11.0m, çapı ise 0.80m alınmıştır. Taş kolon nedeniyle konsolidasyon hızındaki artışlar öncelikle Han vd. (2001) tarafından önerilen analitik yöntem ile hesaplanmıştır. Analitik yaklaşımlarda zeminin elastik davranış gösterdiği kabul edilmektedir. Şekil 2'de SEY ile yapılan analizlerde kullanılan 2 boyutlu eksenel simetrik birim hücre modeli görülmektedir.



Şekil 2. Birim hücre modeli ve sonlu elemanlar ağı

Tablo 1. Kolon yerleşim oranı

$S(m)$	$D_e(m)=1.13S$	$d_w(m)$	$N=D_e/d_w$	A/A_c
2.0m	2.3	0.8	2.9	8.27
3.2m	3.6	0.8	4.5	20.25

Sayısal analizlerde önce lineer elastik (LE) sonra ise Mohr Coulomb (MC) zemin modelleri kullanılmıştır. MC zemin modeli elastik-tam plastik davranışı esas alan bir model olup lineer elastik modele göre zemin davranışını daha gerçekçi temsil etmektedir. Zemin model parametreleri Tablo 2 ve 3'de toplu olarak verilmiştir.

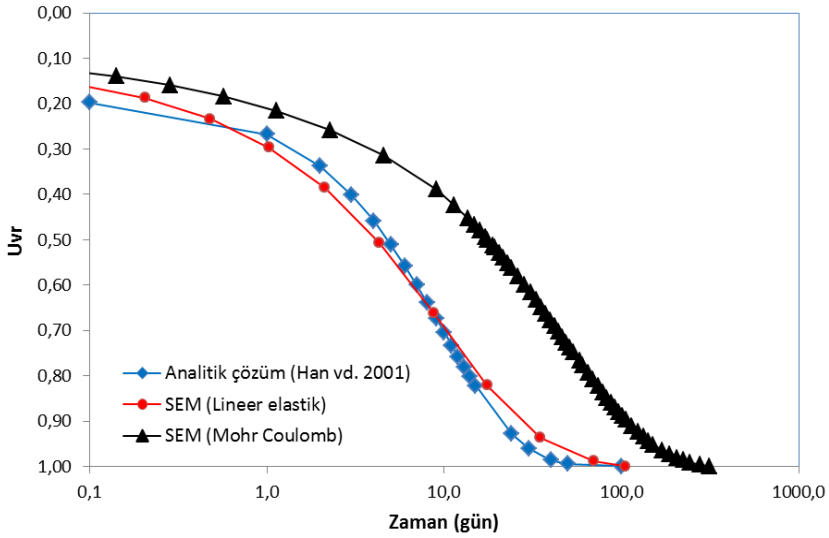
Tablo 2. LE model için kullanılan parametreler

Zemin		Kolon	
γ_n (kN/m^3)	18	γ_n (kN/m^3)	20
$K_h = k_v$ (m/gün)	2.67E-05	$K_h = k_v$ (m/gün)	1.0
E_s (kN/m^2)	5200	E_c (kN/m^2)	52000
v_s	0.35	v_c	0.30

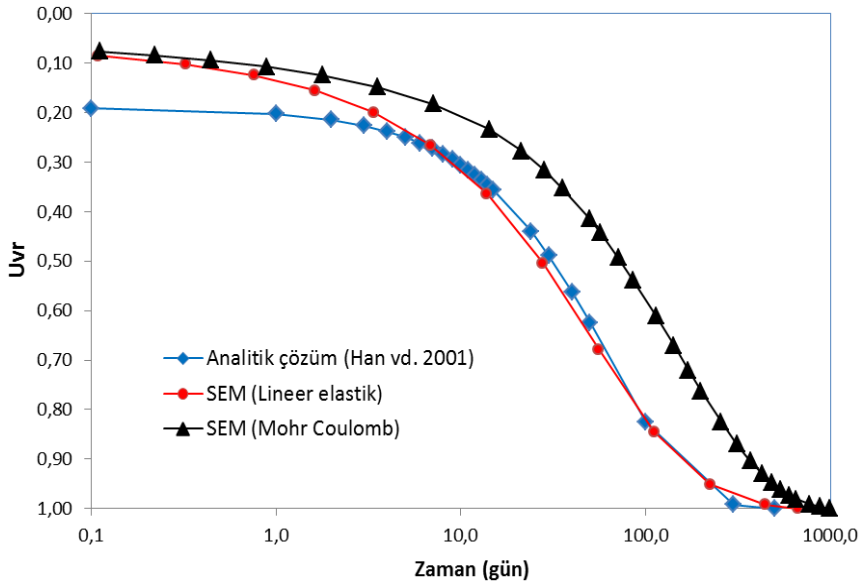
Tablo 3. MC model için kullanılan parametreler

Parametre	Kil	Kolon
γ_n (kN/m^3)	18	20
$K_h = k_v$ (m/gün)	2.67E-5	1
E_s (kN/m^2)	5200	52000
v	0.35	0.30
c (kN/m^2)	1	0
ϕ' (°)	25	40
ψ (°)	-	10

Öncelikle analitik ve sayısal analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Farklı iki *N* oranı için Han ve Ye (2001) tarafından geliştirilen analitik yöntem ve SEY ile hesaplanan konsolidasyon yüzdelerinin zamanla değişimleri karşılaştırılmıştır (Şekil 3). LE model için analitik çözüm ile sonlu elemanlar analiz sonuçları arasında oldukça iyi uyum olduğu görülmektedir. MC modeli ile hesaplanan sonuçlar ise oldukça farklıdır. Bu yüzden analitik yöntemlerde zemin davranışının elastik kabul edilmesi ve diğer bazı basitleştirici kabullerin yapılması elde edilen sonuçların güvenirliğini önemli ölçüde etkilemektedir. Fakat taş kolon-zemin davranışının daha iyi anlaşılabilmesi açısından analitik yöntemler gereklidir.



a) N=2.9

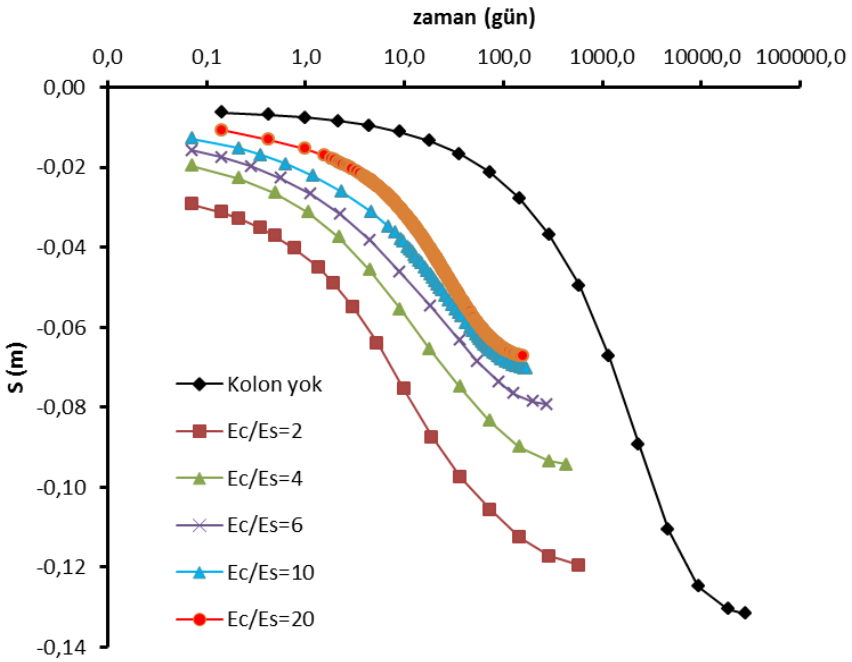


b) N=4.5

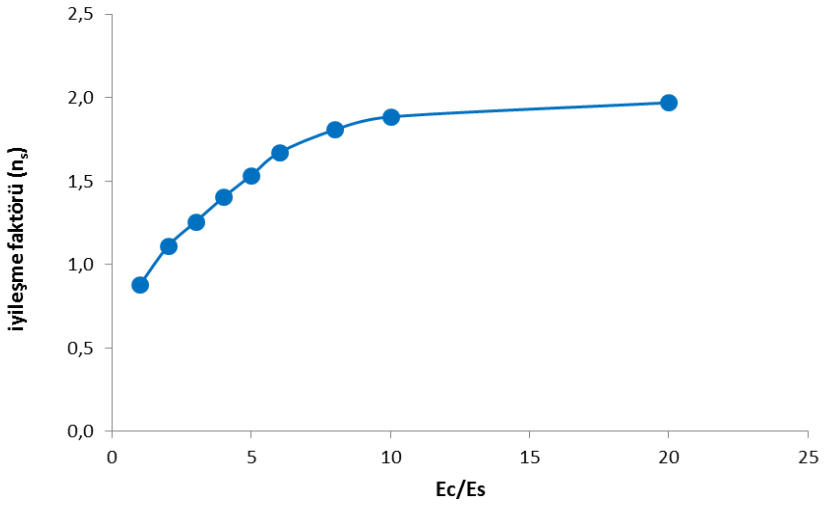
Şekil 3. Analitik ve SEY ile hesaplanan konsolidasyon yüzdelerinin karşılaştırılması

E_c/E_s Oranı Etkisi

MC zemin modeli kullanılarak ve zeminin rijidlik modülü sabit tutularak taş kolonun rijidlik modülünün oturma davranışı üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Şekil 4'de farklı E_c/E_s oranları için hesaplanan oturma-zaman ilişkileri karşılaştırılmaktadır. Kolon rijitliğinin artması ile oturmaların azaldığı açıkça görülmektedir. Ayrıca, kolon rijidliğinin artması konsolidasyonu hızlandırmaktadır. Şekil 5'de ise E_c/E_s oranı ile iyileşme faktörü n_s arasındaki ilişki görülmektedir. E_c/E_s oranı arttıkça iyileşme oranı da artmakta E_c/E_s >10'dan sonra ise artış hızı azalmaktadır.



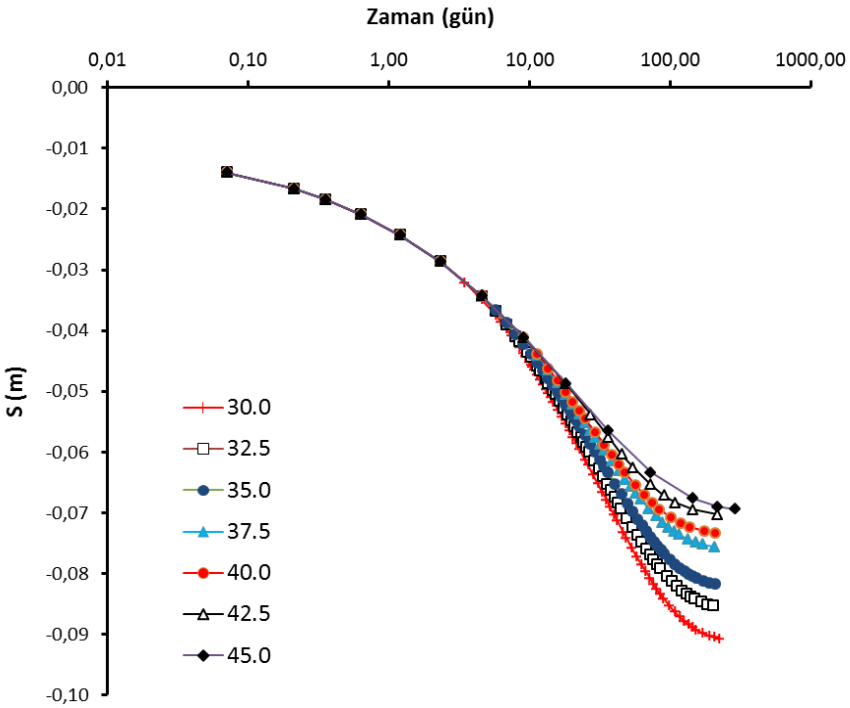
Şekil 4. Farklı E_c/E_s oranları için oturma-zaman ilişkisi



Şekil 5. E_c/E_s ile n_s arasındaki ilişki

ϕ'_c *Etkisi*

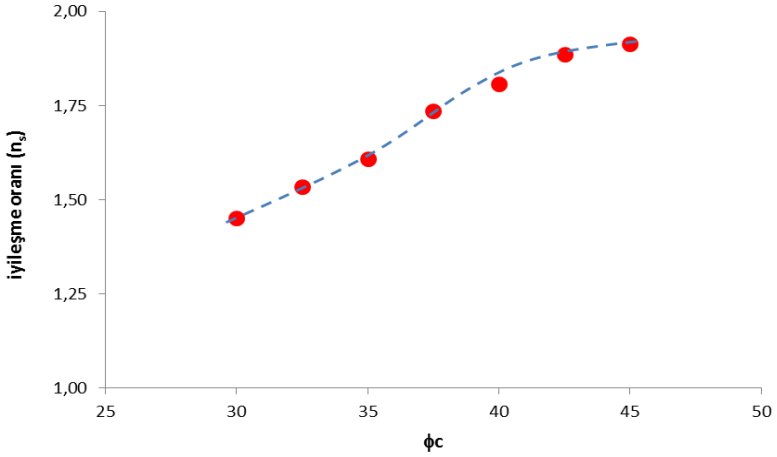
Bu analizlerde taş kolon malzemesinin granülometrik özelliklerinin dolayısıyla da içsel sürtünme açısının (ϕ'_c) oturma davranışı üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Şekil 6'da farklı ϕ'_c değerleri için hesaplanan oturma-zaman ilişkileri karşılaştırılmıştır. Konsolidasyonun başlangıç safhasında farklı ϕ'_c değerleri için oturma davranışı aynı olurken konsolidasyonun ileri aşamalarında ϕ'_c'nin artması ile oturmalar azalmaktadır.



Şekil 6. ϕ'_c etkisi

Şekil 7'de ise, ϕ'_c ile iyileşme faktörü n_s arasındaki ilişki görülmektedir. ϕ'_c arttıkça iyileşme oranı da artmakta ϕ'_c>40^0 den sonra ise artış hızı azalmaktadır. Sonuç olarak uygulamada seçilecek taş kolon malzemesinin granülometrik özellikleri ve arazide imalat

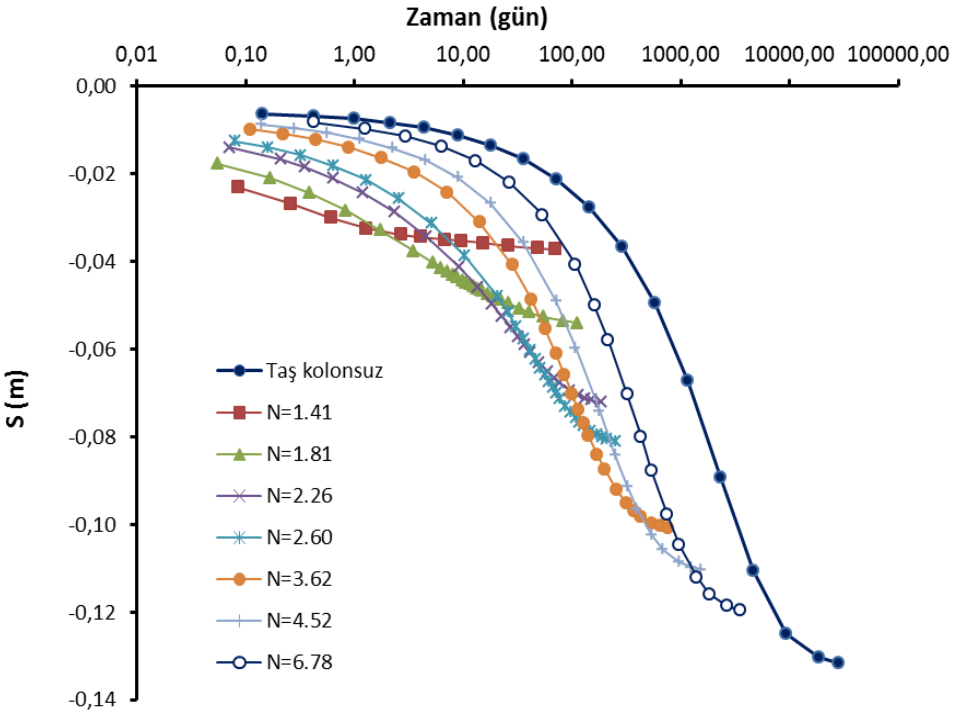
sırasındaki sıkılığı önemlidir. Kullanılacak taş kolon malzemesinin ϕ'_c açısı en az 40^0 ve E_c/E_s oranı ise en az 10 olmalıdır. Laboratuarda gerekli deneyler yapılarak granülometrik özellikleri uygun malzeme seçilmeli, uygulama sırasında ise taş kolonlar uygun yöntem kullanılarak yeterince sıkıştırılmalıdır.



Şekil 7. ϕ'_c ile n_s arasındaki ilişki

N (D_e/d_w) Etkisi

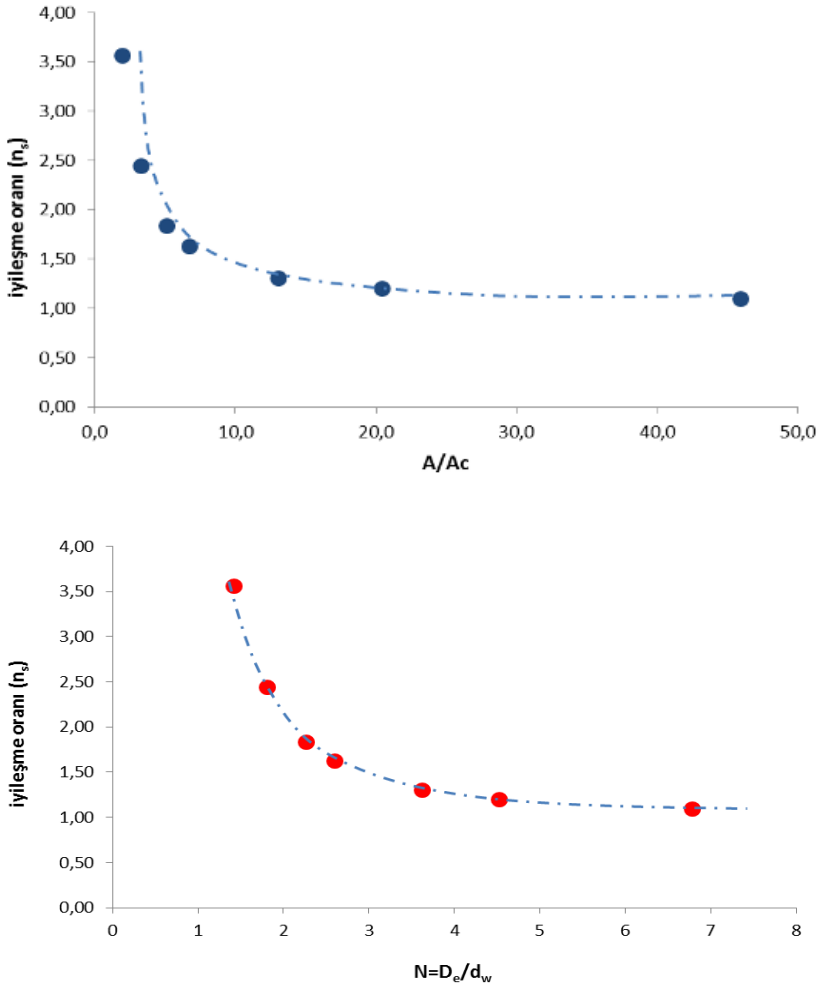
Bu bölümdeki analizlerde kolon çapı sabit tutularak kare yerleşim düzeni için kolonlar arası mesafe *S*'nin dolayısıyla da *N* parametresinin oturma davranışı üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Farklı *N* değerleri için hesaplanan oturma zaman davranışları Şekil 8'de karşılaştırılmıştır. Şekil 8'de görüldüğü gibi kolonlar arası mesafe azaldıkça oturmalar önemli ölçüde azalmakta ve konsolidasyon ise hızlanmaktadır.



Şekil 8. Farklı *N* değerleri için oturma-zaman ilişkisi

A/A_c - n_s ve N - n_s Arasındaki İlişki (d_w = 1.00 m)

A/A_c - n_s ve N - n_s arasındaki ilişki ise Şekil 9'da görülmektedir. Şekil 9'daki sonuçlara bakıldığında deney sahasında inşa edilecek taş kolonların yerleşim düzeninde A/A_c<10 veya N<3 olmalıdır.



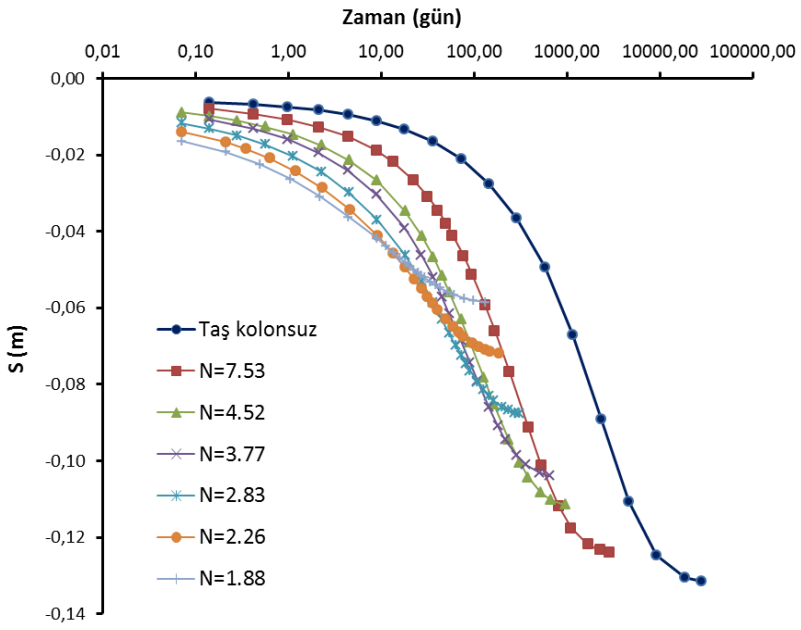
Şekil 9. (a) A/A_c - n_s arasındaki ilişki, (b) N-n_s arasındaki ilişki (d_w=1.0m)

Farklı Kolon Çapların Sonuçlar Üzerinde Etkileri

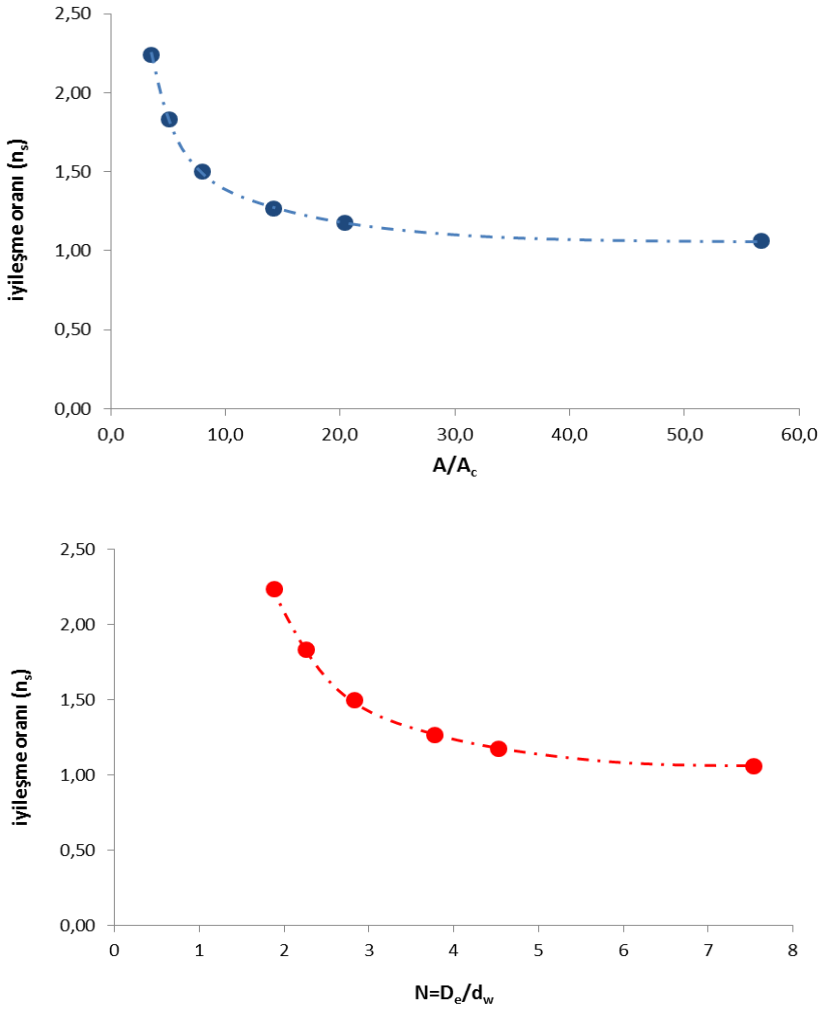
Bu bölümde ise, kolonlar arası mesafe S = 2.0m olarak sabit tutulmuş ve kolon çapı d_w değiştirilerek oturma davranışı üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Şekil 10'da farklı kolon çaplarında elde edilen oturma-zaman ilişkileri görülmektedir. Beklendiği gibi kolon çapı arttıkça oturmalar önemli ölçüde azalmakta ve konsolidasyon ise hızlanmaktadır.

A/A_c - n_s ve N - n_s Arasındaki İlişki (S = 2 m)

A/A_c-n_s ve N-n_s arasındaki ilişki ise Şekil 11'de görülmektedir. Bu sonuçlara bakıldığında deney sahasında inşa edilecek taş kolonların yerleşim düzeni A/A_c<10 veya N<3 şeklinde seçilmelidir. Ayrıca uygulamada taş kolon çapı d_w>0.60m seçilmelidir.



Şekil 10. Farklı N değerleri için oturma-zaman ilişkisi (S=2.0m)



Şekil 11. (a) A/A_c-n_s arasındaki ilişki, (b) N - n_s arasındaki ilişki (S=2.0m)

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada sayısal analizlerin doğruluğu gösterildikten sonra arazide inşa edilmesi planlanan grup taş kolonlar için parametrik araştırma şeklinde ön tasarım yapılmıştır. Deney sahasında inşa edilmesi planlanan grup taş kolon uygulaması için aşağıdaki sonuçlar çıkarılmıştır:

Deney sahasında inşa edilecek taş kolon için uygun malzeme seçimi önemlidir. Genellikle uygulamada kolon malzemesi olarak mıcır tercih edilmektedir. Fakat seçilen malzemenin dane çapı dağılımı (granülometrik özellikleri) ve uygulama sırasındaki sıkılığına dikkat edilmelidir. Mıcır malzemesi için

- $\phi_c > 40^0$
- $E_c/E_s > 10$ olmalıdır.

Uygulamada taş kolonların çapı, kolonlar arası mesafe ve dolayısıyla yerleşim oranı önemlidir. Arazideki uygulama için aşağıdaki çaplar ve yerleşim oranları seçilebilir.

- d_w=0.60m seçilirse S = 1.6m (N = 3.0, A/A_c = 9.1)
- d_w=0.80m seçilirse S = 2.2m (N = 3.1, A/A_c = 9.7)
- d_w=1.0m seçilirse S = 2.8m (N = 3.2, A/A_c = 10.0)

TEŞEKKÜR

Bu bildiri, TÜBİTAK 9100030 nolu proje kapsamında TÜBİTAK tarafından desteklenmiştir. Ayrıca, Çukurova Üniversitesi, Bilimsel Araştırma Proje Birimi (Proje No: MMF2012BAP10) tarafından da desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

Barksdale, R.D., and Bachus, R.C., (1983), ‘‘Design And Construction Of Stone Columns,’’ Federal Highway Administration, Rd-83/026.

Barron, R.A., (1947), ‘‘Consolidation Of Fine-Grained Soils By Drain Wells.’’ Proc., Asce, 73(6), 811–835.

Carillo, N., (1942), ‘‘Simple Two And Three Dimensional Cases In The Theory Of Consolidation Of Soils.’’ J. Math. Phys., 21(1), 1–5.

Clemente, J.L., & Davie, J.R., (1999), “Stone Columns For Settlement Reduction.” American Society For Testing And Materials, 1-2.

Demir, H., (2007), “Taş Kolon Ve Geopier Uygulaması Ile Zemin İyileştirmesi.” Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Demir, S., (2011), “Darbeli Kırmataş Kolonların İmalatında Zemin Davranışının İncelenmesi.” Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Durgunoğlu, T., (1992), “Taş Kolonlar Ile Zemin Islahı Üzerine Bir Uygulama.” Zemin Mekaniği Ve Temel Mühendisliği Dördüncü Ulusal Kongresi, Zmtm Türk Milli Komitesi, Cilt-Ii, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Ergun, M. O., (1992), “Design And Performance Of Two Portsilos On Improved Ground.” Grouting, Soil Improvementand Geosynthetics, Gsp No 30, 23-25 Feb. 2002, Pp.842-854, New Orleans.

Han, J., and Ye, S.L., (2001), “A Simplified Method For Computing Consolidation Rateof Stone Column Reinforced Foundations.” Journal Of Geotechnical Andgeoenvironmental Engineering, Asce, 127(7), 597-603.

Han, J., and Ye, S.L., (2002), “A Theoretical Solution For The Rate Of Consolidation Of A Stone Column Reinforced Foundation Accounting For Smear And Well Resistance. International Journal Of Geomechanics, 2(2), 135-151.

Hansbo, S., 1981. ‘‘Consolidation Of Fine-Grained Soils By Prefabricated Drains.’’ Proc., 10th Int. Conf. On Soil Mech. And Foundation Engn., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 3, 677–682.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

GEOTEKSTİL DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARININ STATİK YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞI ÜZERİNE SONLU ELEMANLAR MODEL ÇALIŞMASI

A FINITE ELEMENT MODELING STUDY ON THE BEHAVIOR OF GEOTEXTILE REINFORCED EARTH RETAINING WALL UNDER STATIC LOADS

Mehmet ŞAHİN [1] **Mehmet Rifat KAHYAOĞLU [2]** **Altuğ SAYGILI [3]**

ABSTRACT

Usage of geosynthetics as an alternative reinforcement material for reinforced soil retaining structures has become popular after 1980s in Turkey. The use of geosynthetic reinforced soil retaining structures has rapidly increased due to ease of construction, aesthetics and economy. In this study, geotextile reinforced soil retaining structures are analyzed under static loads with 2D-Plaxis software. Different wall heights, soil conditions and reinforcement types are modelled and analyzed with different combinations. Wall height (H), reinforcement length (L), reinforcement and fill material properties' effects over lateral displacements in the wall are investigated.
Key words: geotextile, reinforced retaining structure, 2D finite element model, parametric analysis, lateral displacements

ÖZET

1980 sonrasında geosentetik malzemelerin kullanımının inşaat mühendisliği alanında popüler hale gelmesi, inşası kolay, estetik ve ekonomik bir seçenek olan geosentetik donatılı istinat duvarlarının klasik istinat duvarlarının yerine yaygın olarak tercih edilmesine yol açmıştır. Bu çalışmada, ülkemizde de yaygın olarak kullanılan geotekstil donatılı zemin istinat yapılarının, statik yükler altındaki davranışı, sonlu elemanlar yöntemi ile hesap yapan iki boyutlu Plaxis programı kullanılarak incelenmiştir. Bu amaçla yüksekliği 3m ile 6m arasında değişen farklı geotekstil istinat duvarları, zemin parametreleri ve donatı malzemesi özelliklerinin çeşitli kombinasyonları için modellenerek, analiz edilmiştir. Duvar yüksekliği (H), donatı uzunluğu (L), donatı ve

[1] İnş. Müh., Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, mehmetsahin1986@gmail.com
[2] Yrd.Doç.Dr., Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, rkahyaoglu@mu.edu.tr
[3] Yrd.Doç.Dr., Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, saygili@mu.edu.tr

dolgu malzemesi özellikleri gibi parametrelerin, duvarda oluşan maksimum yatay yer değiştirmelere etkisi araştırılmıştır.
Anahtar Kelimeler: geotekstil,güçlendirilmiş dayanma yapısı, 2 boyutlu sonlu elemanlar modeli, parametrik analizler, yatay deplasmanlar

1. GİRİŞ

1960'lı yıllarda Fransız Mühendis H. Vidal tarafından bulunan donatılı zemin sistemi, birlikte kullanılan zemin ile donatı arasındaki sürtünme nedeniyle kalıcı ve sağlam bir kompozit malzeme olarak ortaya çıkmıştır. Granüler dolgu malzemeleri üzerine eksenel bir yük gelmesi sonucunda dilatasyon ile oluşacak yanal deplasmanlar, zeminin içine yerleştirilen yatay donatıların zeminle sürtünmesinden yararlanarak azaltılmaktadır. (Kaya, 2007). Bu sistem, uygulama süresinin kısalığı, uygulama kolaylığı ve ekonomik oluşu nedenleriyle gün geçtikçe daha çok tercih edilmektedir (Lee ve diğ., 1973, Whitcomb ve Bell, 1979). Özellikle 80'li yıllardan sonra donatı olarak, uzayamayan çelik şeritlerin yanında, uzayabilen polimer şerit ve geotekstil malzemeler kullanılmaya başlanmıştır. Geotekstil donatılı istinat duvarları, alışılagelmiş büyük temel boyutlarına ve betonarme duvar kesitlerine ihtiyaç duyulmadan inşa edilebilmektedir.

Geotekstil donatılı zemin istinat duvarı imalatında kullanılan başlıca malzemeler, geotekstil donatılar, ön cephe elemanları ve dolgu malzemesidir. Geotekstil duvarların en önemli özelliği, donatı olarak metal veya polimer şeritler yerine bütün sathı kaplayan dolayısıyla sürtünme yüzey alanını arttıran örgülü geotekstillerin kullanılmasıdır (Güler, 2006). Yapı stabilitesine katkısı olmayan ön cephe elamanları, prefabrike beton panellerden, kuru döküm modüler bloklardan, metal levhalardan, püskürtme betondan, ahşap kaplamadan oluşabilir. Dolgunun boşalmasını engelleyen ve estetik bir duvar görünümü oluşturan ön cephe elemanları ile sürekli donatı arasında bağlantı, noktasal olmayan sürtünme ile sağlanabilmektedir (Seed ve Whitman, 1970; Segrestin ve Bastick, 1988). Donatılı bölgede kullanılacak dolgu, karayolu seddesi yapımı için belirtilen şartları sağlayan, iyi sıkıştırılabilir, dayanıklı, iyi drenaj özelliklerine sahip yüksek kaliteli bir malzeme olmalıdır. Tasarım sırasında, potansiyel kayma yüzeyinin duvar tarafında kalan bölge, panellerin üzerine yanal yönde bir itki oluştururken, kayma yüzeyinin gerisinde kalan bölgede donatılar sürtünmeyle çalıştığından direnç oluşturmaktadır. Geotekstil donatılı istinat duvarı tasarımı, limit durum olarak da bilinen dış ve iç göçme mekanizmalarına göre boyutların ve donatı ihtiyaçlarının belirlenmesine dayanır (Segrestin ve Bastick, 1988; Leshcinsky ve Han, 2004). Dış stabilitede, duvar kütlesinin tabanda kayması ve topuk etrafında dönmesi; iç stabilitede ise geotekstillerin kopmasına, sıyrılmasına ve uzamasına karşı olan güvenlik sayılarının belirlenen değerler üzerinde olması gerekmektedir (NCMA, 1977; FHWA, 1996). Duvar imalatında kullanılacak donatı tipi ve yoğunluğu ile dolgu malzemesinin mühendislik parametreleri stabilite bakımından en önemli kriterlerlerdir. Amerikan Karayolları İdaresi (FHWA) (1996) tarafından, gerekli minimum donatı uzunluğunun, temsil edilen duvar yüksekliğinin %70'i olması gerektiği tavsiye edilmiştir.

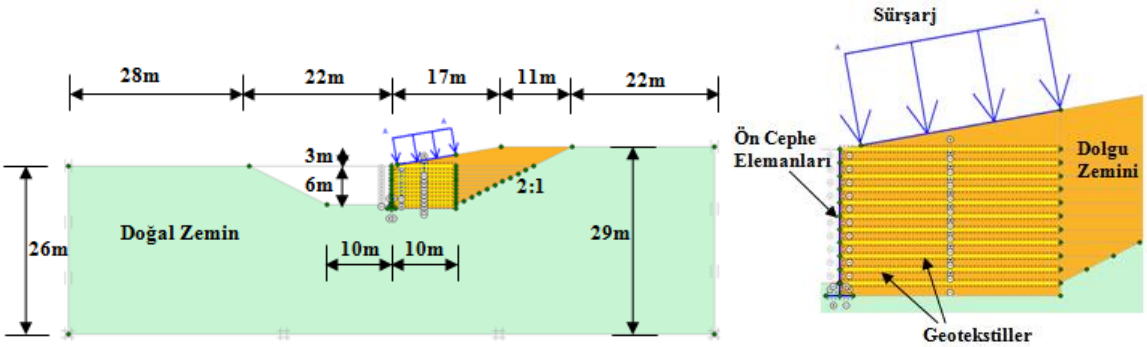
Bu çalışmada, öncelikle arazide birebir ölçekli olarak oluşturulup enstrumante edilerek deneysel olarak incelenmesi düşünülen, tasarım kriterlerini sağlayan 6m yüksekliğindeki geotekstil donatılı zemin istinat yapısı davranışı, iki boyutlu sonlu elemanlar analizleriyle incelenmiştir. Daha sonra, yüksekliği 3m ile 6m arasında değişen geotekstil istinat yapıları, dolgu ve donatı malzemesi özelliklerinin çeşitli kombinasyonları için modellenerek, duvar

yüksekliği (H) ve donatı uzunluğu (L) gibi parametrelerin, duvarda oluşan yatay yer değiştirmelere etkisi parametrik analizlerle araştırılmıştır.

2. SONLU ELEMANLAR ANALİZLERİ

2.1 Sonlu Elemanlar Modeli

Bu çalışmanın ilk aşamasında, yüksek lisans tez çalışması kapsamında arazide oluşturulması planlanan 6m yüksekliğindeki geotekstil donatılı zemin istinat yapısı, model boyutları ile zemin özelikleri ve ölçüm parametreleri değerlerine hakim olabilmek amacıyla Plaxis programı ile iki boyutta "Düzlem Deformasyon" (2D – Plane Strain) modellenerek analiz edilmiştir. Sonlu elemanlar modeli için, ön cephe elemanları, geotekstil donatılar, doğal zemin ve dolgu malzemesi gibi dört temel elemandan oluşan bir sistem tasarlanmış, oluşturulan bu sistemin kesit görüntüsü ve boyutları Şekil 1'de verilmektedir.



Şekil 1. Sonlu Elemanlar Analiz için Oluşturulan Sistem Kesiti

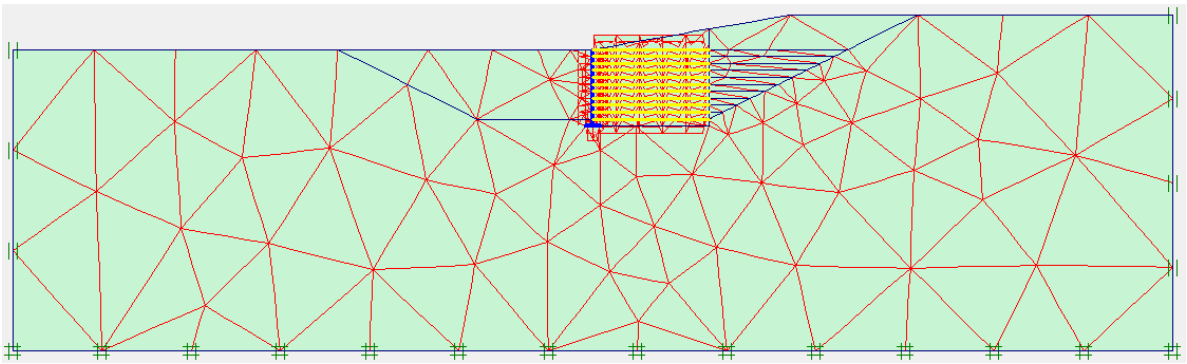
Doğal ve dolgu zemini davranışı "Mohr-Coulomb" malzeme modeliyle, geotekstil donatıların davranışı "Elastic" malzeme modeliyle temsil edilmiştir. On beş noktalı üçgen ağlardan oluşan sonlu elemanlar analizlerinde kullanılan tüm parametreler ve değerler Tablo 1'de verilmektedir.

Analiz kısmı, geostatik sistem durumu, geotekstil donatılı zemin duvarının oluşturulacağı bölgenin kazılarak çıkartılması, her 60cm kalınlığında dolgu malzemesinin 3 tabaka halinde serilmesi ve sonrasında geotekstil donatı ve ön cephe elemanının yerleştirilmesi, geotekstil donatılı istinat yapısının hareket etmesini sağlamak amacıyla, dolgu zeminin üst yüzeyinde, duvardan 1m. uzaktan başlayıp, geotekstil donatı uzunluğu boyunca devam eden 30kN/m^2'lik bir sürşarj yükü uygulanması gibi 25 farklı hesap safhasından oluşmaktadır (Şekil 2). Oluşturulan sonlu elemanlar modeli Şekil 2'de, deforme olmuş sonlu elemanlar modeli Şekil 3'de görülmektedir.

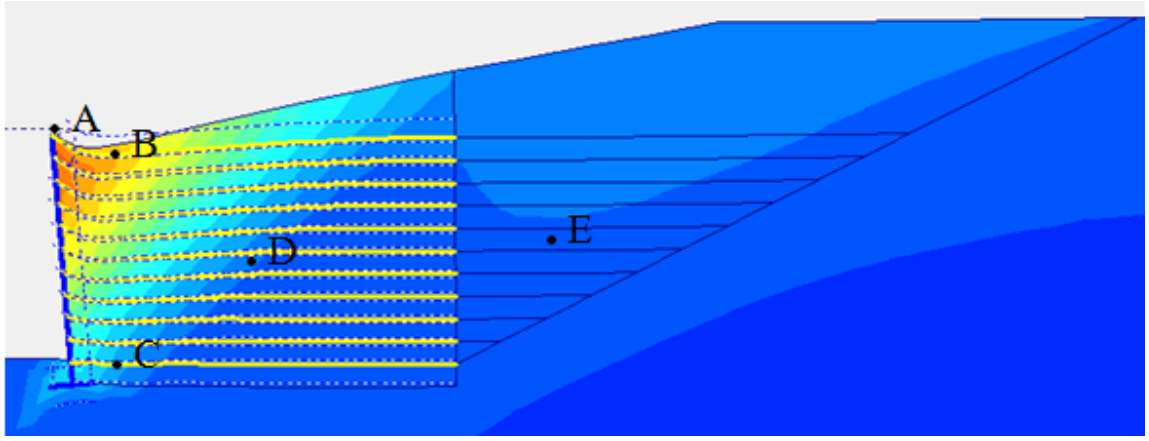
Konumları Şekil 3'de görülen noktalardan A duvar üst kotundaki, B ilk geotekstil tabakası hemen üzerindeki, C son geotekstil tabakası hemen üzerindeki, D muhtemel kayma yüzeyi üzerindeki, E ise geotekstillerden yeteri kadar uzaktaki zemin deplasmanlarını belirlemek üzere seçilmişlerdir. Sürşarj yükünün uygulanması aşamasında gerçekleşen yatay deformasyon değerleri Şekil 4'de gösterilmektedir.

Tablo 1. Sonlu Elemanlar Analizinde Kullanılan Malzemeler ve Parametreleri

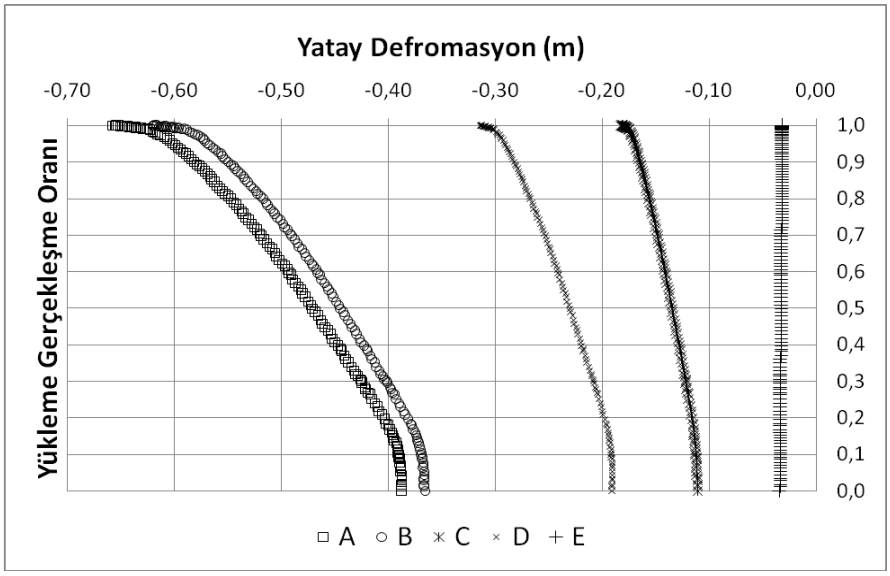
	Parametre	İsim	Değer	Birim
Dolgu Zemini	Malzeme Modeli	Model	Mohr-Coulomb	-
	Malzeme Davranış Türü	Tür	Drenajlı	-
	Zemin Birim Hacim Ağırlığı	γ	20	kN/m^3
	Elastisite Modülü (sabit)	E_{ref}	50000	kN/m^2
	Poisson Oranı	ν	0,300	-
	Drenajlı Kohezyon (sabit)	c	0.1	kN/m^2
	Efektif Sürtünme Açısı	ϕ	36	°
	Genleşme Açısı	ψ	0	°
	Ara-yüz Pürüzlülüğü	R_{inter}	0,670	-
Doğal Zemin	Malzeme Modeli	Model	Mohr-Coulomb	-
	Malzeme Davranış Türü	Tür	Drenajlı	-
	Zemin Birim Hacim Ağırlığı	γ	18	kN/m^3
	Elastisite Modülü (sabit)	E_{ref}	10000	kN/m^2
	Poisson Oranı	ν	0,35	-
	Drenajlı Kohezyon (sabit)	c	2	kN/m^2
	Efektif Sürtünme Açısı	ϕ	30	°
	Genleşme Açısı	ψ	1	°
	Ara-yüz Pürüzlülüğü	R_{inter}	0,67	-
Geotekstil	Malzeme Türü	Tür	Lineer Elastik	-
	Eksenel Rijitlik	EA	30	kN/m
Ön Cephe Elemanları	Malzeme Türü	Tür	Lineer Elastik	-
	Eksenel Rijitlik	EA	$7250*10^6$	kN/m
	Eğilme Dayanımı	EI	$2500*10^4$	kNm^2/m
	Poisson Oranı	ν	0	-



Şekil 2. Sonlu Elemanlar Modeli



Şekil 3. Deforme Olmuş Sonlu Elemanlar Modeli



Şekil 4. Sürşarj Yükünün Uygulanması Sonucu Oluşan Yatay Deformasyonlar

Geotekstil donatılı istinat yapısı oluşturulurken duvar üst kotunda (A) meydana gelen yatay deformasyon miktarı yaklaşık olarak 39cm. iken, sürşarj yükünün uygulanmasıyla bu değer 66cm mertebesine ulaşmıştır. Duvarın hemen yanındaki ilk geotekstil üzerinde (B) duvar üst kotuyla benzer yatay deformasyonlar gözlenirken, son geotekstil tabakasında duvar deformasyonuna bağlı olarak oldukça düşük değerler belirlenmiştir. Sürşarj yükünün uygulanmasından sonra, muhtemel kayma yüzeyi üzerinde (D) oluşan yatay deformasyon, duvar üst kotu (A) yatay deformasyonunun yaklaşık olarak yarısı kadardır. Ayrıca, geotekstil donatılardan yeteri kadar uzakta, yatay zemin deformasyon oluşmamaktadır.

Analizler sonucunda, duvar deformasyonu nedeniyle yüklenen geotekstillerin maruz kaldıkları çekme gerilmeleri ile bu gerilmelerin geotekstil uzunluğu boyunca dağılımları Tablo 2'de verilmektedir.

Tablo 2. 6m Yüksekliğindeki Geotekstil İstinat Duvarı için Geotekstil Çekme Gerilmesi Değişimi

Geotekstil Sıra No:	Geotekstil uzunluğu boyunca Çekme Gerilmeleri	Geotekstil Sıra No:	Geotekstil uzunluğu boyunca Çekme Gerilmeleri
11	T_{maks}=5,77 kN/m	10	T_{maks}=8,48 kN/m
9	T_{maks}=9,51 kN/m	8	T_{maks}=9,75 kN/m
7	T_{maks}=9,64 kN/m	6	T_{maks}=8,57 kN/m
5	T_{maks}=7,36 kN/m	4	T_{maks}=5,21 kN/m
3	T_{maks}=3,52 kN/m	2	T_{maks}=2,94 kN/m
1	T_{maks}=2,91 kN/m		

Tablo 2'den açıkça görüldüğü üzere, en alt geotekstil tabakası olan 1. geotekstil sırasında oluşan çekme gerilmesi oldukça düşük düzeydedir. Üst sıralardaki geotekstiller daha fazla görev yapmış ve daha yüksek çekme gerilmelerine maruz kalmışlardır. Oluşan en yüksek çekme gerilmesinin (9,75 kN/m), kullanılan geotekstilin çekme dayanımı değerinden (30 kN/m) düşük kaldığı belirlenmiştir.

2.2 Parametrik Analizler

İkinci aşamada, dolgu ve donatı malzemesi özellikleri çeşitli ve farklı yüksekliklerdeki geotekstil istinat yapıları için parametrik analizler yapılmış, duvar yüksekliği (H) ve donatı uzunluğu (L), donatı ve dolgu malzemesi özellikleri gibi parametrelerin, duvarda oluşan yatay yer değiştirmelere etkisi toplam 96 sonlu elemanlar modeli ile araştırılmıştır. Çalışmada; 4 farklı duvar yüksekliği (H), 4 farklı donatı uzunluğu (L), 3 farklı donatı dayanımı (EA), 2 farklı dolgu malzemesi kullanılmış, model analizlerde kullanılan parametrelerin özellikleri Tablo 3'de verilmiştir.

Farklı duvar yükseklikleri için donatı uzunluğu (L), donatı çekme dayanımı ve dolgu malzemesi içsel sürtünme açısı değişimlerinin oluşacak yatay deformasyonlara etkisi gerçekleştirilen parametrik analizler neticesinde ortaya konularak Şekil 5-8'de özetlenmiştir.

Analiz sonuçları, değerlendirildiğinde (Şekil 5-8),

- Aynı yükseklikteki geotekstil istinat duvarları için,

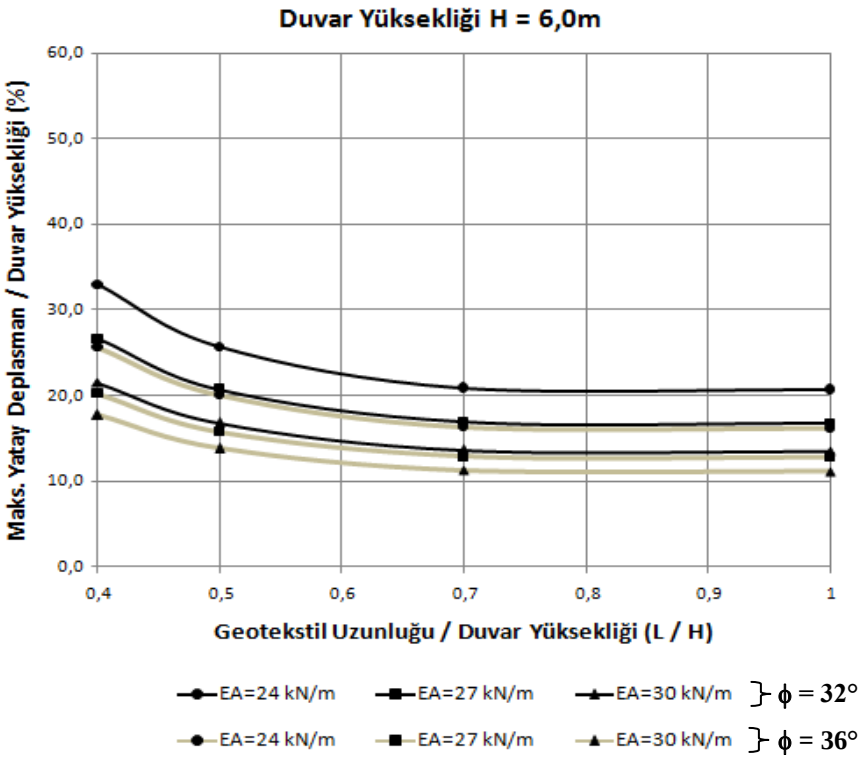
  - Kullanılan geotekstil uzunluğu arttıkça, duvarda oluşan yatay deformasyonların azaldığı, bu etkinin, temsil edilen duvar yüksekliğinin %70'inden sonra ortadan kalktığı,

- Kullanılan geotekstil çekme dayanımı arttıkça, duvarda oluşan yatay deformasyonların azaldığı,
- Kullanılan dolgu malzemesi içsel sürtünme açısı arttıkça, duvarda oluşan yatay deformasyonların azaldığı belirlenmiştir.

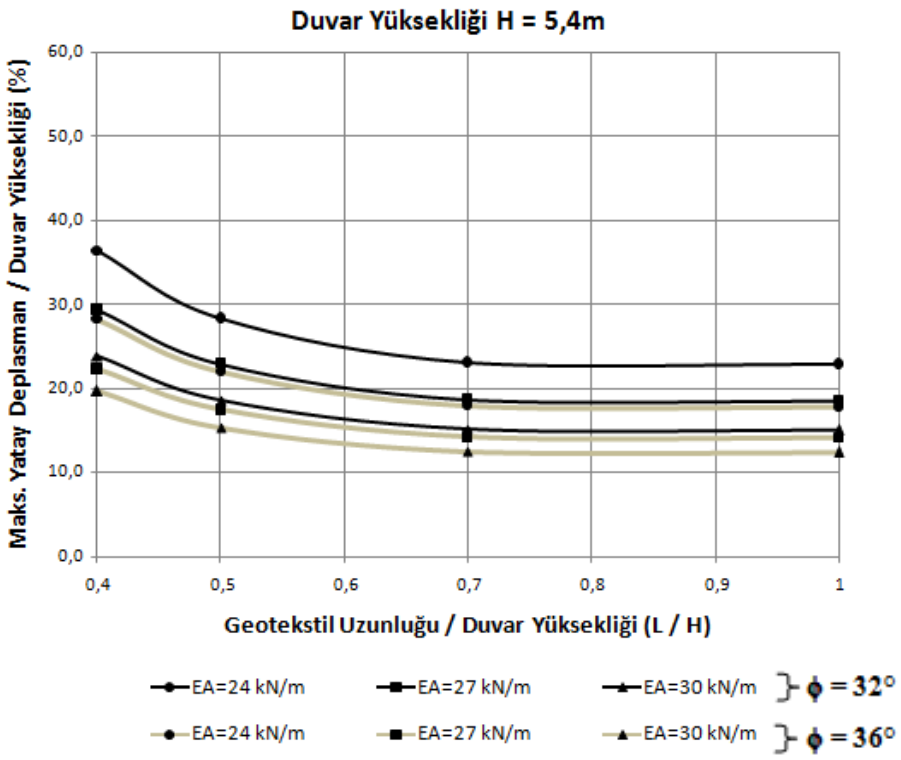
- Aynı donatı ve dolgu malzemesi özelliklerine sahip geotekstil donatılı zemin istinat duvarlarında, duvar yüksekliği arttıkça oluşan yatay deformasyonların arttığı fakat, maksimum yatay deformasyonun duvar yüksekliği oranının azaldığı görülmektedir.

Tablo 3. Parametrik Analizlerde Kullanılan Değişkenler ve Özellikleri

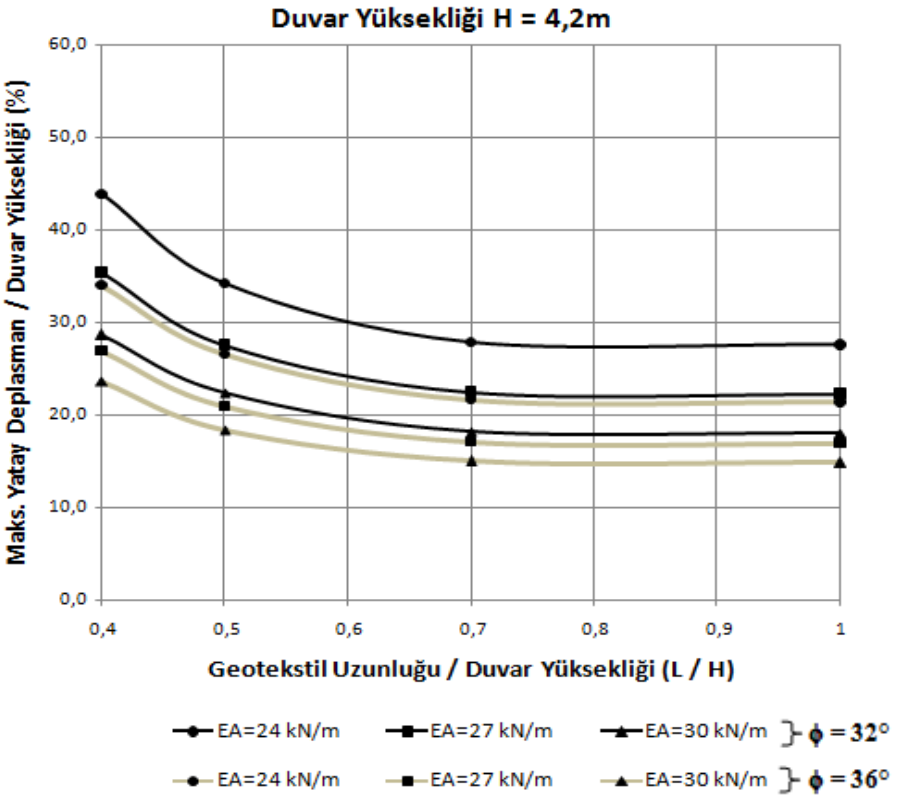
Değişken	Analizlerde Kullanılan Değeri
Duvar Yüksekliği (H)	H = 6,0m H = 5,4m H = 4,2m H = 3,0m
Geotekstil Donatı Uzunluğu (L)	L = 1,0H L = 0,7H L = 0,5H L = 0,4H
Geotekstil Donatı Çekme Dayanımı (EA)	EA = 24 kN/m EA = 27 kN/m EA = 30 kN/m
Dolgu Malzemesi Özelliği (ϕ°)	ϕ = 32° ϕ = 36°



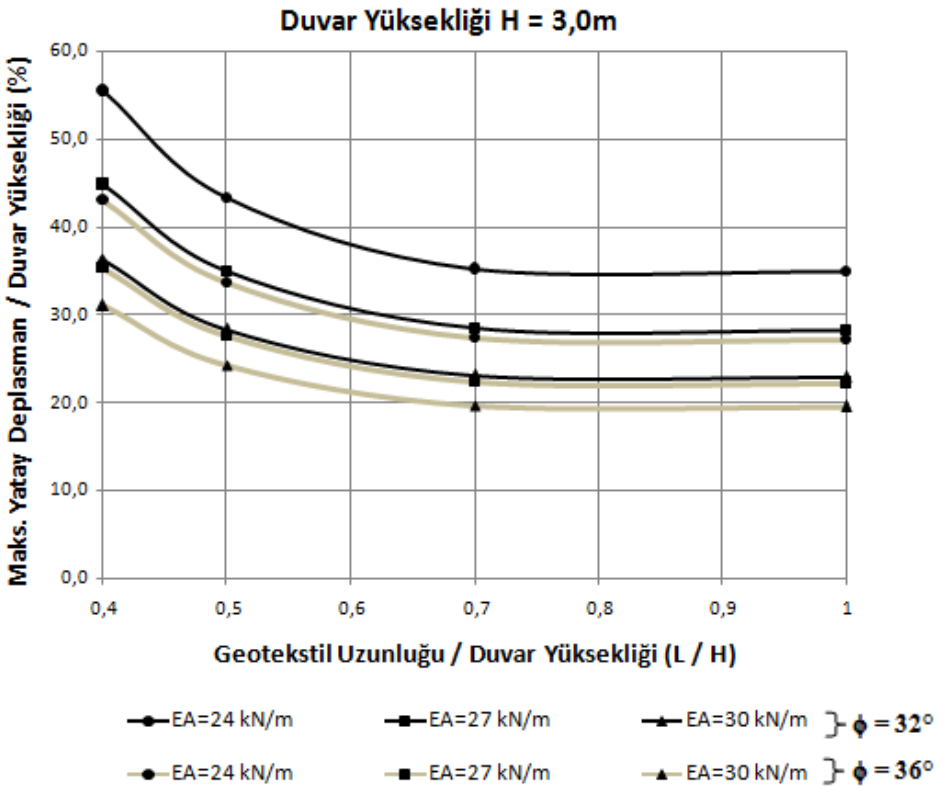
Şekil 5. 6,0m Yüksekliğindeki Duvarda Oluşan Maksimum Yatay Deplasmanlar



Şekil 6. 5,4m Yüksekliğindeki Duvarda Oluşan Maksimum Yatay Deplasmanlar



Şekil 7. 4,2m Yüksekliğindeki Duvarda Oluşan Maksimum Yatay Deplasmanlar



Şekil 8. 3,0m Yüksekliğindeki Duvarda Oluşan Maksimum Yatay Deplasmanlar

3. SONUÇLAR

Bu çalışmada, donatı uzunluğu, donatı ve dolgu malzemesi özellikleri gibi parametrelerin, yüksekliği 3m ile 6m arasında değişen geotekstil donatılı zemin istinat yapılarının statik yükler altındaki davranışına etkisi belirlenmeye çalışılmıştır.

- Aynı donatı ve dolgu malzemesi özelliklerine sahip, farklı yüksekliklerdeki geotekstil donatılı zemin istinat duvarlarında oluşan yatay deformasyonlar incelenmiştir.
- Dolgu malzemesi değişiminin geotekstil donatılı zemin istinat duvarlarında oluşan yatay deformasyonlara etkisi belirlenmiştir.
- Donatı malzemesi özelliklerinin ve uzunluğunun, geotekstil donatılı zemin istinat duvarlarında oluşan yatay deformasyonlara etkisi araştırılmıştır.
- Yüksek lisans tez çalışması kapsamında arazide, 6m yüksekliğindeki geotekstil donatılı zemin istinat yapısı oluşturulacaktır. Duvardaki yatay deformasyonlar ve geotekstil donatılara gelen çekme gerilmeleri deneysel olarak belirlenecektir. Bu sonuçlar, gerçekleştirilen model çalışmasının kalibrasyonunda kullanılacak, gerekli doğrulamalardan sonra parametrik analizler tekrarlanılacaktır.

KAYNAKLAR

Güler, E. (2006), "Geosentetik Donatılı İstinat Duvarı Bir Şartname Taslağı", İkinci Ulusal Geosentetikçiler Konferansı , İstanbul.

Seed, H.B. ve Whitman, R.V. (1970), "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic

Loads", Proc. ASCE Speciality Conference on Lateral Stresses and Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, NY, 103-147.

Segrestin, P. ve Bastick, M.J. (1988), "Seismic Design of Reinforced Earth Retaining Walls: The Contribution of Finite Element Analysis", Proc. Int.Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Kyushu, Japan, 577-582.

NCMA (1977), "Design Manual for Segmental Retaining Walls", National Concrete Masonary Association.

FHWA-SA-96-071, "Mechanically Stabilized Earth Walls Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines"

Kaya T., (2007), "Behavior of Reinforced Earth Structures Under Earthquakes", M.S. Thesis, Boğaziçi University, Civil Engineering.

Lee, K.L., Adams B.D. ve Vaneron J.J. (1973), "Reinforced earth retaining walls", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM10.

Whitcomb, W. ve Bell, J.R. (1979) "Analysis techniques for low reinforced soil retaining walls and comparison of strip and sheet reinforcements", Proceedings of the 17th Engineering Geology and Soil Engineering Symposium, Moscow, Idaho.

Leshchinsky D. ve Han J. (2004), "Geosynthetic Reinforced Multitiered Walls", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130 (12).

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

EŞDEĞER YÖNTEMİN GÜÇLENDİRİLMİŞ ŞEVLERDE UYGULANABİLİRLİĞİNİN ARAŞTIRILMASI

INVESTIGATING THE APPLICABILITY OF EQUIVALENT METHOD FOR REINFORCED SLOPES

Taha TAŞKIRAN [1] **M. Salih KESKİN [2]** **Mustafa LAMAN[3]**
M. Arslan TEKİNSOY[4]

ABSTRACT

The applicability of equivalent method (homogenised transversely isotropic method) was investigated for reinforced slopes. Reduced-scale laboratory model tests of including a strip footing on sand slope reinforced with geogrid layers were conducted. Considering hyperbolic soil model, five cross-anisotropic parameters were calculated corresponding to some load steps for equivalent anisotropic model and a series of non-linear finite element analyses were carried out adopting geometry of model tests. To analyse the problem with discrete method, isotropic material models of both soil and reinforcement were presented to finite element analyses. The obtained results by both methods were compared with existing experimental data to evaluate the success of each method in the case of geogrid reinforced slope.

Keywords: Equivalent Method, Anisotropy, Reinforced Slopes, Finite Element Analysis.

ÖZET

Bu çalışmada, güçlendirilmiş şevlerde eşdeğer yöntemin (homojenize enine izotropik yöntem) uygulanabilirliği deneysel ve nümerik olarak araştırılmıştır. Deneysel çalışmada, geogrid tabakalarıyla güçlendirilmiş kum şeve oturan şerit temelin taşıma kapasitesi incelenmiştir. Nümerik analizlerde ise, hiperbolik zemin modeli göz önüne alınmış ve farklı yük adımları için anizotropi parametreleri hesaplanarak deney geometrisi üzerinde eşdeğer yöntem kullanılarak non-lineer sonlu eleman analizleri gerçekleştirilmiştir. Ayrıca, zemin ve geogrid için izotropik malzeme modelleri kullanılarak problem ayrık yöntem ile analiz edilmiştir. Eşdeğer ve ayrık yöntemler kullanılarak gerçekleştirilen nümerik analizler sonucunda elde edilen taşıma gücü değerleri mevcut deney sonuçları ile karşılaştırılmış ve kullanılan yöntemlerin uygulanabilirliği irdelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Eşdeğer Yöntem, Anizotropi, Güçlendirilmiş Şevler, Sonlu Elemanlar Analizi.

[1] Doç. Dr., Dicle Üniversitesi, taha@dicle.edu.tr
[2] Yrd. Doç. Dr., Dicle Üniversitesi, mskeskin@dicle.edu.tr
[3] Prof. Dr., Çukurova Üniversitesi, mlaman@cu.edu.tr
[4] Prof. Dr., Şırnak Üni, matekinsoy@cu.edu.tr

1. GİRİŞ

Temel zeminlerinin problemli olması durumunda, donatılı zemin uygulaması alternatif zemin iyileştirme tekniklerinden birisidir. Donatılı zemin, çekme dayanımı çok düşük olan zeminlerin, çekme dayanımı yüksek metal şerit, geotekstil veya geogrid gibi malzemeler kullanılarak, mukavemet özelliklerinin iyileştirilmesi olarak tanımlanabilir. Donatılı zemin uygulamalarında amaç, zeminin taşıma gücünü arttırmak, beklenen oturma ve deformasyonları azaltmaktır. Zemin içerisine polimerik donatı (örn. geogrid) yerleştirilmesiyle donatılı istinat duvarı, güçlendirilmiş şevler ve temel zeminleri gibi geoteknik uygulamalarda zeminin mukavemet ve oturma özelliklerinin iyileştiği belirlenmiştir. Konu ile ilgili çalışmalarda, donatının zemin davranışı üzerindeki etkisi, arazi deneyleri, büyük ve küçük ölçekli laboratuar modelleri, direk kesme deneyleri ya da Sonlu Elemanlar, Sonlu Farklar Yöntemleri gibi nümerik yöntemler kullanılarak araştırılmıştır.

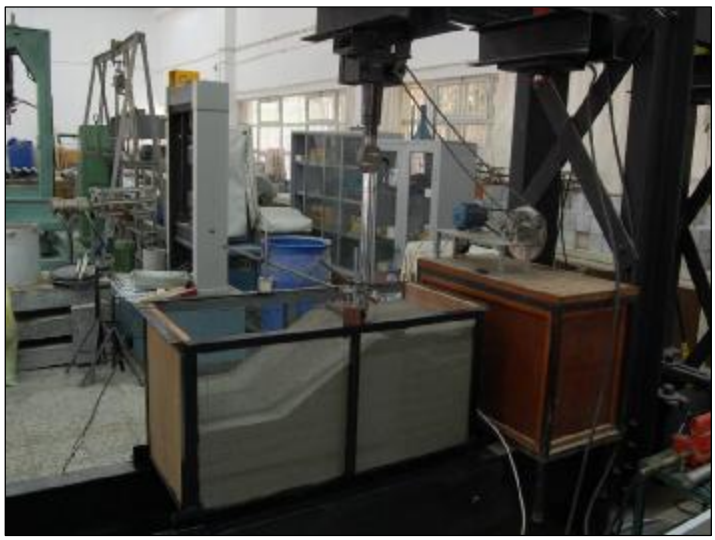
Donatılı zemin, farklı yapısal bileşenler ve zemin arasındaki etkileşimleri içeren karmaşık bir sistemdir. Donatılı zeminlerin davranışı genellikle ayrık yöntem ve eşdeğer homojenize enine izotropik yöntemlerinden birisi kullanılarak analiz edilmektedir. Ayrık yöntemde, zemin, donatı ve zemin/donatı arayüzey davranışlarının simulasyonlarında farklı matematiksel modeller ayrı ayrı kullanılırken diğer yöntemde ise zemin-donatı sistemleri eşdeğer homojenize anizotropik ortam olarak ele alınmaktadır. Bu yöntemde, donatı ve onu çevreleyen zeminin homojen ve kompozit bir malzeme gibi davrandığı kabul edilir. Donatılı zemin yapılarının analizinde bu yöntemin kullanılması durumunda, donatı, zemin ve donatı-zemin etkileşiminin ayrı olarak modellenmesine gerek olmadığı için önemli derecede işlem kolaylığı sağlar. Geniş kullanım alanı ve bazı avantajlarına rağmen, zemin-donatı arayüzey davranışının modellenmesindeki güçlükler ve donatının sadece zeminin yatay yöndeki rijitliğini arttıran bir eleman olarak kabul ediliyor olması ayrık yöntemin eksikliklerini oluşturmaktadır. Geogrid ile güçlendirilmiş şevlere oturan şerit temellerin analizinde, ayrık yöntem kullanılarak gerçekleştirilen birçok çalışma olmasına rağmen, eşdeğer anizotropik yöntem kullanılarak gerçekleştirilen herhangi bir çalışmanın olmadığı göze çarpmaktadır.

Bu çalışmada, Chen vd. (2000) tarafından önerilen eşdeğer anizotropik yöntemin geogrid kullanılarak güçlendirilmiş şevlere oturan şerit temellerin taşıma gücü analizinde uygulanabilirliği araştırılmıştır. Bu amaçla, eşdeğer anizotropik model için 5 adet anizotropik parametre hesaplanmış ve Keskin (2009) tarafından gerçekleştirilen, geogrid tabakaları kullanılarak güçlendirilmiş kum şeve oturan şerit temelin oturma ve taşıma gücü davranışını inceleyen model deney geometrisi kullanılarak non-lineer sonlu eleman analizleri gerçekleştirilmiştir. Elde edilen analiz sonuçları, model deney ve ayrık yöntem analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

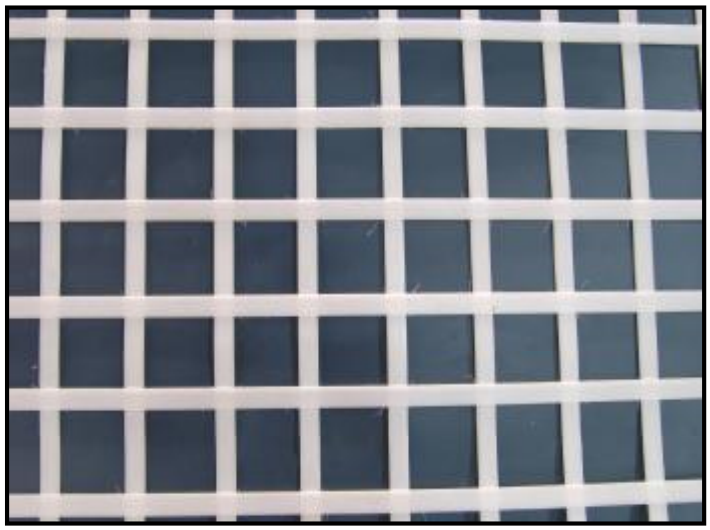
Deneysel çalışmalar Çukurova Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir. Çalışmada, kum şevin geogrid tabakaları kullanılarak güçlendirilmesinin, şev tepesine oturan şerit temelin taşıma kapasitesi davranışına etkisi incelenmiştir (Keskin, 2009). Kullanılan deney düzeneği Şekil 1'de görülmektedir. Deneysel çalışmalar, iç ölçüleri 1140mm × 475mm × 500mm (uzunluk × genişlik × yükseklik) olan dikdörtgen kesitli kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir. Deney kasası iskeleti 5mm kalınlıktaki çelik profillerden olup, ön ve arka yüzeyleri 10mm kalınlıktaki cam, yan yüzeyler ile alt taban ise 20mm kalınlıktaki ahşap malzemeden oluşturulmuştur. Deneysel çalışmada, tüm deneyler, düzlem-şekil değiştirme koşullarında gerçekleştirilmiştir. Bu

amaçla, deney kasası düzlem-şekil değiştirme koşullarını sağlayacak boyutlarda imal edilmiştir. Deneysel çalışmada, tüm deneylerde şerit temel tipi esas alınmıştır. Model temel olarak, 465mm uzunluğunda, 20mm kalınlığında ve 70mm genişliğinde rijit çelik plaka kullanılmıştır. Temel uzunluğu, düzlem-şekil değiştirme koşullarının sağlanması amacıyla, cam yüzeylere temas etmemek koşuluyla, kasa genişliğine yaklaşık olarak eşit olacak şekilde seçilmiştir.



Şekil 1. Deney Düzeneği

Deneysel çalışmada, Çukurova Bölgesi, Çakıt Deresi yatağından getirilen kum numuneler kullanılmıştır. Kum numuneler üzerinde, Ç.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölüm Laboratuarı'nda endeks ve mukavemet deneyleri gerçekleştirilmiştir. Çalışmada, kum numuneler deney kasası içerisine, relatif sıkılık değeri D_r=%65 ve şev açısı β=30° olacak şekilde yerleştirilmiştir. Deneysel çalışmada donatı malzemesi olarak iki yönde çalışan geogridler kullanılmıştır (Şekil 2).



Şekil 2. Deneylerde Kullanılan İki Eksenli Geogrid

Donatı malzemesinin bazı özellikleri Tablo 1'de verilmektedir.

Tablo 1. Deneylerde Kullanılan Geogridin Özellikleri

Teknik Özellikler	Birim	60/60 Q1 Geogrid
Malzeme	-	Polipropilen (PP), beyaz
Maks. Çekme Dayanımı	kN/m	≥ 60 / ≥60
%2 uzamada çekme dayanımı	kN/m	22 / 22
%5 uzamada çekme dayanımı	kN/m	48 / 48
Açıklık	mm × mm	31 × 31
Rulo uzunluğu	m × m	4.75 × 100

3. NÜMERİK MODELLEME

Çalışmada, model deney geometrisi kullanılarak oluşturulan şev-temel sistemi üzerinde iki boyutlu sonlu elemanlar analizleri gerçekleştirilmiştir. Ayrık ve eşdeğer yöntemler kullanılarak gerçekleştirilen analizlerde sırasıyla Plaxis (2002) ve GeoStudio (2012) ticari bilgisayar programları kullanılmıştır. Her iki yöntem için gerekli parametreler elde edilerek nümerik analizler gerçekleştirilmiştir.

3.1. Malzeme Modelleri

Geoteknik mühendisliği problemlerinin sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak doğru bir şekilde analiz edilebilmesi için zeminin lineer olmayan ve zamana bağlı davranışının dikkate alınması gerekir. Bu amaçla, farklı zemin modelleri geliştirilmiş olup en çok kullanılanı hiperbolik zemin modelidir.

Hiperbolik zemin modeli, ilk defa Kondner (1963) tarafından önerilmiş, olmakla birlikte, Duncan ve arkadaşları tarafından kapsamlı bir şekilde geliştirilmiş olup, daha çok Duncan ve Chang modeli olarak bilinmektedir (Duncan ve Chang, 1970). Model, zeminlerin üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen gerilme-deformasyon eğrilerinin yaklaşık hiperbol şeklinde olduğu varsayımına dayanır. Model, ilk halinde, drenajsız üç eksenli deney sonuçlarına göre formüle edilmiş ve iki parametre esas alınarak Poisson oranının 0.5 olduğu kabulü yapılmıştır. Daha sonra, başka düzeltmeler eklenmiş ve hem drenajlı hem drenajsız problemlere uygulanabilir hale getirilmiştir. Zeminin lineer olmayan gerilme-deformasyon davranışı aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$E^{s} = E^{si}\left(1 - \frac{E^{si}e}{\left(s_{1} - s_{3}\right)_{ult} + E^{si}e}\right) \tag{1}$$

Burada E^{s} zemin elastisite modülü, ε eksenel deformasyon, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ nihai deviatorik gerilme, Janbu tarafından önerilen E^{si} ise başlangıç elastisite modülü değerlerini ifade etmektedir.

$$E^{si} = k_s P_a \left(\frac{s_m}{P_a}\right)^{ns} \tag{2}$$

Burada, k_s, n_s malzeme sabitlerini; σ_m ortalama gerilmeyi; P_a ise atmosferik basıncı göstermektedir..

Bu çalışma kapsamında, zemin ortamı hem ayrık hem homojenize yöntemlerde hiperbolik zemin modeli kullanılarak modellenmiştir. Donatı malzemesi, lineer elastik, şerit temel ise lineer elastik kiriş eleman olarak seçilmiştir.

3.2. Ayrık Yöntem

Gerçeğe daha yakın sonuçlar elde edebilmek için, zeminin gerilme bağımlı davranışı göz önüne alınmalıdır. Bu yüzden analizlerde, kum zeminin drenajlı davranışı elasto-plastik hiperbolik Hardening Soil modeli ile modellenmiştir. Analizlerde model temel plakası, kiriş eleman ile modellenmiştir. Kiriş elemanın malzeme özellikleri, EI=163 kNm²/m ve EA=3.4x10^5 kN/m'dir. Kiriş elemanın genişliği deneylerde kullanılan model temel genişliği ile (B=70mm) aynı seçilmiş ve üniform olarak yüklenmiştir. Analizlerde geogrid donatı tabakalarını modellemek için geogrid elemanı kullanılmıştır. Deneysel çalışmadakine benzer olarak geogrid tabakaları modellenmiş ve geogrid donatı tabakalarının malzeme özelliği olarak programa rijitlik değerleri girilmiştir. Geogrid tabakalarının rijitlik değerleri, donatıların %2'lik uzamaya karşılık gelen çekme dayanımları kullanılarak hesaplanmıştır. Analizlerde kullanılan kum zeminin model parametreleri Tablo 2'de görülmektedir.

Tablo 2. Model Zemin İçin HS Model Parametreleri

Parametre Adı	Simge	Birim	Değeri
Birim hacim ağırlığı	γ_n	kN/m³	17.0
Referans basınç değeri	p^{ref}	kN/m²	100
Üç eksenli yükleme rijitliği	E_{50}	kN/m²	28000
Üç eksenli boşaltma-yükleme rijitliği	E_{ur}	kN/m²	84000
Ödometre yükleme rijitliği	E_{oed}	kN/m²	28000
Gerilme seviyesine bağlı rijitlik için üs değeri	m	-	0.50
Kohezyon	c	kN/m²	0.50
Kayma mukavemet açısı	ϕ	(°)	41.8
Dilatasyon açısı	ψ	(°)	11.8
Poisson oranı	ν	-	0.25
Zemin basıncı katsayısı	K_0	-	0.33
Göçme oranı	R_f	-	0.90

3.3. Homojenize İzotropik Donatılı Zemin Modeli

Bu yöntemde, zemin-donatı kompozit malzemesi eşdeğer homojen ortam olarak kabul edilmektedir. Yöntemde ortam davranışını tanımlamak için 5 adet parametre

gereklidir. Bu parametreler, donatılı zeminin yatay ve düşey yönlerdeki elastisite modülleri, Poisson oranları ve kayma modülüdür (Chen vd., 2000). Çalışmada, hiperbolik zemin modeli, deney zemini üzerinde gerçekleştirilen üç eksenli basınç deneyinden elde edilen gerilme-şekil değiştirme ilişkisinden yararlanarak oluşturulmuştur. Farklı yük adımları için elastik parametreler hiperbolik modelden alınmış ve her yük adımı için 5 adet anizotropik elastik parametre hesaplanmıştır. GeoStudio programı kullanılarak gerçekleştirilen analizlerde, farklı yük adımları için hesaplanan anizotropik zemin parametreleri Tablo 3'de verilmektedir. Analizlerde, eşdeğer malzeme parametreleri, her iterasyon adımından sonra yeniden hesaplanmıştır. Chen vd. (2000) tarafından önerilen homojenize anizotropik parametreler, yatay elastisite modülü, E_h^c;

$$E_h^c = \frac{\left(1-u_{hz}^{c^2}\right)}{\left(1+h\right)}\left[\frac{hE^r}{1-u^{r^2}} + \frac{E^s}{1-u^{s^2}}\right] \tag{3}$$

şeklindedir. Burada, , E^r ve E^s donatı ve zeminin elastisite modülünü, ν^r and ν^s donatı ve zeminin Poisson oranlarını, ν_{hz}^c donatılı zeminin, yatay yöndeki gerilmeden dolayı enine şekil değiştirmeyi tanımlayan Poisson oranını, η donatı hacmi V^r değerinin, zemin hacmi V^s değerine oranını göstermektedir ve aşağıdaki gibi elde edilmektedir:

$$h = \frac{V^r}{V^s} \tag{4}$$

Diğer parametreler ise,

$$n_{hz}^c = \frac{hn^r E^r/\left(1-n^{r^2}\right) + n^s E^s/(1-n^{s^2})}{hE^r/(1-n^{r^2}) + E^s/(1-n^{s^2})} \tag{5}$$

$$n_{hv}^c = \frac{\left(1-n^{r^2}\right)\Omega^r + (1-n^{s^2})\Omega^s}{\left(1+h\right)\left(\Omega^r+\Omega^s\right)}\left(\Psi^r+\Psi^s\right) \tag{6}$$

şeklindedir. Burada, $\Omega^r = \frac{hE^r}{1-n^{r^2}}$; $\Omega^s = \frac{E^s}{1-n^{s^2}}$; $\Psi^r = hn^r/(1-n^r)$ ve $Y^s = n^s/(1-n^s)$ olarak hesaplanmaktadır.

Düşey yöndeki elastisite modülü ve kayma modülü dırasıyla aşağıdaki gibi ifade edimektedir:

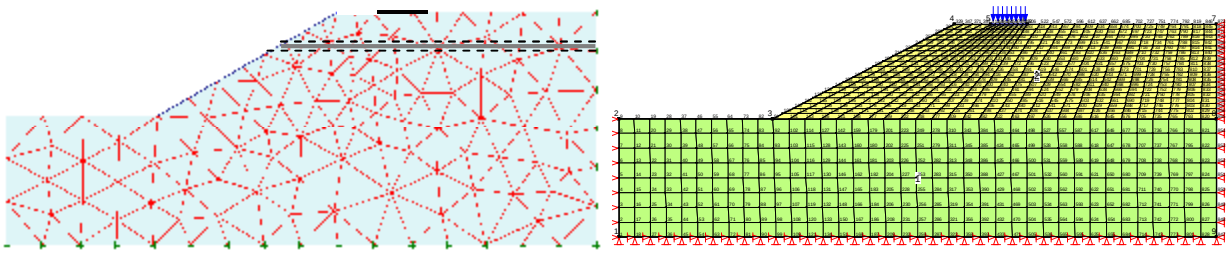
$$\frac{1}{E_v^c} = \frac{1}{1+h}\left\{\left(\frac{h^2}{\Omega^r}+\frac{1}{\Omega^s}\right)+\left[\frac{-1}{\Omega^r+\Omega^s}+\frac{2}{\left(1+n^r\right)\Omega^r+\left(1+n^s\right)\Omega^s}\right]\left(\Psi^r+\Psi^s\right)^2\right\} \tag{7}$$

$$\frac{1}{G_{hv}^c} = \frac{1}{1+h}\left(\frac{h^2}{\Omega^r}+\frac{1}{\Omega^s}\right)+\frac{1+2n_{hv}^c+n_{hv}^{c^2}}{E_h^c} = \frac{1}{1+h}\left(\frac{h^2}{\Omega^r}+\frac{1}{\Omega^s}\right)+\frac{\left(1+n_{hv}^c\right)^2}{E_h^c} \tag{8}$$

Tablo 3. GeoStudio Analizlerinde Kullanılan Malzeme Parametreleri

Load step (kPa)	E_i (kPa)	E_s (kPa)	E_r (kPa)	E_h^c (kPa)	E_v^c (kPa)	G_{hv}^c	ν_{hz}^c	ν_{hv}^c
32.60	45000	40139	1100	39721	29823	14003	0.250	0.252
55.00	45000	36960	1100	36576	28049	13022	0.250	0.252
73.32	45000	34459	1100	34101	26598	12236	0.250	0.252
89.59	45000	32310	1100	31976	25311	11551	0.250	0.252
106.88	45000	30104	1100	29793	23950	10838	0.250	0.252

Analizlerde kullanılan geometri, sınır koşulları ve sonlu elemanlar ağı Şekil 3'de verilmektedir. GeoStudio kullanılarak gerçekleştirilen homojen yöntem analizlerinde, şevli bölge için anizotropik malzeme modeli şevsiz bölge için ise lineer elastik model olmak üzere iki farklı malzeme modeli kullanılmıştır. Bu yaklaşımla, donatı sadece şevli bölge içerisinde etkili olmaktadır.

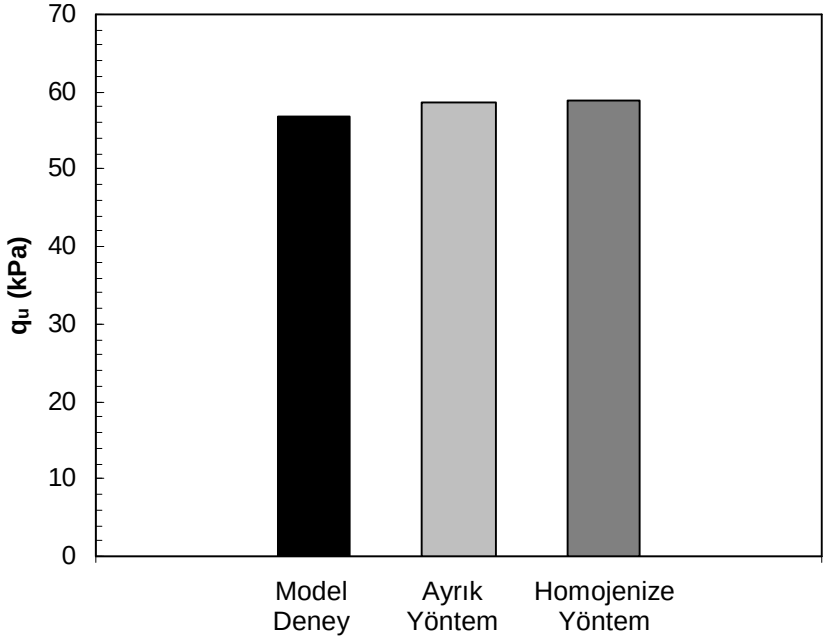


(a) PLAXIS (b) GeoStudio

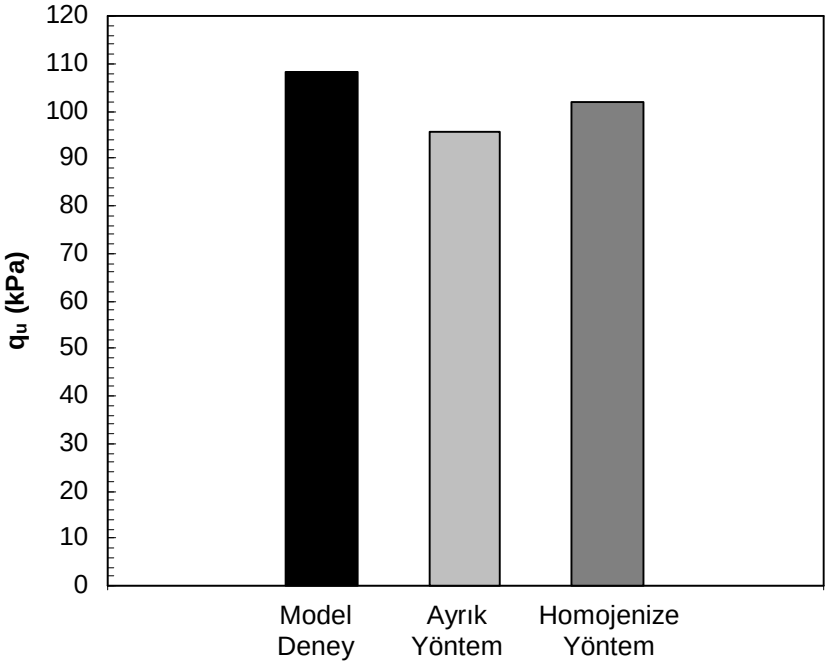
Şekil 3. Geometri, Sınır Koşulları ve Sonlu Eleman Ağı

4. DENEYSEL VE NÜMERİK SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

Üç farklı yöntem; Chen vd. (2000) tarafından önerilen homojenize yöntem, ayrık yöntem ve Keskin (2009) tarafından gerçekleştirilen deneysel çalışmanın sonuçları karşılaştırılmıştır. Analizlerde, donatısız ve donatılı kum şeve oturan şerit temelin taşıma kapasitesi dikkate alınmıştır. Deneysel çalışmadan ve nümerik analizlerden donatısız ve donatılı şevler için elde edilen sonuçlar sırasıyla Şekil 4 ve Şekil 5'de verilmektedir.



Şekil 4. Donatısız Şevde Hesaplanan ve Ölçülen Sonuçlar



Şekil 5. Donatılı Şevde Hesaplanan ve Ölçülen Sonuçlar

Donatılı durumda, tek bir geogrid tabakası önceden belirlenen optimum derinliğe (0.5B; B= temel derinliği) yerleştirilmiştir. Şekil 4 ve Şekil 5'den tek bir geogrid tabakasının şev içerisine yerleştirilmesiyle, şerit temelin taşıma gücünün yaklaşık 1.90 kata kadar arttığı görülmektedir. Ayrıca, her iki yöntemle de hesaplanan değerlerin, ölçülen değerlere oldukça yakın olduğu görülmektedir.

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, donatılı şevlerin modellenmesinde homojenize izotropik yöntemin uygulanabilirliği araştırılmıştır. Çalışılan geometri koşullarında, Chen vd. (2000) tarafından önerilen eşdeğer yöntemin güçlendirilmiş şevlerde uygulanabileceği gösterilmiştir. Analizlerde, homojenize ve ayrık yöntemlerde sırasıyla GeoStudio ve Plaxis sonlu eleman programları kullanılmış ve her iki yöntemle elde edilen analiz sonuçlarının deneysel sonuçlar ile uyumlu olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

Keskin, M.S. (2009), "Güçlendirilmiş Kumlu Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Deneysel ve Teorik Analizi", Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Adana.

Chen, C.T., Chen, R.H. and Lin, S.S. (2000), "A nonlinear Homogenized Model Applicable to Reinforced Soil Analysis", Geotextiles and Geomembranes, **Vol.** 18, 349-366.

PLAXIS, User Manual, 2D version8, (2002), (Edited by Brinkgreeve, R.J.B.), Delft University of Technology&PLAXIS b.v, The Netherlands.

GeoStudio, (2012). Geo-Slope Int. Ltd.

Kondner, R.L. (1963). "Hyberbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils", Journal of Soil Mechanics and Foundations, 89(SM1):115-143.

Duncan, M. and Chang, C.Y. (1970), Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal of Soil Mechanics and Foundations, 96(SM5):1629-1653.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

DARBELİ KIRMATAŞ KOLON (DKK) ELEMANLARININ DEFORMASYON TEMELLİ TASARIMI

PERFORMANCE BASED DESIGN OF RAMMED AGGREGATE PIERS (RAPS)

Ece KURT BAL[1] **Lale ÖNER[2]** **Kemal Önder ÇETİN[3]**

ABSTRACT

Within the confines of this paper, a normalized deformation based capacity mobilization assessment scheme is presented for rammed aggregate piers (RAP). For this purpose, field load tests, performed on 63 RAPs in Turkey were assessed. Site investigations at these sites revealed that generalized soil profiles are mostly composed of normally consolidated clay layers extending to a depth of 18m. Below this depth, usually medium dense to dense sand / hard greywacke / very stiff to hard clay are present. A weighted arithmetic mean SPT N_{60} assessment procedure was used to estimate representative soil strength and stiffness parameters in cohesive soils. The results of RAP load tests were summarized in the form of normalized mobilized capacity versus settlement curves as functions of representative SPT N_{60} values. The normalized field load test database revealed that: i) the shaft resistance is observed to be fully mobilized at normalized displacements of 40 percent of RAP diameter for very soft clays to 10 percent for relatively stiffer clays, ii) upto normalized displacements of 2-5% of RAP diameter, 30-50% of the shaft resistance capacity is mobilized in a rather linear elastic manner, iii) normalized capacity mobilization response of RAPs is softer than the ones of bored concrete piles, iv) under compressive loads RAPs exhibit a strain hardening response, as a result of which the design-basis capacity is dominated by allowable settlement criterion.

Keywords: *Rammed aggregate pier, load tests, bearing capacity, settlement*

ÖZET

Bu çalışmada, darbeli kırmataş kolon (DKK) elemanlarının düşey yükler altında deformasyon ve kapasite performansının saha yükleme deneyleri ile değerlendirilmesi konu edilmiş olup, söz konusu deneyler onüç farklı bölgede imal edilen 63 kolon üzerinde gerçekleştirilmiştir. Saha zemin profilleri farklılık göstermekle birlikte, genel olarak yaklaşık 18m derinliklere kadar normal konsolide birimlerin yer aldığı, bu tabakanın altında, çoğunlukla orta sıkı-sıkı kum / sağlam grovak / orta katı-sert kil birimlerin devam

[1] İnş. Yük. & Jeof. Müh., Sentez İnşaat Yaz. San. ve Tic. Ltd. Şirk., ekurt@sentezinsaat.com.tr
[2] İnş. Yük. & Jeof. Müh., Sentez İnşaat Yaz. San. ve Tic. Ltd. Şirk., loner@sentezinsaat.com.tr
[3] Prof. Dr., ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü, ocetin@metu.edu.tr

ettiği görülmüştür. Kohezif zeminlerin mukavemetinin belirlenmesinde ağırlıklı ortalama yöntemiyle belirlenen temsili SPT N_{60} değerleri kullanılmıştır. Arazi yükleme deney sonuçları nihai taşıma kapasitesi ile normalize edilen yüke karşılık, kolon çapı ile normalize edilen oturma grafikleri şeklinde sunulmuştur. Çalışma sonuçları esas alındığında: i) çok yumuşak killerde maksimum çeper sürtünme direncinin DKK çapının %40'ı mertebelerindeki deplasmanlarda mobilize olduğu, benzer olarak görece daha sert killerde ise bu deplasman değerinin %10 mertebelerinde olduğu görülmüştür, ii) çapla normalize edilmiş deplasman değerinin %2-5 mertebelerine ulaştığı durumlarda kapasitenin %30-50 mertebelerinde mobilize olduğu ve oturma davranışının doğrusal elastik şekilde bu mertebelere ulaştığı anlaşılmıştır, iii) normalize kapasite mobilizasyon davranışının foraj ile teşkil edilmiş kazıkların davranışına kıyasla daha sünek olduğu belirlenmiştir, iv) basınç altında DKK elemanlarının birim deformasyonla pekleşen davranış gösterdiği, dolayısı ile tasarıma esas kapasitenin projeye özel izin verilebilir deformasyon değeri ile belirlenmesi gerektiği görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: *Darbeli kırmataş kolon, kolon yükleme testi, taşıma kapasitesi, oturma*

1. GİRİŞ

Taşıma gücü yetersizliği, aşırı oturma, sıvılaşma ve duraysızlık gibi mühendislik problemlerine gebe sahalarda inşaası planlanan yapı temelleri altında sıklıkla zemin iyileştirme uygulamalarına ihtiyaç duyulabilmektedir. Bu kapsamda, derin temeller ya da sıkışabilir zeminin kazılarak yerine daha iyi nitelikli malzeme doldurulması gibi mevcut çözüm yöntemlerine alternatif olarak darbeli kırmataş kolonlardan oluşan rijit elemanlar da kullanılmaktadır. Bu çalışma kapsamında, çapı 50 cm olan muhafazalı alttan beslemeli kuru sistemle (Geopier-Impact yöntemi ile) imal edilmiş darbeli kırmataş kolon elemanlarının düşey yükler altındaki davranışı konu edilmiş olup, bu kolonlar üzerinde uygulanan tam ölçekli yükleme deneylerinin sonuçları normalize edilen yük-oturma davranışı şeklinde sunulmuştur. Bu amaca yönelik olarak Geopier-Impact yöntemi ile Türkiye'nin onüç farklı yöresinde imal edilmiş 63 adet darbeli kırmataş kolon (DKK) üzerinde yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bildiri kapsamında kısa bir literatür özeti sonrası, yükleme deneyi sonuçları ve önerilen normalize kapasite mobilizasyon eğrileri sunulacaktır.

2. LİTERATÜR ÖZETİ

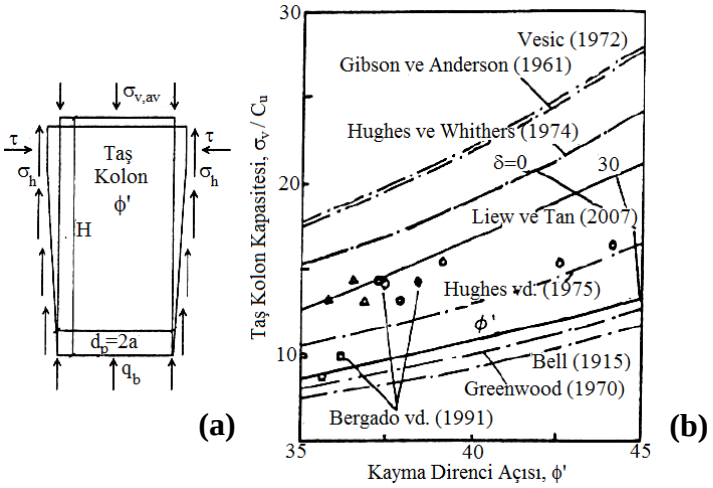
Barksdale ve Bachus (1983), taş kolonlar için yenilme mekanizmalarını üç şekilde gruplandırmıştır. Bu mekanizmalar yanal genişleme, makaslama ve zımbalama yenilmeleri olarak tanımlanmıştır. Değişik yenilme mekanizmaları esas alınarak, düşey yükler altında taş kolonun nihai taşıma kapasitesinin belirlenmesine yönelik teorik çözümler geliştirilmiştir. Bunlardan bazılarını, yanal genişleme yenilmesi için; Grrenwood (1970), Vesic (1972), Hughes ve Withers (1974), Datye ve Nagaraju (1975), Madhav ve diğ. (1979), kesme yenilmesi için; Madhav ve Vitkare (1978), Wong (1975), Barksdale ve Bachus (1983), zımbalama yenilmesi için ise; Aboshi ve diğ. (1979) şeklinde sıralayabiliriz.

Taş kolon nihai taşıma kapasitesinin; kolon geometrisine, imalat yöntemine, kolonun ve zeminin mukavemet özelliklerine bağlı olduğu bilinmektedir. Uygulanan yükün büyük bir bölümü kolon ucuna iletilmeden kolon çeperinde mobilize olduğundan, genel olarak "uzun taş kolon" taşıma kapasitesi analizlerinde, kolon boyunu ihmal ederek hesaplamaların yapılmasını öneren yöntemler mevcuttur. Örnek olarak, uzun kolonlar için deneysel olarak taş kolon nihai taşıma kapasitesi, Hughes ve Withers (1974) ve Pitt ve diğ. (2003) tarafından araştırılmıştır. Hughes ve Withers (1974), normal konsolide killerde bir seri model deneyleri ile yanal genişleme yenilmesi üzerine de araştırma yapmışlar ve yanal genişlemenin 4D derinliklere kadar zeminin maksimum radyal direnci ile ilişkili olduğu sonucuna varmışlardır. Ayrıca, son zamanlarda tekil kolonlar ve grup kolonlar için nihai taşıma kapasitesinin tahmininde saha çalışmalarının ve sonlu elemanlar yönteminin kullanılarak analitik çözümlerin sunulduğu yaklaşımlar (Etezad, 2006) da mevcuttur.

Ali ve diğ. (2010), kolon çapının taşıma kapasitesi üzerindeki etkisini, boy/çap (l/d) oranı 6 olacak şekilde 40mm, 50mm ve 70mm çaplı kolonlar üzerinde laboratuvar deneyleri ile araştırmışlardır. Sonuçlar, küçük çaplı kolonlar için taşıma kapasitesinin aynı deformasyon altında %60 daha fazla olduğunu göstermiştir. Diğer ifadesi ile küçük çaplı kolonlarda kapasite deformasyonla daha hızlı mobilize olmaktadır.

Bae ve diğ. (2002), taş kolon yenilme mekanizması üzerindeki parametre etkisini laboratuvarda model testler ile araştırıp, sonuçları sonlu elemanlar yöntemi ile karşılaştırmışlardır. Tekil taş kolonlarda yanal genişleme yenilmesinin 1,6D – 2,8D derinliklerde oluştuğu ve kolon taşıma kapasitesinde zeminin drenajsız kayma mukavemetinin ve alan oranının etkili olduğu görülmüştür.

Madhav ve Miura (1994), birçok araştırmacının yöntemini bir araya getirerek bir çalışma yapmışlardır. Bu yöntemler incelendiğinde, nihai taşıma kapasitesi için geniş bir aralık (Şekil 1b) ortaya çıktığından, tasarımın yükleme testleri ve enstrümantasyonlar ile doğrulanması önerilmektedir.



Şekil 1. a) Taş kolon Üzerindeki Gerilme b) Farklı Yöntemlerin Karşılaştırılması (Madhav ve Miura, 1994)

Thompson ve Suleiman (2010), yük-deformasyon ilişkisinin nümerik analizler ile tahmininde DKK imalat şeklinin nasıl modellenmesi gerektiğini araştırmışlardır. Boşluk

genişleme teorisini modelleyebilmek için, hacimsel birim deformasyon yöntemini kullanmışlar ve ölçülen ile hesaplanan deformasyonların uyumlu olduğunu görmüşlerdir.

Das ve Pal (2012), kumlu silt ve kil zeminlerdeki taş kolon kapasitesini laboratuvarda kurulan tank sistemi ile araştırmışlardır. 25mm deformasyona ulaşana dek çeşitli çaplardaki taş kolonlar üzerine yükleme yapılmıştır. Taş kolon çapının artması ile bu deformasyon değerinde mobilize olan kolon kapasitesinde %85 mertebelerinde azalma olduğu görülmüştür.

Ambily ve Gandhi (2004), yük-deformasyon davranışını, taş kolonun nihai eksenel kapasitesini ve iyileştirilmiş zeminin rijitliğini; deneysel yöntemler ve sonlu elemanlar yöntemi ile araştırmışlardır. Tekil kolonda yanal genişleme yenilmesinin 0,5D - 1,0D derinlikte oluştuğu, yük-deformasyon davranışının neredeyse doğrusal olduğu ve iyileştirilmiş zemin rijitliğine ulaştığı görülmüştür.

Zahmatkesh ve Choobbasti (2010), taş kolonlar ile desteklenmiş şerit temelin taşıma kapasitesinin değerlendirilmesi için bir seri sayısal analiz yapmışlardır. Yapılan analizler sonucunda, geliştirdikleri taşıma kapasitesi oranının; kolon aralığına ve temel genişliğine bağlı olduğunu bulmuşlar ve tüm sonuçları literatür ile karşılaştırmışlardır. Temel boyutunun artmasıyla, taşıma kapasitesi oranının, Etezad (2006)'nın kullandığı eşdeğer zemin/kolon sistemi yöntemine yakın sonuçlar verdiği görülmüştür.

Afshar ve Ghazavi (2013), nihai taşıma kapasitesinin tahmini için basit bir yöntem geliştirmişlerdir. Bu yöntem, yanal toprak basıncı teoremi ile kolonun ve zeminin kayma mukavemeti parametrelerinin kullanımına dayanmakla birlikte, çap ve kolon aralığı gibi geometrik parametrelere de ihtiyaç duymaktadır. İlgili sonuçlar, sonlu elemanlar yöntemi ve literatür ile doğrulanmış olup, taş kolon sürtünme açısının artmasıyla nihai taşıma kapasitesinin artış gösterdiği sonucuna varılmıştır.

3. DARBELİ KIRMATAŞ KOLON (DKK) İMALATI

Literatürde de detaylı olarak tartışıldığı üzere taş kolon elemanlarının gerek kapasite gerekse de deformasyon davranışına etken ana parametrelerden biri imalat yöntemidir. Bu çalışma kapsamında 63 farklı noktada Geopier-Impact sistemi ile darbeli kırmataş kolon (DKK) imalatı gerçekleştirilmiş olup, impact elemanları için imalat adımları aşağıda özetlenmiştir:

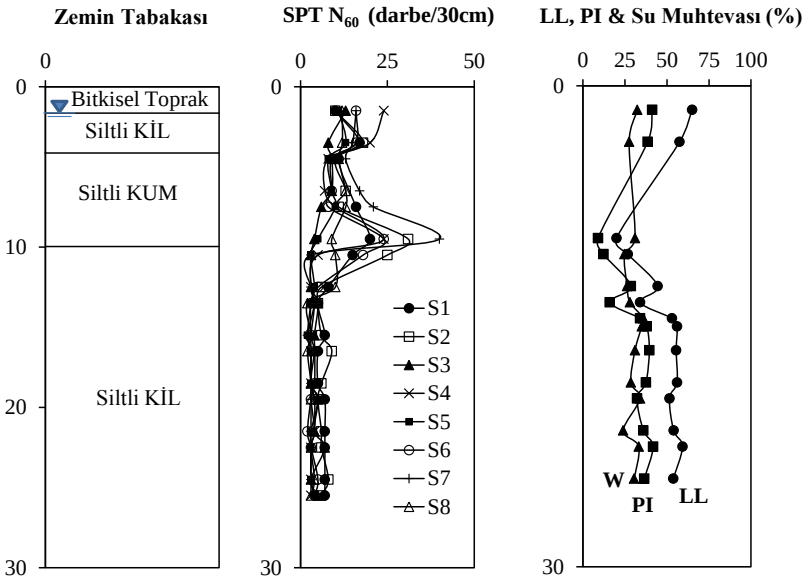
(1) alt ucu kapalı olan 36 cm çaplı mandrel itme kuvveti ve vibrasyonlu darbe ile tasarım derinliğine kadar indirilir (Şekil 2a).
(2) mandrel ve hazne kırmataş ile doldurulur (Şekil 2b).
(3) 100 cm yukarı / 67 cm aşağı itme yöntemi ile düşey vibrosyon uygulanarak sıkıştırma işlemi gerçekleştirilir (Şekil 2c). 100 cm yukarı / 67 cm aşağı itme yöntemi ile sıkıştırma gerçekleştirildiğinde 36 cm olan çap, 50 cm çapa genişler.

Bu bildiri kapsamında sunulan yükleme deney sonuçları ve dolayısı ile bu sonuçları esas alarak geliştirilmiş normalize edilmiş kapasite ve deplasman davranışı Geopier-Impact yöntemi ile teşkil edilmiş DKK eleman davranışı için geçerli olup, farklı imalat yöntemleri ile teşkil edilmiş rijit kolonların sunulandan farklı davranış göstermesi olasıdır.

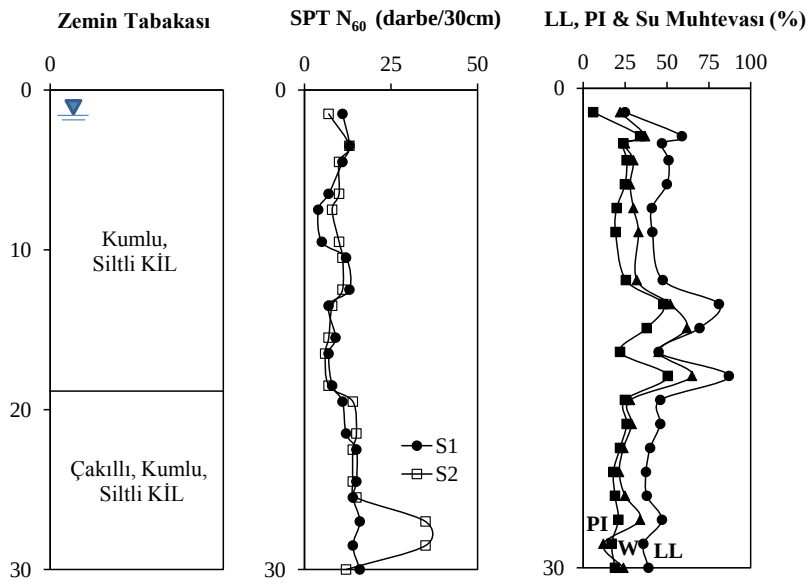
Şekil 2. Impact Sistemi ile Kolon İmalatı

4. ZEMİN ARAŞTIRMA ÇALIŞMALARI

Zemin araştırma çalışmaları kapsamında, 23 - 40 m derinliklere ulaşan sondaj çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Çeşitli derinliklerde standart penetrasyon testleri yapılmış, örselenmiş ve örselenmemiş numuneler alınmıştır. Temsili zemin profilinin gösteriminde örnek teşkil etmesi açısından Yalova ve Afyon sahalarına ait zemin profilleri sırasıyla Şekil 3 ve Şekil 4'de sunulmuştur. Zemin araştırma çalışmaları, temsili zemin profilinin yaklaşık 4 - 18m derinliklere kadar normal konsolide, düşük-yüksek plastisiteli, yumuşak - orta katı kıvamlı CL-CH birimlerinden oluştuğuna işaret etmektedir. Yer yer siltli kil - killi silt ara tabakalarına ek olarak kum ara tabakaları da kesilmiştir. DKK elemanlarının geçtiği birimlerin altında ise taşıma ve oturma davranışları açısından sıkıntısız orta sıkı - sıkı çakıllı, killi, siltli kum / sağlam grovak / orta katı – katı - çok katı - sert kil birimlerin devam ettiği görülmüştür. Yeraltı su seviyesinin tüm sahalarda 0,0 - 5m derinlikler arasında olduğu görülmüştür.



Şekil 3. Temsili Zemin Profili – Yalova



Şekil 4. Temsili Zemin Profili – Afyon

5. DKK YÜKLEME DENEY YÖNTEMİ

Yükleme deneyi, ASTM D-1143 standardında tanımlanmış olan kazıkların basınç altındaki davranışlarını ölçen deney aşamalarında benzer şekilde yapılmaktadır. Deney yükü doğrudan kolon üzerine uygulanabildiği gibi, zemin ve kolondan teşkil edilen birim hücre üzerine de uygulanabilir. Arazi yükleme deneyleri sırasında yükleme kademelerine % 5 artış ile başlanmış olup, bu artış tasarım yükünün % 150'sine kadar devam ettirilmiştir (Çizelge 1). Daha sonra boşaltma kademeleri ile devam edilerek, ilgili deneyler bitirilmiştir. Şekil 5'de yükleme deney düzeneği gösterilmiştir.

Çizelge 1. Yükleme Deney Aşamaları

No	Zaman (dk.) (min. / max.)	Yük (%)	No	Zaman (dk.) (min. / max.)	Yük (%)
0	15 / 60	5	8	15 / 60	133
1	15 / 60	16	9	15 / 60	150
2	15 / 60	33	10	N/A	100
3	15 / 60	50	11	N/A	66
4	15 / 60	66	12	N/A	33
5	15 / 60	83	13	N/A	0
6	15 / 60	100	14	N/A	100
7	60 / 240	116 *	15	N/A	0
* Kolon üzerindeki maksimum yükün %115'inde, oturma hızı 0,254mm/saat olduğu takdirde yükleme okumaları önerilen maksimum sürede (60dk) sonlandırılıp, bir sonraki kademeye geçilir, aksi halde önerilen maksimum süreye (4 saat) kadar devam edilir.					

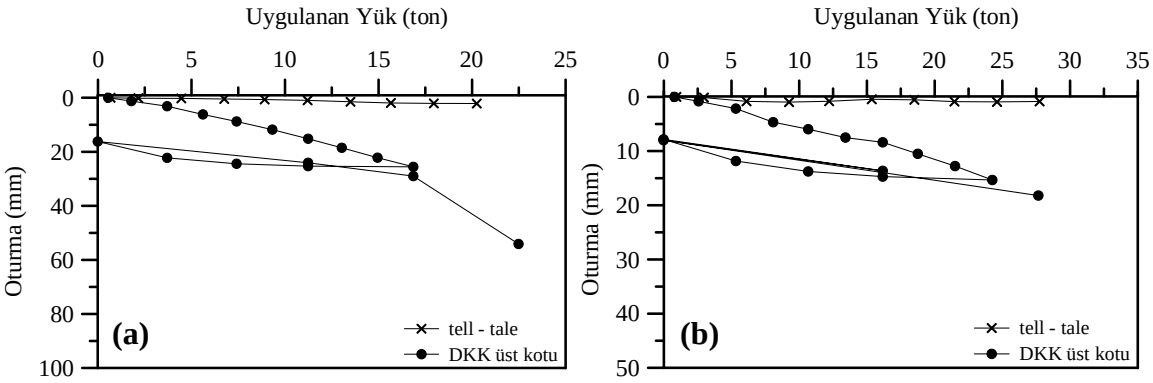
Ek olarak Geopier-Impact elemanları üzerinde gerçekleştirilen yükleme deneylerinde, kolonun uç kesmine "tell-tale" olarak adlandırılan çubuk elemanlar yerleştirilerek uç bölgesindeki deformasyon davranışı da izlenmeye çalışılmıştır (Brian et al., 2006). Çubuk

elemanı, yatay çelik plaka üzerine yerleştirilen ve pvc boru ile muhafaza edilmiş iki adet demir çubuktan oluşmaktadır. Yükleme deneyi sırasında kolon üst kotunda ve tell-tale plakasında oluşan deplasman ve yük değerleri kayıt altına alınmıştır.

Şekil 5. Yükleme Deney Düzeneği

6. YÜKLEME DENEY SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRME

Çalışmada, yumuşak - katı kil zeminlerde imal edilmiş 63 tekil kolon üzerinde, kolon taşıma kapasitesinin ve rijitliğinin belirlenmesine yönelik olarak yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bitmiş çapı 50 cm olan ve boyları 8 m ile 17 m arasında değişim gösteren Geopier-Impact darbeli kırmataş kolon elemanları, onüç farklı yörede ve çalışma alanında imal edilmiş olup, bu kolonlar üzerinde yükleme deneyleri uygulanmıştır. Bu çalışma kapsamında, yükleme deneylerinden elde edilen yük-oturma grafikleri kullanılarak nihai kolon taşıma kapasitesi belirlenmiş, nihai kapasiteye ulaşılamayan yükleme durumları için ise hiperbolik yaklaşım kullanılmıştır. Reese ve O'Neill (1988) yöntemine benzer şekilde; nihai taşıma kapasitesine göre normalize edilen yüke karşılık kolon çapı ile normalize edilen oturma grafikleri elde edilmiştir. İlgili grafikler çalışma sahası zeminlerinin mukavemet ve rijitlik özelliklerini temsilen, temsili N_{60} değerine göre sınıflandırılmıştır. Temsili N_{60} değerinin hesaplanmasında enerji verimine göre düzeltilmiş SPT N_{60} değerleri kullanılmış olup, bu değerlendirme kapsamında yüzeyden itibaren 8 m-17 m derinliklere kadar doğrusal olarak azalan bir ağırlık faktörü kullanılarak yüzeye yakın SPT N_{60} değerlerinin ortalama hesaplanmasında daha yüksek ağırlıkla temsil edilmesi sağlanmıştır. Ağırlıklı ortalama kullanılarak elde edilen temsili SPT N_{60} değerleri ($N_{60,rep.}$) Çizelge 2'de özetlenmiştir. Şekil 6'da yükleme testi sonuçlarına örnek teşkil edebilecek Yalova ve Yozgat sahalarında gerçekleştiren iki adet temsili yük-oturma grafiği gösterilmiştir.



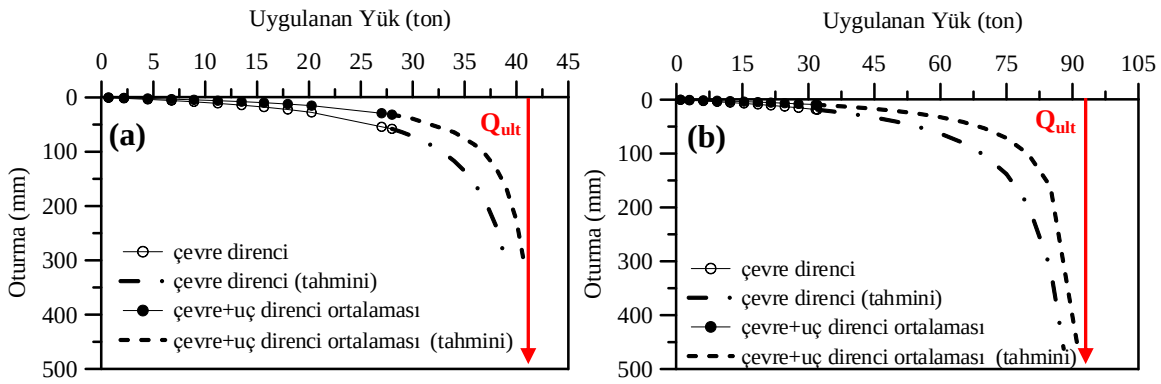
Şekil 6. Temsili Yükleme Deney Sonuçları a) Yalova b) Yozgat

Çizelge 2. SPT $N_{60,rep.}$ Değerleri, DKK Boyları ve Çalışma Sahaları

No	Çalışma Sahası	$N_{60,rep.}$	DKK Boyu (m)	No	Çalışma Sahası	$N_{60,rep.}$	DKK Boyu (m)	No	Çalışma Sahası	$N_{60,rep.}$	DKK Boyu (m)
1	Afyon-1	3	8	22	Bursa	14	16	43	Sivas	10	9
2	Afyon-1	5	8	23	Bursa	11	17	44	Yalova	7	12
3	Afyon-1	3	11	24	Bursa	11	17	45	Yalova	7	14
4	Afyon-1	4	16	25	Bursa	11	17	46	Yalova	6	16
5	Afyon-1	5	16	26	Bursa	11	17	47	Yalova	11	16
6	Afyon-2	9	14	27	Gaziantep-1	12	7	48	Yalova	11	16
7	Afyon-2	9	17	28	Gaziantep-1	12	8	49	Yalova	7	16
8	Afyon-2	9	14	29	Gaziantep-2	13	9	50	Yalova	10	16
9	Afyon-2	9	17	30	Gaziantep-2	13	9	51	Yalova	12	16
10	Aydın	8	18	31	İstanbul-1	13	10	52	Yozgat-1	9	12
11	Aydın	8	18	32	İstanbul-2	3	14	53	Yozgat-1	8	10
12	Aydın	7	13	33	İstanbul-2	2	8	54	Yozgat-1	10	8
13	Aydın	7	13	34	Kayseri	22	17	55	Yozgat-1	10	8
14	Bursa	11	16	35	Kayseri	22	17	56	Yozgat-1	11	17
15	Bursa	11	16	36	Sivas	10	9	57	Yozgat-1	12	15
16	Bursa	14	16	37	Sivas	10	10	58	Yozgat-2	6	15
17	Bursa	14	16	38	Sivas	6	12	59	Yozgat-2	8	12
18	Bursa	11	16	39	Sivas	15	10	60	Yozgat-2	4	10
19	Bursa	11	16	40	Sivas	5	10	61	Yozgat-2	10	9
20	Bursa	11	16	41	Sivas	5	10	62	Yozgat-2	10	9
21	Bursa	14	16	42	Sivas	15	7	63	Yozgat-2	10	9

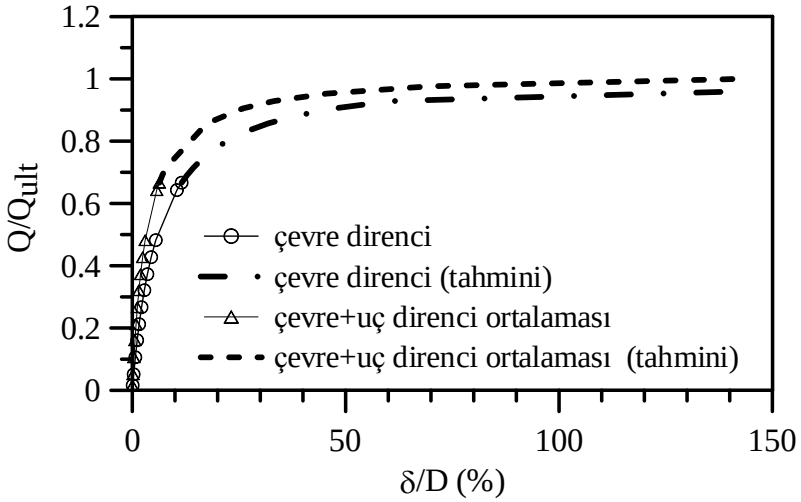
6.1. Çeper Direncinin Mobilizasyonu

Reese ve O'Neill (1988), servis yükleri altında çoğunluğu forajla imal edilmiş yerinde dökme beton kazığın oturmasını hesaplamak için kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde çeper ve uç dirençleri için normalize edilen yüke karşılık normalize edilen oturma grafiklerini, tam ölçekli yükleme deneylerini kullanarak geliştirmişlerdir. Bu grafikler, oturmayı, mobilize olmuş direncin tüm dirence oranı şeklinde ifade etmektedir. Bu değerlendirmeden esinlenerek, kohezyonlu zeminler içinde teşkil edilmiş DKK elemanların normalize çeper kapasitesini nasıl mobilize ettiğini belirleme amacına yönelik olarak 63 adet yükleme deney verileri değerlendirilmiştir. Yükleme deneylerinden elde edilen yük-oturma grafikleri kullanılarak nihai kolon taşıma kapasitesi (Q_{ult}) belirlenmiştir. Yükleme sırasında birçok durumda nihai kapasiteye ulaşmak mümkün olmadığından hiperbolik fonksiyon benzeştirme yöntemi ile Q_{ult} değerleri elde edilmiştir. DKK elemanının çeper bölgesinin maruz kaldığı temsili deformasyonu bulmak üzere kolon üst kotu ile kolon alt kotunda ölçülen deplasmanların ortalama değerleri hesaplanmıştır. İlgili yükleme testleri, SPT N_{60} değerlerinin 2 ila 22 arasındaki değerleri için gruplandırılmış olup, temsili olarak seçilen ve SPT N_{60} = 6 için belirlenen nihai taşıma kapasitesi (Q_{ult}) grafikleri Şekil 7'de gösterilmiştir. Aynı şekil üzerinde hiperbola eğrisi kullanılarak maksimum kapasitenin nasıl belirlendiği de gösterilmiştir. Şekiller üzerinde ölçümle belirlenmiş veriler kesiksiz çizgilerle, hiperbola ile türetilmiş veriler ise kesikli çizgiler ile gösterilmiştir.

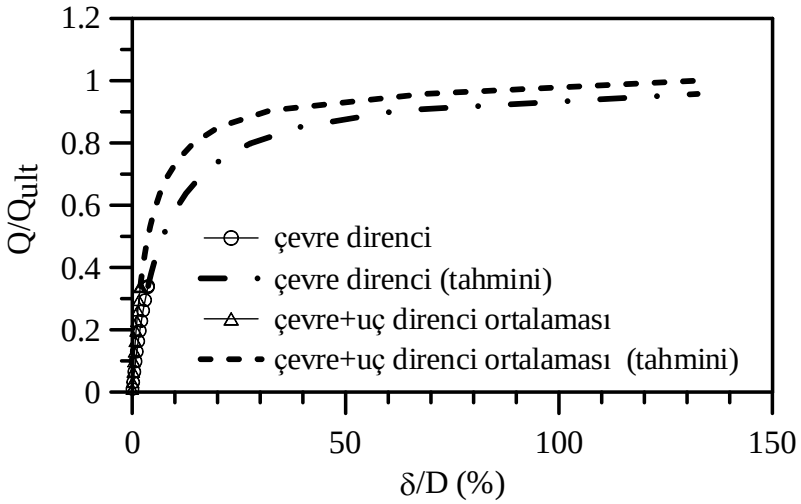


Şekil 7. Yük - Oturma Grafiği Kullanılarak Q_{ult} Tahmini a) Yalova b) Yozgat

Yükleme deney verileri kullanılarak her bir test için tahmin edilen Q_{ult} değerleri kullanılarak normalize edilen yüke karşılık, kolon çapı (D=50cm) ile normalize edilen oturma grafikleri elde edilmiştir. Yalova ve Yozgat sahalarında gerçekleştirilen ve SPT N_{60} = 6 değeri için elde edilen temsili grafikler sırası ile Şekil 8 ve Şekil 9'da gösterilmiştir.

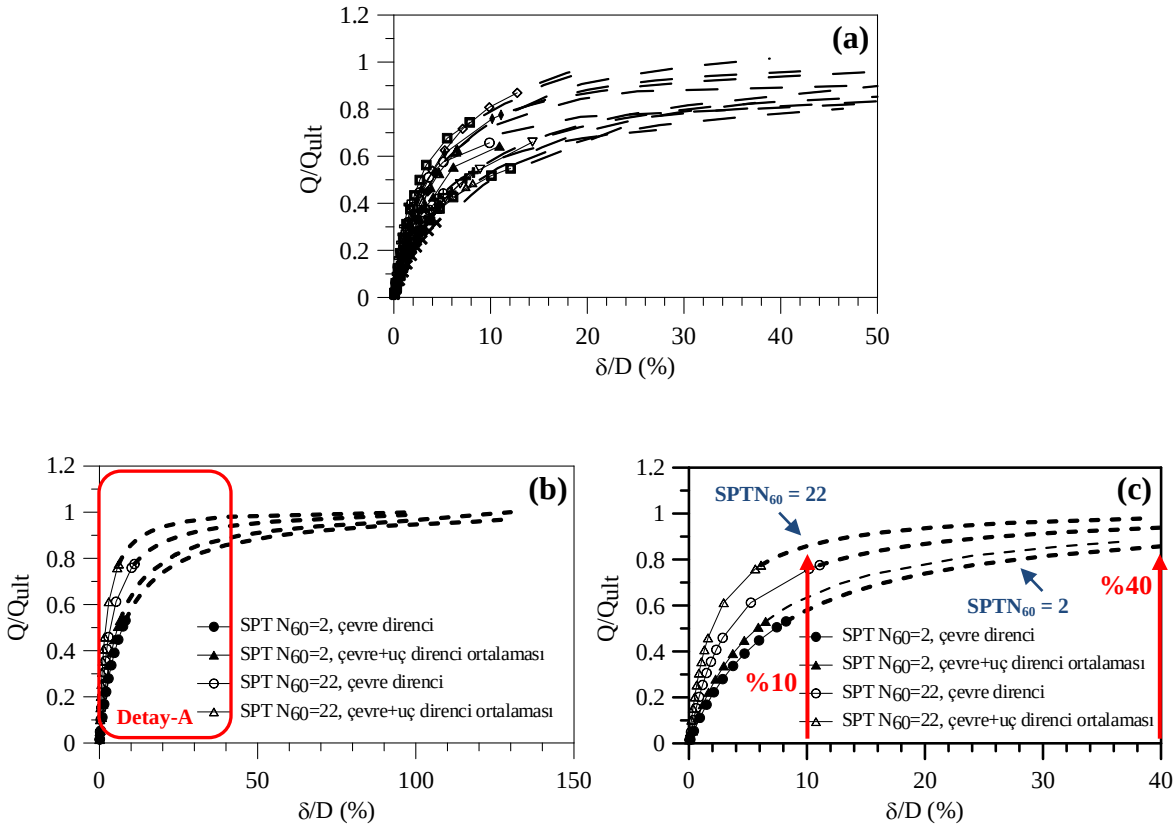


Şekil 8. Normalize Edilen Yük - Oturma Grafiği (Yalova, SPT N_{60} =6)



Şekil 9. Normalize Edilen Yük - Oturma Grafiği (Yozgat, SPT N_{60} =6)

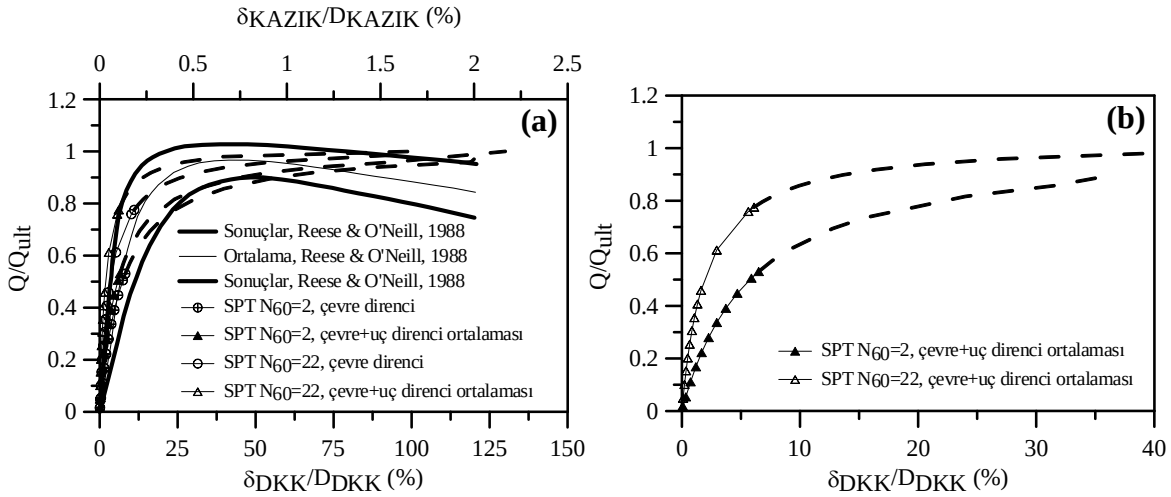
Şekil 10a'da, 63 tekil yükleme deney verileri normalize düzlemde gösterilmiş olup, davranışının yayılımının belirlenmesi için temsili SPT N_{60} verilerinin minimum (2) ve maksimum (22) değerlerine ulaştığı sahalardan elde edilen veriler Şekil 10b, ve daha detaylı bir ölçekte Şekil 10c'de gösterilmiştir.



Şekil 10. Normalize Edilen Yük - Oturma Grafiği

Kıyaslama imkanı vermek üzere, Şekil 11a'da, Reese ve O'Neill (1988) tarafından kohezyonlu zeminlerde forajla teşkil edilmiş betonarme kazıklar için geliştirilmiş çeper direnci için normalize edilen yüke karşılık normalize edilen oturma grafikleri, DKK elemanları için elde edilmiş davranış ile birlikte sunulmuştur. SPT N_{60} verilerinin 2 ve 22 olduğu değerleri için kolon üst kotu ile kolon alt kotunda ölçülen deplasmanların ortalama değerleri kullanılarak elde edilen normalize yük-oturma grafiği ise Şekil 11b'de gösterilmiştir.

Çalışma sonuçları esas alındığında: i) çok yumuşak (N_{60}= 2-5 darbe/30 cm) killer için çeper sürtünme direncinin DKK çapının % 40'ı mertebelerindeki deplasmanlarda mobilize olduğu, benzer olarak görece daha sert (N_{60}= 20-25 darbe/30 cm) killer için ise bu deplasman değerinin % 10 mertebelerinde olduğu görülmüştür, ii) çapla normalize edilmiş deplasman değerinin % 2-5 mertebelerine ulaştığı durumlarda kapasitenin % 30-50 mertebelerinde mobilize olduğu ve oturma davranışının doğrusal elastik şekilde bu mertebelere ulaştığı anlaşılmıştır, iii) normalize kapasite mobilizasyon davranışının foraj ile teşkil edilmiş beton kazıkların davranışına kıyasla daha sünek olduğu belirlenmiştir, iv) basınç altında DKK elemanlarının birim deformasyonla pekleşen davranış gösterdiği dolayısı ile tasarıma esas kapasitenin projeye özel izin verilebilir deformasyon değeri ile belirlenmesi gerektiği görülmüştür.



Şekil 11. a) DKK Elemanları İçin Normalize Edilen Yük - Oturma Grafiğinin Reese & O'Neill (1988) Yöntemi İle Karşılaştırılması b) SPT N_{60} = 2 ve 22 İçin Normalize Edilen Yük - Oturma Grafiği

7. ÖZET VE SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, 63 adet DKK eleman üzerinde uygulanan tam ölçekli arazi yükleme testi sonuçları kapasite ve deformasyon açısından analiz edilmiştir. Geopier-Impact darbeli kırmataş kolon elemanları şu aşamalar izlenerek imal edilmiştir: alt ucu kapalı olan 36 cm çaplı mandrel itme kuvveti ve vibrasyonlu darbe ile tasarım derinliğine kadar indirilir (Şekil 2a), mandrel ve hazne kırmataş ile doldurulur (Şekil 2b), 100 cm yukarı / 67 cm aşağı itme yöntemi ile düşey vibrosyon uygulanarak sıkıştırma işlemi gerçekleştirilir (Şekil 2c). 100 cm yukarı / 67 cm aşağı itme yöntemi ile sıkıştırma gerçekleştirildiğinde 36 cm olan çap, 50 cm çapa genişler.

Yükleme deneyleri, ASTM D-1143 standardında tanımlanmış olan kazıkların basınç altındaki davranışlarını ölçen deney aşamalarına benzer şekilde yapılmaktadır. Arazi yükleme testleri sırasında yükleme kademelerine %5 artış ile başlanmış olup, bu artış tasarım yükünün % 150'sine kadar devam ettirilmiştir. Ayrıca, Geopier-Impact elemanları üzerinde gerçekleştirilen yükleme testlerinde, kolonun alt kotuna yerleştirilen tell-tale elemanları kullanılmıştır (Brian et al., 2006). DKK yükleme testi sonuçları kullanılarak, nihai taşıma kapasitesine (Q_{ult}) göre normalize edilen yüke karşılık, kolon çapı (D = 50 cm) ile normalize edilen oturma grafikleri elde edilmiş ve ulaşılan sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

i) çok yumuşak (N_{60}= 2-5 darbe/30 cm) killer için çeper sürtünme direncinin DKK çapının % 40'ı mertebelerindeki deplasmanlarda mobilize olduğu, benzer olarak görece daha sert (N_{60}= 20-25 darbe/30 cm) killer için ise bu deplasman değerinin % 10 mertebelerinde olduğu görülmüştür.

ii) çapla normalize edilmiş deplasman değerinin % 2-5 mertebelerine ulaştığı durumlarda kapasitenin % 30-50 mertebelerinde mobilize olduğu ve oturma davranışının doğrusal elastik şekilde bu mertebelere ulaştığı anlaşılmıştır.

iii) normalize kapasite mobilizasyon davranışının foraj ile teşkil edilmiş beton kazıkların davranışına kıyasla daha sünek olduğu belirlenmiştir.

iv) basınç altında DKK elemanlarının birim deformasyonla pekleşen davranış gösterdiği dolayısı ile tasarıma esas kapasitenin projeye özel izin verilebilir deformasyon değeri ile belirlenmesi gerektiği görülmüştür.

KAYNAKLAR

ASTM D1143 – 81 (Reapproved 1994), Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load, Annual Book of ASTM Standarts.

Brian, C.M., FitzPatrick, B.T. and Wissman., K.J. (2006), Specifications for Impact® Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcement, Geopier® Foundation Company, Inc., Mooresville, NC.

Afshar, J.N., Ghazavi, M. (2013), A Simple Analytical Method for Calculation of Bearing Capacity of Stone-Column, International Journal of Civil Engineering.

Zahmatkesh, A., Choobbasti, A.J. (2010), Investigation of Bearing Capacity and Settlement of Strip Footing on Clay Reinforced with Stone Columns, Australian Journal of Basic and Applied Sciences, 4(8): 3658-3668.

Ambily, A.P., Gandhi, S.R. (2004), Experimental and Theoretical Evaluation of Stone Column in Soft Clay, ICGGE.

Thompson, M.J., Suleiman, M.T. (2010), Numerical Modeling of Rammed Aggregate Pier Construction, ASCE.

Das, P., Pal, S.K. (2013), A Study of the Behavior of Stone Column in Local Soft and Loose Layered Soil, EJGE, Vol.18.

Bae, W.S., Shin, B.W. and An, B.C. (2002), Behaviors of Foundation System Improved with Stone Columns, Kitakyushu, Japan.

Ali, K., Shahu, J.T. and Sharma, K.G. (2010), Behaviour of Reinforced Stone Columns in Soft Soils: An Experimental Study, Indian Geotechnical Conference.

Madhav, M.R. and Miura, N. (1994), Stone Columns, Proc. 13th Intl. Conf. Soil Mech. Found. Eng'g., New Delhi. India. 4, pp. 163-164.

Etezad, M., Hanna, A.M. and Ayadat, T. (2006), Bearing Capacity of Groups of Stone Columns, Graz, pp. 781-786.

Barksdale, R.D., and Bachus, R.C. (1983), Design and Construction of Stone Column. Report No.FHWA/RD-83/026, Springfield, Virginia.

Greenwood, D.A. (1970), Mechanical Improvement of Soils Below Ground Surface. Proceedings of Ground Improvement Conference, Institute of Civil Engineering.

Vesic, A.S. (1972), Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 98 (No SM3): 265-290.

Huges, J.M.O., and Withers, N.J. (1974), Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns. Ground Engineering, 7(3): 42-49.

Datye, K.R., and Nagaraju, S.S. (1975), Installation and Testing of Rammed Stone Columns. Proceedings of IGS Specialty Session, Bangalor, India: 101-104.

Madhav, M.R., Iyengar, N.G.R., Vitkar, R.P., Nandia, A. (1979), Increased Bearing Capacity and Reduced Settlements due to Inclusions in Soil.

Madhav, M.R., and Vitkar, R.P. (1978), Strip Footing on Weak Clay Stabilized with a Granular Trench or Pile. Canadian Geotechnical Journal; 15(4): 605–609.

Wong, H.Y. (1975), Vibroflotation – Its Effect on Weak Cohesive Soils. Civil Engineering (London); 82:44-76.

Aboshi, H., Ichimoto, E., Harada, K., Emoki, M. (1979), The Composer- A Method to Improve the Characteristics of Soft Clays by Inclusion of Large Diameter Sand Columns. Proceedings of International Conference on Soil Reinforcement, E.N.P.C, 1, Paris: 211–216.

Pitt John, M., White, David J, et al. (2003), Highway Application For Rammed Aggregate Piles in Iowa Soils. Iowa Department of Transportation, Final Repot.

Reese, L. C. and O'Neill, M. W. (1988), Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Pub. No. FHWA-HI-88-042, U.S., Washington, D.C., 564–564.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ŞEVLİ BİR ZEMİNDE İNŞA EDİLEN MENFEZLERİN GEOMETRİSİNİN VE TEMEL SISTEMİNİN YAPI-ZEMİN DAVRANIŞINA ETKİSİ

EFFECT OF FOUNDATION PROPERTIES AND GEOMETRY OF THE CULVERT ON SOIL-STRUCTURE INTERACTION IN SLOPE

Ender BAŞARI[1] Gürkan ÖZDEN[2] Aslı BAŞARI[3]

ABSTRACT

In the Ege-Linyit Mining Corp., the culvert which was constructed for drainage purpose at the base of mine tailing was collapsed when it reached 20% project load (2001). The mine tailing area is in a valley and slope angle of the ground surface of field changes between 30°-40°. Thickness of the mine tailing which lies on the one side of valley is approximately 16-18 meter, and length of the tailing is about 200 meter with slope angle of natural ground surface. The culvert was constructed on a rigid rock in the valley bottom where is under the end of mine tailing. The shape of the culvert is 2.2mx2.2m square box. In this study, the effects of foundation properties and geometry of the culvert (which is constructed under the end of mine tailing) on soil-structure interaction is investigated with finite element methods. Suggestions and results of different foundation systems and geometries of the culvert about soil-structure interaction were presented.

Key words: Culvert, mine tailing, soil-structure interaction

ÖZET

Ege-Linyit maden işletmesinde 2001 yılında maden curufu döküm sahasında drenaj amaçlı inşaa edilen kare kesitli betonarme menfezler öngörülen proje yükünün %20 sine gelmeden göçmüştür. Curuf döküm sahası 30°-40° doğal eğime sahip bir vadidir. Atık olarak dökülen maden curufu vadi yamacında 16 m-18 m kalınlığında ve topağrafya ile uyumlu olarak 30°-40° açı ile durmaktadır. Söz konusu menfezler ise curuf şevinin alt ucunda ve rejit kaya zemin üzerinde, vadi tabanında inşa edilmiştir. Menfezler 2.2mx2.2m kare kesitli olarak inşa edilmiştir. Bu bildiride üzerinde şevli bir zemin bulunan menfezlerin yapısal geometrisinin ve temel zemini özelliklerinin yapı-zemin etkileşimi üzerindeki etkileri sonlu elemanlar model hesap yöntemleri ile incelenmiştir. Mevcut vaka için yapılan öneriler ve farklı temel sistemi ve geometriler için elde edilen sonuçlar karşılaştırmalı olarak verilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Menfez, maden curufu, zemin-yapı etkileşimi

[1] Yrd. Doç. Dr., Celal Bayar Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, ender.basari@cbu.edu.tr
[2] Prof. Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, gurkan.ozden@deu.edu.tr
[3] Yüksek Lisans Öğrencisi, Uludağ Üniversitesi Eğitim Bilimleri Matematik Öğretmenliği Bölümü, aslibasari@gmail.com

1. GİRİŞ

Ege-Linyit İşletmeleri tarafından dekopaj (maden curufu) döküm sahası olarak kullanılan Eynez-Karanlıkdere Vadisi'nin yamaçları ve tabanı zayıf kaya özelliğindeki çamurtaşlarından oluşmaktadır. İç açıklığı 2.20x2.20 m^2 olan kare kesitli prefabrike menfezler vadi tabanına drenaj amacı ile inşaa edilmiştir. Menfezler üzerlerine 100 m'lik dolgu yükünün geleceği öngörülerek, geleneksel hesap yöntemleri ile projelendirilmiştir. Ancak menfezler proje yüküne ulaşmadan yaklaşık 16 m lik dolgu yükünde göçmüştür.

Menfezlere gelen yükler sonlu elemanlar yöntemleri kullanılarak modellenmiştir. Hesap yöntemlerinden elde edilen sonuçlar karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Sonlu elemanlar ile yapılan modellerde temeli nispeten rijit kaya zemine oturan menfezlerin göçme nedeni belirli noktalarda oluşan gerilme yığılmalarından ve menfez elemanlarının göreceli deformasyonlarının tölare edilebilecek sınırları aşmasından kaynaklandığı görülmüştür. Menfezlerde meydana gelen gerilme yığılmalarını önlemek ve deformasyonları sınırlandırmak amacı ile sistem farklı geometrilerde ve temel zeminleri için modellenerek sonlu elemanlar yöntemi ile çözülmüş ve sonuçlar irdelenmiştir.

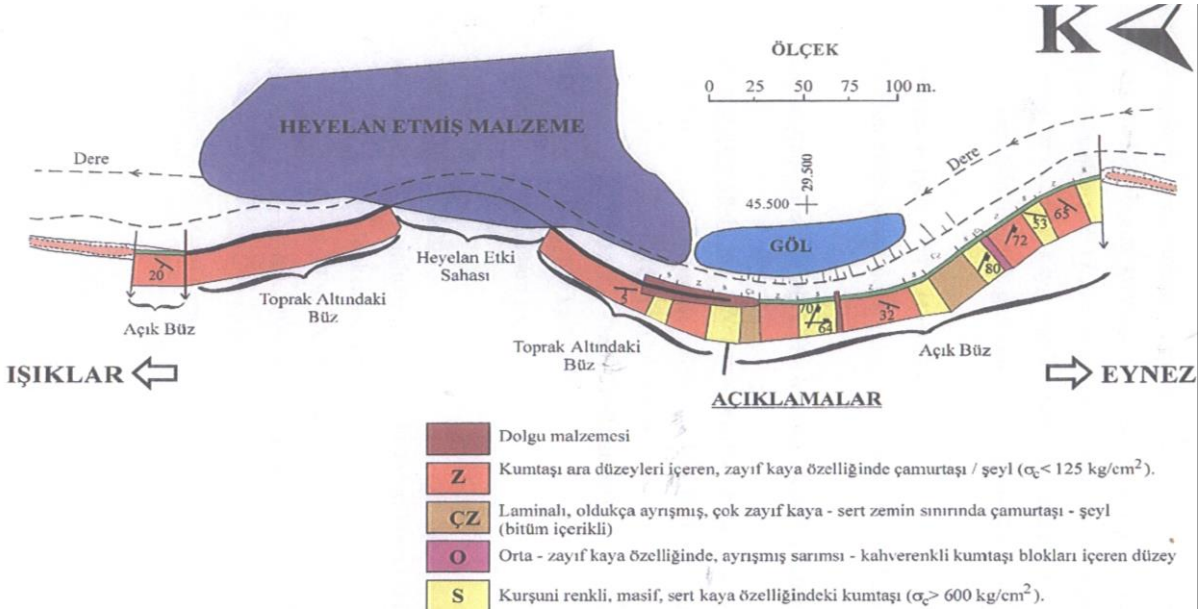
Çalışma sonunda menfezlerin proje yükünü güvenli bir şekilde taşıyabilmesi için öneriler ve elde edilen sonuçlar sunulmuştur.

2. İNCELEME SAHASININ COĞRAFİ KONUMU VE ZEMİN ÖZELLİKLERİ

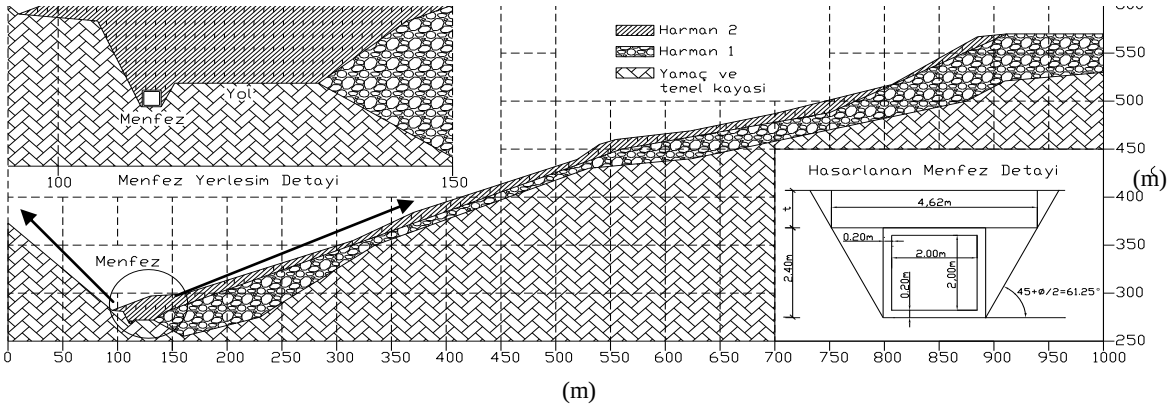
Çöken drenaj menfez hattı Soma'nın yaklaşık 15 km güneyinde ve Manisa'ya 93 km uzaklıkta Eynez ile Işıklar arasında Karanlıkdere vadisinde yer almaktadır. Bahsedilen bölge, farklı litolojik ve farklı ayrışma derecelerine sahip İzmir-Ankara zonunun kırıklı kayaçları ve bunları uyumsuzluklarla örten yamaç molozlarından ve/veya güncel çökeller olarak adlandırılabilen kaya birimlerinden oluşmaktadır (Şekil 1).

Menfez hattı 600 metre boyunda ve yatak eğimi kuzeye doğru olan K-G uzanımlı bir vadi içinde yer almaktadır. Vadinin yamaçları 35°-43° eğim ile stabil durabilen ve Şekil 1 de gösterilen kumtaşları ve çamurtaşlarından oluşmaktadır. Menfezin göçen kısmındaki vadinin kesiti, menfezin konumu ve dökülen malzemenin (harman 1 ve harman 2) durumu Şekil 2 de verilmiştir (harman 1: menfez inşaatından önce dökülen dekopaj malzemesi, harman 2: menfez inşaatından sonra dökülen dekopaj malzemesi).

İnceleme sahasındaki yamaç ve taban kayaçlarının özellikleri yerinde ve laboratuvarda yapılan çalışmalar sonucunda aşağıda Tablo 1 de verildiği gibi belirlenmiştir.



Şekil 1. Drenaj hattı boyunca İzmir-Ankara zonu kayaçlarına ait farklı litolojik seviyeler



Şekil 2. Dökülen dekopaj malzemesi ve vadi kesiti ile hasarlanan menfez detayları

Tablo 1. İnceleme sahasındaki kaya ve zemin özellikleri

Numune	Tanımlama	γ (gr/cm^3)	δ	n (%)	σ_c (Mpa)	I_p (Mpa)
M	Marn (Gri)	2,30	2,46	6,50	59,90	2,58
ÇZ	Çamurtaşı (Yeşilimsi Gri)	2,51	2,62	4,20	11,68	0,54
ÇZ	Şeyl - Çamurtaşı (Yeşilimsi Gri)	2,54	2,68	5,22	9,82	0,60
Z	Çamurtaşı (Yeşilimsi Gri)	2,53	2,67	5,24	14,96	0,68
Z	Şeyl - Çamurtaşı (Yeşilimsi Gri)	2,47	2,70	8,52	108,90	4,95
S	Kumtaşı (Kurşuni)	2,39	2,62	8,78	68,64	3,12
O	Kumtaşı (Sarımsı Kahverengi)	2,49	2,71	8,12	11,66	0,53

Form	Yapı	σ_{CY} (Mpa)	c_Y (Mpa)	ϕ_Y (^{o})	E_Y (Mpa)
Z	Yuvarlak veya köşeli parçalar halinde zayıf içsel kenetlenmeli, aşırı parçalanmış kaya kütlesi	10,38	3,47	25	2185,7
ÇZ	Yuvarlak veya köşeli parçalar şeklinde içsel kenetlenmeli, aşırı parçalanmış kaya kütlesi	7,88	2,56	23	1989,3
O	Çok yüzeyli köşeli blok içeren, kenetlenmiş kısmen rahatsız edilmiş kaya kütlesi	30,11	11,23	36	3665

3. HASARLANAN MENFEZ ELEMANLARININ İRDELEMESİ

Menfezlerin hasarlanma nedenleri iki başlık altında incelenebilir. Birincisi geoteknik irdeleme, ikincisi ise yapısal analizdir. Geoteknik irdeleme sonucunda belirlenecek olan yükleme koşulları dikkate alınarak yapısal analiz gerçekleştirilebilir. Aşağıda hasarlı prefabrike betonarme elemanların üretimi için kabul edilen yükleme koşulları ve bu koşullar ile hesaplanan yükler ele alınmış; daha sonra, gerçekte oluştuğu tahmin edilen yükleme koşulları verilerek, hasar nedeni ve mekanizması geoteknik açıdan ortaya konulmaya çalışılmıştır.

Hasarlanan kutu menfez inşaatının betonarme projesinin yük hesabında dikkate alınan hususlar sırasıyla şöyle sıralanabilir;

(1) Projede Karanlıkdere Vadisi'nin mevcut kesiti yaklaşık simetrik alınmış ve vadinin gerçek geometrisini tam olarak yansıtmamaktadır.

(2) Dolgunun içsel sürtünme açısı 32.5^o, birim hacim ağırlığı 1.8 t/m^3 ve kohezyonu sıfır kabul edilmektedir. Kullanılan zemin parametreleri mevcut zemini tam olarak yansıtmamaktadır.

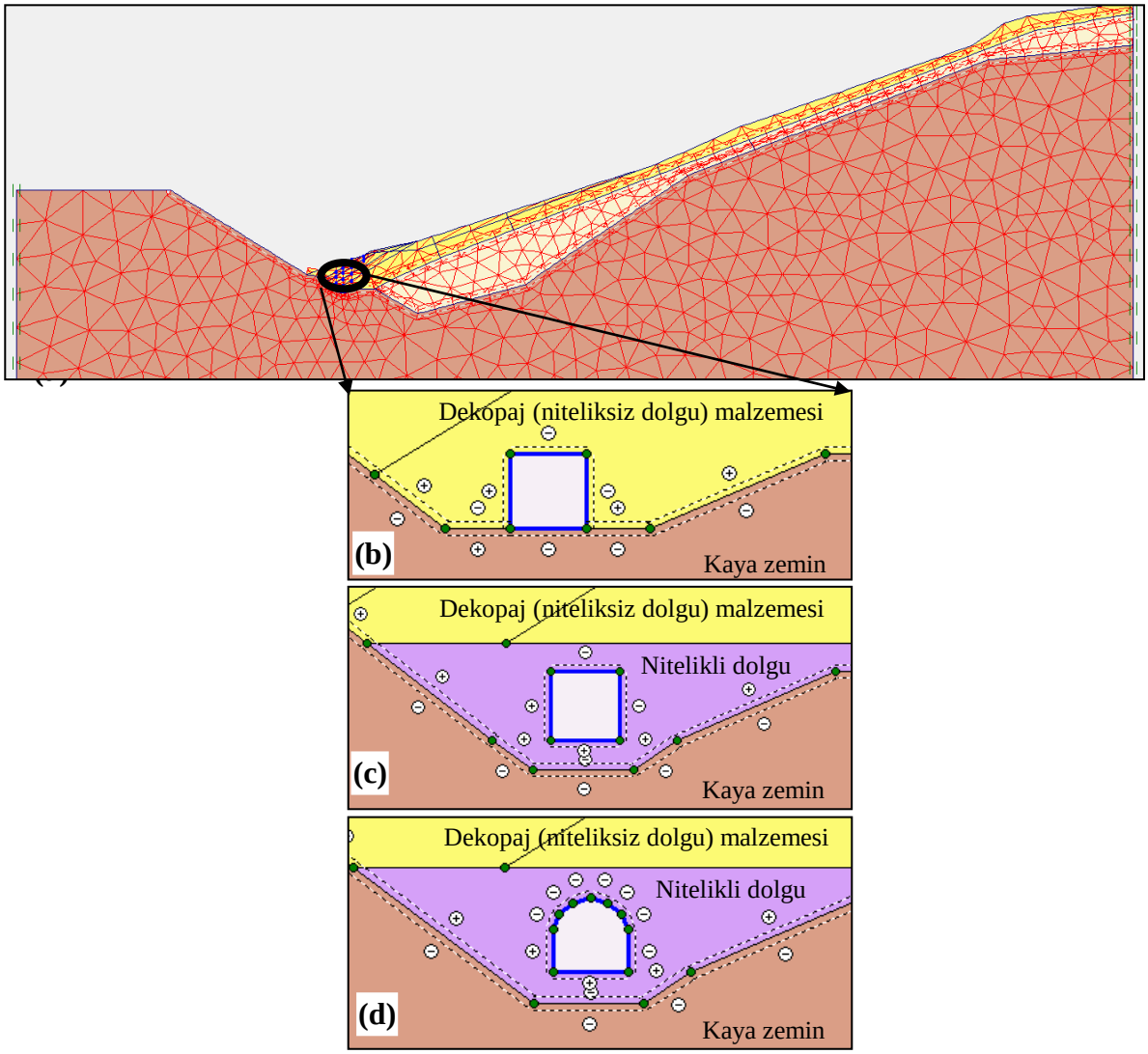
(3) Kutu menfeze etkiyen düşey gerilmelerin hesabında, kemerlenme etkisi göz önüne alınmıştır. Oysa menfezlerin oturduğu kaya temelin rijitliğinden dolayı düşey deformasyonları oldukça sınırlandırılmış olmaktadır. Bu tür yapılarda ve ayrıca büyük yatay ve düşey deformasyonlar yapabilecek olan kontrolsüz dolgularda Terzaghi formülleri doğrudan kullanılmayıp, menfez ile zeminin göreceli deformasyonlarını dikkate alan formül ve yöntemlerden yararlanılmalıdır. Menfezin yataklandığı kaya zemin ve rijit sayılabilecek betonarme prefabrike eleman nedeniyle Karanlıkdere Vadisi gibi uygulamalarda zemin-yapı etkileşiminden doğacak olan kemerlenme etkisinin ihmal edilmesi daha uygun olur.

4. FARKLI GEOMETRİ VE TEMEL SİSTEMLERİ İÇİN MENFEZLERİN SONLU ELEMANLAR İLE ANALİZİ

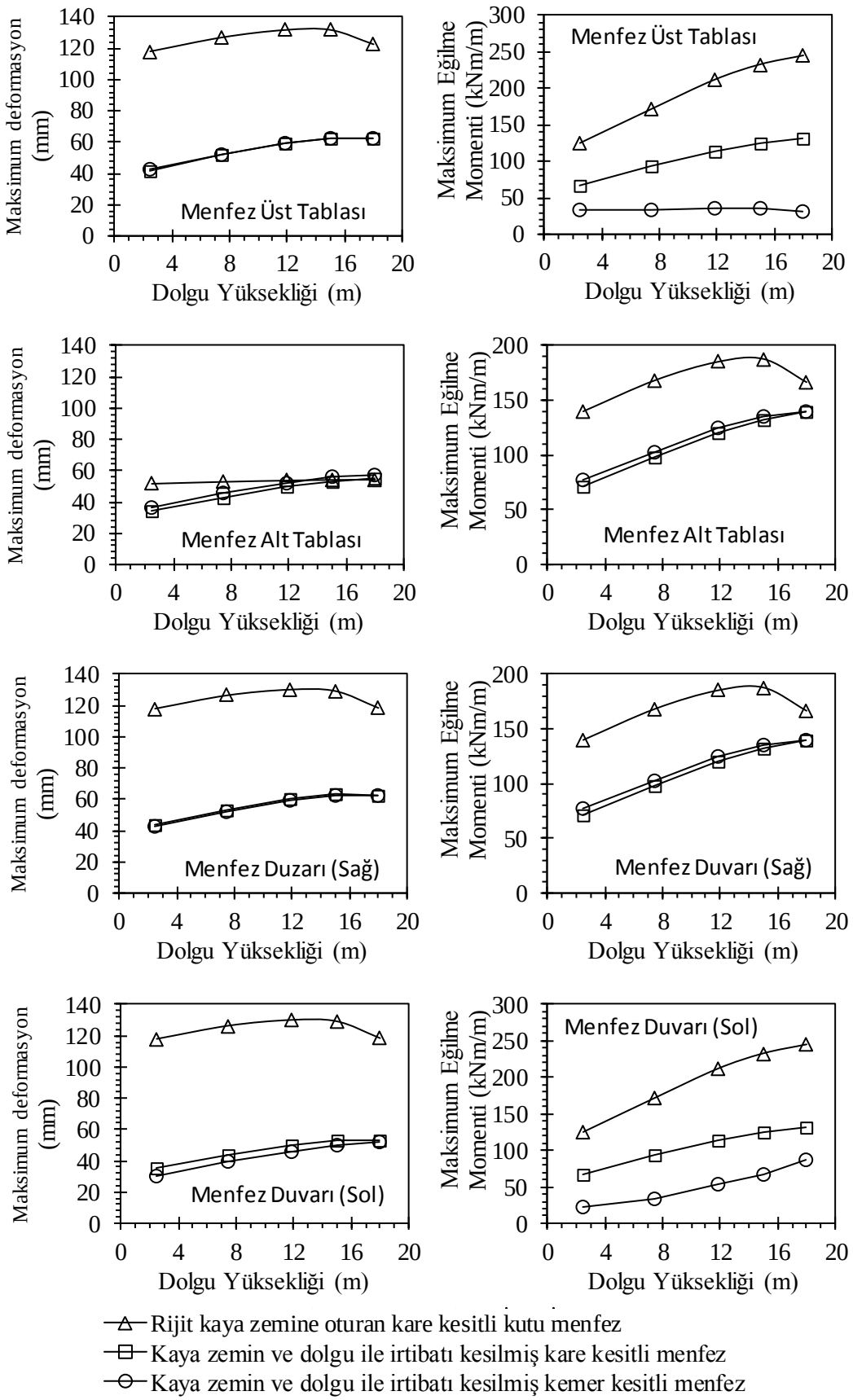
Hasarlanan menfez elemanlarının yapısal açıdan doğru bir şekilde analiz edilip tasarlanabilmesi için menfezlere gelmesi beklenen yükler arazide yapılan incelemeler sonucunda belirlenmiştir. Arazide göçmüş menfezler üzerinde 11-18 m arasında değişen miktarlarda (kalınlıklarda) şevli dekopaj malzemesi olduğu tespit edilmiştir. Gerçek durumu yansıtan kesit yukarıda Şekil 2'de verilmiştir. Ayrıca, dolgu henüz döküm safhasında olduğundan vadi içindeki dolgu dengeye kavuşmamış durumdadır. Dekopaj malzemesi kutu menfezlere doğru heyelan yapmakta ve menfez üzerinde kayarak yanal deformasyon yapmaktadır. Hasarlanma anındaki gerilme halinin belirlenebilmesi için menfez ve dolgu; düzlem deformasyon sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilmiştir. Analizler dekopaj malzemesinin farklı kalınlık seviyeleri için yapılmış ve dekopaj malzemesinin miktarı ile menfezlerde oluşan deformasyon ve iç kuvvetler belirlenmeye çalışılmıştır.

Sonlu elemanlar ile yapılan sayısal analizler üç farklı model için yapılmıştır. Birincisi mevcut hasarlanmış menfezleri temsil eden kaya zemine oturan ve üzerindeki dolgu ile temas halinde bulunan kutu menfez modelidir. İkinci model ise kaya zemin üzerine serilmiş ve sıkıştırılmış olan nitelikli bir temel zemin üzerinde bulunan kutu menfezdir. İkinci modeldeki kutu menfezlerin üzerine ve yanlarına nitelikli bir zemin tabakası yerleştirilerek dolgu ile irtibatı kesilmiştir. Üçüncü modelde ise menfez geometrisi kemer şeklinde seçilmiş ve ikinci modelde olduğu gibi altına ve üzerine nitelikli zemin yerleştirilerek rijit kaya ve dolgu ile menfezin irtibatı kesilmiştir.

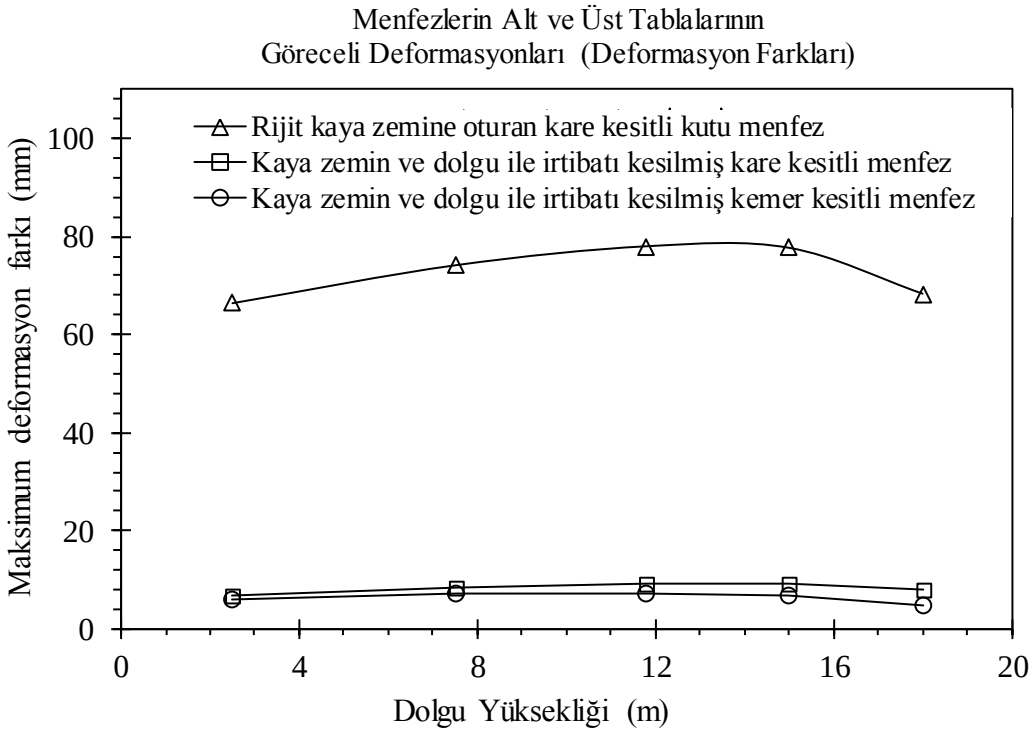
Oluşturulan sonlu elemanlar modeli Şekil 3 ile verilmiştir. Analizler sonucunda menfez elemanlarında belirlenen maksimum toplam deformasyon ve eğilme momentlerinin dekopaj (maden cürufundan oluşan niteliksiz dolgu) malzemesi yüksekliği ile değişimi Şekil 4 ile verilmiştir. Şekil 5'de ise menfezlerin alt ve üst tablalarının göreceli deformasyonları (deformasyon farkları) verilmiştir.



Şekil 3. Sonlu eleman analizleri için oluşturulan geometriler. (a) Vadi ve dekopaj kesiti, (b) rijit kayaya oturan, dolgu malzemesi ile irtibatı kesilmemiş kutu kesitli (hasarlanan) menfez modeli, (c) kaya ve dolgu malzemesi ile irtibatı kesilmiş kutu menfez modeli, (c) kaya ve dolgu ile irtibatı kesilmiş kemer menfez modeli



Şekil 4. Farklı geometriye sahip ve farklı temel zeminlerine oturan menfez elemanları için sonlu eleman analizlerinden elde edilen maksimum toplam deformasyon ve maksimum eğilme momenti değerlerinin menfez üzerindeki dolgu yüksekliği ile değişimi



Şekil 5. Farklı geometri ve farklı temel zeminine oturan menfezlerin alt ve üst tablalarının maksimum göreceli deformasyonları

4. SONUÇLAR

Eğimli dolguyla oluşturulmuş zeminlerde inşaattan uzun bir süre sonra (dolgu dengeye kavuştuktan sonra) zeminde kemerlenme etkisi gözlenebilir. Ancak kendi içinde dengeye ulaşmamış ve inşaatın ilk safhalarındaki zeminlerde kemerlenme etkisinin oluşması beklenmemelidir. Dolayısı ile yapının imalatından sonra yapılacak eğimli dolgu durumlarında zeminde kemerlenme etkisini dikkate alan yöntemlerin kullanılması zeminin gerçek davranışını temsil etmeyeceğinden doğru bir yaklaşım olmayacaktır.

Simetrik olmayan vadi geometrisi ve deformasyon yapabilen şev menfezde oluşan gerilmeleri bir ölçüde etkilemektedir. Menfez üzerindeki dolgu ile birlikte yatay doğrultuda deforme olmaktadır. Bu nedenle menfez derine gömülerek dolgu ile doğrudan irtibatı önlenmelidir.

Kare kesitli menfezlerin köşelerinde yüksek iç gerilmeler oluşmaktadır. Mümkün olduğu takdirde gerilme yığılması oluşturmayacak geometriler tercih edilmelidir. Menfezlerin taban, tavan ve yanlarında nitelikli ara dolgular imal edilerek zemin reaksiyonlarının üniform dağılması sağlanmalı ve kenarlarda oluşan yüksek gerilme yığılmalarının önüne geçilmelidir.

Sonuç olarak bir şev sahasında inşa edilecek menfezlerin dengeye ulaşmamış dolgu ile irtibatlarının kesilmesi menfezlerde oluşabilecek deformasyonları ve gerilmeleri azaltmaktadır. Benzer şekilde menfezlerin nispeten rijit kaya zeminlerin üzerine doğrudan

oturtulmaması ve araya nitelikli bir temel malzemesinin serilmesi de menfez elemanları üzerinde oluşabilecek gerilme yığılmalarını azaltmaktadır. Analiz sonuçlarından da görüldüğü gibi kemer şeklinde keskin hatları olmayan menfez geometrileri menfez elemanları üzerinde oluşan eğilme momentleri değerlerini hatırı sayılır nispette azaltmaktadır. Kare ya da dikdörtgen gibi keskin hatları olan menfez geometrilerinden ziyade daire yada kemer geometrilerinin seçilmesi menfez elemanları üzerine gelen kuvvetleri azaltmak bakımından faydalı olacaktır.

KAYNAKLAR

Kumar J. ve Rao K. S. S. (1997), "Short communications passive pressure determination by method of slice", International Journal for Numerical And Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 21, 337-345.

Miao, T, Liu, Z., Niu, Y. ve Ma C. (2001), "A sliding block model for the runout prediction of high-speed landslides", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 38, 217-226.

Roscoe, K.H. ve Poorooshasb, H.B., (1963), "A fundamental principle of similarity in model tests for earth pressure problems", Proc. 2nd Asian Regional Conf Soil Mech and Found Eng. Tokyo, Japan. Vol. 1(1), 134-140.

Zhu D.Y., Lee C.F., Qian, Q.H., Zou, Z.S. ve Sun, F. (2001), "A new procedure for computing the factor of safety using the Morgenstern-Price method". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 38, 882-888.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

JET GROUT KOLON-ZEMİN ETKİLEŞİMİNİN GERÇEKÇİ MODELLEMESİ VE ARAYÜZ GEOMETRİSİNİN GEOYAPISAL SİSTEMİN DAVRANIŞINA ETKİSİ

REALISTICAL MODELING OF JET GROUTING PILE-SOIL INTERACTION AND THE EFFECT OF INTERFACE GEOMETRY ON THE BEHAVIOUR OF GEOSTRUCTURAL SYSTEM

Halil Murat ALGIN[1]

ABSTRACT

This paper presents a novel method for 3D FE modelling of soil's natural lithological complex discontinuity and the planning geostructure having a plate raft supported multistory RC building on the foundation soil improved by uniformly spaced JG columns. The first time in literature to the best of the author's knowledge, the heterogenic soil with lithological discontinuity is modelled with 3D finite elements directly using 3D Multi Electrode Electrical Resistance (MEER) test results and the geostructural sections are assembled to the developed FE model. Trial JG column having diameter variation with depth is considered as 3D and assembled to the 3D FE soil model using the presumed JG column spacing. 3D plate raft is placed on a cushion layer, all of the interfaces of raft and JG columns are considered and the FE model is assembled using the real dimensions of the geostructure with the scale of 1:1. The results from 3D FE models assembled with cylindrical, prismatic and realistically JG column geometries are compared with the geostructural model with raft only without any JG soil improvement. Accordingly, the crucial design questions arising in geostructural projects regarding the necessity of JG soil improvement, how JG column length, spacing and orientation should be specified and how the raft's bending moments are effected from the design scenarios can be possibly replied more accurately.

Keywords: Jet Grout, Finite Element Method, Multi Electrode Electrical Resistance Test, Electrical Resistivity

ÖZET

Bu bildiride anlatılan modelleme metodu sayesinde, geoteknik mühendisliğinde son derece karmaşık bir problem olan Jet Grout (JG) kolonlarla iyileştirilmiş yapı zemini, plak radye temel ile birlikte, zemindeki karmaşık litolojik süreksizlik de dikkate alınarak, Üç Boyutlu (3B) Sonlu Elemanlarla (SE) modellenmiş ve analizleri yapılmıştır. Literatürde ilk defa, zemindeki 3B heterojen yapı, litolojik süreksizlikler dikkate alınarak, 3B Çok Elektrotlu Elektrik Özdirenç (ÇEEÖ) test sonuçlarının doğrudan kullanılması yoluyla, sonlu

[1] Doç. Dr., Harran Üniversitesi, hmalgin@harran.edu.tr

elemanlarla modellenmiş ve daha sonra tüm diğer geoyapısal elemanlar SE modeline entegre edilmiştir. Örnek bir JG deneme kolonunun derinliğe bağlı olarak çapındaki değişim 3B olarak dikkate alınmış olup, öngörülen JG uygulama aralıklarına göre, plak radye temel altındaki zeminin SE modeline entegre edilmiştir. 3B SE modelindeki plak radye temel, yastık tabakası üzerine oturtulmuştur. Radye temel ve JG kolonlarıyla temastaki tüm önemli arayüz sürtünme yüzeyleri modellenmiştir. Geliştirilen modelde gerçek boyutlar kullanılmış olup, 1/1 ölçeğinde oluşturulmuştur. Silindir, prizma ve gerçek geometrili JG kolon sistemleri, JG kolonları olmaksızın oluşturulan 3B SE modelleriyle kıyaslanarak incelenmiştir. Bu bildiride tanıtılan metot sayesinde, JG iyileştirme işleminin gerekip gerekmediği, gerekiyorsa JG kolon yüksekliği, aralıkları veya oryantasyonun nasıl olması gerektiği, optimum tasarım için JG zemin iyileştirme sonrası yapı momentlerindeki değişim gibi, son derece önemli tasarım sorularına cevap verilebilmektedir.

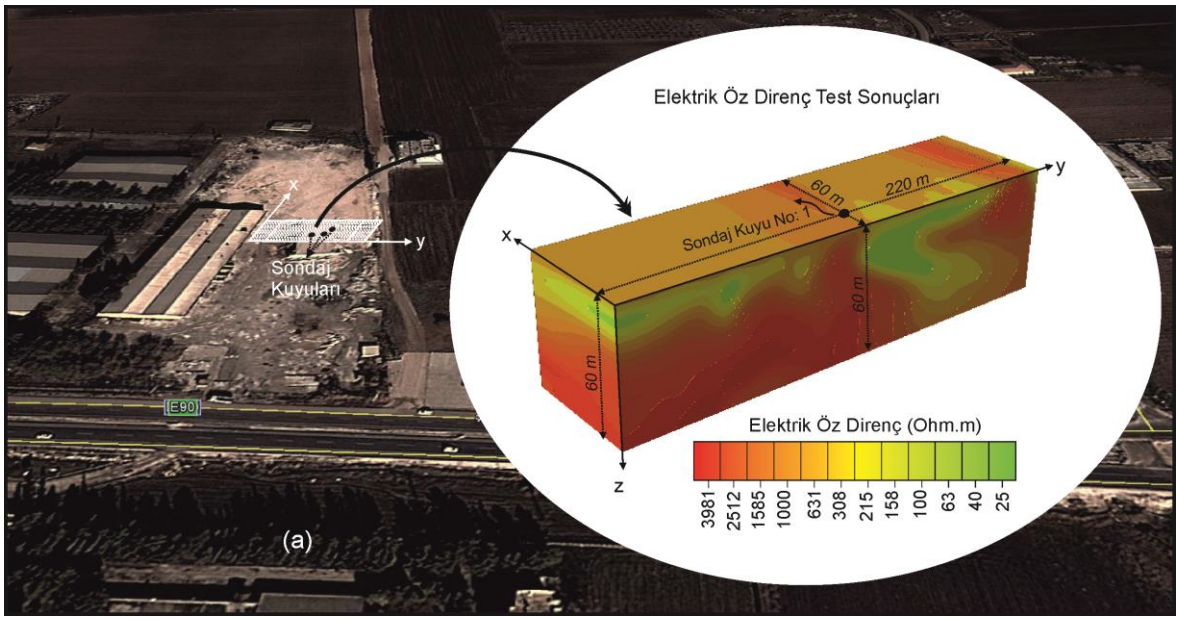
Anahtar Kelimeler: Jet Grout, Sonlu Elemanlar Metodu, Çok Elektrotlu Elektrik Özdirenç Testi, Elektrik Rezistivite

1. GİRİŞ

Jet Grout popüler bir zemin iyileştirme tekniği olup, yanal yüklere gösterdiği direnç, oturma sonuçlarında sağladığı düşüş ve pratik uygulanışı gibi sebeplerden dolayı, günümüzde sıklıkla kazıklara alternatif olarak temel zeminlerinde kullanılmaktadır (Bzowka 2004, Saglamer vd. 2002, Özsoy ve Durgunoğlu 2003, Durgunoglu vd. 2003, Modoni ve Bzowka 2012, Tschuchnigg ve Schweiger 2008). Genel olarak, JG kolonlarla iyileştirilen zeminin analizinde, 2B düzlem deformasyon sayısal modeli, kompozit malzeme tanımı kabulüyle modeli ve ampirik formülizasyon yöntemleri sıkça kullanılmaktadır. Sınırlı sayıda yapılan 3B sayısal analiz modellerinde zeminin litolojik süreksizliği ve JG kolon çapındaki değişim gibi konularda, analiz sonuçlarını doğrudan etkileyebilecek önemli geometrik sadeleştirmeler yapılmaktadır (örneğin Tschuchnigg ve Schweiger (2008), tarafından geliştirilen 3B modelinde olduğu gibi). Bu konuda güncel bir literatür özeti Modoni ve Bzowka (2012) tarafından verilmiştir. Dolayısıyla, günümüzde bu temel sisteminin tasarım ayağı, ampirik, sübjektif ve aşırı basitleştirilmiş metotlara dayanmakta olduğundan (Modoni ve Bzowka, 2012), JG-temel sisteminin gerçekçi tasarımı yoluyla, JG kolon boyutları, aralıkları, üzerindeki yapıyla etkileşimi, geoyapının gerilme ve birim deformasyon özellikleri sunularak, tasarımdaki belirsizlikler yeterince hassas bir düzeyde giderilebilecektir. Geo-Institute ASCE (2009), JG parametre özellikleri için tipik değerler vermemekte ve kullanılmasını önermemektedir, arazide önceden denemelerin yapılmasının yanında kalite kontrol ve kalite güvencesi için gerekli testlerin yapılmasını önermektedir. Özellikle, ENV 12716 standardı, JG malzeme özelliklerindeki değişimin ve JG sistemi üzerindeki yapıların, sistem performansına olan etkisinin değerlendirilmesi konusunu ele almaktadır. ÇEEÖ testi geoteknik mühendisliğinde son zamanlarda yaygınlaşmaya başlamış bir test olup, zeminin heterojen değişimi direkt olarak 3B test sonuçlarından elde edilmiştir. Bu bildiride JG-temel sisteminin geliştirilen daha gerçekçi modeli ve analizi tanıtılmaktadır.

2. ÜÇ BOYUTLU GERÇEKÇİ GEOYAPISAL MODELİN OLUŞTURULMASI VE ANALİZİ

Elektrik özdirenç (rezistivite) yöntemi, uygulamada sıkça kullanılan bir fizik yöntemi olup, elektronik ve bilgisayar teknolojisindeki yeniliklere paralel olarak gelişme göstermektedir. Son yıllarda, çok-elektrotlu ölçüm aletleri kullanılmaya başlanmış olup, geniş alanlarda hızlı olarak yeraltının özdirenç değişim verileri elde edilmektedir. Bu yöntemle ulaşılan rezistivite sonuçları, bir ters çözüm algoritması ile işlenerek özdirenç-derinlik değerleri hesaplanmakta ve üç boyutlu elektrik rezistivite sonuçlarının değişimi elde edilmektedir. Üniversite kampüsü içersinde yapılması öngörülen 6 katlı binanın oturacağı zeminin riskli olmasından dolayı, bu bölgeye yakın bir alanda ÇEEÖ ölçümleri yapılmış olup, testler 64 elektrotlu sistem kullanılarak 5 m içsel aralıklarla yapılmış ve 12 hatta yine 5 m aralıklarla yanal doğrultuda hareket ederek tekrarlanmıştır (Şekil 1a).

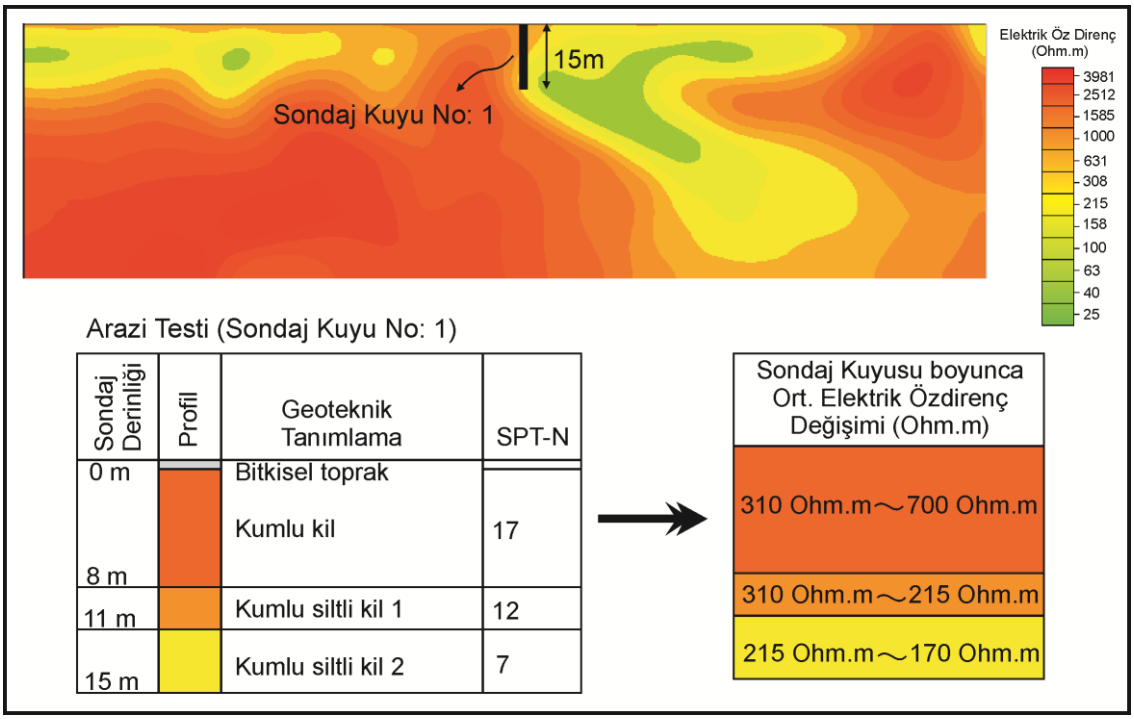


Şekil 1. (a) Elektrik özdirenç (rezistivite) yönteminin uygulandığı temel alanı (b) Elektrik özdirenç sonuçlarının 3B görünümü (60 m net derinliği veren noktalar dışındaki noktalar alınmamıştır)

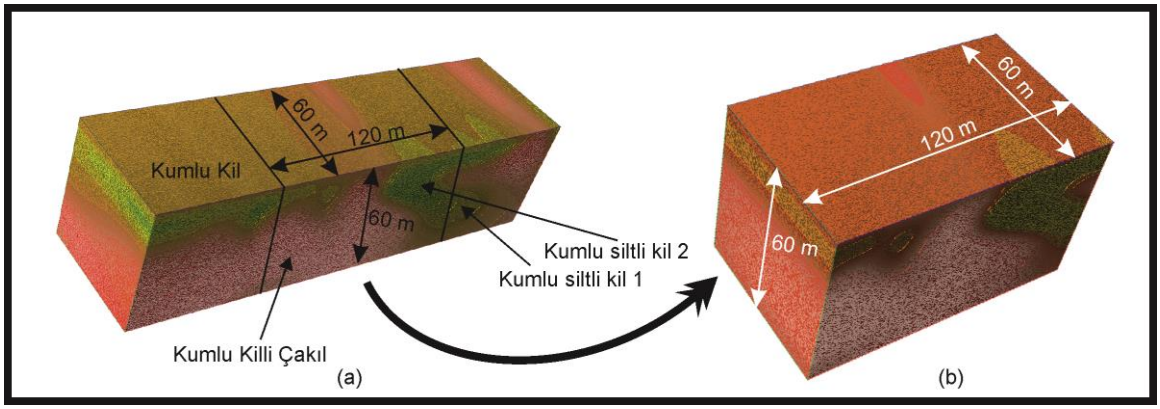
ÇEEÖ testi sonuçlarının sadece 60 m net derinliği veren kısımları kullanılarak, 3B rezistivite sonuçlarının sayısal değişimi elde edilmiş ve Şekil 1b'de sunulmuştur. Ayrıca, 3 sondaj kuyusundan numuneler alınmış ve SPT testi yapılmıştır (Şekil 1). Her zemin türünün, yerel şartlarla değişse bile, o bölgeye özgü bir özdirenç aralığı olmasından dolayı, 3B elektrik rezistivite sonuçlarının litolojik bölgelendirmesi, elektrik özdirenç değerlerine bağlı olarak yüksek çözünürlükle yapılabilmektedir. Ancak, bu litolojik bölgelendirme arazideki sondaj sonuçlarıyla uyumlu olacak bir şekilde yapılmalıdır. Şekil 2'de arazideki sondaj bilgilerine göre bu litolojik bölgelendirmenin nasıl yapıldığı görülmektedir.

Şekil 3'de görüldüğü gibi litolojik bölgelendirme yapılmış 3B elektrik rezistivite sonuçlarının sadece gerekli kısmı (yani plak radye temel taban alan boyutlarının (10 m × 20 m) model sınırlarına 2.5 katı kadar uzakta bir serbest bölge sağlayan kısmı dahilindeki alan) kullanılmıştır. Bu serbest gerilme bölgesi, dış kenara kısa ve uzun kenar doğrultularında her iki kenara sırasıyla 25 m ve 50 m uzaklıktadır. Bu mesafelerin analiz sonuçlarının sınır şartlarından etkilenmemesi için yeterince büyük olduğu, daha önceki

analizlerle tespit edilmiştir. Örnek bir JG deneme kolonunun geometrisi kullanılarak, JG kolonu modellenmiş ve bu Şekil 4'de görüldüğü gibi, zemini simgeleyen 3B elektrik rezistivite sonuçlarının litolojik bölgelerinden oluşan modele entegre edilmiştir. Arazideki öngörülmeyen yerel zemindeki değişimler göz önünde bulundurularak, 3 m serbest yüksekliğe sahip JG kolonları, farklı oryantasyonlarda yastık tabakası altına yerleştirilmiştir. Yastık tabakasının kalınlığı 0.2 m ve plak radye temelin kalınlığı 0.7 m olarak alınmıştır. Temel gömülme derinliği, bodrum katından dolayı 3 m alınmıştır.



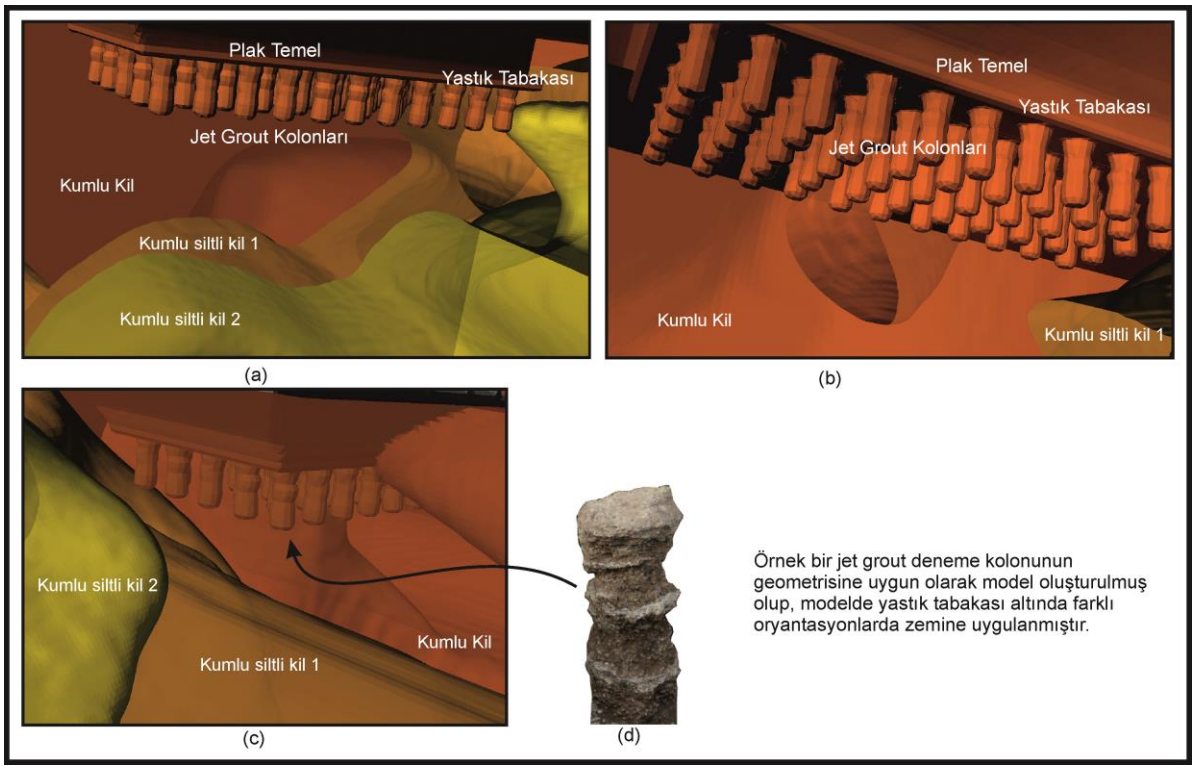
Şekil 2. Sondaj kuyusunun konumunun elektrik özdirenç sonuçları üzerinde gösterimi, 60m lik net derinlik kısmı sadece dikkate alınmıştır. Sondaj verileri ve elde edilen zemin profiline karşılık gelen elektrik özdirenç sonuçlarının değişim aralıkları görülmektedir.



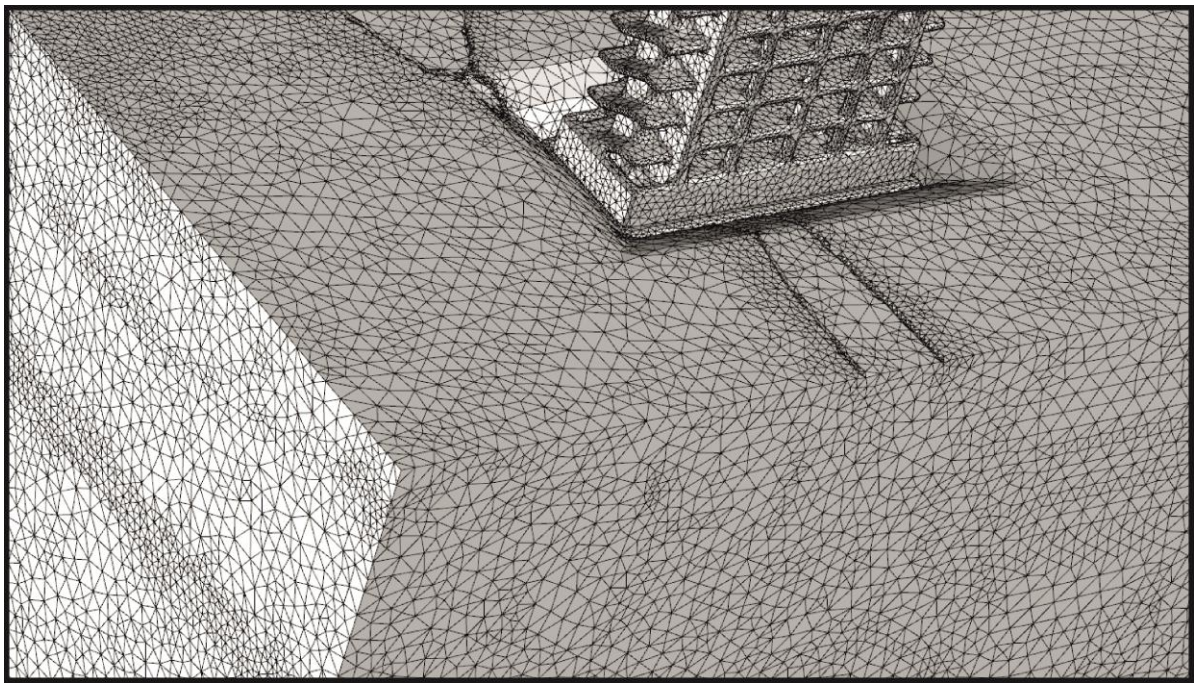
Şekil 3. Litolojik bölgelendirme yapılmış 3B elektrik rezistivite sonuçları ve modelde kullanılan kısım (120 m×60 m×60 m)

Şekil 4'de gösterilen ve temel zemini simgeleyen litolojik bölgelendirme yapılmış olup, 3B elektrik rezistivite sonuçlarından oluşan kısımlar, Abaqus (2012) sonlu elemanlar programında JG kolonları ve plak temel temas ara yüzeyleri tanımlanarak oluşturulmuş ve analiz edilmiştir. Şekil 5'de geliştirilen 3B sonlu elemanlar modeli görülmektedir. Şekil

6’da 3B elektrik rezistivite sonuçları kullanılarak oluşturulan litolojik bölgeleri temel alan zemin kısımlarının hacimsel elementleri görülmektedir. Şekil 7’de tasarlanan 6 katlı binanın oturduğu plak temel, yastık tabakası ve JG kolonlarının SE elementleri görülmektedir.

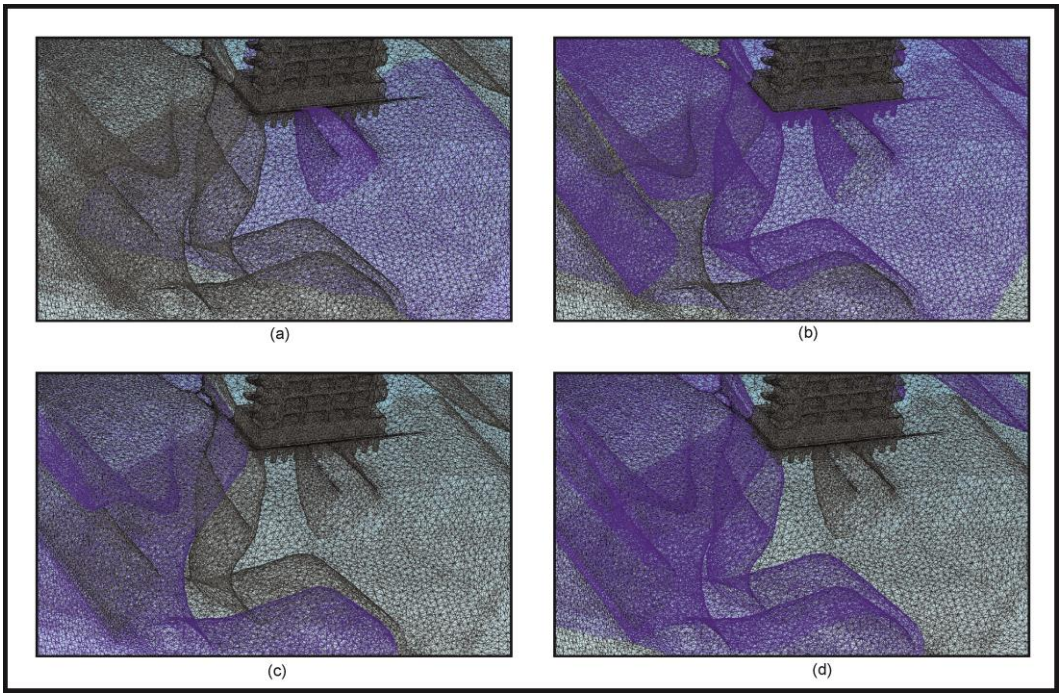


Şekil 4. Temel zemini simgeleyecek şekilde yapılan litolojik bölgeler; 3B elektrik rezistivite sonuçlarından oluşan kısımlar içersinden, temel sisteminin 3B görünümü, zemin türleri, JG kolonları, yastık tabakası ve plak radye temelin tabanına doğru zemin kısımları içersinden görünüş

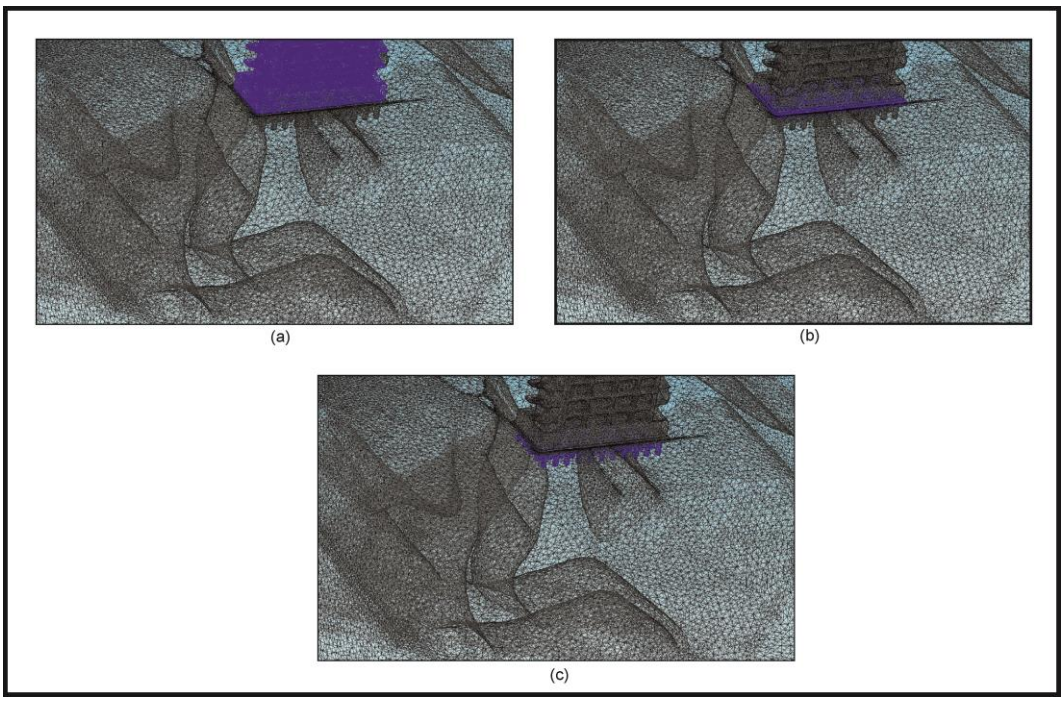


Şekil 5. Oluşturulan 3B sonlu elemanlar modeli

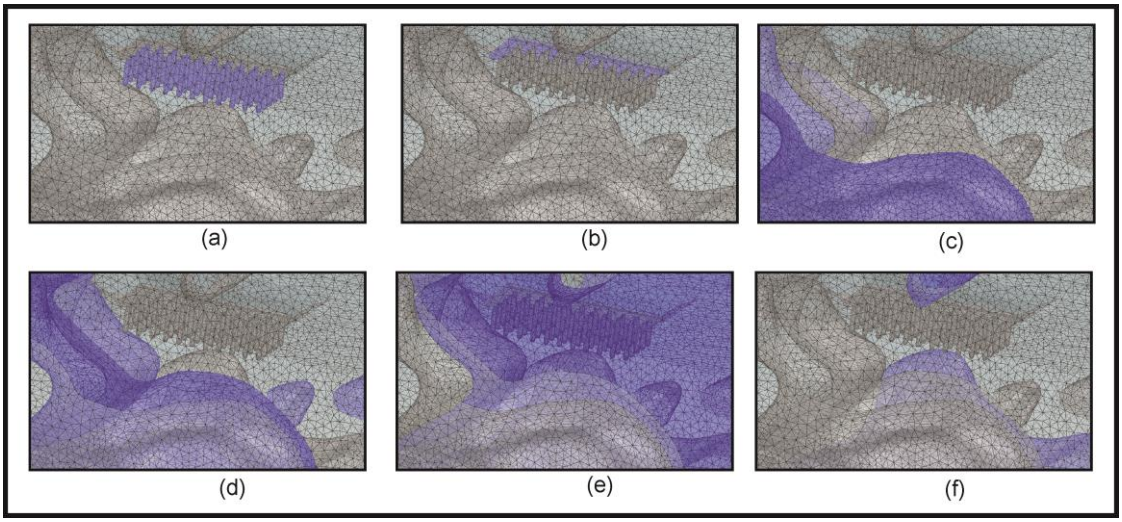
Yukarıda anlatılan aşamalara benzer bir yol izlenerek, gerçekçi JG kolon geometrisi modeline ek olarak, Şekil 8'de gösterildiği gibi tam silindirik formlu kolon uygulaması, Şekil 9'da gösterildiği gibi tam prizmatik formlu kolon uygulaması ve Şekil 10'da gösterildiği gibi, herhangi bir iyileştirme olmaksızın yapılan 3B sonlu eleman modelleri oluşturulmuş ve yapılan analizlerle sonuçlar karşılaştırılmıştır.



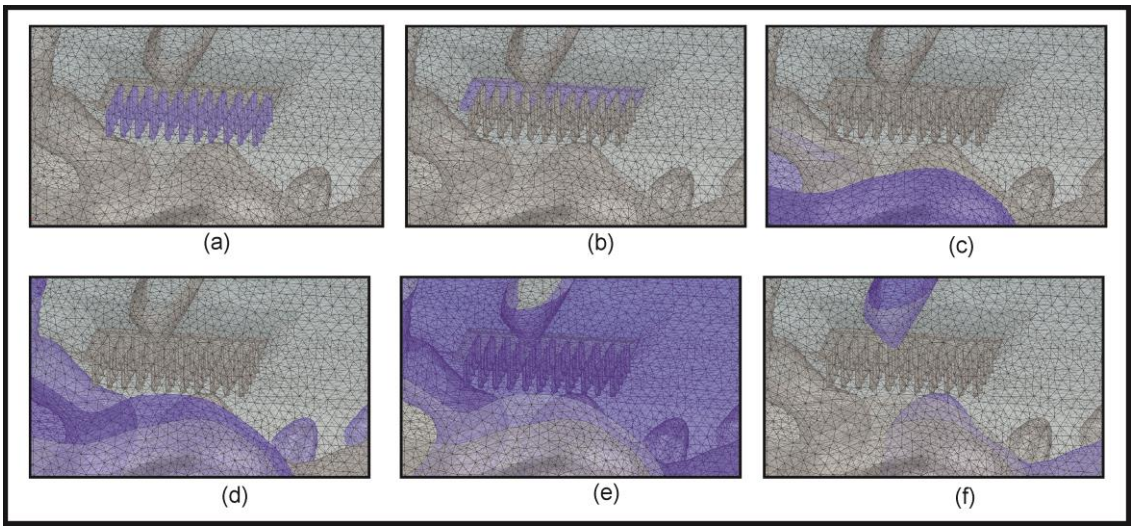
Şekil 6. 3B elektrik rezistivite sonuçları kullanılarak oluşturulan litolojik bölgeler, zemin kısımlarının SE elementleri



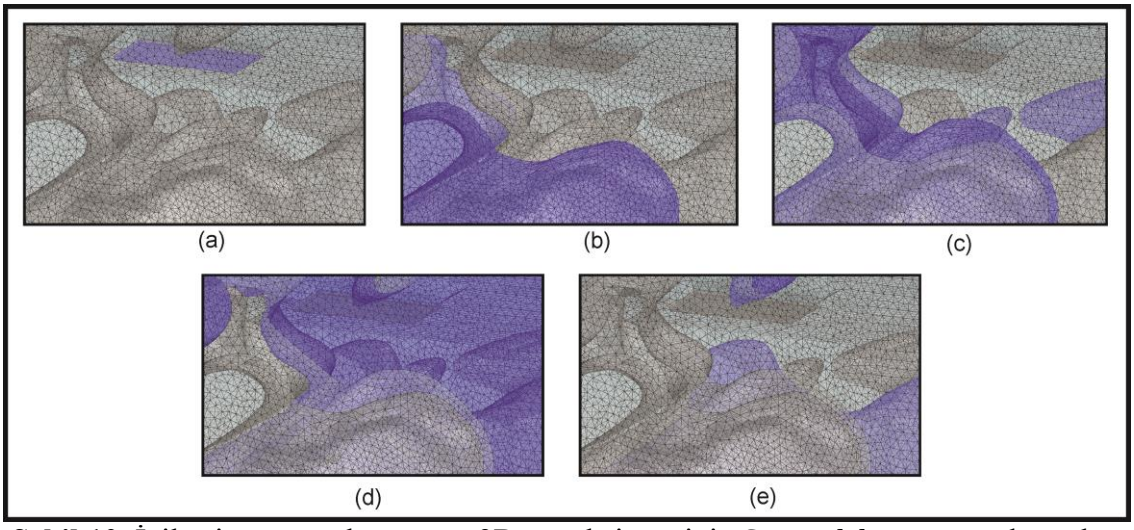
Şekil 7. 3B temel sisteminin SE hacimsel elementleri, plak temel, yastık tabakası ve JG kolonlarının 3B SE elementleri



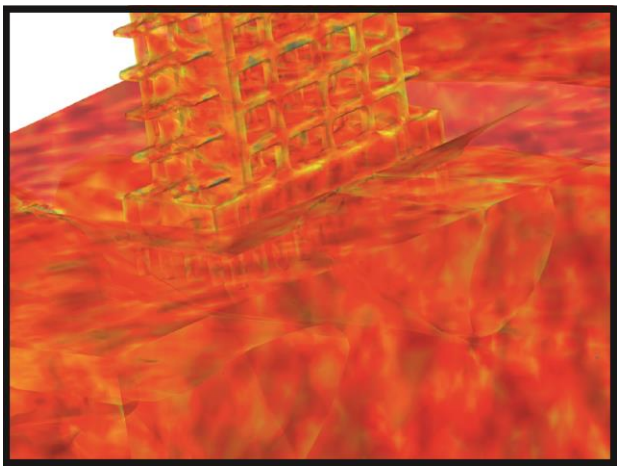
Şekil 8. Tam silindirik kolonlu 3B SE modeli ve zemin kısımlarının görünümü



Şekil 9. Tam prizmatik kolonlu 3B SE modeli ve zemin kısımlarının görünümü

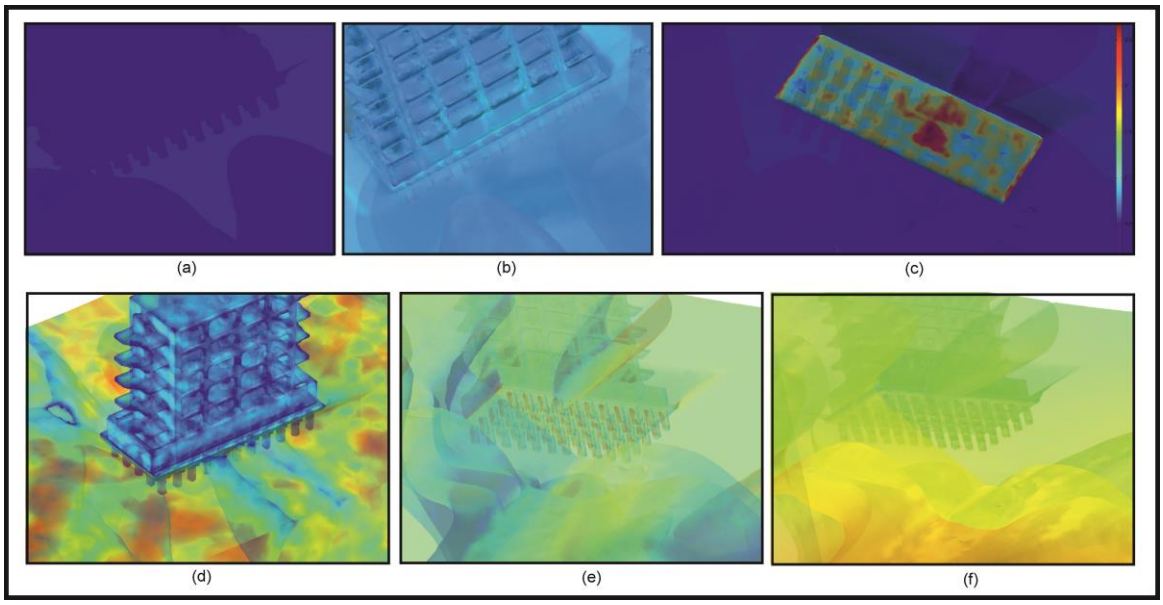


Şekil 10. İyileştirme uygulanmamış 3B temel sisteminin SE modeli ve zemin kısımları



Şekil 11. Kullanılan 3B SE elementlerinin kalite analiz sonuçları. Kırmızı renkli elementler yüksek kaliteli element anlamına gelmektedir.

Kullanılan hacimsel elementlerin kalitesini gösteren 3B görünüm Şekil 11'de verilmiştir. Kırmızı renk tonlar yüksek kalitedeki elementleri simgelediğinden, Şekil 11 geliştirilen SE modelinin yüksek kaliteli olduğunu göstermektedir. Geliştirilen modellerin analizinden elde edilen bazı 3B sonuç görselleri Şekil 12'de verilmiştir.



Şekil 12. Geliştirilen modellerin analizinden elde edilen bazı 3B sonuç görselleri

2. ANALİZ PARAMETRELERİ

Oluşturulan SE modelinde zemin parametrelerinde detaylardaki bazı belirsizliklerden dolayı, akma-sınırı kriteri olarak Mohr-Coulomb ve plastik potansiyel olarak da basınç düzleminde Drucker-Preger'a uyumlu model kullanılmıştır (MC modeli). Plak radye temel, bina yapısı ve JG kolonları, Drucker-Preger akma-sınırı kriterinin üç parametreli özel modeli (BP modeli) ile modellenmiştir. Plak radye temel ve JG kolonlarının ara temas yüzeyleri oluşturulmuş, ancak bu bildiride, bu yüzeylerin davranışı sürekli olarak kabul edilmiştir. Kullanılan parametre detayları Tablo 1'de verilmiştir. Elastik modüldeki gerilmeye bağlı değişim her ne kadar farklı matematiksel fonksiyonlarla model analizinde tanımlanabiliyor olsa da, bu bildiri kapsamında yapılan analizlerde her malzeme için sabit

kabul edilmiş olup, %50 yetisizlik düzeyinde hesaplanan sekant modülü kullanılmıştır, arazi ve laboratuvar verilerinin eksik olanları uygun bir şekilde literatürden yararlanarak tamamlanmıştır (Tablo 1).

Tablo 1: Analizlerde kullanılan model ve parametreler

	Davranış Modeli	TE çekme dayanımı	TE basınç dayanımı	İE basınç dayanımı	ϕ^o	ψ^o	γ_n	c	E	ν
		(MPa)					(kg/m^3)	(kPa)	(MPa)	
Kumlu Kil	MC	-	-	-	29	-	20	15	10	0,3
Kumlu Siltli Kil 1	MC	-	-	-	27	-	20	20	7	0,3
Kumlu siltli kil 2	MC	-	-	-	27	-	20	32	8,5	0,3
Kumlu killi çakıl	MC-NA	-	-	-	35	5	21	1	40	0,2
Plak radye temel	BP	3	30	38		-	25	-	32×10^3	0,15
Yastık tabakası	MC-NA	-	-	-	35	5	21	1	40	0,2
JG kolonlar	BP	1	10	13	-	-	21,5	-	10×10^3	0,15
Bina üst yapısı	BP	3	30	38	-	-	25	-	32×10^3	0,15

3. SONUÇLAR

JG kolon geometrilerinin tam silindir veya prizmatik olarak modellenmesinin uygun olmadığı sonucuna varılmıştır. Bu yorum Modoni ve Bzowka (2012) ile uyuşmaktadır. JG deneme kolon geometrisi gerçekte çok değişkendir. Bu değişken geometrinin modelde faydalı bir etkisi gözlemlenmiş olup, maksimum ve diferansiyel oturmayı %20-30 oranında azalttığı, silindir ve prizma geometrilerinin bu oturmaları %10-15 oranında azalttığı görülmüştür. JG geometrisindeki bu değişkenlik zeminin yerel heterojen yapısı ile ilişkilendirilmiştir. JG kolonunda malzeme parametrelerinde de bir değişimin olduğu bilinmektedir, ancak kolon malzeme parametrelerindeki değişim bu bildiride dikkate alınmamıştır.

Tüm projelerde deneme kolonu yapılarak, Geo-Institute ASCE 2009 ve ENV 12716 gibi uluslararası standartlara ve rehberlere uygun olarak, gerekli testlerin yapılması, JG kolon geometrisinde ve malzeme özelliklerindeki değişimin tespit edilmesi gerektiği anlaşılmaktadır. Literatürde, gerçek JG kolon geometrisindeki ani daralmaların ani göçmelere sebep verebileceği bildirilmiştir. Elde edilen bu değişken parametreler, bu bildiride açıklandığı gibi, sayısal analizlerde kullanılmalıdır. Bu proje uygulamasında, JG kolonları olmaksızın analiz edilen plak radye temel yapısının oturma parametreleri, tolerans sınırları içersinde olduğundan JG uygulamasına gerek olmadığı anlaşılmıştır. JG projelerinde, bildiride açıklandığı gibi, geoyapı sisteminin gerçekçi ve hassas modellenmesi, daha doğru, güvenli ve ekonomik geoteknik tasarım yapılmasını sağlayacaktır.

KAYNAKLAR

Abaqus 6.12, 2012. “Analysis User's Manual”, Dassault Systémes Simulia Corp., Providence, RI.

Bzowka J., 2004. “Computational Model for Jet Grouting Pile - Soil Interaction”, Studia Geotechnica et Mechanica, Vol . XXVI, No. 3 – 4.

Durgunoglu H.T., Kulaç H.F., Oruç K., Yildiz R., Sickling J., Boys I. E., Altugu T, Emrem C., 2003. “A Case History of Ground Treatment with Jet Grouting Against Liquefaction for a Cigarette Factory in Turkey”, Grouting and Grout Treatment, New Orleans, USA.

European Committee for Standardization. (2001).“Execution of special geotechnical works: Jet grouting.”ENV 12716, Brussels, Belgium.

Geo-Institute of ASCE, Grouting Committee. (2009).Jet grouting guideline, ASCE, Reston, VA.

Modoni G. and Bzowka J., 2012. “Analysis of Foundations Reinforced with Jet Grout”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 138:1442-1454.

Özsoy B., Durgunoğlu H.T., 2003. “Sıvılaşma Etkilerinin Yüksek Kayma Modullü Zemin-Çimento Karışımı Kolonlarla Azaltılması”, 5. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul.

Saglamer A., Düzceer R., Gokalp A., Yilmaz E., 2002. “Ground Improvement by Jet Grout Columns for the Foundations of an Automobile Plant in Turkey” Deep Foundations 2002, Proceedings of the International Deep Foundations Congress 2002, Orlando, Florida, GSP No. 116.

Tschuchnigg F., Schweiger H.F. (2008), “Comparison Of Different Models For Analysing Foundat i ons On Jet Grout Col umns” Proc. 12th Int. Conf . Computer Methods and Advances in Geomechanics, 3149 – 3157.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

KONSOL İSTİNAT DUVARLARINDA OLUŞAN AKTİF KAMANIN DENEYSEL VE ANALİTİK İNCELENMESİ

THE EXPERIMANTAL AND ANALYTICAL EXAMINATION OF ACTIVE WEDGE OCCURING IN CANTILEVER WALLS

Erol ŞADOĞLU[1] Hakan A. KAMİLOĞLU [2] Ahmet KUVAT [3] Bayram A. UZUNER[4]

ABSTRACT

In this study, failure tests were performed in plane strain conditions with a model cantilever retaining wall supporting two different sands placed in layers so as to have same internal friction angle. The active case was created by moving forward the model wall very slowly. Failure surfaces and geometry of active wedge behind the wall were observed. Observed failure surfaces and shape of active wedge were quite different from generally accepted Rankine's and Coulomb wedge theory. Therefore, a new analytical method in accordance with the observed geometry was proposed for calculation of active force acting on cantilever walls. Results of this new method and Coulomb wedge theory were compared by examining a numerical example and Coulomb wedge theory gives quite different results with respect to new method.

Keywords: Cantilever retaining wall, Coulomb wedge theory, Active case.

ÖZET

Bu çalışmada, aynı içsel sürtünme açısına sahip olacak şekilde tabakalar halinde yerleştirilmiş iki farklı kumu destekleyen model konsol dayanma duvarı ile, düzlem deformasyon koşullarında göçme deneyleri yapılmıştır. Model duvar öne doğru çok yavaş hareket ettirilerek zeminde aktif durum ortaya çıkarılmış ve duvar arkasındaki zeminde oluşan kırılma yüzeyleri ve aktif kamanın geometrisi gözlemlenmiştir. Gözlemlenen aktif kamanın şekli ve kırılma yüzeyleri, genel kabul görmüş Rankine ve Coulomb kama teorisinden oldukça farklı olmuştur. Bu sebeple duvara etkiyen itkilerin hesaplanması için gözlemlenen geometriye uygun yeni bir analitik yöntem önerilmiştir. Bu yöntem ve Coulomb kama teorisinin sonuçları sayısal bir örnek incelenerek karşılaştırılmış ve Coulomb kama teorisiyle hesaplanan itkinin önerilen yöntemden oldukça farklı olduğu görülmüştür.

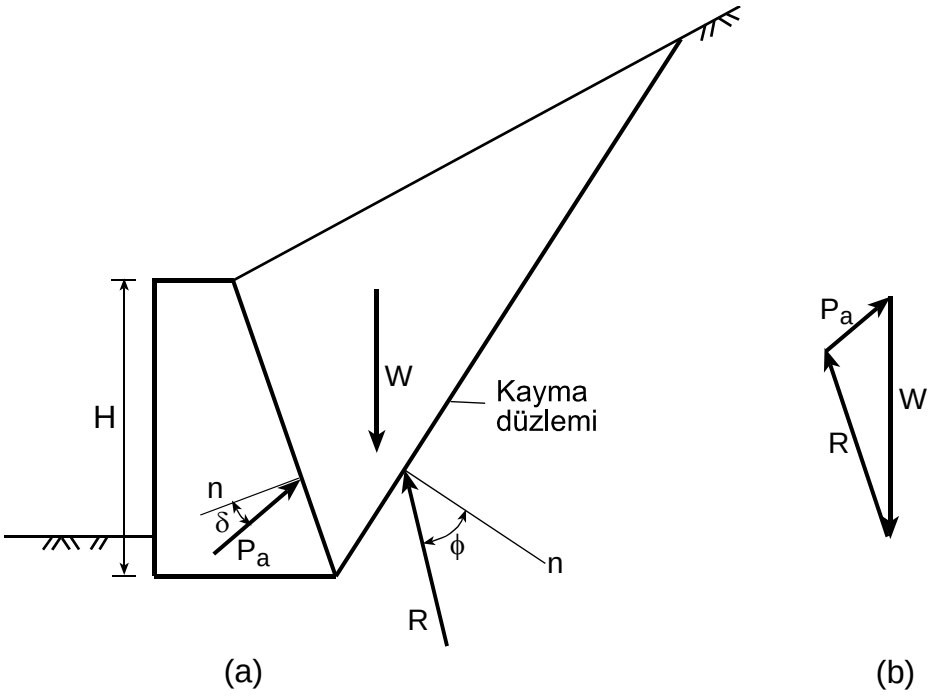
Anahtar kelimeler: Konsol istinat duvarı**,** Coulomb kama teorisi, Aktif durum.

[1] Yrd.Doç.Dr., Karadeniz Teknik Üniversitesi, esadoglu@ktu.edu.tr
[2] Arş.Gör., Bayburt Üniversitesi, hkamiloglu@bayburt.edu.tr
[3] Arş. Gör., Karadeniz Teknik Üniversitesi, ahmet.kuvat@gmail.com
[4] Prof.Dr., Karadeniz Teknik Üniversitesi, uzuner@ktu.edu.tr

1. GİRİŞ

İstinat duvarları, kayma olasılığı olan doğal yamaç veya şevlerde stabiliteyi sağlamak amacıyla oluşturulan mühendislik yapılarıdır. Toprak, sürşaj, su basıncı gibi çeşitli yanal veya eğik etkilere maruz bu yapıların tasarlanması inşaat mühendisliğinde çok karşılaşılan bir durumdur. Fazla dikkat çekmeyen, belki ihmal edilebilir gibi görünen bu yapılarda oluşacak stabilite bozuklukları mevcut değerlerinden kat kat fazla zarara sebebiyet verebilmektedir. Bu yapılar, genellikle ağırlık duvarları (yığma, gabyon, kafes, betonarme konsol, payandalı istinat duvarları vs.), ankastre duvarlar (palplanş perdeleri, iksalar ya da yatay destekler, kazıklı iksa sistemleri, diyaframduvarlar vs.) ve donatılı veya ankrajlı zeminler (donatılı zemin, zemin çivisi, zemin ankrajları, vb.) şeklinde sınıflandırılabilirler (Whitlow, 2001).

Dayanma yapılarının tasarımında, yanal toprak basınçlarının hesaplanması en önemli aşamalardan biridir. Yanal toprak basınçlarının hesaplanmasında Coulomb (1776) ve Rankine (1857) teorileri güncelliğini hala korumaktadır. Coulomb teorisi, Rankine teorisine göre daha yaygın olarak kullanılmaktadır. Coulomb kama teorisinde, duvarla duvar arkasındaki zemin arasında sürtünme olduğu, duvar arkasında oluşan zemin kamasının üçgen biçimli olduğu ve bu kamanın bir kayma düzlemi üzerinde kaydığı varsayılmaktadır (Şekil 1a). Söz konusu teoride minimum aktif ve maksimum pasif şartlarının her ikisinde de duvara etkiyen zemin itkisinin büyüklüğünü belirlemede kuvvet dengesi kullanılmıştır (Şekil 1b).



Şekil 1. (a) Düzlemsel arka dolgu yüzeyi, göçme yüzeyi ve duvar ile sınırlanmış üçgen aktif kama; (b) Aktif Coulomb kaması için kuvvet poligonu (Uzuner, 2007).

Duvar arkasındaki dolgu yüzeyinin kırık düzlemli veya eğrisel kesitte olması ya da dolgu yüzeyine nokta ya da şerit yük etkimesi durumları için ise grafik yöntemler geliştirilmiştir. Bunlar arasında Culmann (1866), Deneme Kaması (1877) ve Logaritmik Spiral Yöntemi en çok kullanılanlarıdır (Bowles, 1996). Fakat son yıllarda bu yaklaşımlardan farklı olarak

zeminin ve duvarın deformasyonlarını değerlendiren sonlu elemanlar yöntemiyle yanal basınçlar hesaplanmaktadır (Nakai, 1985; Bakeer and Bhatia, 1989; Goh, 1993 vb.).

Dayanma duvarlarına gelen toprak basınçlarının büyüklüğü, zeminde oluşan hareketler ve kırılma yüzeyleri birçok araştırmacının ilgisini çekmiştir. Bazı araştırmacılar çalışmalarında rijit istinad duvarı arkasında oluşan aktif toprak basınçlarını farklı duvar deplasman durumları için araştırmışlardır (Arai, 1993; Matsuzawa and Hazarika, 1996; Hazarika and Matsuzawa, 1997; Huang and Luo, 2009; Colas et al., 2010). Konuyla ilgili bir diğer grup araştırmacı ise çalışmalarda farklı kırılma yüzeyleri veya modları için aktif basınçlarla ilgili bağıntılar ve tablolar elde etmiştir (Schields and Tolunay, 1973; Rahardjo and Fredlund, 1983).

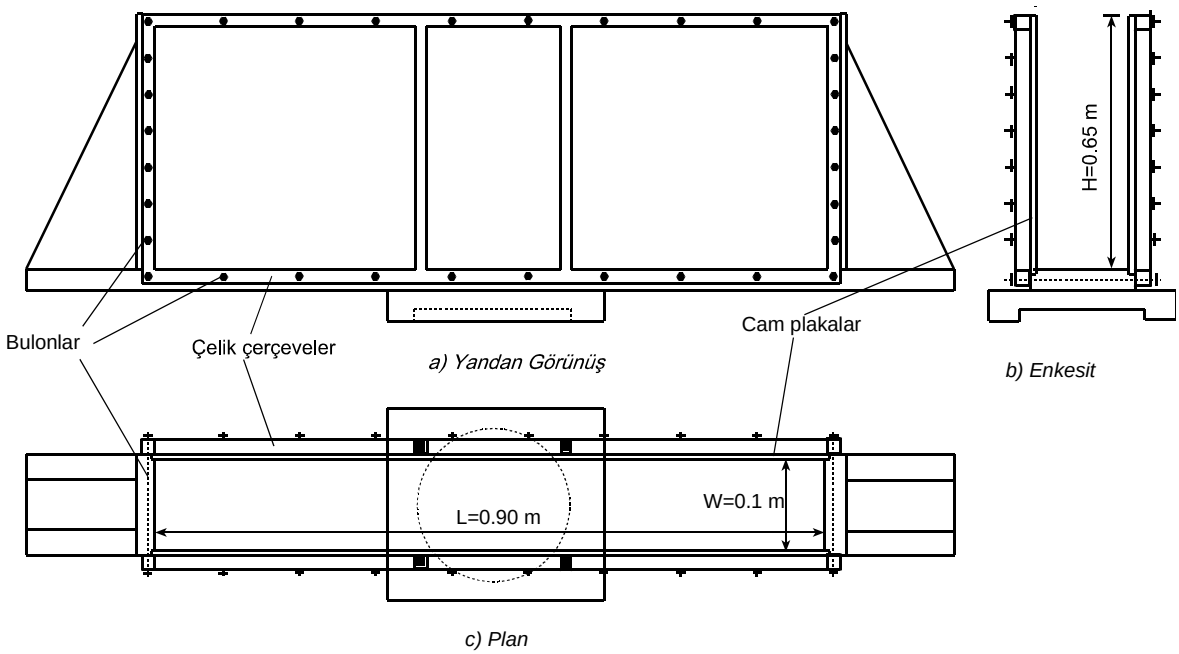
Bu çalışmada, öncelikle kum zemini destekleyen model konsol istinad duvarı ile bir deney düzeneği oluşturulmuştur. Bu model duvar öne doğru çok yavaş hareket ettirilerek zeminde aktif durum ortaya çıkarılmış ve duvar arkasındaki zeminde oluşan kırılma yüzeyleri ve aktif kamanın geometrisi gözlemlenmiştir. Yapılan deneysel çalışma sonucunda gözlemlenen kama şekline uygun aktif basınç hesaplama yöntemi olmadığından, kama geometrisine uygun yeni bir analitik yöntem geliştirilmeye çalışılmıştır.

2. ÇALIŞMALAR

2.1 Deneysel Çalışma

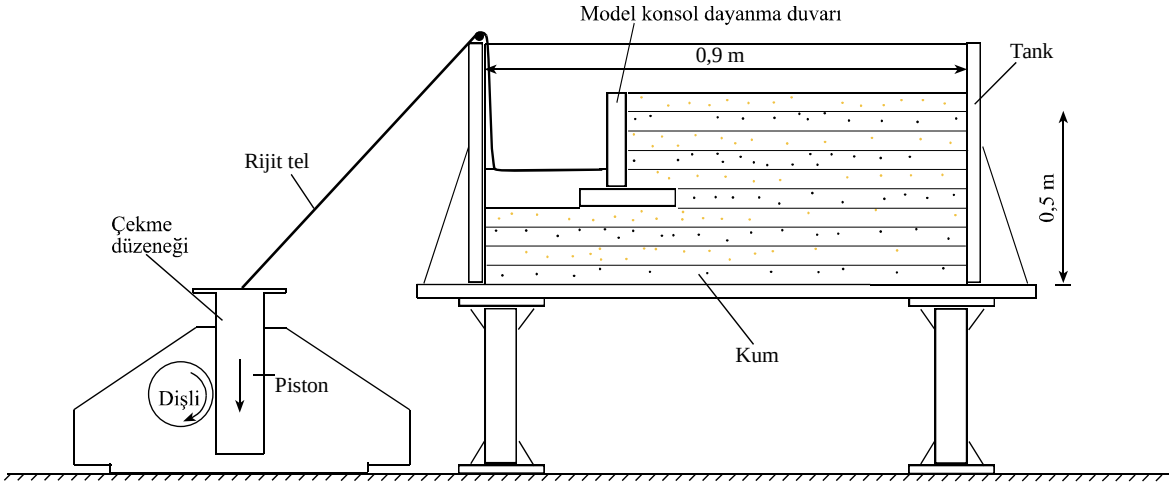
Deneyler K.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümünün Geoteknik Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Deneylerde; deney tankı, çekme düzeni, model konsol istinat duvarı, kum yüzeyini düzleme aleti, iki farklı renkte kum ve dijital fotoğraf makinesinden yararlanılmıştır.

Deney tankının içi bir dikdörtgenler prizması olup, uzunluğu 0,90 m, genişliği 0,10 m ve yüksekliği 0,65 metredir (Şekil 2). Deney tankının alt ve yan yüzleri sert ağaçtan üretilmiş bir çerçeve olup bu ahşaba cam levhaları yerleştirilebilmesi için L biçimli kanallar açılmıştır. Ahşap yan yüzleri rijitliğini sağlamak maksadıyla masif üçgen takozlar, tankın her iki tarafına monte edilmiştir. Böylece ahşap çerçevenin deney esnasında yanlara doğru genişlemesinin engellenmesi amaçlanmıştır. Ön ve arka yüzler, kırılma yüzeylerini gözlemlenebilmesi ve fotoğraf çekilebilmesi için 20 mm kalınlığındaki cam plakalardan oluşturulmuştur. Bu kalın cam plakalar aynı zamanda deney esnasında model istinat duvarının eksenine dik rijit düzlemler oluşturmada faydalı olmuşlardır. Bu şekilde düzlem deformasyon koşulları sağlanmaya çalışılmıştır. Kumun tabakalar halinde sıkıştırılmasını takip etmek ve kırılma yüzeylerini belirlemede kolaylık sağlanması açısından ön ve arka cam yüzlerinde bir kare ağ oluşturulmuştur.



Şekil 2. Deney tankı

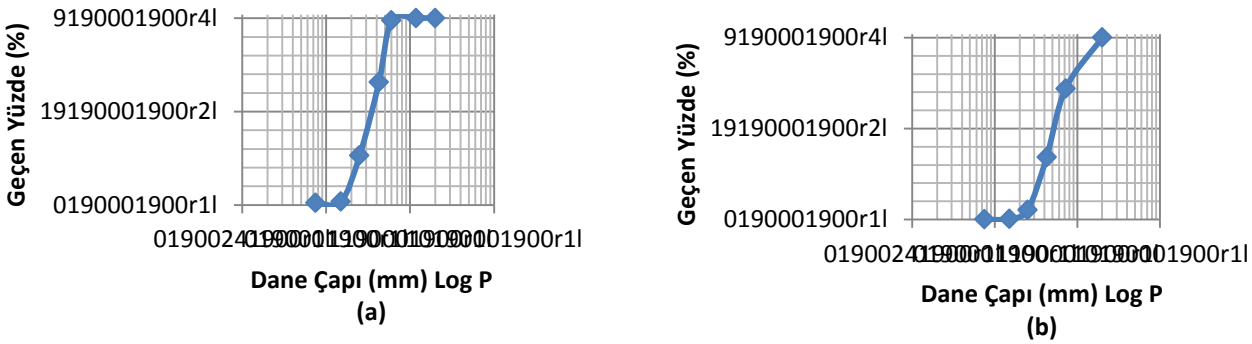
Çekme düzeninin şeması Şekil 3'te görülmektedir. Çekme düzeni için üç eksenli aletin presi kullanılmıştır. Prese bağlı makara ve kanca mekanizması vasıtasıyla model konsol dayanma duvarı, duvar arkasındaki kum zeminde aktif durum oluşturacak şekilde hareket ettirilmiştir. Model duvarın temel taban genişliği 0,20 m ve toplam yüksekliği 0,30 m olup ahşap malzemeden imal edilmiştir.



Şekil 3. Deney tankı ve çekme düzeneği

Deneylerde farklı renklere sahip Trabzon ili Merkez ilçesinin doğu ve batı sahillerinden temin edilen iki farklı kum kullanılmıştır. Kumlar, içindeki yabancı malzemeleri ayrıştırmak için iri gözlü bir elekten geçirilmiş, yıkanmış ve kurutulmuştur. Kumların zemin sınıfının belirlenmesi için yapılan elek analizleri sonucunda batı sahilinden (Akçabat

bölgesi) alınan siyah renkli kum ve doğu sahilinden (Kaşüstü bölgesi) alınan sarı renkli kum USCS'ye göre kötü derecelenmiş kum (SP) şeklinde sınıflandırılmıştır (Şekil 4).



Şekil.4. Kumlara ait granülometri eğrileri a) Sarı kum b) Siyah kum

Kuru yöntemle yapılan elek analizi sonucunda elde edilen granülometri eğrileri dikkate alınarak D_{10}, D_{30}, D_{60}, C_u, C_r değerleri belirlenmiştir. Tane özgül yoğunluğu, modifiye Proktor, minimum kuru yoğunluk ve çeşitli rölatif sıkılıkta yapılan kesme kutusu deneyleri sonucunda sarı ve siyah kum için elde edilen veriler Tablo 1.'de görülmektedir.

Tablo 1. Deneysel çalışmada kullanılan kumların bazı fiziksel özellikleri

ÖZELLİK	**BİRİM**	**SİYAH KUM**	**SARI KUM**
Tane Özgül Yoğunluğu, G_s	–	3,07	2,69
Maksimumu Kuru Yoğunluk, ρ_{kmax}	Mg/m^3	2,08	1,78
Minimum Kuru Yoğunluk, ρ_{kmin}	Mg/m^3	1,51	1,21
Optimum Su İçeriği , $w_{opt.}$	%	13,8	14,5
Efektif Çap, D_{10}	mm	0,28	0,18
D_{30}	mm	0,4	0,25
D_{60}	mm	0,6	0,4
Üniformluluk Katsayısı, C_u	–	2,14	2,22
Eğrilik Katsayısı, C_r	–	0,95	0,87
İçsel Sürtünme Açısı (D_r=0,25) $\phi_{kesme\ kut.}$	Derece	$38,75^o$	$38,76^o$
İçsel Sürtünme Açısı (D_r=0,50) $\phi_{kesme\ kut.}$	Derece	$45,14^o$	$42,95^o$
İçsel Sürtünme Açısı (D_r=0,70) $\phi_{kesme\ kut.}$	Derece	$49,21^o$	$46,44^o$

Deneye hazırlık aşamasında, aralarında kontrastlık bulunan iki farklı renkteki kumun aynı içsel sürtünme açısında deney tankına serilmeleri için gereken rölatif sıkılık değeri belirlenmiştir. Bu kapsamda 40°'lik içsel sürtünme açısını elde etmek için siyah renkli kumun deney tankına D_r=0,298 sıkılıkla serilmesi gerektiği, yine 40°'lik içsel sürtünme açısının elde edilmesi için sarı renkli kumun ise D_r= 0,323 sıkılıkla serilmesi gerektiği belirlenmiştir. Söz konusu kumların rölatif sıkılıklarının 0,298 ve 0,323 olması için kumun birim hacim ağırlığı Bağıntı (1) ile hesaplanmıştır.

$$D_r = \frac{\gamma_{k\,max}}{\gamma_k}\left(\frac{\gamma_k - \gamma_{k\,min}}{\gamma_{k\,max} - \gamma_{k\,min}}\right) \qquad (1)$$

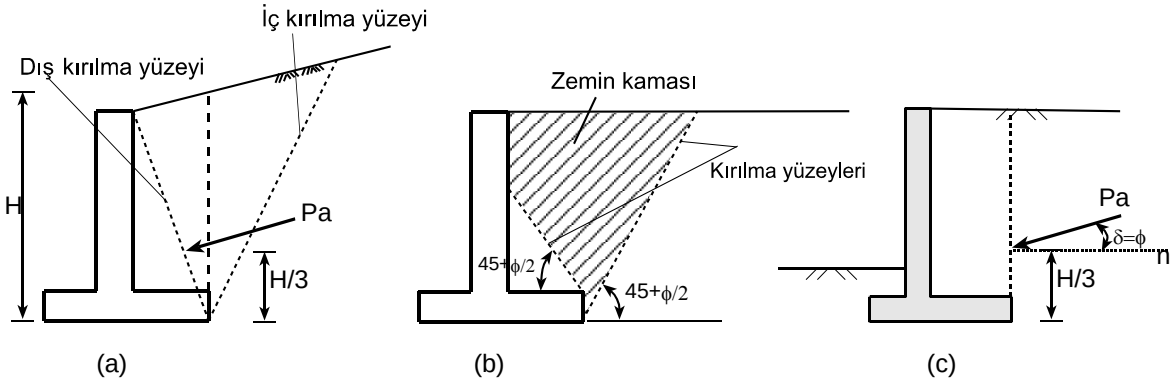
Bu birim hacim ağırlık değerinden faydalanarak 50 mm yüksekliğindeki tabakanın D_r=0,298 değerindeki sıkılığı için gerekli siyah kum miktarı M_k=5,567x10^{-3}Mg, (V=3,3945x$10^{-3}$$m^3$, ρ_k= 1,64 Mg/m^3 olarak) D_r= 0,3236 sıkılık değeri için gerekli olan sarı kum miktarı da M_k=4,584x10^{-3} Mg (V=3,3945x$10^{-3}$$m^3$, γ_k= 1,35 Mg/m^3) olarak hesaplanmıştır. Miktarları belirlenen kum kütleleri yukarıda belirtilen rölatif sıkıllıkları sağlamak için 50 mm'lik tabakalar halinde tanka yerleştirilmiştir. Kum tabakasının hacminin değiştiği yerlerde rölatif sıkılığa uygun yeni kütleler hesaplanarak yerleştirilmiştir. Ardışık olarak sarı ile siyah kum tabakaları serilmiş ve bu şekilde aktif kamanın geometrisinin daha net gözlemlenmesi amaçlanmıştır (Şekil 5).

Şekil 5. Deney başlangıcı

Model istinat duvarında kayma hareketinin oluşturulması, üç eksenli deney aletinin yükleme düzenini boşaltma yapacak şekilde ters yönde çalıştırılması ile sağlanmıştır. Aşağı yönlü çalıştırılan piston ve makaralar vasıtası ile model istinat duvarı yanal olarak ötelenmiştir. Böylece, model duvar arkasındaki zeminde aktif durum oluşturulmuş ve belirli zaman aralıklarıyla fotoğraf çekmek sureti ile kamanın oluşumu gözlenmeye çalışılmıştır (Şekil 6).

Şekil 6. Deney sonu

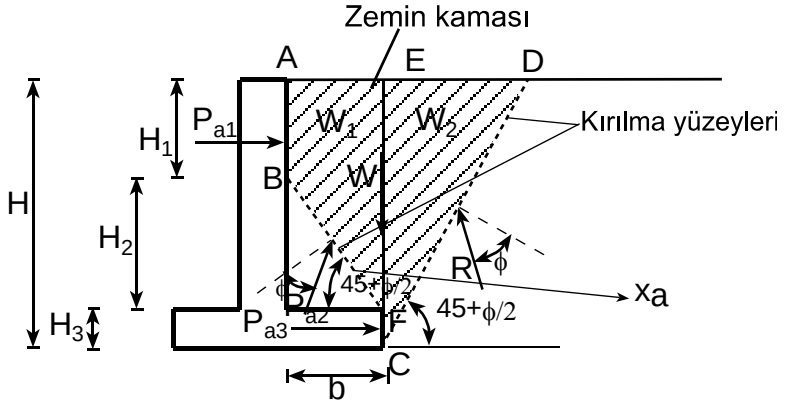
Yapılan deneysel çalışma sonucunda, Şekil 7b'de görülebileceği gibi kayma hareketi ile oluşturulan aktif durum sonucunda duvar arkasında bir zemin kaması oluşmuştur. Ancak, konsol tipi istinat duvarları için Murthy (2002)'nin önerdiği (Şekil 7a) şekilde kamanın oluşmadığı, kırılma yüzeyinin Şekil 7b'de gösterilen şekilde ortaya çıktığı gözlemlenmiştir. Bununla birlikte, Uzuner (2012) Coulomb teorisinin konsol dayanma yapılarında uygulaması için Şekil 7c'deki yaklaşımı önermektedir. Burada, duvar arkasında bulunan duvar temelinin üstündeki zemin, duvarın bir parçası gibi düşünülmekte ve duvarla zemin arasındaki sürtünme açısı içsel sürtünme açısına eşit kabul edilmektedir.



Şekil 7. (a) Aktif durumda konsol tipi istinat duvarı arkasında oluşan üçgen kama (Murthy, 2002) (b) Model istinat duvarı ile yapılan çalışma sonrasında gözlemlenen zemin kaması (c) Uzuner (2012)'ye göre Coulomb teorisinin konsol istinat duvarına uygulanması

2.2 ANALİTİK ÇALIŞMA

Bu kısımda, deneysel çalışma sonucunda elde edilen kırılma yüzeyleri ve üçgen kamanın geometrisi göz önünde bulundurularak duvar arkasına gelen aktif toprak basıncı Coulomb kama teorisine benzer şekilde kamanın dengesinden elde edilmeye çalışılmıştır. Duvar arkasındaki bölgede aktif durum oluştuğundan kamanın duvar arkasına temas eden düşey kısımlarında Rankine teorisindeki gibi aktif toprak basıncı hesaplanmıştır. Duvar arkasındaki zemin kamasına etkiyen yükler Şekil 8'de gösterilmektedir.



Şekil 8. Kamaya etkiyen kuvvetler ve etkime açıları

$$b = \beta \times H \tag{2}$$

$$H_3 = \alpha_H \times H \tag{3}$$

$$H_2 = b \times \tan(45 + \phi/2) = \beta \times H \times \tan(45 + \phi/2) \tag{4}$$

$$H_1 = H - \alpha_H \times H - \beta \times H \times \tan(45 + \phi/2) = H(1 - \alpha_H - \beta \times \tan(45 + \phi/2)) \tag{5}$$

AB yüzeyine etkiyen Pa_1aktif kuvveti,

$$Pa_1 = \frac{1}{2} \times \gamma_n \times K_a \times \left(H(1 - \alpha_H - \beta \times \tan(45 + \phi/2))\right)^2 \tag{6}$$

şeklinde bulunur. Benzer şekilde temele yatay olarak etkiyen aktif basınç kuvveti

$$Pa_3 = \frac{1}{2} \times \gamma_n \times H^2 \times K_a \times \alpha_H \times (2 - \alpha_H) \tag{7}$$

olarak hesaplanır. Kamaya etkiyen P_{a2} kuvvetini belirlenmesi için gerekli kama ağırlığı (W) bu kamayı CE hattından ikiye bölerek (üçgen (W_1) ve yamuk (W_2) alanlar) kolayca elde edilir. Söz konusu CED üçgeninin ve AEBC yamuğunun alanlarının γ_n değeri ile çarpılmasıyla elde edilen değerlerin toplanması ile ABCD kamasının ağırlığı aşağıdaki gibi belirlenir.

$$W_1 = \frac{(H_1 + H - \alpha_H H) \times |AE|}{2} \times \gamma_n \tag{8}$$

$$|AE| = \beta \times H \tag{9}$$

$$W_1 = \frac{\beta H^2}{2} \times \gamma_n (2 - 2\alpha_H - \beta \tan(45 + \phi/2)) \tag{10}$$

$$W_2 = \frac{H \times |ED|}{2} \times \gamma_n \tag{11}$$

$$|ED| = \frac{H}{\tan(45 + \phi/2)} \tag{12}$$

$$W_2 = \frac{H \times \left(\frac{H}{\tan(45 + \phi/2)} \right)}{2} \times \gamma_n \tag{13}$$

CE hattından iki farklı parçaya ayrılan kamanın ağırlığının belirlenmesi için bağıntı (12) ve (13) aşağıdaki şekilde toplanmış ve AEBC kamasının ağırlığı belirlenmiştir.

$$W_1 + W_2 = \frac{H^2 \times \gamma_n}{2} \left[\beta \times \left(2 - 2\alpha_H - \beta \times \tan(45 + \phi/2) \right) + \left(\frac{1}{\tan(45 + \phi/2)} \right) \right] \tag{14}$$

Şekil 8'e gösterilen kamaya etkiyen kuvvetlerin dengesinden duvar arkasındaki eğik yüzeye etkiyen aktif P_{a2} kuvveti,

$$Pa_2 = \frac{1}{2} \times \left(\frac{W}{\sin(45 + \phi/2)} - \frac{P_{a1} + P_{a3}}{\cos(45 + \phi/2)} \right) \tag{15}$$

$$= \frac{H^2 \times \gamma_n}{4} \left[\begin{array}{l} \left(\frac{\beta \times \left(2 - 2\alpha_H - \beta \times \tan(45 + \phi/2) \right)}{\sin(45 + \phi/2)} + \frac{1}{\tan(45 + \phi/2) \sin(45 + \phi/2)} \right) \\ - \frac{K_a \left((1 - \alpha_H - \beta \times \tan(45 + \phi/2)) \right)^2}{\cos(45 + \phi/2)} - \frac{K_a \times \alpha_H \times (2 - \alpha_H)}{\cos(45 + \phi/2)} \end{array} \right]$$

şeklinde elde edilir. Aktif basınç kuvveti α_H , β, ϕ parametreleri cinsinden tanımlanabilecek bir aktif basınç katsayısı ile hesaplanabilir. Aktif basınç kuvvetinin etkime noktası P_{a2} basınç kuvvetine denk gelen kısımdaki basınç dağılışının trapez şeklinde olduğu kabulünden hareketle elde edilebilir. B noktasındaki düşey, yatay ve eğik gerilme,

$$\sigma_{Bdüşey} = H_1 \times \gamma_n \tag{16}$$

$$\sigma_{Byatay} = H_1 \times \gamma_n \times K_a \tag{17}$$

$$\sigma_B = \frac{H_1 \times \gamma_n \times (K_a + 1)}{2} + \frac{H_1 \times \gamma_n \times (1 - K_a)}{2} \times \cos(90 + \phi) \tag{18}$$

olur. F noktasındaki düşey, yatay ve eğik gerilme,

$$\sigma_{Fdüşey} = (H_1 + H_2) \times \gamma_n \tag{19}$$

$$\sigma_{Fyatay} = (H_1 + H_2) \times \gamma_n \times K_a \tag{20}$$

$$\sigma_F = \frac{(H_1 + H_2) \times \gamma_n \times (K_a + 1)}{2} + \frac{(H_1 + H_2) \times \gamma_n \times (1 - K_a)}{2} \times \cos(90 + \phi) \tag{21}$$

olur. Bu iki gerilmenin büyüklüğüne bağlı olarak P_{a2} aktif kuvvetinin etkime noktası,

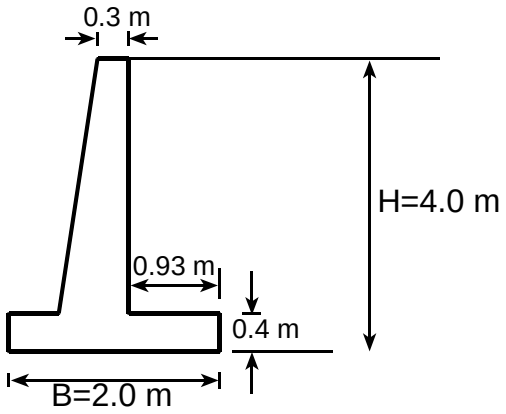
$$x_F = \frac{\overline{BF}}{3}\left(1 + \frac{H_1}{2H_1 + H_2}\right)$$

$$x_F = \frac{\beta \times H}{3 \times \cos(65)}\left(1 + \frac{H_1}{2H_1 + H_2}\right) \tag{22}$$

bağıntısıyla elde edilir. Böylece, aktif toprak basıncının büyüklüğü, etkime noktası ve doğrultusu belirlenmiş olur.

2.3. Sayısal Örnek

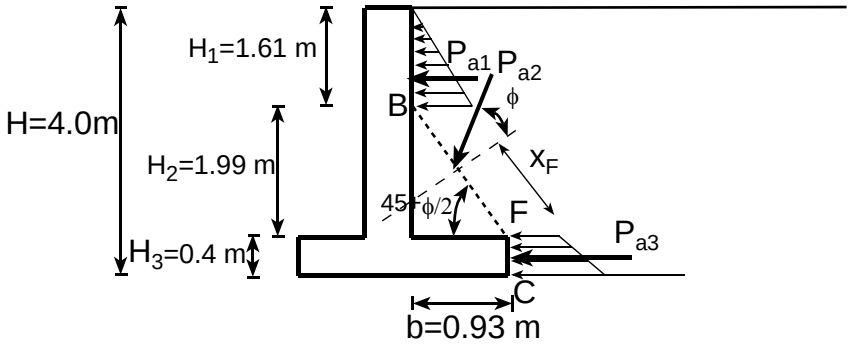
Bu kısımda H, α_H , β, γ_n, ϕ parametreleri cinsinden tanımlanan konsol tipi istinat duvarına gelen yüklerin bileşkesi belirlenmiş ve literatürde sıklıkla kullanılan Coulomb teorisinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Doğal birim hacim ağırlığı 19 kN/m^3, içsel sürtünme açısı 40°, temel taban genişliği 2 m ve yüksekliği 4 m olan duvar ele alınmıştır (Şekil 9).



Şekil 9. Örnek duvarın boyutları

Örnek konsol tipi istinat duvarının boyutları göz önünde bulundurulduğunda β katsayısı 0,2325, α_H katsayısı ise 0,1 olarak belirlenir ve Bağıntı (2), (3), (4), (5)'te yerlerine yazılırsa b=0,93 m, H_1=1,61 m, H_2= 1,99 m, H_3= 0,4 m olarak belirlenir.

Yapılan Deneysel çalışma sonucunda aktif durumda dayanma yapısı arkasında Şekil 8'de gösterilen biçimde kamanın oluştuğu görülmüştür. Kamanın geometrisi dolayısıyla bu duvara gelen yüklerin sadece Rankine teorisi ya da sadece Coulomb teorisi kullanılarak çözülemeyeceği aşikardır. Dayanma yapısının AB ve FC yüzeylerine bitişik zeminde aktif durumun oluştuğu kabul edilerek (Rankine teorisine göre) bu yüzeylere etkiyen aktif basınç kuvveti hesaplanmıştır. Coulomb Teorisine benzer bir yaklaşımla duvar arkasında oluşan kamanın dengesindende FC yüzeyine etkiyen bileşke kuvvet elde edilmiştir (Şekil 10).



Şekil 10. Duvar arkasındaki zemin itkileri ve doğrultuları

Analitik çalışma kısmında önerilen çözüm metodunda, aktif durumda zeminden duvara gelen kuvvetlerin duvar yüzeyine dik etkidiği bölgelerde Rankine metoduna göre çözüm yapılması istendiğinden Şekil 9'da boyutları verilen duvara gelen Pa_1 ve Pa_3 yükleri aşağıdaki gibi belirlenmiştir. Bu aşamada Rankine'nin önerdiği aktif zemin basınç katsayısı (Bağıntı 23) kullanılmış ve Bağıntı (6), (7)'den yararlanılarak duvara etkiyen yatay yükler Bağıntı (24), (25) ifade edildiği şekilde elde edilmiştir.

$$K_a = \tan^2(45-\phi/2) = 0,2174 \tag{23}$$

$$Pa_1 = \frac{1}{2}\times 19\times 0,2174\times 1,61\times 1,61 = 5,353 kN/m \tag{24}$$

$$Pa_3 = \frac{1}{2}\times 19\times 4^2\times 0,2174\times 0,1\times (1,9) = 6,2785 kN/m \tag{25}$$

Duvar arkasında oluşan BF yüzeyine gelen kuvvetin hesaplanması için gereken kama ağırlığı Bağıntı (14) kullanılarak aşağıdaki gibi belirlenmiştir.

$$W = \frac{4^2\times 19}{2}\left[0,2325\times\left(2-2\times 0,1-0,2325\times\tan(65)\right)+\left(\frac{1}{\tan(65)}\right)\right] = 116,87 kN/m \tag{26}$$

BF yüzeyine gelen yük olan Pa_2 değeri, Bağıntı (24), (25) ve (26)'te bulunan değerlerin Bağıntı (15)'de yerine yazılmasıyla,

$$Pa_2 = \frac{1}{2} \times \left(\frac{62,47}{\sin(65)} - \frac{5,353 + 6,278}{\cos(65)} \right) = 50,74 kN/m \tag{27}$$

elde edilir. Pa_2 kuvvetinin etkime noktası ise Bağıntı (22) kullanılarak aşağıdaki gibi belirlenir.

$$x_F = \frac{0,2325 \times 4}{3 \times \cos(65)} \left(1 + \frac{1,61}{2 \times 1,61 + 1,99} \right) = 0,960 m \tag{28}$$

Yukarıda edilen kuvvetlerden hareketle duvara yatayda ve düşeyde etkiyen bileşke yükler aşağıdaki gibi belirlenir.

$$\sum X = Pa_1 + Pa_2 \cos(65) + Pa_3$$
$$= 5,353 + 50,74 \cos(65) + 6,285 = 33,08 kN/m$$

$$\sum Y = Pa_2 \sin(65)$$
$$= 45,98 kN/m$$

Aynı boyutlarda, aynı özelliklere sahip zemini destekleyen konsol tipi istinat duvarına gelen yük hesaplaması, Murthy (2002) ve Uzuner (2012) önerdiği kama şekli esas alınarak Coulomb teorisine göre yapılmasıyla aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

Murthy (2002)'ye göre,

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2(\alpha)\sin(\alpha - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta)\sin(\alpha + \beta)}}\right]^2}$$

$$K_a = \frac{\sin^2(78 + 40)}{\sin^2(78)\sin(78 - 40)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 40)\sin(40 - 0)}{\sin(78 - 40)\sin(78 + 0)}}\right]^2} = 0,29$$

$$Pa = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a = 0,5 \times 19 \times 4^2 \times 0,29 = 43,90 \text{kN/m}$$

Duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısı (δ), duvarın arkasındaki zemin duvarın bir parçası gibi düşünüldüğünden içsel sürtünme açısına (ϕ) eşit alınmıştır.

$$Pa_{yatay} = Pa \times \cos(52) = 43,90 \times 0,615 = 27,03 kN/m$$
$$Pa_{düşey} = Pa \times \sin(52) = 43,90 \times 0,788 = 34,59 kN/m$$

Uzuner (2012)'ye göre,

$$K_a = \frac{\sin^2(90+40)}{\sin^2(90)\sin(90-40)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(40+40)\sin(40-0)}{\sin(90-40)\sin(90+0)}}\right]^2} = 0,21$$

$$Pa = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a = 0{,}5 \times 19 \times 4^2 \times 0{,}21 = 31{,}92 \text{kN/m}$$

$$Pa_{yatay} = Pa \times \cos(40) = 31,92 \times 0,766 = 24,45 kN/m$$

$$Pa_{düşey} = Pa \times \sin(40) = 31,92 \times 0,643 = 20,26 kN/m$$

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, kum zemini destekleyen model konsol dayanma duvarı ile düzlem deformasyon koşullarında deneyler yapılarak duvar arkasında oluşan aktif kama ve kırılma yüzeyleri incelenmiştir. Kamanın geometrisi sıklıkla kullanılan Rankine ve Coulomb teorilerinden oldukça farklı olduğundan, bu kama analitik olarak incelenerek duvar arkasındaki basınçları hesaplamada yeni bir yöntem geliştirilmeye çalışılmıştır. Önerilen bu yeni yöntemle Coulomb teorisini karşılaştırabilmek için sayısal bir örnek yapılmıştır. Bu çalışmalardan aşağıdaki sonuçlar çıkarılmıştır:

- Gözlemlenen kayma yüzeyleri Rankine ve Coulomb teorilerini uygularken yapılan kabullerden oldukça farklıdır. Bu kamanın gerçekte üçgen olmayıp, konkav beşgen şeklinde oluştuğu belirlenmiştir.

- Konsol istinat duvarlarında Coulomb teorisi uygulanırken duvar arkasındaki kırılma yüzeyi doğrusal olarak kabul edilmektedir. Oysa deneylerde bu kırılma yüzeyinin çok parçalı kırıklı doğrulardan oluştuğu görülmektedir.

- Deneysel çalışma sonucunda elde edilen kırılma yüzeyleri esas alınarak hesaplanan düşey ve yatay yükler, Murthy (2002) ve Uzuner (2012) yaklaşımlarına göre Coulomb teorisinden elde edilen yüklerden daha fazla olabildiği görülmüştür.

Bu sonuçlar, konuya ilgili model ve gerçek ölçekli deneyler yapılıp duvara etkiyen kuvvetlerin ölçülmesi gerekliliğini ortaya çıkarmıştır. Böylece, yeni geliştirilen yöntem ve Coulomb teorisinin konsol duvarlar için uygulanabilirliği daha çok netleşecektir.

KAYNAKLAR

Arai, K. (1993), “Active Earth Pressure Founded on Displacement Method.”, Soils and Foundations, Vol. 33, No 3, pp 54-67

Bakeer, R.M. and Bhatia, S.K. (1989), “Earth pressure behind a gravity retaining wall”, Numer. Anal. Methods in Geomech., 13, 665-673.

Bilgin, H. (2006). “İstinat Duvarlarının Statik ve Dinamik Yükler Altındaki Davranışlarının Analizi”. Yüksek Lisans Tezi. Karadeniz Teknik Üniversitesi.Trabzon.

Bowles, J. (1996). “Foundation Analysis and Design” Mc Graw-Hill International Editions, New York.

Colas, A.S., Morel, J.C. and Garnier, D. (2010) “ Full-Scale Field Trials to Assess Dry-Stone Retainig Wall Stability”, Engineering Structures Vol.32 Pages 1215-1222.

Coulomb, C.A. (1776).”Essai Sur Une Application des Regles des Maximums Et Minimums a Qualques Problemes de Statique Relatifs a I’architecture.” Memoris Academie Royal des Sciences, 3,38.

Culmann, K. (1866). “Die Graphische Statik”, Von Meyer & Zeller, Zurich, Switzerland, 547–562.

Goh, A.T.C. (1993), “Behavior of cantilever retaining walls”, Journal of Geotechnical Engineering Division (ASCE), 199(11), 1751-1770.

Hazarika,H. and Matsuzawa,H. (1997), “Coupled Shear Band Method and it’s Application as Compressible Inclusion” Research Report of Maizuru National College of Technology, Kyoto, Japan

Huang, C.C., Luo, W.M., (2009). “Behaviour of Soil Retaining Walls on Deformable Foundations” Engineering Geology, 105(1): 1-10.

Matsuzawa, H. and Hazarika, H. (1996), “Analyses Of Active Earth Pressure Against Rigid Retaining Wall Subjected To Different Mides Of Movement”, Soils and Foundations, Vol 36, No 3, pp 51-65.

Murthy, V.N.S. (2002). “Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering.” Marcel Dekker Inc. New York.

Nakai, T (1985), “Finite element computations for active and passive earth pressure problems on retaining wall”, Soils & Found., 25(3), 98-112.

Özkol, O. (2006). “ Geosentetik Donatılı İstinat Yapılarının Tasarımı” İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi.

Pufahl, D.E., Fredlund, D.G. and Rahardjo,H. (1983) “Lateral Earth Pressures in Expansive Clay Soils.” Can. Geo.J. 20(2), 228-241.

Rankine, W.J.M. (1857).” On the Stability of Loose Earth.” Philosophical Trans. Of the Royal Society, 147(2), 9-27.

Shields,D.H. and Tolunay, A.Z. (1973), “Passive Pressure by Methods of Slices.”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 99(SM12), 1043-1053.

Uzuner, B.A. (2007).” Temel Zemin Mekaniği” Derya Kitabevi, Trabzon.

Uzuner, B.A. (2012).” Temel Zemin Mekaniği” Derya Kitabevi, Trabzon.

Whitlow, R. (2001). “Basic Soil Mechnanics“. Prentice Hall. London.

YÜZEYSEL TEMELLERDE DÜŞEY YATAK KATSAYISI DEĞERLERİNİN TAŞIMA GÜCÜ DEĞERLERİ VE DİĞER YÖNTEMLER KULLANILARAK ELDE EDİLMESİ VE KARŞILAŞTIRILMASI

OBTAINING AND COMPARING OF THE VERTICAL MODULUS OF SUBGRADE REACTION VALUES FOR SHALLOW FOUNDATIONS BY USING BEARING CAPACITY VALUES AND OTHER METHODS

Hüseyin YILDIRIM[1] **Mustafa Talha UÇAR [2]** **Sinan SARGIN [3]**

ÖZET

Yapı-zemin etkileşiminde kullanılan iki önemli parametre; taşıma gücü ve zemin yatak katsayısı değerleridir. Geoteknik mühendisliğinin temel konularından biri olan taşıma gücü değerinin elde edilmesi için birçok farklı yöntem mevcut olmakla birlikte, yatak katsayısı değerinin elde edilmesi hususunda da birçok farklı yöntem mevcuttur.
Bu çalışma kapsamında zemin etüt raporlarından elde edilen verilere göre zemin taşıma gücü değerleri çeşitli yöntemlerle elde edilip karşılaştırılmış olup ayrıca elde edilen taşıma gücü değerleri ve farklı yöntemler de kullanılarak yatak katsayısı değerleri de elde edilip karşılaştırılmıştır.

1. GİRİŞ

Kesme kutusu, serbest basınç ve üç eksenli basınç gibi laboratuvar deneyleri kullanılarak elde edilebilen içsel sürtünme açısı ve kohezyon değerlerini kullanan; Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Hansen (1970) ve Vesic (1975) klasik taşıma gücü yöntemleri, taşıma gücü değeri elde edilmesi için kullanılan en bilinir yöntemlerdendir (Bowles, 1997). Taşıma gücü değeri ayrıca SPT, CPT, plaka yükleme deneyi, presiyometre deneyi gibi arazi deneyleriyle de elde edilebilir (İyisan, 2008). Bu yöntemler haricinde yine arazide uygulanan jeofizik yöntemler ile zemine ait sismik dalga hızlarından çeşitli yaklaşımlar yardımıyla taşıma gücü değerini elde etmek mümkündür (Pişen, 2009).
Yatak katsayısı değerinin tahmini için ise Bowles'a ait zemin türüne göre yatak katsayısı değer aralıklarını veren tablo sıklıkla kullanılır. Bu tahmin yöntemi haricinde yine Bowles'a ait nihai taşıma gücü değerinin 40 katı alınarak elde edilen yatak katsayısı değerlerinin kullanımı da oldukça yaygındır (Bowles, 1997). Yatak katsayısı değerinin elde

[1] Prof. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, yildirimh@itu.edu.tr
[2] İnş. Yük. Müh., mustafatucar@hotmail.com
[3] Araş. Gör., İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul Üniversitesi, ssargin@istanbul.edu.tr

edilmesi için plaka yükleme deneyi de kullanılabileceği gibi bu yöntemler haricinde yatak katsayısı değeri elde edilmesi için zeminin elastik özelliklerini kullanan; Vesic(1961), Biot(1937) ve Bowles formülleri kullanılabilir (Sadrekarimi, 2009).

2. AMAÇ

Türkiye'nin çeşitli yerlerinde, inşaat işleri için hazırlanan zemin etüt raporlarından elde edilen 50 adet veri kullanılarak yapılan bu çalışma kapsamında zemin etüt rapor verilerine göre belirlenen farklı derinliklerde 3 metre en, 3 metre boy ve 0.5m kalınlığa sahip sığ temeller için taşıma gücü değerleri değişik yöntemlerle elde edilip karşılaştırılmış olup ayrıca bu değerlerden yatak katsayısı değerlerinin elde edilmesi için Bowles'un taşıma gücünden yatak katsayısı bulunmasına yarayan ampirik formülü kullanılmıştır.
Zemin elastik özelliklerinden yatak katsayısı değeri tayini için kullanılan Vesic, Biot ve Bowles yöntemlerinde, jeofizik deneylerden elde edilen zemin elastik parametreleri kullanılarak, yatak katsayısı değerleri elde edilmiştir. Bu yöntemler haricinde plaka yükleme deneyi verilerinden de yatak katsayısı değerleri belirlenmiş olup tüm bu yatak katsayısı değerleri Bowles'un zemin türüne göre yatak katsayısı değer aralıklarını veren tablosu ile karşılaştırılmıştır.

3. KULLANILAN YÖNTEMLER

3.1. Taşıma Gücü Değeri Eldesinde Kullanılan Yöntemler

Taşıma gücü analizleri için laboratuvar deneylerinden elde edilen kayma mukavemeti açısı ve kohezyon değerleri; Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Hansen (1970) ve Vesic (1975) klasik taşıma gücü yöntemlerinde kullanılarak nihai taşıma gücü değerleri elde edilmiştir. Bu formüllere etkiyen zeminin yer altı su seviyesi ve tabakalaşma durumu sondaj loglarından tespit edilmiştir. Temel yüklemelerinin düşey doğrultuda yapıldığı, eksantrisite oluşmadığı ve zeminin yatay olduğu kabul edilmiştir.
SPT değerlerinden nihai taşıma gücü değeri elde edilmesi için Terzaghi ve Peck'e ait (1967) emin taşıma gücü eğrileri (Bowles, 1997) kullanılmış olup nihai taşıma gücünü elde etmek için kullanılan zemine ait güvenlik katsayısı; (Vp/Vs) oranı olarak kabul edilmiştir (Keçeli, 2010). Yine SPT değerlerinden taşıma gücü elde edilmesini sağlayan Bowles formülünde de zemine ait güvenlik katsayısı (Vp/Vs) oranı olarak kabul edilmiştir. Kullanılan SPT değerleri, temel derinliğinin 2B altı ve 0.5B üstü içerisinde kalan SPT değerlerinin ortalaması alınarak bulunmuştur. Tüm SPT değerlerine enerji düzeltmesi uygulanmış olup derinlik ve yer altı su seviyesi düzeltmeleri de dikkate alınmıştır.
Jeofizik deneylerden elde edilen kayma ve basınç dalgası hızları, Kurtuluş (2000), Tezcan ve diğ. (2010), Keçeli (2000) ve Türker (2004) formüllerinde kullanılarak taşıma gücü değerleri elde edilmiştir. Bu formüllerde kullanılan zemin hâkim titreşim periyodu değeri jeofizik yöntemlerden ve birim hacim ağırlık değeri, laboratuvar deneylerinden ve jeofizik yöntemlerden elde edilmiştir.
Ayrıca üç adet plaka yükleme deneyinin oturma-gerilme eğrilerinden ve dokuz adet presiyometre deneyinden elde edilen limit basınç değerlerinden taşıma gücü değerleri elde edilmiştir.
Tablo 1.'de sunulan formüller ile elde edilen tüm bu taşıma gücü değerleri yatak katsayısı elde edilmesinde kullanıldığı gibi birbirleri ile de kıyaslanmış olup yapılan tespitler sonuçlar kısmında sunulmuştur.

Tablo 1. Taşıma Gücü Yöntemleri ve Formülleri.

No	Taşıma Gücü Yöntemi	Türü	Formülü
1	Terzaghi	Klasik Taşıma G. F.	$q_{ult} = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.5 N_\gamma \gamma_2 B$
2	Meyerhof	Klasik Taşıma G. F.	$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q + 0.5 B N_\gamma \gamma_2 s_\gamma d_\gamma$
3	Hansen	Klasik Taşıma G. F.	$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B N_\gamma \gamma_2 s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$
4	Vesic	Klasik Taşıma G. F.	$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B N_\gamma \gamma_2 s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$
5	Terzaghi ve Peck	SPT değerinden	Abak
6	Bowles	SPT değerinden	$q_e = \frac{N}{F_2}(\frac{B+F_3}{B})^2 K_d$
7	Keçeli	Basınç Dalgası Hızından	$q_{ult} = \frac{TV_p\gamma}{40}$
8	Tezcan ve Diğ.	Kayma Dalgası Hızından	$q_{ult} = 0.1\gamma V_s \beta$
9	Türker	Basınç Dalgası Hızından	$q_{ult} = \frac{TV_p\gamma}{40} + D\gamma$
10	Kurtuluş	Kayma Dalgası Hızından	$q_{ult} = \frac{PxV_s}{200}$ (kg/cm^2)
11	Plaka Yükleme	Plaka Yükleme Deneyinden	$q_{ult} = q_{plaka}(\frac{B_{temel}}{B_{plaka}})$
12	Presiyometre	Presiyometre Deneyinden	$q_{ult} = \sigma_z + k(P_l - \sigma_h)$

3.2. Yatak Katsayısı Değeri Eldesinde Kullanılan Yöntemler

Yukarıda adı geçen taşıma gücü yöntemleri ile bulunan nihai taşıma gücü değerleri Bowles'un taşıma gücünden yatak katsayısını hesaplamaya yarayan aşağıda sunulan;

$$k_s = 40(GK)q_e \qquad kN/m^3$$

ampirik formülü vasıtası ile kırk değeri ile çarpılarak yatak katsayısı değerlerine çevrilmiş olup bu değerler Tablo 2.'de sunulan Bowles'un zemin türüne göre yatak katsayısı değer tabloları ile karşılaştırılmıştır.

Tablo 2. Zemin Türüne Göre Yatak Katsayısı Değerleri (Bowles, 1997)

Zemin Cinsi	**k_s (kN/m^3)**
Gevşek kum	4800-16000
Orta sıkılıkta kum	9600-80000
Sıkı kum	64000-128000
Killi orta sıkılıkta kum	32000-80000
Sildi orta sıkıhkta kum	24000-48000
Killi zeminler:	
$q_e \leq 200$ kPa	12000-24000
$200 < q_e \leq 800$ kPa	24000-48000
$q_e > 800$ kPa	>48000

Bu değerler haricinde zeminin elastik özelliklerinden yatak katsayısı değerini bulmaya yarayan; Vesic (1961), Bowles (1997) ve Biot (1937) formülleri vasıtası ile zemin elastisite parametrelerine bağlı yatak katsayıları elde edilmiştir. Bu formüllerde plaka yükleme ve presiyometre deneyinin olduğu durumlarda bu deneylerden elde edilen elastisite modülleri kullanılmakla birlikte diğer durumlarda jeofizik deneylerden elde edilen dalga hızları, elastisite teorisine dayanan formüllerde kullanılarak zemin elastisite modülü değerleri elde edilmiştir.
Ayrıca plaka yükleme deney sonucu elde edilen oturma-gerilme eğrilerinden de yatak katsayısı değerleri elde edilmiştir.
Taşıma gücü değerlerinden Bowles'un ampirik formülü ve diğer yöntemler ile elde edilen yatak katsayısı değerleri üzerinden yapılan tespitler sonuçlar bölümünde sunulmuştur.

4.SONUÇLAR

Çalışma kapsamında kullanılan elli adet verinin hepsinde jeofizik deney sonuçları mevcutttur. Otuz sekiz adet veride SPT ve laboratuar deney sonuçları mevcutken üç adet veride plaka yükleme ve dokuz adet veride de presiyometre deney sonuçları mevcuttur. Yapılan bu çalışma kapsamında 3 metre en, 3 metre boy ve 0.5m kalınlığa sahip sığ temel için elde edilen taşıma gücü ve yatak katsayısı değerlerinden aşağıda belirtilen sonuçlar elde edilmiştir.

4.1. Taşıma Gücü Değerlerinden Elde Edilen Sonuçlar

Terzaghi, Meyerhof, Hansen ve Vesic klasik taşıma gücü formülleri sonucu bulunan taşıma gücü değerlerin birbirine yakın çıktığı, özellikle Terzaghi ile Meyerhof ve Hansen ile Vesic yöntemlerinin birbirine yakın sonuçlar verdiği tespit edilmiştir. Klasik taşıma gücü formülleri ile taşıma gücü elde edilebilen otuz sekiz verinin tümünde nihai taşıma güçlerinde Terzaghi < Meyerhof < Hansen < Vesic sıralamasının sağlandığı tespit edilmiş olup bu yöntemlerle bulunan taşıma gücü değerlerinin ortalamasının alınmasının taşıma gücü tespiti adına mantıklı bir yorum olabileceği düşünülmektedir.
Otuz sekiz adet SPT verisine dayalı Bowles ve Terzaghi ve Peck yöntemlerinden bulunan taşıma gücü değerlerinin, klasik taşıma gücü ortalama değerleri ile genelde uyumsuz olduğu ancak %10'luk yakınlık düzeyinde, Bowles yönteminin %50.00'lik uyum oranı ile %15.79 uyumlu Terzaghi ve Peck yöntemine, klasik taşıma gücü yöntemlerine uyumluluk açısından tercih edilebileceği düşünülmektedir.
Jeofizik deney verilerinden taşıma gücü değerinin eldesini sağlayan Kurtuluş, Keçeli, Türker ve Tezcan ve diğ. formüllerinin birbiri arasında uyumsuz olduğu gibi klasik taşıma gücü yöntemlerinin ortalaması ile de uyumsuz oldukları tespit edilmiştir. Tezcan ve Diğ. yöntemi ise %10'luk yakınlık düzeyi dikkate alındığında klasik taşıma gücü ortalama değerlerine %34.21 oranı ile en fazla uyumu sağladığından, klasik taşıma gücü yöntemlerine uyum açısından diğer yöntemlere tercih edilebileceği düşünülmektdir.
Aynı mahalde, parçalı ve altere kireçtaşı zemin üzerinde yapılan presiyometre deney sonuçlarının birbiri ile uyumsuz olduğu tespit edilmiş olup ancak presiyometre ile yapılan çalışmalara bakıldığında, zemine lokal olarak uygulanan presiyometre deneylerinde bu tür farklılıkların doğal olduğu ve bu tür durumlarda zeminin presiyometre modülü ve limit basınç değerlerinin elde edilmesi için, zeminin genel karakterini yansıtacak ortalama bir değer alınmasının en makul yol olacağı düşünülmektedir.
Sonuç olarak taşıma gücü değerlerinin elde edilmesi adına tüm bu yöntemlerden; klasik taşıma gücü yöntemleri en tutarlı seçenek olarak gözükmekle beraber, SPT değerlerinden taşıma gücü eldesi için Bowles yöntemi ve sismik deneylerden taşıma gücü eldesi için ise Tezcan ve diğ. yöntemi, klasik taşıma gücü yöntemleri ile uyumu açısından tercih edilebilir.

Tablo 3. Yatak Katsayısı Değerinin Elde Edilme Yöntemleri

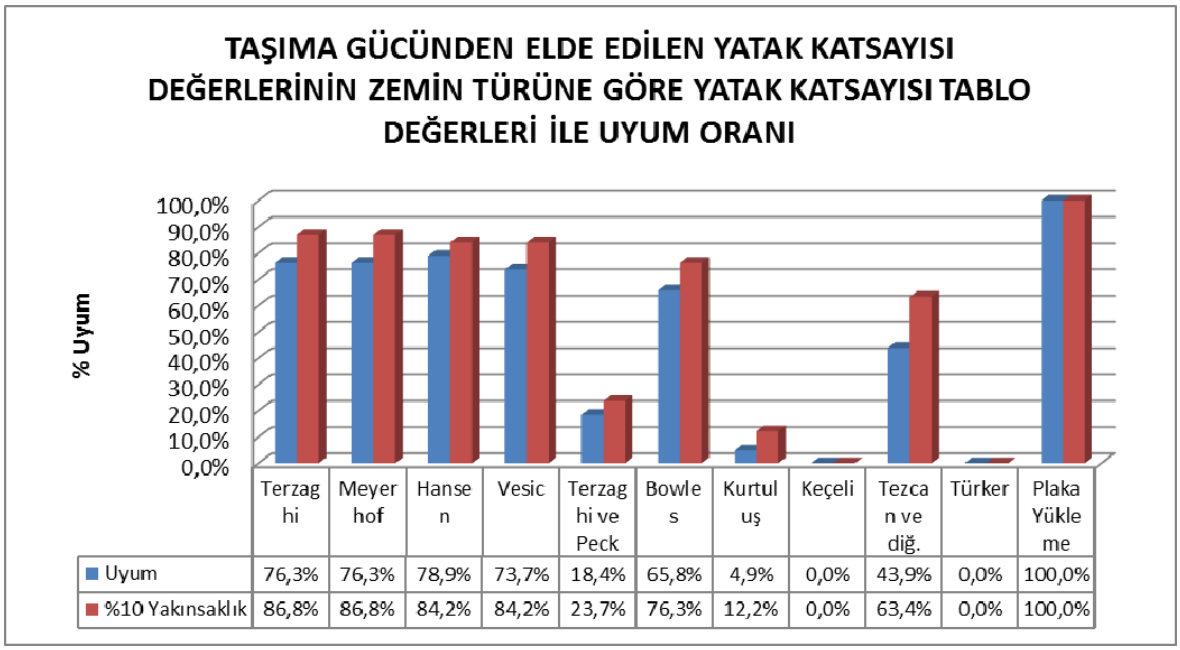
No	Yatak Katsayısı Yöntemi	Türü	Formülü
1	Vesic	Zemin Elastik Özelliklerinden	$k_s' = 0.65\sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}}\,\frac{E_s}{1-\mu^2}$
2	Bowles	Zemin Elastik Özelliklerinden	$k_s = \frac{\Delta q}{\Delta H} = \frac{1}{B' E' I_s I_F}$
3	Biot	Zemin Elastik Özelliklerinden	$k_s = \frac{0.95E_s}{B(1-\mu^2)}\left(\frac{B^4 E_s}{(1-\mu^2)E_f I_f}\right)^{0.108}$
4	Plaka Yükleme	Plaka Yükleme Eğrisinden	$k_1 = \frac{\Delta P}{\Delta s}$

4.2. Yatak Katsayısı Değerlerinden Elde Edilen Sonuçlar

Bowles'un taşıma gücünden yatak katsayısı elde edilmesini sağlayan ampirik formülüne göre, taşıma gücü formüllerinden elde edilen nihai taşıma gücü değerlerinin 40 katı alınarak elde edilen yatak katsayısı değerlerinin, zemin türlerine göre yatak katsayısı değer aralıklarını veren Bowles tabloları ile uyumu dikkate alınarak:

- %10 yakınlık düzeyinde Terzaghi, Meyerhof, Hansen ve Vesic taşıma gücü formüllerinden elde edilen yatak katsayısı değerlerinin sırasıyla %86.84, %86.84, %84.21 ve %84.21 oranında zemin türlerine göre yatak katsayısı tablosundaki değerlerle uyumlu olduğu tespit edilmiştir. Bu sonuçlara göre klasik taşıma gücü yöntemlerinin ortalaması kullanılarak yatak katsayısının elde edilmesi makul bir yoldur.
- SPT verilerine dayalı yöntemlerde ise Bowles yöntemi, %10 yakınlık düzeyinde %76.32 oranında yatak katsayısı tablosundaki değerlerle uyumlu olduğundan yine %10 yakınlık düzeyinde %23.68 oranında uyum gösteren Terzaghi ve Peck'e ait SPT taşıma gücü yöntemine tercih edilebilir.
- Sismik yöntemlerde ise Tezcan ve diğ. formülünden elde edilen yatak katsayısı değerleri %10 yakınlık düzeyinde %63.4 oranında uyum ile diğer sismik yöntemlerin ihmal edilebilir uyum oranları da düşünülürse tercih edilebilir tek sismik yöntemdir.

Taşıma gücünden elde edilen bu yatak katsayısı değerlerinin Bowles'a ait zemin türüne ait yatak katsayısı değerlerine uyum oranları Şekil 1.'de sunulmuş olup presiyometre deneyleri kaya zeminde uygulandığından Bowles tablo değerleri ile kıyaslanamamıştır.

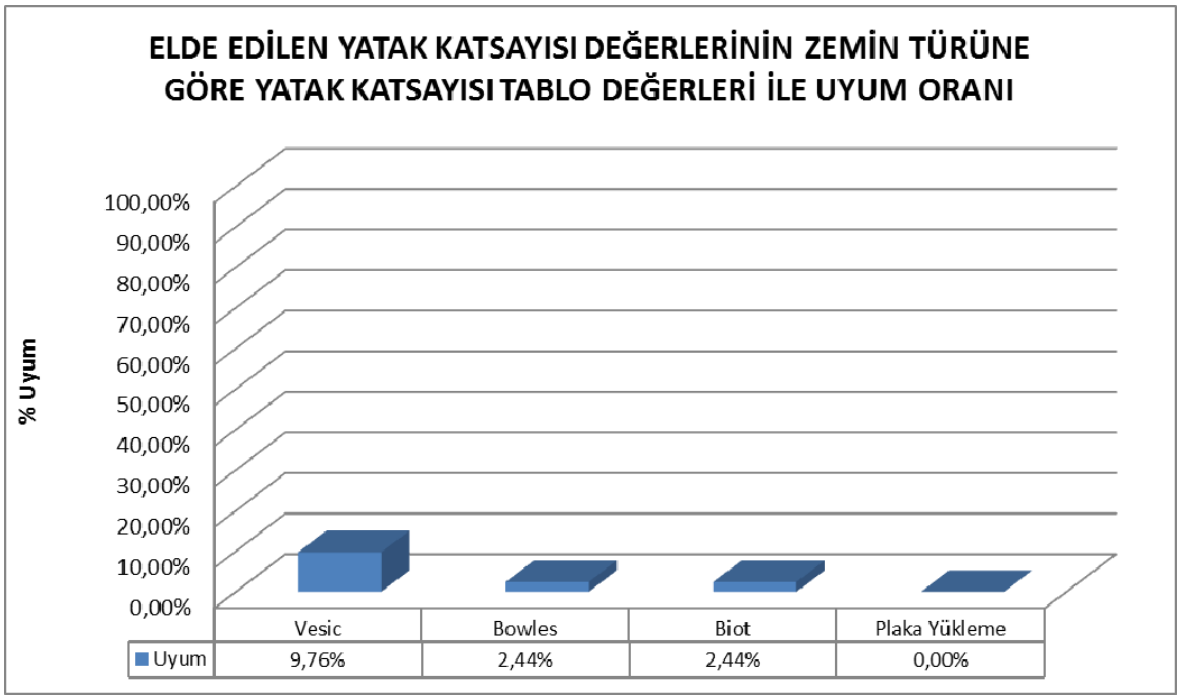


	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Terzaghi ve Peck	Bowles	Kurtuluş	Keçeli	Tezcan ve diğ.	Türker	Plaka Yükleme
Uyum	76,3%	76,3%	78,9%	73,7%	18,4%	65,8%	4,9%	0,0%	43,9%	0,0%	100,0%
%10 Yakınsaklık	86,8%	86,8%	84,2%	84,2%	23,7%	76,3%	12,2%	0,0%	63,4%	0,0%	100,0%

Şekil 1. Taşıma Gücünden Elde Edilen Yatak Katsayısı Değerlerinin Bowles Zemin Türüne Göre Yatak Katsayısı Tablo Değerleri İle Karşılaştırılması

Zemin elastik parametrelerine dayalı; Vesic, Bowles ve Biot yöntemlerinin Şekil 2.'de görüldüğü üzere sırasıyla %9.76, %2.44 ve %2.44% gibi düşük oranlarla Bowles tablosundaki değerlerle uyum sağladığı belirlenmiş olup bu yöntemlerle bulunan yatak katsayısı değerleri oldukça yüksek çıkmaktadır. Bu yöntemlerle çözülmüş örnekler incelendiğinde, bu çalışmada formüllerde kullanılan elastisite modülü değerlerinin

örneklerdeki değerlere göre oldukça yüksek olduğu anlaşılmaktadır. Sismik yöntemler ile elde edilen dalga hızlarından, elastisite teorisini baz alan formüller ile bulunan elastisite modülü değerlerinin diğer yöntemlere göre oldukça yüksek çıktığı, yine bu çalışma kapsamında incelenen plaka yükleme ve presiyometre deneylerinden elde edilen elastisite modül değerleri ile kıyaslanarak anlaşılabilir. Bu durumda zemin elastik parametrelerine dayalı; Vesic, Bowles ve Biot formülleri için elastisite modülü değerlerinin, başka yöntemler ile bulunup karşılaştırılması halinde bu yöntemler hususunda yorum yapılabilir. Bu çalışma kapsamında yeterli veri olmadığından bu yöntemlere dair bir yorum yapılamamakla birlikte jeofizik yöntemlerden elastisite teorisi ile bulunan elastisite modülü değerlerinin bu formüller için uygun olmadığı aşikârdır.
Üç adet plaka yükleme deneyi ile gerilme-oturma eğrilerinden elde edilen yatak katsayısı değerleri Bowles tablosu ile uyum gösterse bile kum zeminler için uygulanan değer azalımından sonra bu değerler tablo değerlerinden daha düşük duruma düşmüş olup Şekil 2.'de elastik parametrelere dayalı yöntemler ile birlikte uyum oranları gösterilmektedir. Buna göre teorik olarak yatak katsayısı teorisine uygun olan bu deneyin tablo değerleri ile uyumsuzluğu, veri sayısındaki yetersizlik ve azalım formülünden kaynaklı olabilir.



Şekil 2. Elde Edilen Yatak Katsayısı Değerlerinin Bowles Zemin Türüne Göre Yatak Katsayısı Tablo Değerleri İle Karşılaştırılması

Sonuç olarak moment değerlerine fazla etkimediği bilinen yatak katsayısı değerleri Bowles'un zemin türüne göre tablolarından yaklaşık olarak seçilebilir. Daha doğru bir tahmin için eldeki veri türüne göre; klasik taşıma gücü yöntemlerinin ortalaması, SPT deneyi mevcut ise Bowles yöntemi veya sismik deneyler mevcut ise Tezcan ve diğ. yöntemi ile bulunan taşıma gücü değerlerinin, Bowles'un yatak katsayısı formülüne göre 40 katı alınarak yatak katsayısı değerleri bulunabilir. Taşıma güçlerinden bulunan bu yöntemler haricinde, bu çalışma kapsamında yorumlanamayan zemin elastik özelliklerine bağlı formüller, uygun elastisite modül değerlerinin bulunması koşulu ile kullanılabilir.

KAYNAKLAR

Bowles, J. E. (1997). **"**Foundations analysis and design"**.** *The McGraw-Hill Companies, Inc.*

İyisan, R. (2008). "Arazi Deneyleri ve Değerlendirilmesi". *Ders Notları*, İ.T.Ü., İstanbul.

Keçeli A. (2010). Sismik yöntem ile zemin taşıma kapasitesi ve oturmasının saptanması, Uygulamalı Yer Bilimleri, Sayı: 1, May.-Haz., s. 23-41.

Pişen, S., Pekşen, E. (2009), "Sığ Zeminler İçin Farklı Yöntemlerden Elde Edilen Zemin Emniyet Gerilmesi Değerlerinin Karşılaştırılması", Uygulamalı yer bilimleri, Sayı 2, 36-46.

Sadrekarimi, J., Akbarzad, M. (2009). "Comparative study of methods of determination of coefficient of subgrade". *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. Alındığı tarih: 23.02.2013, adres: http://www.ejge.com/

Uçar M. T. (2013). "Yüzeysel Temellerde Düşey Yatak Katsayısı Değerlerinin Taşıma Gücü Değerleri Ve Diğer Yöntemler Kullanılarak Elde Edilmesi ve Karşılaştırılması". *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü., İstanbul.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

SU KAÇAKLARININ ŞEV STABİLİTESİ ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ

EFFECTS OF WATER CONDUIT LEAKAGE ON SLOPE STABILITY

Ertan BOL[1] **Aşkın ÖZOCAK**[2] **Sedat SERT**[3]

ABSTRACT

Landslides are supposed to be mainly natural phenomena related to high porewater pressures. This paper places emphasis on the fact that man made mass movements can account for a lot of failures. Three case histories are described in the paper, two caused by leaky/broken water supply pipes and a third caused by sewage line. The sites of these failures are located in Northwest Anatolia.

Keywords: Landslide, Water Leakage, Pore Water Pressure

ÖZET

Bu bildiride atık veya temiz su borularından meydana gelebilecek olası su sızıntılarının şev veya yamaçlarda meydana getirebileceği stabilite kayıpları üzerinde durulmuştur. Çalışma kapsamında Haydarlar Köyü (Akyazı/Sakarya), Çukurören Köyü (Yığılca/Düzce) ve Zopran Köyü (Merkez İlçe, Karabük)' de meydana gelen heyelanlar incelenmiştir. Yapılan incelemeler sonucunda söz konusu heyelanların doğal değil insan kaynaklı olduğu anlaşılmıştır. Heyelanların ikisinin temiz su biri ise atık su iletim hatlarından meydana gelen kaçaklardan kaynaklandığı anlaşılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Heyelan, Su Kaçağı, Boşluk Suyu Basıncı

1. GİRİŞ

Heyelanlar doğal nedenler yanında yamaca uygulanan yapı yükleri, yarma, dolgu gibi insan eliyle olabilecek müdahaleler sonucunda tetiklenebilir. Bunun dışında doğal olarak volkanizma ve deprem etkisi ile oluşabilecek yatay ivmeler de bir heyelanı harekete geçirebilir. Bununla birlikte uzun yıllar boyunca elde edilen bilgi birikimi ve deneyim, kitle hareketlerinde en önemli etkenin yerüstü ve yeraltı suları olduğunu göstermiştir. Bir kural olarak öne sürülmese de suyun bulunmadığı yamaçlarda önemli heyelanların meydana gelmesinin istisnai bir olay olacağı söylenebilir. Daha basit bir deyişle, yeraltı ve

[1] Yrd. Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi, ebol@sakarya.edu.tr
[2] Yrd. Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi, aozocak@sakarya.edu.tr
[3] Yrd. Doç. Dr., Sakarya Üniversitesi, sert@sakarya.edu.tr

yer üstü sularının yokluğunda kitle hareketlerinin oluşması ancak çok özel koşullarda gerçekleşebilir (Önalp ve Arel, 2004).

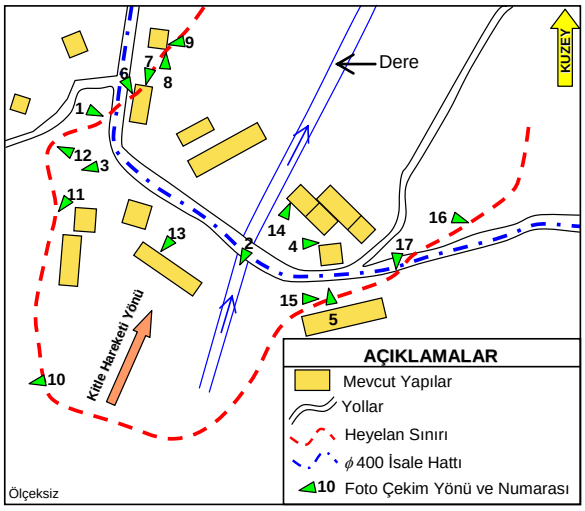
1979 yılının Haziran ayında meydana gelen Abbotsford (Yeni Zellanda) heyelanında üzerinde bir çok evi bulunduran büyük bir kitle hareket etmiştir. 150 metre genişliğinde ve 16 metre derinliğinde yay şekilli bir graben oluşturan heyelan kitlesi güneybatıya doğru yaklaşık 15 dakika gibi bir süre içinde kaymıştır. Yapılan incelemeler sonucunda heyelanın Abbotsford Formasyonunun üst kısmını teşkil eden zayıf kil tabakası boyunca olduğu anlaşılmış ancak hareketi tetikleyen etkilerin; şevin topuğunda açılan bir kum ocağı, devamlı uzun süreli yağış ve ana su borusu hattından meydana gelen kaçakların olduğu rapor edilmiştir (Hancox, 2002).

Hui vd. (2007) yapmış oldukları çalışmada Hong Kong' da su kaçakları sebebiyle meydana gelen birçok heyelanı incelemiş ve sonuçlarını ayrıntıları ile göstermişlerdir. 1998 Hank Lok Lane' de yaklaşık 1100 m^3 hacimli bir heyelanın, 20 yıllık 3 inç çapındaki temiz su borularından oluşan kaçaklar sonucu meydana geldiği rapor edilmiştir. Heyelan kitlesi üzerindeki 143 konut tahliye edilmiştir. Çin Üniversitesi Benjamin Franklin Merkezi yakınlarında 1999 yılında mühendislik hizmeti görmüş bir şevde 75 mm çapındaki basınçlı yangın suyu hattında meydana gelen kaçak sonucunda kitle hareketi oluşmuştur. 2004 yılında Sau Fung Caddesinde (Sau Mau Ping) 375 mm çapında asbestli ana tuzlu su hattında meydana gelen patlama sonucu çamur su karışımı bir kitle hareketine neden olmuştur. Bu örnekler Hui vd. (2007)' nin çalışmasından sadece birkaç örnektir. Ancak, bu örnekler bile su kaçaklarının bir heyelanın tetiklenmesi açısından ne denli önem taşıdığını göstermesi açısından önem taşımaktadır.

2. VAKA ANALİZLERİ

2.1. Haydarlar Köyü (Akyazı/Sakarya) Heyelanı

Sakarya ili Akyazı ilçesi, Haydarlar Köyü' nde 11.03.2009 tarihinde meydana gelen kitle hareketinin, bu çalışmayı yürüten geoteknik ekip tarafından yapılan incelemeleri sonucunda; belediyeye ait asbestli içme suyu hattı borularından meydana gelen kaçaklar sonucu oluştuğu şüphesi ağırlık kazanmıştır. Yapılan arazi çalışmalara göre kitle hareketinin yaklaşık sınırları Şekil 1' de kesikli (kırmızı) çizgi ile gösterildiği gibi olduğu anlaşılmıştır. Şekil 1' de heyelan sınırının yanı sıra, hareketin yönü, mevcut yapılar, yollar, dere yatağı, isale hattı (mavi noktalı kesikli çizgi) ve fotoğraf çekimi yapılan doğrultular ayrıca sunulmuştur.



Şekil 1. Haydarlar Köyü (Akyazı/Sakarya) heyelan alanı krokisi

Foto 1' de döşenmiş ve inceleme sırasında döşenmekte olan çelik borular görülmektedir. Bu boruların mahalleyi ikiye ayıran yol boyunca (Şekil 1), yolun güney kenarını izleyerek döşenmiş olduğu gözlemlenmiştir (Foto 2).

Foto 1 ve 2: Eski hattın yerine döşenmekte olan çelik su boruları

Eskiden döşenmiş olan ve yıpranıp patlamaları sonucu oluşan su sızıntısı sebebiyle heyelana neden olduğu ileri sürülen su borularına inceleme alanının çeşitli bölgelerinde rastlanılmıştır. Foto 3' te hemen yol kenarında bulunan ve zeminden çıkarıldığında da fotoğrafta görüldüğü gibi delik olduğu köylüler tarafından beyan edilen eski su borusu dikkat çekmiştir. Eski su borularının gövdelerinde yer yer deliklerin mevcut olduğu, birleşim yerlerine denk gelen uç kısımlarında da kırılmaların oluştuğu izlenmiştir.

Foto 3: Yol kenarında eski su borusu

Oluşan heyelan sonucu bir konutta meydana gelen yaklaşık 30-40 cm' lik bir ötelenme Foto 4' te görülmektedir. Söz konusu ev Şekil 1' de 6 nolu fotoğraf çekim yönü ile

gösterilmekte olup; heyelan sınırının söz konusu konutun altından geçtiği anlaşılmaktadır. Foto 5' de ise Şekil 1 de 17 no ile gösterilen yerde isale hattından sızdığı gözlemlenen mevcut su kaçağı görülmektedir.

Foto 4. Heyelan sınırı üzerinde bulunan konutta meydana gelen ötelenme

Foto 5. Su borusu hattının bulunduğu yol üzerinde mevcut su sızıntısı

Şekil 2' de inceleme alanının uydu görüntüsü sunulmaktadır. Burada yaklaşık kitle hareket sınırları ile hareketin yönü gösterilmiştir. Uydu fotoğrafından anlaşılacağı gibi bölge bitki örtüsü ile kaplı olduğundan ana kaya gözlemlenememiştir. Bununla birlikte, ana kayanın bölgesel olarak farklılıklar gösterebileceği açıktır. Yamaçlarda ve tepe noktalarda anakaya yüzeye yakın iken köyün içinde bulunduğu küçük ölçekli vadilerde anakaya nispeten daha derinde olduğu düşünülmektedir. Dolayısı ile, yamaç molozu ve kalıntı toprak karışımı ile örtülü olan söz konusu arazi heyelan riskli bölgelerden sayılabilir.

Şekil 2. Heyelan bölgesinin üç boyutlu uydu fotoğrafı ile sunumu

Genel değerlendirmede bu kitle hareketinin yer altı suyunun ani yükselmesinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu durumun;

1. Doğal olarak aşırı ve sürekli yağışların gerçekleşmesi sonucu yer altı suyunun yükselmesi ile, veya
2. Öne sürüldüğü gibi köyü doğu batı ekseninde ikiye ayıran yol hattının güney kenarında bulunan eski su borularından sızan suyun yer altı suyunu yükseltmesi ile

iki farklı yoldan gerçekleşebileceği görülmektedir.

Uzun yıllar boyunca çeşitli zamanlarda uzun süreli ve aşırı yağışlara maruz kaldığı bilinen çalışma alanında herhangi bir kitle hareketinin daha önceki tarihlerde rapor edilmemesi ikinci seçeneğin daha akla yatkın olduğu düşüncesini öne çıkarmaktadır.

Söz konusu iddia doğru ise böyle bir heyelanı tetiklemesi kaçınılmazdır. Zira heyelan topuğuna (en aşağıdaki uç noktasına) yakın bölgelerde meydana gelen su seviyesi yükselmeleri ve pınarlanmalar heyelanı harekete geçirici etkenlerin başında gelmektedir.

Bu bildirinin önceki bölümlerinde sunulan fotoğraflardan görüleceği üzere; çalışma alanının çeşitli bölgelerinde sızıntı yaptığı iddia edilen eski yıpranmış su boruları mevcuttur. Su boruları fotoğraflarda görüldüğü gibi yeraltındayken de bu şekilde yıpranmış ise aşırı su gelirlerinin olması kaçınılmazdır. Ancak bu noktada aşağıdaki soruların da cevabını vermek gerekir:

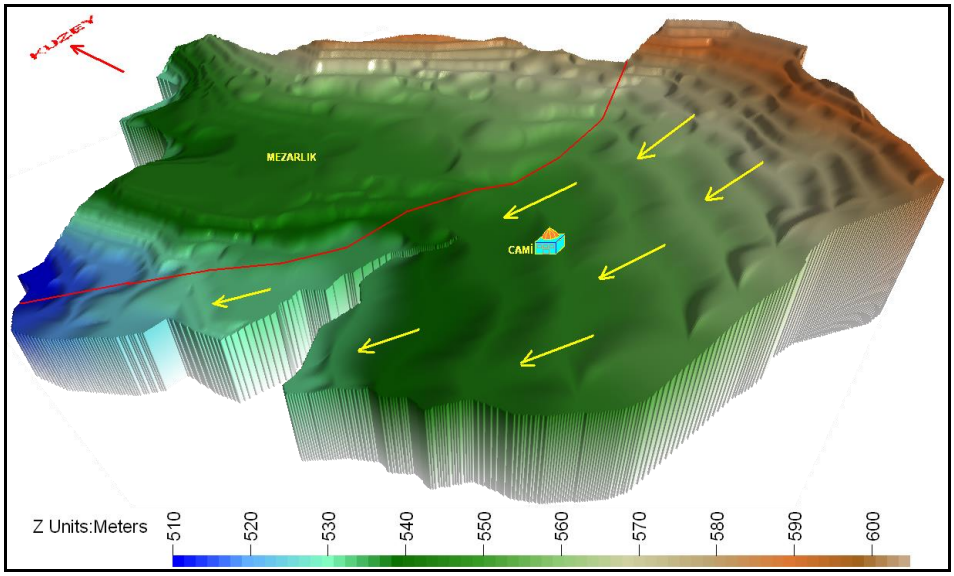
- Acaba doğal yollardan oluşan heyelan sonucunda su boruları kırıldı ve kaçaklara mı neden oldu?
- Ya da su borularındaki mevcut kaçaklardan dolayı yükselen su seviyesi mi heyelana sebep oldu?

Çünkü iç içe geçmiş gibi görünen bu soruların cevabı asıl sorumlunun ortaya çıkmasına büyük ölçüde yardımcı olacaktır.

Geçmişte herhangi bir hareketlenme gözlemlenmeyen söz konusu arazide mevcut kitle hareketinde dış müdahalenin olduğu fikri ağırlık kazanmaktadır. Bu da ancak köyün içinden geçen su borularından meydana gelmiş su sızıntılarının yeraltı suyunu yükseltmesi ile gerçekleşebilir.

2.2. Çukurören Köyü (Yığılca/Düzce) Heyelanı

Düzce İli Yığılca İlçesi sınırları içerisinde bulunan Çukurören Köyü Resuller ve Merkez Mahalleleri'nde 20–21 Mayıs 1998 günleri meydana gelen kitle hareketleri sonucu köy alanında yaklaşık 79.597 m^2' lik bir alanının heyelana tabi olduğu Bayındırlık Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü'nün hazırlamış olduğu gözlemsel jeolojik etüd raporları ile bildirilmiştir. Alanda yapılan çalışmalarda heyelan eden kitlenin köyün güney kısımlarını kapsadığı anlaşılmıştır (Şekil 3) (Önalp ve diğ., 2004).



Şekil 3. Çukurören Köyü (Yığılca/Düzce) Heyelanı üç boyutlu morfolojik haritası

Olayın gerçek nedeninin anlaşılabilmesi için alanda 11 adet araştırma sondajı yaptırılmıştır. İki sondaj (SK-1 ve SK-11) dışındaki hiçbir kuyuda yer altı suyunun varlığı rapor edilmemiştir. Bu iki sondajın hemen kuzey yanında bir su deposu bulunduğu gözlemlenmiş, bu su deposu ise suyunu bu kuyuların yaklaşık 50 metre yukarısında bulunan bir kaynaktan sağladığı anlaşılmıştır. Depodan sızan ve yukarıdaki kaynak ile de beslenen bir yeraltı suyu yüzeyinin köyün güney kısımlarında gelişen kitle hareketini kışkırttığı yüksek olasılık taşımaktadır. Nitekim, caminin hemen kuzey doğusunda bulunan bir çeşme (Foto 6) bu kanıyı desteklemektedir.

Foto 6. Cami arkasındaki çeşmeden kuzeydoğuya doğru arazinin görünümü (sol alt foto: Cami duvar detayı; heyelan sonucu avluda ve duvarda oluşan kırık)

Yapılan laboratuvar deneylerinde tüm örneklerin alanda mevcut anakayanın ayrışma ürünü oldukları izlenimi edinilmiştir. Örneklerin içerdiği ince miktarları (FC) ayrışmanın ne denli ilerlemiş olduğunun bir göstergesi olarak algılanmıştır. Yapılan arazi gözlemlerinden, sondaj verilerinden ve laboratuvar deney sonuçlarından kaymanın, koyu kahve çok parçalı az killi kumtaşı veya yeşil beyaz parçalı kumtaşının üzerinde bulunan koyu kahve kireçtaşı parçalı kumlu kil tabakasında gerçekleştiği görüşü ağırlık kazanmıştır. Tablo 1' de araziden elde edilen örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan kesme kutusu deneylerinden elde edilen peak ve residuel değerler kayma direnci parametreleri verilmektedir.

Tablo 1. Çukurören köyü zeminleri kayma direnci parametreleri

SK	z (m)	Renk	w_L	w_P	wn	% FC	Sınıf	e	ρ (kN/m^3)	Sr	c (kPa)	ϕ	c_r	ϕ_r	P (kPa)
11	2.50-3.00	Y	42	23	23	45	GC	0.90	18.19	94	0	43	-	-	125
11	4.00-4.50	YK	42	21	22	73	CI	0,66	19,90	99	22	28	21	17	350
12	3.00-3.50	K	42	21	21	71	CI	0.67	19.81	100	34	29	30	21	325
12	4.00-4.50	K	41	19	27	79	CI	0.49	18.12	15	36	19	-	-	245

Şekil 3 incelendiğinde topoğrafyanın Cami bölgesinde (SK-1' in güneyinde) doğu-batı uzanımlı bir vadi morfolojisi kazandığı görülmektedir. Yüzey ve yer altı sularının bu vadiyi kullanarak batıda bulunan Yalnız Dere' ye doğru drene olduğu anlaşılmıştır. Dolayısı ile köyün kuzey bölgelerinden farklı olarak, güneyde suya doygun halde bulunan killer heyelan potansiyeli açısından şüpheleri üzerine çekmiştir. Bununla birlikte çeşmenin suyunun sonbahar aylarında tamamen kesildiği kış sonu ise aşırı arttığı bilgisi vardır. Çeşmenin suyunun beton büzlerle doğudaki dağ eteğinden alındığı bildirilmiştir.

Bölgenin güncel heyelan potansiyelini ortaya çıkarma açısından son 5 yılda hareket etmemiş bölgede 3 kesitte ve kitle hareketinin oluştuğu bölgede de bir kesitte olmak üzere toplam 4 adet kesitte heyelan analizi yapılmıştır. Duraylılık analizleri SLIDE V6 yazılımı kullanımı ile yapılmıştır. Bu analiz sadeleştirilmiş Bishop veya Janbu Basit yöntemini kullanmakta, deprem ivmeleri de hesaplamaya katılabilmektedir. Hesaplama ölçülmüş zemin parametrelerinin olası değerlerinin kullanımı ile boşluk/çatlak suyu basınçları ve deprem ivmelerinin olabilecek en yüksek değerlerinin karşılaştırılması ile gerçekleştirilmiştir. Ayrıca olası kayma yüzeylerinin genel ve dairesel şekilli olması da sağlanmıştır. Söz konusu yamaçta stabilite kaybının ancak boşluk suyu basıncı katsayısı r_u'nun 0.6' dan büyük olacak şekilde olağanüstü yüksek değerlere yükselmesi durumunda belirdiği anlaşılmıştır. Buradan anlaşıldığı kadarıyla; yamaç yukarısında bulunan depodan sızan ve daha yukarıdaki kaynak ile de beslenen ortamda, boşluk suyu basınçlarının artmış ve sözkonusu heyelanın tetiklenmiş olduğunu söylemek yanlış olmayacaktır.

2.3. Zopran Köyü (Merkez İlçe, Karabük) Organize Sanayi Heyelanı

Karabük ili, Merkez İlçesi, Zopran Köyü, Organize Sanayi Bölgesinde bulunan 22. İletim Tesis ve İşletme Grup Müdürlüğü 154 kV Karabük OSB Trafo Merkezi alanının hemen yanında gerçekleşmiş olan heyelanın Foto 7' de görülmektedir.

Foto 7. Yüksek gerilim hattı direğinin görünümü

Bu çalışmada 2011 Kasım ayında arazi incelemesi yapılarak gerçekleşmiş heyelanla ve mevcut trafo alanıyla ilgili saha gözlemleri yapılmıştır. Bu aşamadan sonra arazide biri 30 diğeri 35 metre olmak üzere 2 adet dönel sondaj gerçekleştirilmiştir. Numuneler üzerinde zemin sınıflamalarına yönelik fiziksel deneyler ile zeminlerin kayma direncini belirlemeye yönelik mekanik deneyler yürütülmüştür. Önalp ve diğ. (2012) yapmış oldukları söz konusu çalışmada; mekanik deneylerde elde edilen zemin parametreleri kullanılarak ıslaha yönelik olarak kazıklı perde destekli çözüm de yapabilen "Talren" yazılımı ile analizler yapmış ve güvenliğe yönelik çözümler üretilmiştir.

2.3.1. Heyelan Kitlesinin Özellikleri ve Gözlemler:

İki farklı zamanda hareket ettiği söylenen zemin kitlesi yaklaşık olarak 100 metre genişlik ve 200 metre uzunluktadır. Hareket sonucunda açığa çıkan heyelan aynası yaklaşık 9-11 metre yüksekliğe sahiptir. Aynadan görüldüğü kadarıyla zemin kahverengi, düşük plastisiteli kil bantları içeren çimentolanmamış gevşek siltli ve kumlu birimlerden oluşmakta, sağlam kaya mostra vermemektedir. Heyelan kitlesi içerisinde ayrıca tali aynalar da mevcuttur. Heyelan tacı, trafo merkezi dış duvarına en yakın yerinde 2 metre uzaklıkta başlamaktadır. Foto 7' den görüleceği gibi ana elektrik direği taca çok yakın konumda bulunmakta ve taç arkasında oluşmaya başlayan çekme çatlakları direğin ayakları arasından geçmektedir.

Söz konusu alanda yapılan incelemelerde heyelan eden kitlenin özellikle eteklerine yakın yerlerinde suya doygun zeminlerin balçık kıvama geldiği dikkati çekmiş ve fotoğraflanmıştır (Foto 8). Bu bölgelerden alınan blok örneklerin bir kısmının laboratuvarda su içinde bekletildiğinde kolayca dağıldığı görülmüştür (Foto 9).

Foto 8. Heyelan eteğinde görülen göllenmelere örnek

Suyun geliş yeri araştırılmış ve heyelanın bulunduğu alana uzun zamandan beri OSB'nin atık sularının yer altından büzler yardımıyla aktarıldığı anlaşılmış ve söz konusu büzlerin inceleme sırasında kırık olduğu anlaşılmıştır (Foto 10).

Foto 9. Blok numunelerin suda dağılması

Foto 10. OSB'den gelen ve heyelan kitlesine doğru giden atık sular

Laboratuvar deneylerinden elde edilen zemin indeks özellikleri ve kesme kutusu deneyinden elde edilen kayma direnci parametreleri özeti ise Tablo 2' de toplu halde sunulmaktadır. Buna göre üst dokuz metre killi kum ve siltlerden oluşmaktadır. Killerin düşük plastisiteli ve siltlerin non-plastik olması yanında her ikisinin iri dane içeriklerinin de yüksek olması dikkat çekmektedir.

Tablo 2. Karabük TEİAŞ OSB Trafo Alanı kayma direnci parametreleri

SK	Derinlik (m)	w_L	w_P	w_n	I_L	İNCE	SINIF	e	ρ (kN/m^3)	c (kPa)	ϕ	c_r (kPa)	ϕ_r	P (kPa)
1	3.00	31	15	17	0,18	73	CL	0.49	21.25	31	25	---	---	185
1	6.00	31	16	17	0,10	70	CL	0.63	20.73	12	25	22	17	275
2	9.00	NP	NP	6	---	14	SM	0.95	15.30	0	32	---	---	---
2	12.00	NP	NP	11	---	28	SM	1.14	14.45	0	32	---	---	---
2	15.00	NP	NP	13	---	22	SM	0.85	16.16	1	25	---	---	---
2	18.00	NP	NP	13	---	27	SM	1.14	15.43	0	26	0	29	---
Blok	No 3	---	---	---	---	---	---	1.12	17.72	0	25	6	22	---
Blok	No 5	---	---	---	---	---	---	1.28	17.24	47	4	16	17	---

Durum değerlendirmesinde zemin özellikleri bakımından zaten kritik durumda olan yamaçtaki heyelanı tetikleyen en büyük faktörün söz konusu büzler vasıtasıyla yamaçta su seviyesinin yükseltilmesi olduğu görüşü ağırlık kazanmıştır. Zemin özellikleri bakımından zaten kritik durumda olan yamaçtaki heyelanı tetikleyen en büyük faktörün; söz konusu büzlerdeki kırılmalar sonucu yamacın suya doygun hale gelmesi olduğu anlaşılmıştır. Su sistemde hem boşluk suyu basınçlarının artışına neden olmuş ayrıca zemin özelliklerini de olumsuz yönde etkilemiştir.

3. SONUÇLAR

Doğal veya yapay nedenlerle meydana gelen heyelanların her iki türünde de yerüstü ve yeraltı sularının zamanla değişimler göstererek ortadaki boşluk suyu basınçlarını arttırması mevcut kitleyi duyarsız hale getirebilmektedir. Suyun yokluğunda stabilite kayıplarının yaşanması düşük ihtimaldir. Yeraltı veya yer üstü sularının insan eli ile değiştirilmesi sonucunda geçmişte durağan olan bir yamacı tetikleyebilmektedir. Bu çalışmada da mevcut atık veya temiz su boru hatlarında meydana gelmiş olan su kaçaklarının heyelana yol açtığı ülkemizden örnekler verilerek gösterilmiştir.

Drenajın sağlanamadığı ve akımın sürdüğü ortamlarda şev ve yamaçlarda boşluk suyu basınçları hidrostatik değerlerin üstünde bir düzeye erişir. Boşluk suyu basıncı aşırı yükseldiğinde efektif gerilmeleri azaltıp sıfıra yönelteceğinden ortamda denge yitirilebilir. Yapılan incelemelere göre heyelan analizlerinde yüzey ve yeraltı sularının yamaçlarla olan ilişkisinin ayrıntılı olarak incelenmesi gerektiği anlaşılmaktadır.

Tüm bunların yanında bir heyelanın su taşıyan bir boru hattında meydana gelen kaçaklardan dolayı mı meydana geldiği veya tam tersi heyelandan dolayı mı su kaçaklarının başladığı sorusuna çoğu zaman yanıt bulunamamaktadır. Ancak, yapılmış üç ayrı incelemede arızalı borulardan su kaçaklarının kitle hareketinin oluşmasında yüksek olasılık taşıdığı izlenimi edinilmiştir. Bu bulgu, eğimli arazide su taşıyan boruların yamaç boyunca döşenmemesinin gerektiği sonucunu getirmektedir.

KAYNAKLAR

Hancox, G., 2002, “The Abbotsford Landslide”, Tephra Earth Movements, Vol: 19, 9-13.

Hui, T.H.H., Tam, S.M. ve Sun, H.W. (2007), "Review of Incidents Involving Slopes Affected by Leakage of Water-Carrying Services", Geotechnical Engineering Office, GEO REPORT No. 203, Hong Kong.

Önalp, A. ve Arel, E. (2004) "Geoteknik Bilgisi-2, Yamaç ve Şevlerin Mühendisliği", Birsen, Yayınevi.

Önalp, A., Bol, E., Kunter, H. ve Arel, E. (2004) “Düzce İli, Yığılca İlçesi, Çukurören Köyü, Yerleşim Alanı Uygunluğuna Yönelik Jeolojik–Geoteknik Araştırma Raporu”, İKÜ.

Önalp, A., Bol, E., Özocak A. ve Sert, S (2012) "Geoteknik Rapor: Karabük ili, Merkez İlçesi, Zopran Köyü, Organize Sanayi Bölgesi", Sakatya Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği.

ÇOK KENARLI TEMELLERDE TAŞIMA GÜCÜNÜN SAYISAL ANALİZİ

NUMERICAL ANALYSES OF BEARING CAPACITY OF MULTI-EDGE FOOTINGS

Ferdane KILIÇEL[1] **Murat ÖRNEK[2]** **Abdulazim YILDIZ[3]**

ABSTRACT

In this study, the bearing capacity behavior of the multi-edge shallow footings (+, T, H and square shaped) was numerically investigated. In the numerical analyses, the collapse mechanism of the soil-footing system was simulated using the finite element based computer program Plaxis 3D Foundation. The Mohr-Coulomb model was used to model the sand soil behavior. For obtaining the accuracy and the consistency, the laboratory model tests were simulated, and then, extra parametric analyses were performed. The numerical results of multi-edge footings with the same length and different geometry were compared with the results of square shaped footings having similar widths.

Keywords: Multi-Edge Footings, Bearing Capacity, Finite Element Method

ÖZET

Bu çalışmada, kum zemine oturan çok kenarlı (+, T, H ve kare kesitli) yüzeysel temellerin taşıma gücü kapasitesi sayısal olarak incelenmiştir. Analizlerde sonlu elemanlar yöntemi esasına dayanan PLAXIS 3D Foundation bilgisayar programı kullanılarak zemin-temel sisteminin yükleme sonucu oluşan göçme aşamaları simülasyonu oluşturulmuştur. Kum zemin davranışının modellenmesinde Mohr-Coulomb modeli kullanılmıştır. Analizlerin doğruluğu ve tutarlılığını belirleyebilmek için laboratuvar ortamında yapılan deneyler modellenmeye çalışılmış, uyumluluğun belirlenmesinin ardından parametrik çalışmalara geçilmiştir. Farklı geometrilere sahip olan aynı uzunluktaki çok kenarlı temeller üzerinde yapılan analiz sonuçları, aynı genişliğe sahip kare temellerin taşıma gücü kapasitesiyle karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Çok Kenarlı Temeller, Taşıma Gücü, Sonlu Elemanlar Yöntemi

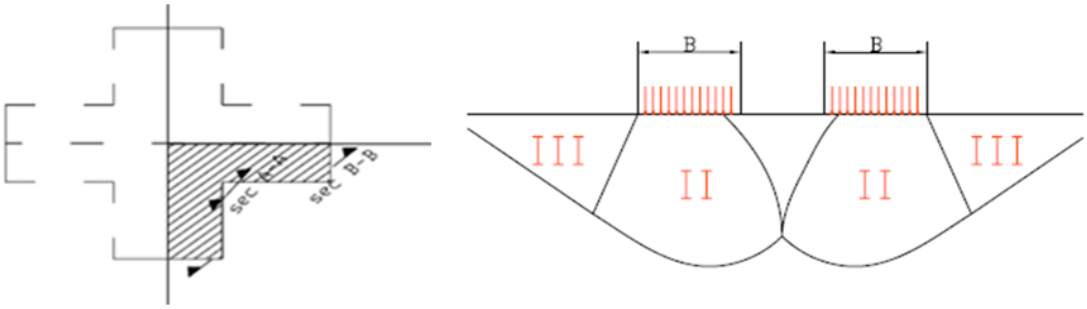
[1] İnş. Müh., Mustafa Kemal Üniversitesi, Müh. Fak. İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, ferdanekilicel@hotmail.com
[2] Yrd. Doç. Dr., Mustafa Kemal Üniversitesi, Müh. Fak. İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, mornek@mku.edu.tr
[3] Doç. Dr., Çukurova Üniversitesi, Müh. Mim. Fak. İnş. Müh. Böl., Adana, azim@cu.edu.tr

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliğinde yüzeysel temeller genellikle kare, dikdörtgen, şerit, daire veya ring kesitli olarak tasarlanmaktadır. Ancak bazı uygulamalarda gerek statik, gerek mimari, gerekse de ekonomik sebeplerden dolayı farklı yüzeysel temel geometrileri (düzensiz temel geometrileri) de seçilebilmektedir. Temel mühendisliğinde kenar ve köşe sayısı 4'ten fazla olan H, + ve T gibi temeller çok kenarlı temeller olarak tanımlanmaktadır. Çok kenarlı yüzeysel temeller, düzensiz geometriye sahip yapılar tarafından aktarılan yükün emniyetli ve ekonomik bir şekilde zemin ortamına aktarılmasında kullanılmaktadır.

Literatürde çok kenarlı yüzeysel temellerin kullanıldığı çalışmaların sayısı oldukça sınırlıdır (Ghazavi ve Hadiani, 2005; Ghazavi ve Mokhtari, 2008; Davarcı, 2013). Literatürde farklı geometrik yapıya sahip temellerin (T-konsol, küre, konik, piramit tip vs.) taşıma gücü ve oturma davranışları konularında çalışma yapan araştırmacılar da yer almaktadır (Kurian 2006; Tani ve Craig 1995; Watson ve Randolph 1997; Bransby ve Randolph 1999a; Bransby ve Randolph 1999b).

Ghazavi ve Hadiani (2005) tarafından farklı geometrilerdeki model temeller üzerine çalışmalar yapılmıştır. Temeller + ve H şeklinde modellenerek bu temellere yük uygulanmış, deneysel verilere dayanan ampirik bir yaklaşım kullanarak çok kenarlı temellerinin taşıma kapasitesi araştırılmıştır. Şekil 1'de + kesitli temellerin göçme mekanizması yer almaktadır.



(a) (b)

Şekil 1. (a) Model şekli; **(b)** Göçme yüzeyleri

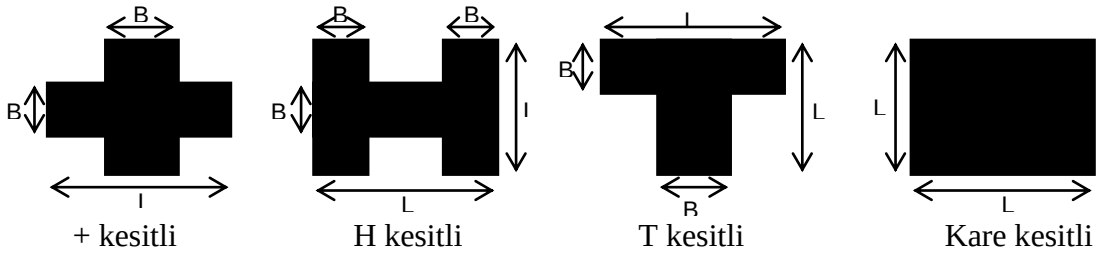
Davarcı (2013) tarafından, donatısız-donatılı gevşek-sıkı kum zemine oturan çok kenarlı yüzeysel temellerin taşıma gücü ve oturma davranışı laboratuvar ortamında yapılan model deneylerle araştırılmıştır. Deneylerde temel elemanı olarak H, +, T ve kare kesitli model temeller, güçlendirme elemanı olarak da geogrid donatı kullanılmıştır. Toplam 170 adet deneyin yapıldığı çalışmada temel geometrisi (H, +, T ve kare kesitli), zemin türü (gevşek-sıkı kum), geogrid donatı yerleşimi (ilk donatı derinliği, donatılar arası mesafe, donatı sayısı) gibi parametrelerin çok kenarlı yüzeysel temellere ait taşıma gücü ve oturma karakteristikleri üzerindeki etkileri araştırılmış ve göçme mekanizmaları tespit edilmiştir. Ayrıca deney sonuçları literatürde yer alan taşıma gücü teorileriyle de karşılaştırılmıştır. Deney sonuçları, geogrid donatı ilavesinin gevşek ve sıkı kumun taşıma gücünü artırdığını, oturma değerlerini ise azalttığını göstermiştir.

Sonlu elemanlar yöntemi diferansiyel denklemlerle ifade edilen mühendislik problemlerinin analizi için geliştirilen sayısal bir çözüm yöntemidir. Bu yöntemde sürekli

bir ortam sonlu elemanlara bölünerek her bir eleman için çeşitli denklemler yazılmakta ve bunlar integre edilerek sistem denklemleri elde edilmektedir. Sonuçta sürekli bir ortam için göz önüne alınan diferansiyel denklem, lineer bir denklem takımına indirgenmektedir. Bilgisayar yardımı ile çözülebilir (hız ve optimizasyon olanağı) olması, geliştirilen formülasyonun bir çok probleme uygulanabilir olması, karmaşık geometri, yükleme, sınır koşulları ve malzeme durumunu dikkate alıyor olması, seçilen birincil bilinmeyenler (yer değiştirme, akım potansiyeli vs) ile bunlara bağımlı ikincil bilinmeyenleri (gerilme, şekil değiştirme, akım miktarı, hız vs) birlikte ele alıyor olması ve bütünleşik problemlerin [gerilme-şekil değiştirme (statik) ve konsolidasyon (dinamik) gibi] çözümünde kolaylık sağlaması sonlu elemanlar yönteminin avantajları olarak sıralanmaktadır. Bilgisayar kapasitesine bağımlılığı (bellek ve cpu hızı) ve yaklaşık bir yöntem olmasından dolayı gerçek çözüme çok yakın sonuçların ancak yeterli eleman kullanılarak elde edilebiliyor olması ise, sonlu elemanlar yönteminin dezavantajları arasında sayılabilmektedir.

Sayısal analizlerde, sonlu elemanlar yöntemine dayanan ve üç boyutlu olarak geliştirilen PLAXIS 3D Foundation bilgisayar programı kullanılmıştır. Bu programla, zeminin elastoplastik davranışı, heterojenliği, drenajlı ve drenajsız davranışı, başlangıç gerilme durumu ve karmaşık sınır ve başlangıç koşulları modellenebilmektedir (Brinkgreve ve Broere, 2006). İleri sayısal analiz yöntemlerinin kullanıldığı olan bu programda, birçok karmaşık geometri, yükleme, sınır koşulları ve malzeme durumu tanımlanabilmektedir. Ancak bazı problemler için çok fazla zamana ve yüksek bilgisayar kapasitelerine ihtiyaç duyulması, programın dezavantajı olarak kabul edilmektedir.

Bu çalışmada, kum zemine oturan farklı geometriye sahip çok kenarlı temellerin (+, H, T ve kare) (Şekil 2) taşıma gücü davranışları sonlu elemanlar yöntemiyle analiz edilmiştir. Analizlerin doğruluğu ve tutarlılığını belirleyebilmek için laboratuvar ortamında yapılan deneyler modellenmeye çalışılmış, uyumluluğun belirlenmesinin ardından parametrik çalışmalara geçilmiştir. Deneyler, Mustafa Kemal Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Laboratuvarı'nda yapılmıştır (Davarcı, 2013).



Şekil 2. Sayısal Analizlerde Kullanılan Çok Kenarlı Yüzeysel Temel Şekilleri

2. SAYISAL ANALİZLER

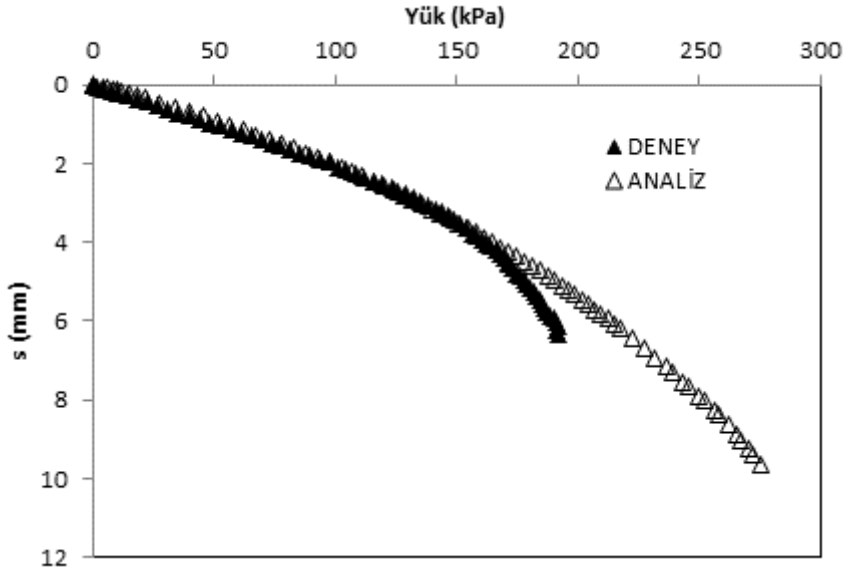
Sayısal analizlere başlamadan önce, kullanılacak modeller ve programın güvenilirliğini doğrulamak amacıyla daha önce laboratuvar ortamında yapılan deneyler sayısal olarak modellenmiştir. Sayısal analizlerde kullanılan zemin parametrelerinin belirlenebilmesi amacıyla Geoteknik Laboratuvarı'nda çeşitli standart laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Zemine ait parametreler Tablo 1'de gösterilmiştir. Deneylerle ilgili ayrıntılar Davarcı (2013)'te yer almaktadır.

Tablo 1. Kum zemine ait model parametreleri

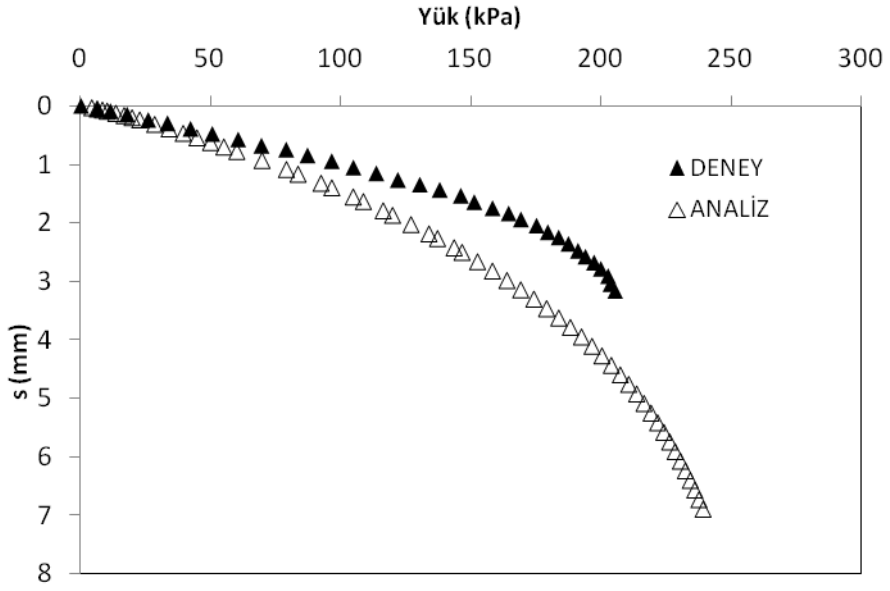
Parametreler	**Simge**	**Birim**	**Değer**
Elastisite modülü	E	kN/m^2	8200
Birim hacim ağırlığı	γ	kN/m^3	16.65
Kayma mukavemeti açısı	ϕ	(°)	43
Poisson oranı	ν	-	0.3

Üç boyutlu analizlerde deneylerin yapılış aşamaları, bilgisayar ortamında birebir modellenmiştir. Kum zemin davranışını modelleyebilmek için Mohr-Coulomb zemin modeli kullanılmıştır. Mohr Coulomb (MC) modelinde, zemin davranışı elasto-tam plastik kabul edilmektedir. Sonlu eleman modelinin sınır ölçüleri, sınır koşullarının temelin taşıma kapasitesini etkilemeyeceği ağ ölçülerini belirlemek için farklı ağ boyutları üzerinde çok sayıda analizler yapılmıştır. Ayrıca, ağ sıkılığının derecesine bağlı etkileri en aza indirmek amacıyla ilave analizler de yapılmıştır. Sayısal analizlerde çok kenarlı model temel plakaları rijit kabul edilmiş ve modellemelerde ortalama 5000-6000 eleman kullanılmıştır.

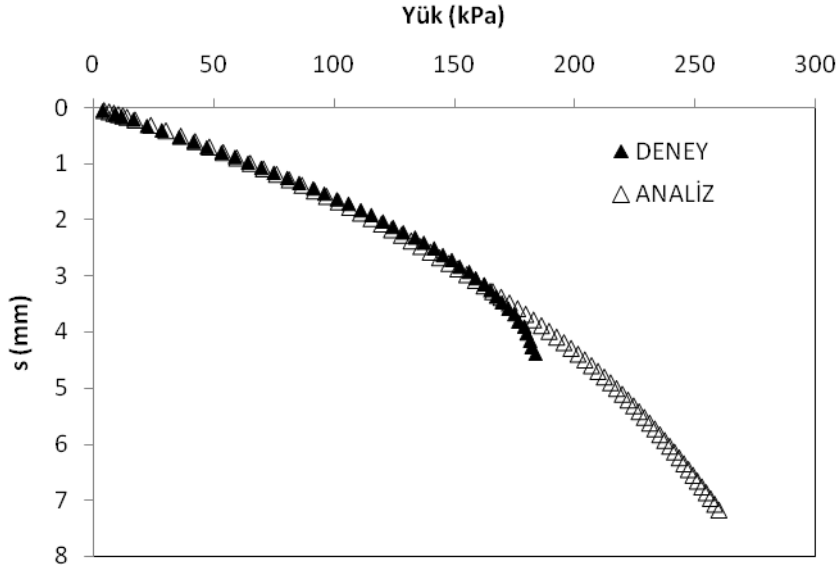
Laboratuvar çalışmalarından elde edilen parametrelerin uygunluğunu belirlemek için farklı boyutlardaki temeller üzerinde analizler yapılmıştır. Bu seri analizlerde kare temel (B=L=15cm), + temel (B=4cm; L=15cm), H temel (B=5cm; L=15cm) ve T temel (B=4cm; L=15cm) kullanılmıştır. Farklı geometrilerdeki temel modelleri üzerindeki deney sonuçları ve Mohr Coulomb zemin modeli kullanılarak yapılan analizlere ait yük-deplasman eğrileri sırasıyla Şekil 3, 4, 5 ve 6'da gösterilmiştir.



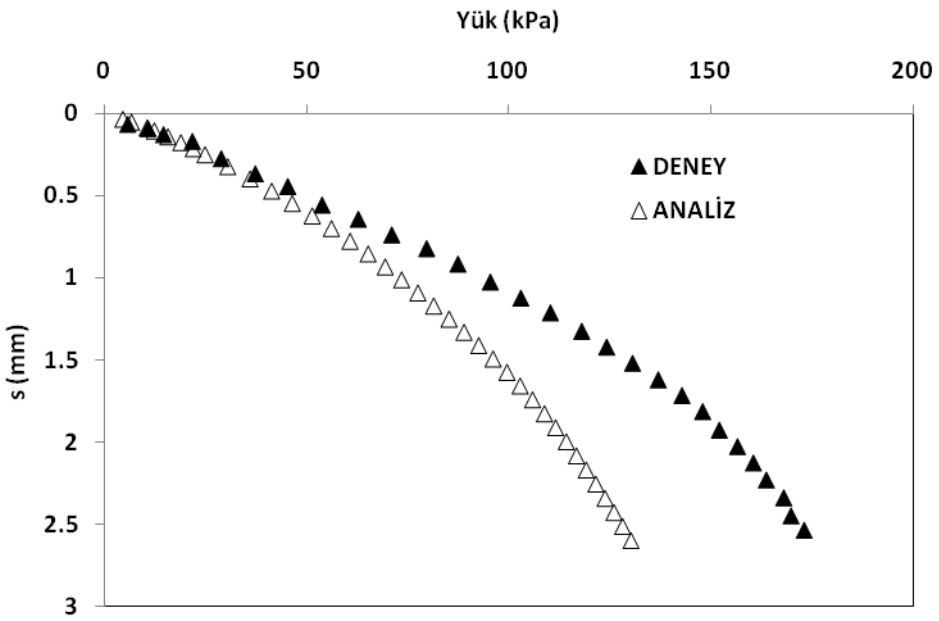
Şekil 3. 15cmx15cm Boyutlarındaki Kare Temel Üzerinde Yapılan Deney ve Analizlerin Karşılaştırılması



Şekil 4. 4cmx15cm Boyutlarındaki + Temel Üzerinde Yapılan Deney ve Analizlerin Karşılaştırılması



Şekil 5. 5cmx15cm Boyutlarındaki H Temel Üzerinde Yapılan Deney ve Analizlerin Karşılaştırılması



Şekil 6. 4cmx15cm Boyutlarındaki T Temel Üzerinde Yapılan Deney ve Analizlerin Karşılaştırılması

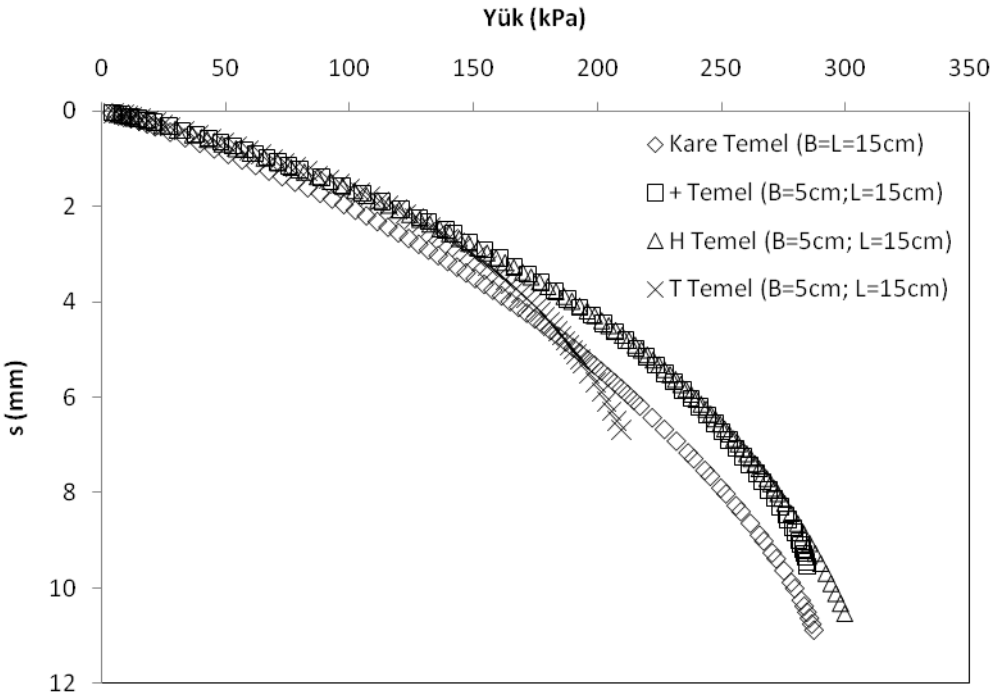
Farklı geometrilerdeki temel modelleri üzerinde Mohr Coulomb zemin modeli kullanılarak yapılan analizlere ait yük-deplasman eğrilerinin deney sonuçlarından elde edilen yük-deplasman eğrileriyle sınırlı oturma oranında (temel genişliğinin %10'u) uyumlu olduğu görülmektedir. Deney ve analiz sonuçlarında temel genişliğinin %10'u na karşılık gelen deplasmandaki yük değerleri Tablo 2'de gösterilmektedir.

Tablo 2. Sınırlı oturma oranında deney ve analiz sonuçlarının karşılaştırılması

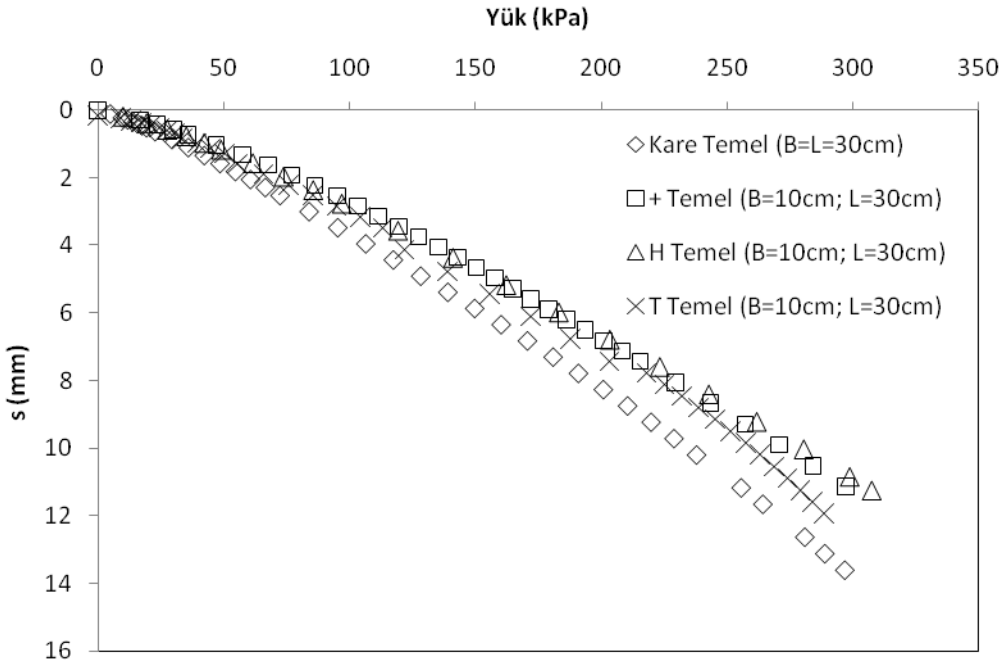
	B (cm)	**L (cm)**	**Deney Sonucu (kPa)**	**Analiz Sonucu (kPa)**
Kare Temel	15	15	--	308.65
+ Temel	4	15	186.53	196.74
H Temel	5	15	186.42	212.26
T Temel	4	15	79.50	156.18

3. PARAMETRİK ÇALIŞMALAR

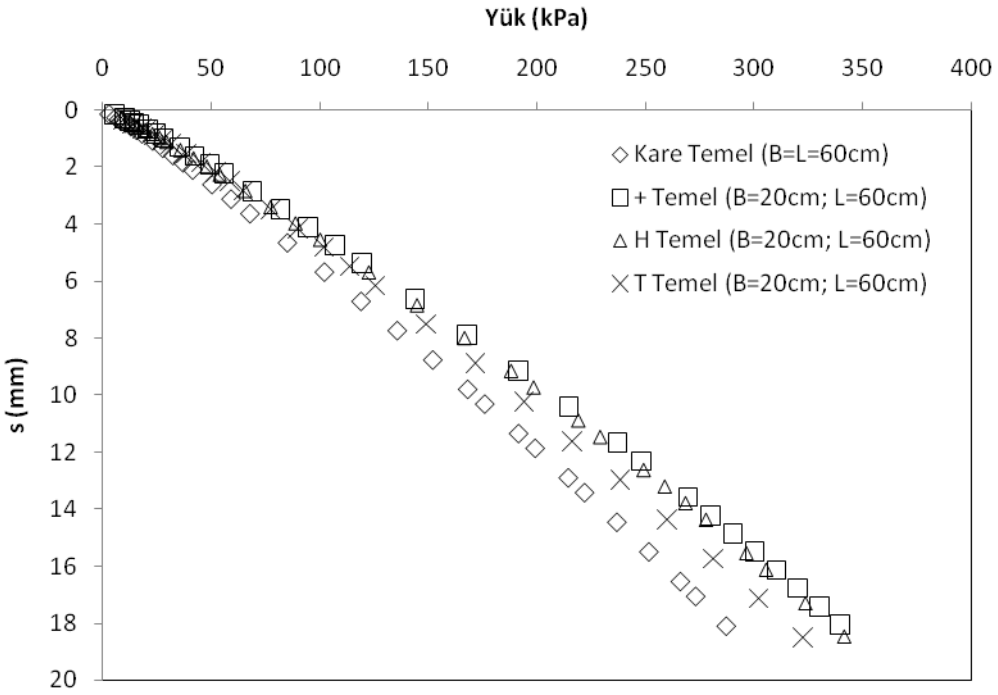
Farklı geometriye sahip temeller kullanılarak yapılan sayısal analizlerin deneylerle uyumlarının belirlenmesinin ardından ilave sayısal analizlere geçilmiştir. Bu amaçla farklı geometrilere sahip olan aynı uzunluktaki +, H, T kesitli çok kenarlı temeller üzerinde yapılan analiz sonuçları, aynı uzunluğa sahip kare temellerin analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Geometrisi (15cmx15cm) olan kare temelle geometrileri (5cmx15cm) olan +, H ve T kesitli temellerin yük-oturma davranışları karşılaştırılmıştır. Daha sonra temel boyutları 2 katına çıkarılarak (kare temel, 30cmx30cm; diğer kesitli temeller, 10cmx30cm) analizlere devam edilmiştir. Son olarak, kare temel boyutu 60cmx60cm, diğer kesitli temel geometrileri de 20cmx60cm alınarak analizler sonlandırılmıştır. Bu karşılaştırmalar sırasıyla Şekil 7, 8 ve 9'da sunulmuştur.



Şekil 7. Aynı Uzunluğa Sahip Temellerin (L=15cm) Sayısal Analizlerinin Karşılaştırılması



Şekil 8. Aynı Uzunluğa Sahip Temellerin (L=30cm) Sayısal Analizlerinin Karşılaştırılması



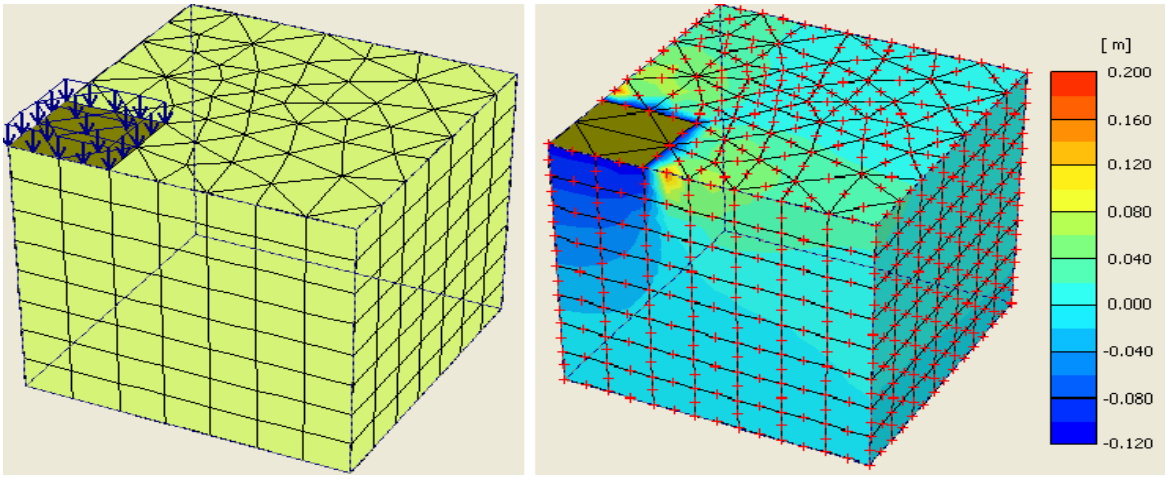
Şekil 9. Aynı Uzunluğa Sahip Temellerin (L=60cm) Sayısal Analizlerinin Karşılaştırılması

Şekil 7, 8 ve 9'da verilen analiz sonuçlarında sabit bir deplasmana karşılık gelen taşıma kapasitesinin çok kenarlı temellerde aynı uzunluğa sahip kare temelden daha fazla olduğu görünmektedir. Ancak temel mühendisliğinde izin verilebilir maksimum oturma miktarı temel genişliğinin %10'una karşılık gelen oturma miktarıdır. Grafiklerde bu orana karşılık gelen değerlere bakıldığında çok kenarlı temellerin taşıma kapasitesinin aynı uzunluktaki kare temellerden daha az olduğu görülmektedir. Temel tipleri, alanları ve temel genişliğinin %10'una karşılık gelen taşıma kapasitesi değerleri Tablo 3'de verilmiştir.

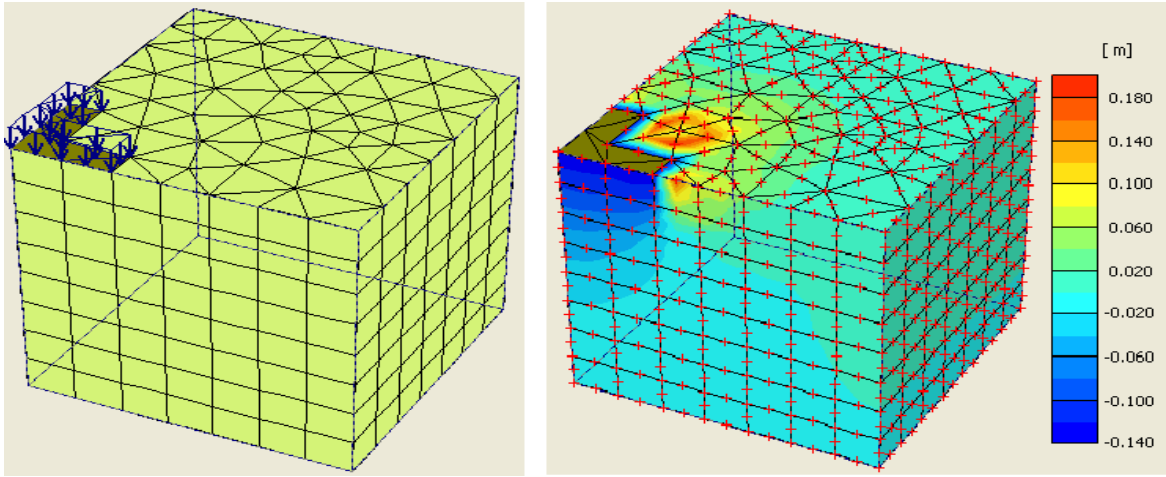
Tablo 3. Model temeller ve temel genişliğinin %10'una karşılık gelen taşıma kapasiteleri

TEMEL TİPİ	B (cm)	L (cm)	A (cm^2)	A (m^2)	q_u (kPa)
KARE TEMEL	15	15	225	0.0225	308.65
	30	30	900	0.0900	512.12
	60	60	3600	0.3600	704.06
(+) KESİTLİ TEMEL	5	15	125	0.0125	219.63
	10	30	500	0.0500	283.87
	20	60	2000	0.2000	378.01
H KESİTLİ TEMEL	5	15	175	0.0175	217.56
	10	30	700	0.0700	298.67
	20	60	1600	0.1600	376.88
T KESİTLİ TEMEL	5	15	125	0.0125	189.97
	10	30	500	0.0500	286.46
	20	60	2000	0.2000	350.20

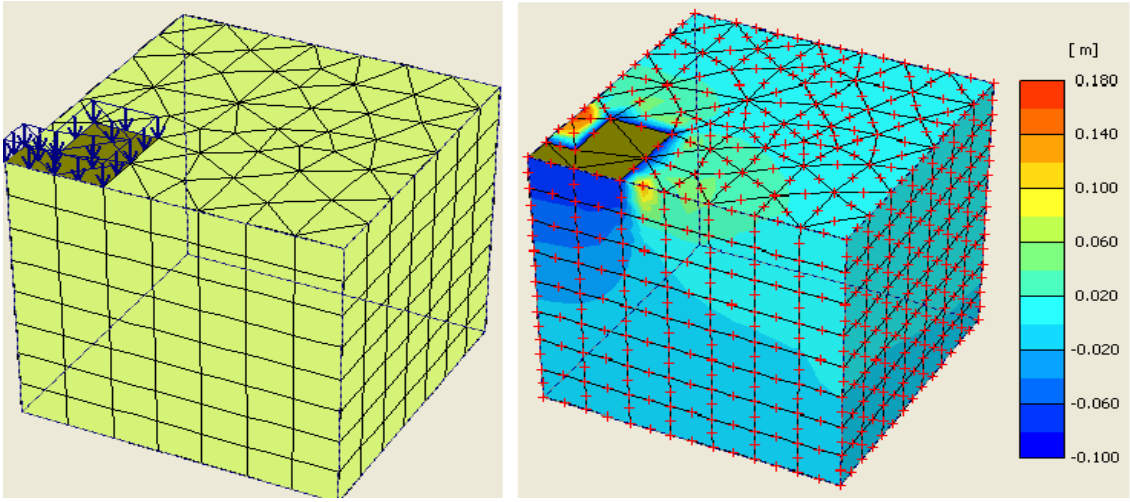
Sayısal analizlerde elde edilen ağ görüntüsü ve her bir temel için oturma dağılımları aşağıda verilmiştir (Şekil 10-12).



Şekil.10 Kare Temele Ait Ağ Görüntüsü ve Düşey Deplasman Dağılımı



Şekil.11 + Temele Ait Ağ Görüntüsü ve Düşey Deplasman Dağılımı



Şekil.12 H Temele Ait Ağ Görüntüsü ve Düşey Deplasman Dağılımı

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, kum zemine oturan farklı geometriye sahip çok kenarlı temellerin (+, h, t ve kare) (şekil 2) taşıma gücü davranışları sonlu elemanlar yöntemiyle analiz edilmiştir. Çok kenarlı temellerin taşıma gücü analizlerinden elde edilen sonuçlar aynı uzunluğa sahip kare temellerin taşıma gücü analizleriyle karşılaştırılmıştır. Çalışmada elde edilen sonuçlara göre;

- L/B≤2 değerine kadar çok kenarlı temellerde taşıma kapasitesinin arttığı (Tablo 3), bu değerden sonra kanatlar altında oluşan kesme bölgeleri (Şekil 1.b.) birbirini etkileyemediği için taşıma gücü azalmaktadır.
- Büyük deplasman değerlerinde, çok kenarlı temellerin taşıma gücü aynı uzunluğa sahip kare temellerin taşıma gücüne oranla daha yüksektir.
- Sınırlı oturma değerinde (temel genişliğinin % 10'una karşılık gelen deplasman değeri) kare temellerin taşıma gücü aynı uzunluğa sahip çok kenarlı temellerin taşıma gücünden daha büyük değere sahip olmaktadır.

5. KAYNAKLAR

Ghazavi, M., Hadiani, N. (2005), "Bearing Capacity of Multi-Edge Foundations", M.S. Thesis, Department of Civil Engineering, K.N.T. University of Technology, Tehran (Iran).

Ghazavi, M., Mokhtari, S. (2008), "Numerical Investigation of Load-Settlement Characteristics of Multi-Edge Shallow Foundations", The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India.

Kurian, N.P., (2006), Shell Foundations: Geometry, Analysis, Design and Construction, Alpha Science Intl Ltd.

Tani, K., Craig, W.H., (1995), "Bearing Capacity of Circular Foundations on Soft Clay of Strength Increasing with Depth", Soils and Foundations, 35(4), 21–35.

Watson, P.G., Randolph, M.F., (1997), "Vertical Capacity of Caisson Foundations in Calcareous Sediments", 7th International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE-97, Honolulu, Hawaii, USA, International Society of Offshore and Polar Engineers, 2, 784-790.

Bransby, M.F., Randolph, M.F., (1999a), "The Effect of Embedment Depth on the Undrained Response of Skirted Foundations to Combined Loading", Soils and Foundations, 39(4), 19-34.

Bransby, M.F., Randolph, M.F., (1999b), "The Effect of Skirted Foundation Shape on Response to Combined V-M-H Loadings", International Journal of Offshore and Polar Engineering, 9(3), 214-218.

Brinkgreve, R.B.J. ve Broere, W. (2006), Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analysis. 3D Foundation–Version 2.1.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

T KESİTLİ TEMELLERİN DENEYSEL ANALİZİ

EXPERIMENTAL ANALYSES OF T-SHAPED FOOTINGS

Nihat KAYA[1] **Murat ÖRNEK[2]** **Yakup TÜREDİ[3]**

ABSTRACT

In this study, the bearing capacity behaviour of T-shaped footings with different geometries was investigated with laboratory model tests. Model tests were performed in three Series. In the first Series of the model tests, the strip footing was loaded centrically. The strip model footings were loaded eccentrically in the second Series of the tests. In the third Series of the model tests, the new formed T-shaped model footings were loaded centrically and eccentrically. The load-settlement curves were plotted and the changes in the bearing capacity were discussed. The bearing capacity difference between the centric and eccentric loadings of strip footing and T-shaped footings was interpreted.

ÖZET

Bu çalışmada farklı geometrilere sahip T-kesitli temellerin taşıma gücü davranışı model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Deneyler, üç seride gerçekleştirilmiştir. İlk seri deneylerde sabit bir boyuta sahip şerit temel merkezi olarak yüklenmiştir. İkinci seri deneylerde şerit temel eksantrik olarak yüklenmiştir. Üçüncü seri deneylerde ise şerit temele T-kesit ilavesiyle oluşturulan yeni temel, merkezi ve eksantrik olarak yüklenmiştir. Her bir deney serisinde yük-oturma eğrileri çizilmiş, taşıma gücündeki değişimler irdelenmiştir. Deneyler sonunda şerit temelde merkezi yükleme ile T-kesit ilaveli/ilavesiz eksantrik yükleme arasındaki farklılıklar yorumlanmıştır.

1. GİRİŞ

Temeller, yapı yükünü (normal kuvvet, moment, vs.) yer yüzeyine (zemine) aktaran yapı elemanlarıdır. Diğer bir deyişle temeller, yapının ayakları olarak tanımlanmaktadırlar. Temeller yapıdan gelen yükleri emniyetle zemine aktaracak şekilde tasarlanırlar. Bir temel sisteminde amaç sadece zeminde oluşan gerilmeyi zeminin taşıyabileceği düzeye düşürmek değil, aynı zamanda kolon veya perdenin altındaki zeminde oluşacak çökmeyi (oturma) sınırlı bir düzeyde tutmak ve üst yapının farklı oturmalarından zarar görmesini de

[1] İnş. Müh., Mustafa Kemal Üniversitesi, Müh. Fak. İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, nihatkaya09@hotmail.com
[2] Yrd. Doç. Dr., Mustafa Kemal Üniversitesi, Müh. Fak. İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, mornek@mku.edu.tr
[3] Arş. Gör., Mustafa Kemal Üniversitesi, Müh. Fak. İnş. Müh. Böl., İskenderun, Hatay, yturedi@mku.edu.tr

önlemektir. Üst yapı tipi ne olursa olsun (betonarme, yığma, çelik, ahşap), temeller betonarme olarak inşa edilmektedir. Bunun sebebi, diğer tüm malzemelerin (çelik, ahşap gibi) dayanım ve zemin şartlarına dayanıklılık açısından betonarme sisteme göre daha az uyumlu olmasıdır.

Yapıdan gelen yüklerin uygulama noktası ve şekli temel tasarımında göz önünde bulundurulması gereken bir husustur. Yük aktaran yapı elemanları (kolonlar, perdeler, duvarlar vb.), konumları ve aktardıkları yükün şekli ve miktarı nedeniyle yük alan elemanda (temel) bir eksantrisite etkisi oluşturabilirler. Kimi zaman yüklerin bileşkesinin uygulama noktası nedeniyle bu durum kaçınılmaz olmaktadır. Böyle bir yükleme şekli ise taşıma kapasitesi ve oturmalar için olumsuz bir durum meydana getirmektedir (Kumbasar ve Kip, 1992; Moroğlu, 2002; Uzuner, 2007).

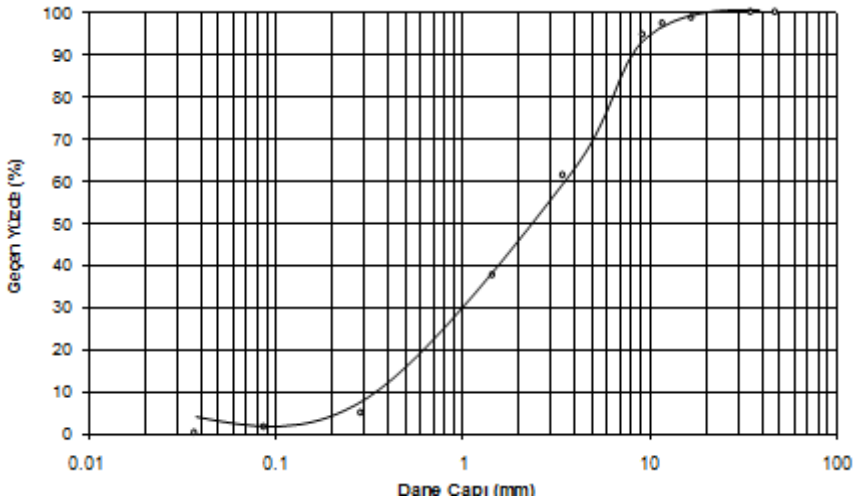
T-kesitli temel yatay yönde uzanan kısmının yanı sıra düşey yönde konsol çıkma olan bir temel türüdür. Düşey yönde uzanan bu kısım, eksantrisite etkisini karşılamak için tasarlanmıştır. Bu ilave tasarım, zeminin yanal deplasmanını kısıtlamakta ve taşıma kapasitesini artırmaktadır. Düşey konsol çıkmanın uzunluğu, taşıma gücüne doğrudan etki etmektedir. Uzunluğunun artırılması taşıma gücünü artırmaktadır (Kaya ve Örnek, 2013).

Literatürde eksantrik yükleme durumları ile ilgili deneysel, sayısal ve teorik çalışmalar bulunmaktadır (Taibeat ve Carter, 2002; Moroğlu, 2002; Hjiaj ve ark., 2004; Loukidis ve ark., 2008; Nawghare ve ark., 2010; Kaya ve Örnek 2013).

Bu çalışmada farklı geometrilere sahip T-kesitli temellerin taşıma gücü davranışı model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Deneyler, üç seride gerçekleştirilmiştir. İlk seri deneyde sabit bir boyuta sahip şerit temel merkezi olarak yüklenmiştir. İkinci seri deneylerde şerit temel eksantrik olarak yüklenmiştir. Üçüncü seri deneylerde ise şerit temele T-kesit ilavesiyle oluşturulan yeni temel, merkezi ve eksantrik olarak yüklenmiştir Her bir deney serisinde yük-oturma eğrileri çizilmiş, taşıma gücü ve oturmadaki değişimler irdelenmiştir.

2. DENEY YÖNTEMİ

Deneyler, Mustafa Kemal Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Laboratuvarı'nda yapılmıştır. Deneylerde model boyutta temeller ve kum zemin kullanılmıştır. Deneylerde kullanılan kum zeminin mühendislik parametrelerinin (endeks ve mukavemet) belirlenebilmesi amacıyla Geoteknik Laboratuvarı'nda çeşitli standart laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Bu amaçla elek analizi deneyi, dane birim hacim ağırlık (piknometre) deneyi, zemin sıkılık deneyi, kesme kutusu deneyi yapılarak, deneylerde kullanılan kum zeminin endeks ve mukavemet özellikleri belirlenmiştir (TS 1900). Deneylerde kullanılan zeminin granülometri eğrisi ve çeşitli mühendislik parametreleri sırasıyla Şekil 1 ve Tablo 1'de verilmiştir.

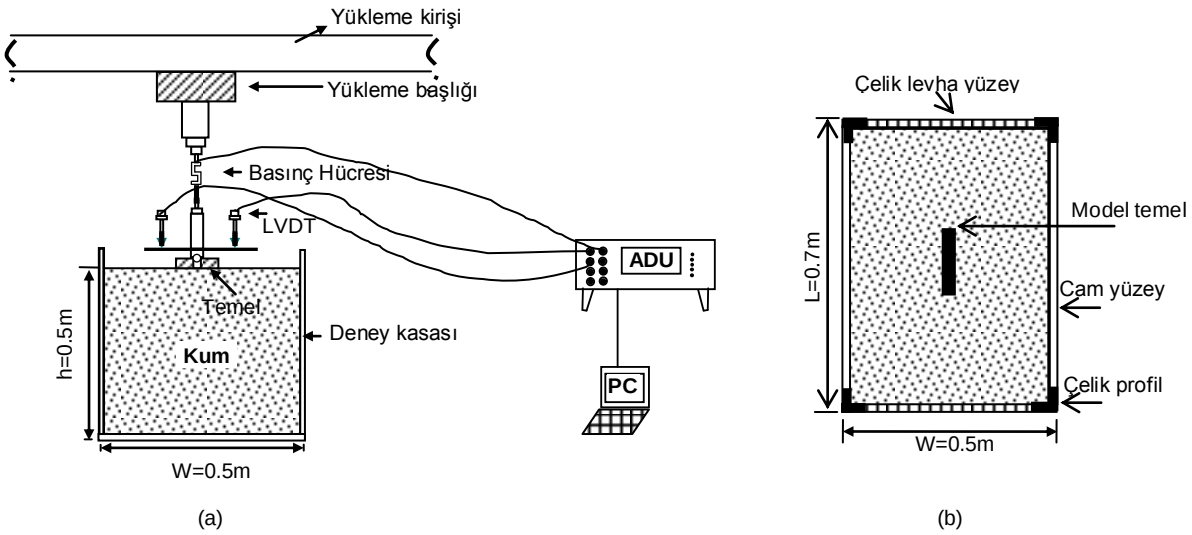


Şekil 1. Deneylerde kullanılan kumun granülometri eğrisi

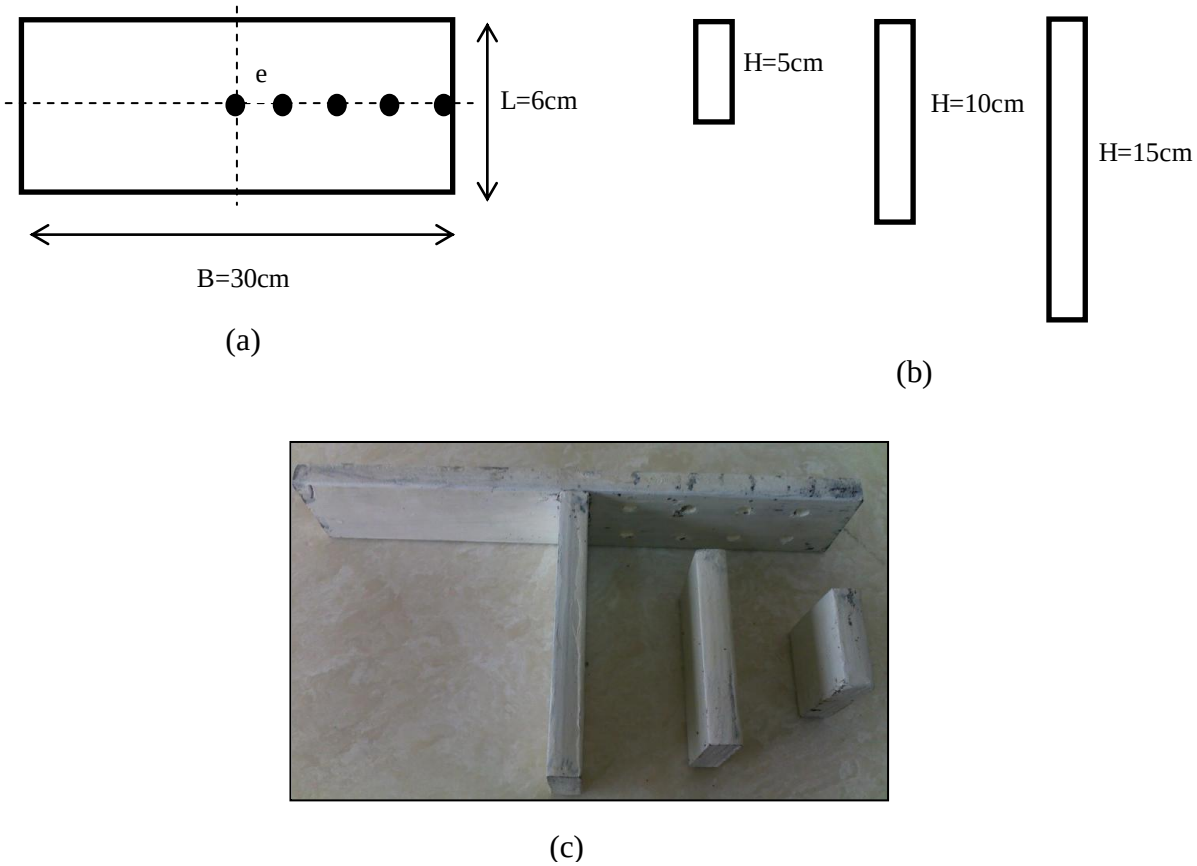
Tablo 1 Deneylerde kullanılan kumun çeşitli mühendislik parametreleri

Özellik	**Değer**
Kaba dane miktarı (%)	0.00
Orta büyüklükteki dane miktarı (%)	65.00
İnce dane miktarı (%)	35.00
D_{10} (mm)	0.16
D_{30} (mm)	0.28
D_{60} (mm)	0.58
Üniformluk katsayısı, C_u	3.63
Derecelenme katsayısı, C_c	0.84
Özgül ağırlık	2.75
Maksimum kuru birim ağırlık (kN/m^3)	17.11
Minimum kuru birim ağırlığı (kN/m^3)	15.44
Deneyde kullanılan birim hacim ağırlık (kN/m^3)	15.84
Kohezyon, c (kPa)	0.00
Kayma mukavemeti açısı, ϕ (derece)	36.00
Sınıfı (USCS)	SP

Deney düzeneği, zemin ortamının içinde bulunduğu bir kasa, yük miktarını ve buna karşılık gelen oturmaları ölçen yük hücresi ve LVDT'ler, verileri sayısallaştıran okuma ünitesi ve verileri değerlendiren bir bilgisayardan oluşmaktadır. Deney düzeneğine ait düşey kesit ve üstten görünüm sırasıyla Şekil 2a ve Şekil 2b'de yer almaktadır. Deneylerde kullanılan model temellerin üstten görünümü Şekil 3a'da, T-kesiti sağlayabilen ilaveler Şekil 3b'de, temel sistemine ait bir fotoğraf ise Şekil 3c'de verilmiştir.



Şekil 2. Deney düzeneği (a) düşey kesit; (b) üstten görünüş



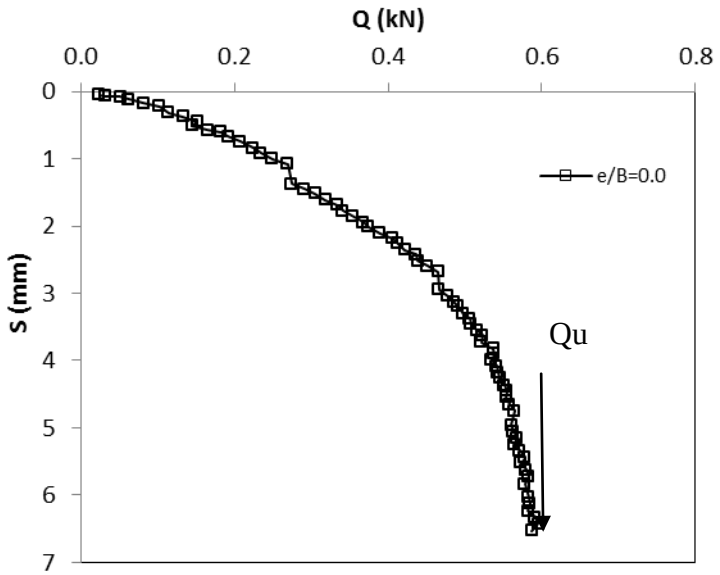
Şekil 3. Deneylerde Kullanılan T-Kesitli Temel Şekilleri

3. MODEL DENEYLER

Toplam 21 adet deneyin yapıldığı bu çalışmada deneyler, üç seride gerçekleştirilmiştir. İlk seri deneyde sabit bir boyuta sahip şerit temel, merkezi olarak yüklenmiştir. İkinci seri deneylerde şerit temel eksantrik olarak yüklenmiştir. Üçüncü seri deneylerde ise şerit temele T-kesit ilavesiyle oluşturulan yeni temel, merkezi ve eksantrik olarak yüklenmiştir Her bir deney serisinde yük-oturma eğrileri çizilerek taşıma gücündeki değişimler araştırılmıştır.

3.1. Şerit Temelde Merkezi Yükleme Durumu

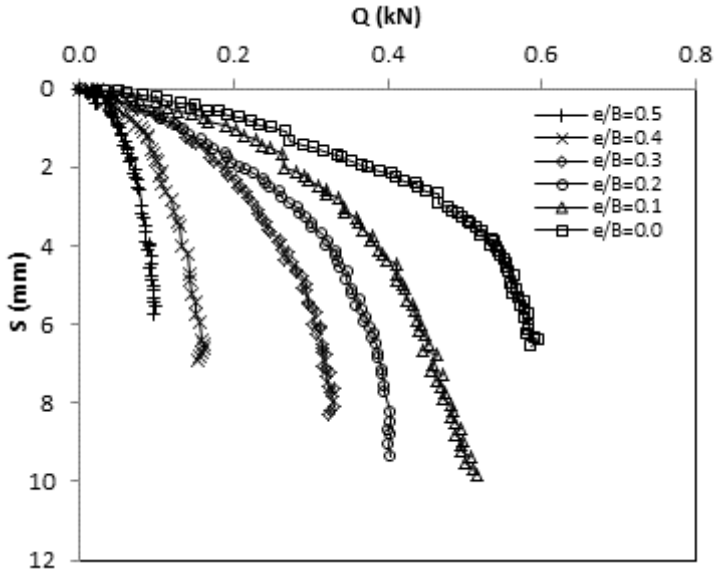
Bu seri deneyde (B=30cm - L=6cm) ebatlarındaki şerit temel merkezi olarak yüklenmiştir. Bu aşamada herhangi bir T-kesit ilave edilmemiştir. Nihai göçme yükü Qu=0.59kN olarak belirlenmiştir. Merkezi yükleme ve şerit temel durumunda (e/B=0.0 - H/B=0.0) elde edilen yük-oturma eğrisi Şekil 4'te yer almaktadır. Bu serinin amacı eksantrisite ve T-kesit etkisini belirleyebilmek için referans bir değer oluşturmaktır.



Şekil 4. Merkezi Yükleme Durumunda Yük-Oturma Eğrileri

3.2. Şerit Temelde Eksantrik Yükleme Durumu

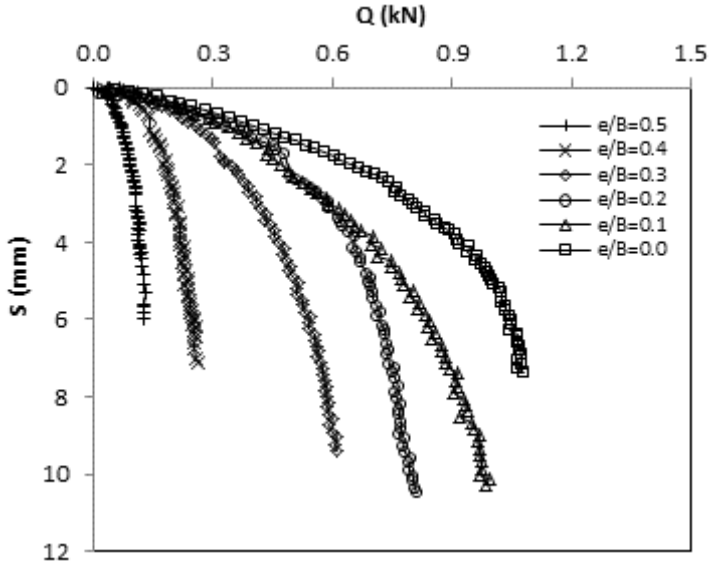
Bu seri deneylerde şerit temel eksantrik olarak yüklenmiştir. Toplam 5 adet deneyin yapıldığı bu seride yük eksantrisitesi temel genişliğine bağlı olarak e/B=0.1; 0.2; 0.3; 0.4 ve 0.5 olarak değiştirilmiştir. Merkezi yükleme durumunun da (e/B=0.0) yer aldığı yük-oturma eğrileri Şekil 5'te gösterilmektedir. Şekildeki grafiklerden eksantrisite arttıkça göçme yüklerinin azaldığı görülmektedir. Nihai göçme yükleri (Qu) sırasıyla 0.51kN (e/B=0.1); 0.41kN (e/B=0.2); 0.33kN (e/B=0.3); 0.16kN (e/B=0.4); 0.10kN (e/B=0.5) olarak elde edilmiştir. Eksantrik yükleme durumunda yük simetrisi ortadan kalktığından göçme büyük oranda yükün uygulandığı tarafta meydana gelmektedir. Her iki bölgede eksantiristeden dolayı farklı oturmalar oluşmakta ve temel yükün uygulandığı tarafta eğilmektedir.



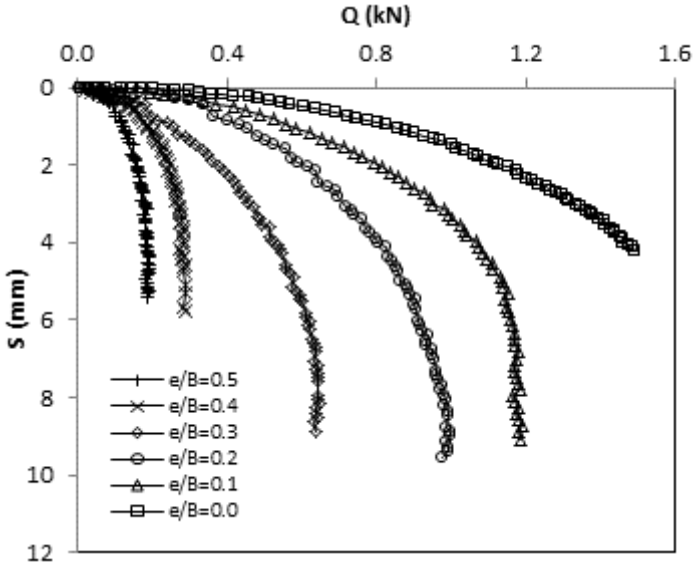
Şekil 5. Eksantrik Yükleme Durumunda Yük-Oturma Eğrileri

3.3. T-Kesitli Temelde Merkezi ve Eksantrik Yükleme Durumu

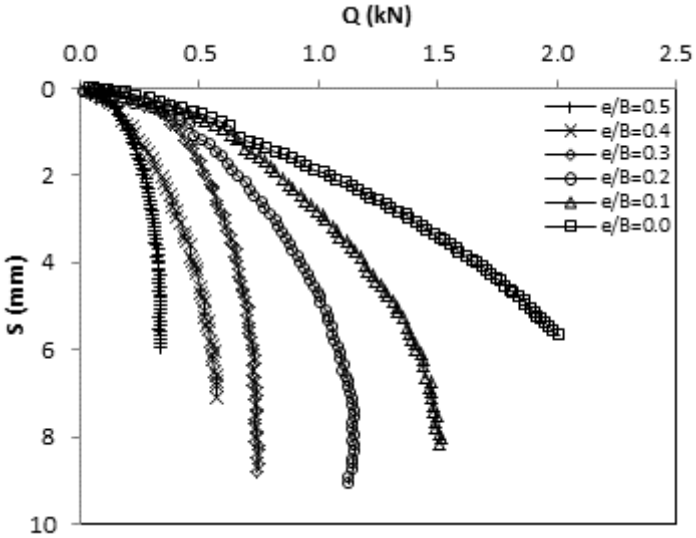
Bu seri deneylerde şerit temele düşey doğrultuda konsol çıkma bir T-kesit eklenmiş, böylelikle eksantrisiteden kaynaklanan taşıma gücü kaybının azaltılması hedeflenmiştir. T-kesitler, şerit temelin tam merkezinden monte edilmiş ve yeri deneyler boyunca değiştirilmemiştir. T-kesit boyu (H) temel genişliğine (B) bağlı olarak 0.17; 0.33 ve 0.50 olarak değiştirilmiştir (Şekil 3). Bu seride her bir H/B oranı (0.17; 0.33 ve 0.50) için beş farklı eksantrisite oranında (e/B= 0.1; 0.2; 0.3; 0.4 ve 0.5) toplam 15 adet deney yapılmıştır. Yük-oturma eğrileri merkezi yükleme durumları da dahil edilerek H/B=0.17 için Şekil 6'da, H/B=0.33 için Şekil 7'de ve H/B=0.50 için Şekil 8'de sunulmuştur. Her üç durumdaki H/B oranları için eksantrisite arttıkça göçme yüklerinin azaldığı söylenebilmektedir. Aynı zamanda H/B oranının artması, herhangi bir eksantrisite durumunda taşıma gücü değerini de arttırmaktadır. Bu sistemde T-kesit ilavesi eksantrisite yönünde taşıma gücü azalmasını engelleyici yönde bir etki oluşturmaktadır.



Şekil 6. T-Kesitli Temel Durumunda Yük-Oturma Eğrileri (H/B=0.17)

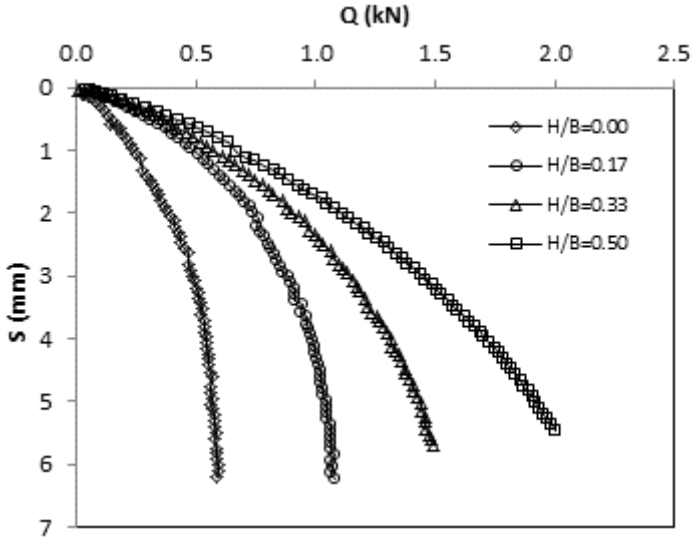


Şekil 7. T-Kesitli Temel Durumunda Yük-Oturma Eğrileri (H/B=0.33)



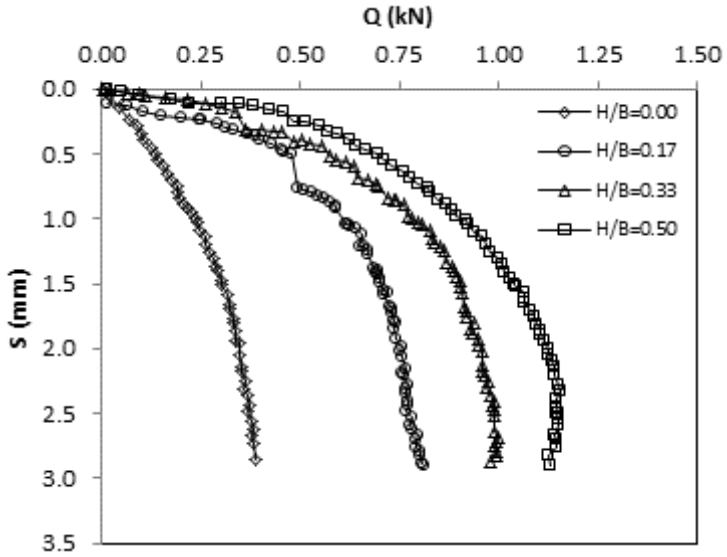
Şekil 8. T-Kesitli Temel Durumunda Yük-Oturma Eğrileri (H/B=0.50)

Aşağıda merkezi yükleme durumunda T-kesit etkisinin incelendiği grafik yer almaktadır (Şekil 9). Merkezi yükleme durumunda T-kesit ilavesi arttıkça taşıma gücü değerleri de bu paralelde artmaktadır. H/B oranı arttıkça T-kesit boyunca sürtünme etkisi de devreye girmekte, böylece temel nispeten kazık temel davranışı göstermektedir. Göçme yükü değerleri H/B oranlarının 0.0; 0.17; 0.33 ve 0.50 olması durumları için sırasıyla 0.59kN; 1.08kN; 1.48kN ve 1.99kN olarak elde edilmiştir.



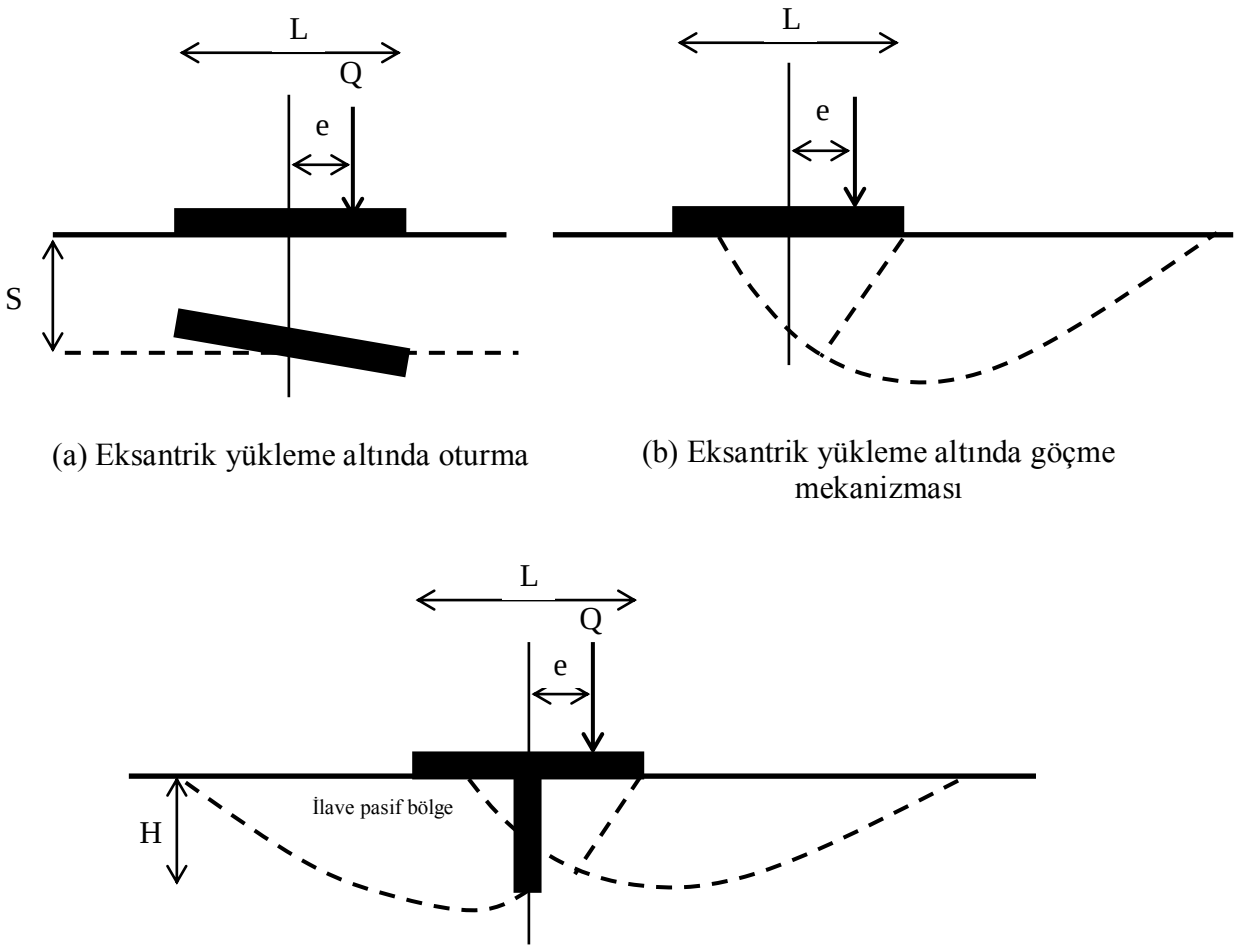
Şekil 9. Merkezi Yükleme Durumunda T-Kesitli Etkisi

Şekil 10'da eksantrisite durumunda T-kesitin etkisi ele alınmıştır. Farklı H/B oranlarında ve sabit bir eksantrisitede (burada e/B=0.2 durumu ele alınmıştır) meydana gelen yük-oturma değişimleri incelenmiştir. Burada da merkezi yüklemede olduğu gibi H/B oranı arttıkça sabit eksantriklik durumunda taşıma gücü de artmaktadır. Göçme yükü değerleri e/B=0.2 eksantriklikte H/B oranlarının 0.0; 0.17; 0.33 ve 0.50 olması durumları için sırasıyla 0.41kN; 0.81kN; 1.00kN ve 1.14kN olarak elde edilmiştir.



Şekil 10. Eksantrik Yükleme Durumunda T-Kesitli Etkisi (e/B=0.2)

Şekil 11'de eksantrik yükleme ve T-kesit yükleme durumlarında elde edilen oturma değişimleri ve göçme mekanizmaları yer almaktadır. Şekillerden görüleceği gibi, yükün uygulandığı tarafa doğru temel eğilmekte ve zeminde göçme yükün uygulandığı tarafta olmaktadır. T-kesit ilavesiyle yükün uygulandığı taraftaki göçme yüzeyi derinliği azalmakta, T-kesitin arka tarafında ilave pasif bölgeleri oluşmaktadır. Bu ilave pasif basınç artışı taşıma gücünün de artmasına neden olmaktadır. Aynı zamanda ilave edilen T-kesitin uzantısı arttıkça taşıma gücüde o nispette artmakta, kesit arkasında oluşan pasif bölgede genişlemektedir.



(a) Eksantrik yükleme altında oturma

(b) Eksantrik yükleme altında göçme mekanizması

(c) T-kesitli temelde eksantrik yükleme altında göçme mekanizması

Şekil 11. Göçme Mekanizmaları

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada farklı geometrilere sahip T-kesitli temellerin taşıma gücü davranışı model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Deneylerin ardından elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

- Yük-oturma eğrilerinden elde edilen nihai taşıma gücü verileri, eksantrik yüklemenin taşıma gücünü azalttığını göstermiştir. Yük eksantrisitesi arttıkça nihai taşıma gücü azalmaktadır. Nihai göçme yükleri merkezi yükleme durumunda (Qu) 0.59kN olurken e/B=0.5 durumunda 0.10kN olarak elde edilmiştir.
- Şerit temelde T-kesit ilavesinin eksantrisitenin olumsuz etkisini azalttığı belirlenmiştir. T-kesit ilavesi ile birlikte taşıma gücünde artışlar elde edilmiştir. Merkezi yüklemede göçme yükü değerleri H/B oranlarının 0.0; 0.17; 0.33 ve 0.50 olması durumları için sırasıyla 0.59kN; 1.08kN; 1.48kN ve 1.99kN olarak elde edilmiştir.

- T-kesitteki konsol çıkmanın (H) değerine bağlı olarak nihai taşıma gücü merkezi yükleme durumundakinden daha yüksek değerlere ulaşmıştır. H/B oranı arttıkça sabit eksantriklik durumunda taşıma gücü de artmaktadır. Göçme yükü değerleri e/B=0.2 eksantriklikte H/B oranlarının 0.0; 0.17; 0.33 ve 0.50 olması durumları için sırasıyla 0.41kN; 0.81kN; 1.00kN ve 1.14kN olarak elde edilmiştir. Aynı zamanda T-kesit ilavesi zeminde yanal ötelenmeyi engellemiştir.

KAYNAKLAR

Kumbasar, V. ve Kip, F., (1992), "Zemin Mekaniği Problemleri", Çağlayan Kitabevi, Ankara.

Moroğlu, B., (2002), "Donatılı Kuma Oturan Eksantrik Yüklü Model Şerit Temelin Taşıma Gücü" Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.

Uzuner, B.A. (2007), "Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği", Derya Kitabevi

Kaya, N., Örnek, M., (2013), "Experimental and Numerical Studies of T-Shaped Footings", Acta Geotechnica Slovenica, Vol.10, p. 43-58.

Taiebat, H.A., Carter, J.P., (2002), "Bearing Capacity of Strip and Circular Foundations on Undrained Clay Subjected to Eccentric Loads", Geotechnique, Vol. 52, No. 1, p. 61–64.

Hjiaj, M., Lyamin, A.V., Sloan, S.W., (2004), "Bearing Capacity of a Cohesive-Frictional Soil Under Non-Eccentric Inclined Loading", Computers and Geotechnics, Vol. 31, No. 6, p. 491-516.

Loukidis, D., Chakraborty, T.,Salgado, R., (2008),. "Bearing Capacity of Strip Footings on Purely Frictional Soil Under Eccentric and Inclined Loads", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 45, No. 6, p. 768–787.

Nawghare, S.M., Pathak, S.R., Gawande, S.H., (2010), "Experimental Investigations of Bearing Capacity for Eccentrically Loaded Footing", International Journal of Engineering Science and Technology, Vol. 2, No. 10, p. 5257-5264.

TS 1900, (1987), "İnşaat Mühendisliği Zemin Laboratuvar Deneyleri", Ankara.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

İKİ DOĞRULTUDA YATAY YÜKLÜ KAZIK GRUPLARI İLE İLGİLİ BİR İNCELEME

A STUDY ABOUT PILE GROUPS LATERALLY LOADED IN TWO DIRECTIONS

S. Berra GÜRGÜÇ[1] **M. Tuğrul ÖZKAN [2]** **Sercan ÖZKORKMAZ [3]**

ABSTRACT

In this study, the behavior of laterally loaded pile groups in two directions in cohesive and cohesionless soil was analyzed by Plaxis 3D Foundation program. The displacement of pile groups, loads which are carried by separate piles in pile groups and the maximum lateral load which carried by piles in different soil conditions were analyzed with changing distance between piles and diameter of piles. The results of the analyses showed that, displacement of pile groups are decreased with increasing the distance between piles and/or diameter of piles. It is also found that for all pile diameters in cohesive and cohesionless soil, loads which are carried by separate piles in pile groups were related to distance between piles and location of piles in pile groups With these analyses, load carried by each piles in pile groups were found, these loads were related to location of pile in the groups, distance between piles, diameter of piles and soil properties. By analysing load-displacement curves, it is found that the maximum load carried capacity is related to diameter of piles, the distance between piles and soil properties. The increased the stiffness of soil is also increases the maximum load capacity which carried by piles.

Keywords: Laterally Loaded Piles, Deep Foundations, Piled Foundations

ÖZET

Bu çalışmada, kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde bulunan iki doğrultuda 1000 kN yatay yük etkisindeki kazık gruplarının davranışları Plaxis 3D Foundation Sonlu Elemanlar Programı ile incelenmektedir. Farklı zemin özellikleri, kazık aralıkları ve kazık çapları kullanılarak iki doğrultuda yatay yüklü kazık gruplarının yaptıkları deplasmanlar, kazık grubundaki her bir kazığın taşıdığı yük değerleri ve kazık grubunun maksimum taşıyacakları yatay yükler analiz edilmiştir. Analizler sonucunda, kazık grubunun yaptığı deplasmanların, kazık aralığı ve/veya kazık çapları arttıkça azaldığı görülmektedir. Zemin rijitliği arttıkça da deplasmanlar azalmaktadır. Kazık grubunu oluşturan her bir kazığın taşıdığı yüklerin, kazıkların grup içerisindeki yerleşimlerine ve kazıklar arası mesafeye

[1] İnşaat Y.Müh., berragurguc@hotmail.com
[2] Doç.Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, ozkantu@itu.edu.tr
[3] İnşaat Y.Müh., sercanozkorkmaz@hotmail.com

bağlı olarak değiştiği görülmektedir. Kazık çapının, kazık aralıklarının ve zemin sıkılığının arttırılması kazık grubunun maksimum taşıyacağı yatay yükün arttırılması için gereklidir.

Anahtar Kelimeler: Yatay Yüklü Kazıklar, Derin Temeller, Kazıklı Temeller

1. GİRİŞ

Bilim ve teknolojinin gelişmesine bağlı olarak, artan nüfus ihtiyaçlarını karşılamak amacı ile çok katlı yüksek yapılar, ağır köprüler ve viyadükler, kuleler, limanlar gibi yapıların inşaatlarına gereksinim duyulmaktadır. Bu tür yapılarda üst yapıdan zemine çok büyük değerlerde yük aktarımı olmaktadır. Bu yüklerin aktarımının yüzeysel temeller ile yapılması, oturma ve taşıma gücü kriterlerine bakıldığında çoğu zaman yetersiz olmaktadır. Zeminin yüzeye yakın olan bölgelerindeki zemin tabakalarının taşıma gücünün yetersiz olması durumunda, üst yapıdan gelen yüklerin daha derinde olan taşıma gücünün yüksek olduğu sağlam tabakalara aktarılması gerekmektedir. Bu gibi durumlarda, derin temeller tercih edilmektedir.

Derin temellerin en çok kullanılan türü, kazıklı temellerdir. Kazıklar, üst yapıdan gelen düşey yükleri ve üst yapıyı etkileyen deprem ve rüzgar gibi yükler sonucu meydana gelen yatay yükleri, derinde olan taşıma gücü yüksek sağlam tabakalara aktarmayı sağlayan yapı elemanlarıdır. Günümüzde kazıklar, hem düşey hem de yatay yüklerin taşınmasında yaygın olarak kullanılmaktadır.

Kazıklı temellerin, ekonomik ve güvenli olarak optimum kriterlerde tasarlanması gerekmektedir. Sayısal modellemeler ile yapılan çalışmalar ve deneysel çalışmalar ile kazıklı temellerin farklı kazık çapları ve kazık aralıklarında, değişen zemin ortamlarında davranışları analiz edilerek optimum kriterler bulunmaya çalışılmaktadır.

Bu çalışmada, farklı zemin özellikleri, kazık aralıkları ve kazık çapları kullanılarak iki doğrultuda 1000 kN yatay yük etkisindeki kazık gruplarının yaptıkları deplasmanlar, kazık grubundaki her bir kazığın taşıdığı yük değerleri ve kazık gruplarının maksimum taşıyacakları yatay yükler analiz edilmiştir. Bu analizler sayısal modelleme yöntemlerinden biri olan sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak, sonlu elemanlar programı olan Plaxis 3D Foundation ile yapılmıştır.

2. YATAY YÜK ALTINDAKİ TEK VE GRUP KAZIKLARIN ANALİZİ

Kazıklara düşey yüke ilave olarak rüzgar, deprem, toprak basıncı, gemi çarpması, dalga çarpması gibi yatay yüklerde etki etmektedir. Kazıklı bir temelin taşıyabileceği yanal yük, kazık özelliklerine, zeminin özelliklerine ve durumuna, kazık başlığının kazığa bağlanma şekline bağlıdır.

Uygulamada kazık ve kazık başlığının göreceli rijitliğine ve birbirlerine bağlı oluş şekillerine göre serbest başlı ve tutulu başlı kazıklar olarak iki gruba ayrılırlar. Bir kazıklı sistemin güvenle taşıyabileceği yatay kuvvetin bulunmasında iki kriter esas alınır:

1. Zeminde göçme yaratacak yük yeterli bir güvenlik sayısına bölünebilir,
2. İzin verilebilir yatay yer değiştirme yaptıracak büyüklükte yatay kuvvet bulunur.

Kazıkların yatay yüklemeler altındaki analizleri de bunlara paralel olarak ya nihai göçme yükünü hesaplamaya yönelik yöntemler ya da yer değiştirmenin tahmin edilişine yönelik yöntemler olarak geliştirilmişlerdir (Yıldırım, 2009).

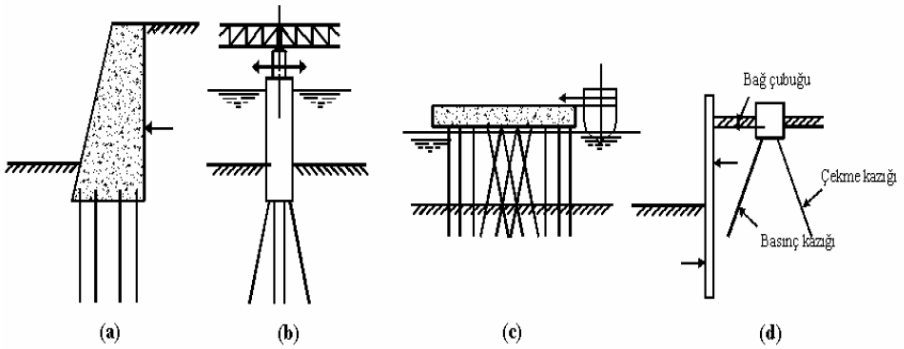
2.1. Kazıklara Etkiyen Yatay Yükler

Kazıklara düşey yüklere ilave olarak yatay yük ve moment kuvvetleri de etki edebilmektedir. Bu nedenle kazıkların sadece düşey yükleri değil, yatay yük ve moment kuvvetlerini de güvenli bir şekilde zemine aktarmaları ve bu yükleri güvenli bir şekilde taşımaları gerekmektedir. Kazıklara etkiyen yatay yükler; rüzgar ve deprem yükleri, toprak basınçları, gemi çarpma ve bağlama kuvvetleri, dalga kuvvetleri, kolonlardaki düşey eksantrik yükler, akarsu akıntılarının köprü ayaklarında oluşturduğu yatay kuvvetler, elektrik direklerindeki kablo kuvvetleri, köprülerde araçların fren ve ilerleme hareketleridir.

Kazıklara etkileyen yükler, aktif ve pasif yükler olarak ikiye ayrılmaktadır. Aktif yükler, zamanla değişen ve hareketli yüklerdir. Rüzgar, dalga, trafik, gemi çarpma ve gemi bağlama yükleri aktif yüklerdir. Toprak basıncı ve kemer köprülerdeki ölü yükler ise pasif yükleri oluşturmaktadırlar. Üst yapı yükünün yatay bileşeninin küçük olduğu durumlarda, yatay yükler düşey kazıklar ile güvenle taşınabilmektedirler.

Kazığa uygulanan kuvvetler zemin reaksiyonu ile statik olarak dengede olmalıdır. Bu nedenle zemin reaksiyonlarının dağılımı, zeminin deformasyon özelliklerine ve zemine uygulanan yüke bağlıdır. Zemine uygulanan tüm yatay kuvvetler, zeminden gelen yatay kuvvetlerle karşılanmalıdır (Prakash ve Sharma, 1990).

Yüksek mertebelerdeki yatay yük bileşenlerine sahip olan rıhtım ve dalgakıranların kazıkları, köprü ayaklarının kazık temelleri ve dayanma yapılarında ise düşey kazıkların gelen yatay yükleri güvenli bir şekilde taşımaları olanaksızdır. Bu durumda, eğik kazıklar inşa edilerek yüksek yatay taşıma gücü sağlanabilmektedir. Şekil 1'de yatay yüklü düşey kazıkların kullanıldığı yerler gösterilmektedir.



Şekil 1. Yatay Yüklere Karşı İnşa Edilen Kazıklar, a) Dayanma yapıları, b) Köprü ayakları, c) İskeleler, d) Palplanjlı dayanma yapıları (Tomlinson, 1994).

Dayanma yapılarında Şekil 1a da görüldüğü gibi, toprak basıncı her zaman duvar arkasından duvar yönünde etkir. Duvar altında inşa edilecek düşey kazıklar hem duvarın kendi ağırlığını hem de yatay kuvvetleri karşılayacak şekilde tasarlanır. Ancak yeterli taşıma gücünün sağlanamaması durumunda Şekil 1b'de görüldüğü gibi eğik kazıklar inşa edilir. Şekil 1b'deki köprü ayağında fren ve araç trafiğinin çekme kuvveti yatay yüke neden olmaktadır. Bu durumda kuvvetler iki yönde etkimektedir. Bu gibi durumlarda önce

bu yükler dikkate alınarak tasarlanan düşey kazıklar veya eğik kazıklar Şekil 1b'deki gibi tasarlanması uygun olmaktadır. Köprü ayaklarının derin olduğu durumlarda su akıntısı yönünde ek yükler de oluşabilmektedir. Deniz yapılarında gemi çarpma ve dalga kuvvetleri önemli yatay yükler oluşturmaktadır. Bu yüklerin karşılanması amacı ile yapılabilecek kazık tasarımı da Şekil 1c'de gösterilmektedir. Perde dayanma yapısında yatay yükler Şekil 1d'de gösterildiği gibi eğik kazıklar ile karşılanmaktadır (Tomlinson, 1994).

2.2. Yatay Yükleme Altındaki Grup Kazıklar

Grup kazıklar, tek kazıklara göre daha farklı bir yük deformasyon davranışı göstermektedirler. Grup kazık davranışına zemin ve kazık özelliklerine ilave olarak kazık grubunu oluşturacak olan kazık sayısı, kazıkların grup içerisindeki yerleşimleri, kazıklar arası uzaklıklar, kazık başlığının rijitliği ve zemin yüzeyi ile olan ilişkisi etkili olmaktadır.

Bir grup içerisindeki yerleşime göre grupları geniş ve dar aralıklı diye ikiye ayırmak mümkündür. Geniş aralıklı kazık grubunda bir kazığın deplasmanı diğerini etkilememekte olup yanal yük kazıklara eşit bölünüp daha sonra tek kazık analizi yapılabilir. Dar aralıklı gruplarda ise kazıklar arası zeminin deplasmanından dolayı bir kazığın davranışı diğerini etkilemektedir.

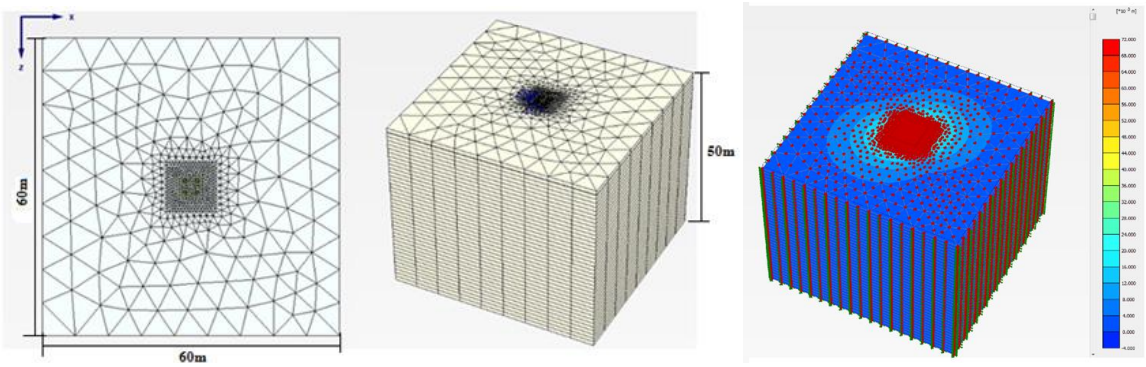
Yanal yük etkisinde, grup içerisindeki herhangi bir kazığın deplasmanı kendisini çevreleyen zemin ve kazıkta yer değiştirmelerin olmasını sağlayabilir. Bu yüzden kazık grupları, gruptaki bir kazığa gelen yüke eşit bir yüklemeye maruz tekil kazığa göre daha fazla deplasman yapmaktadır. Bu davranış kazık-zemin-kazık etkileşimi diye adlandırılır. Bu etkileşimle zemin yumuşamış gibi davranmaktadır (Yıldırım, 2009).

3. ANALİZLERDE KULLANILAN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ

3.1. Analizlerde Kullanılan Ağ ve Model Özellikleri

Modelin ağ boyutları, yatayda ince ve düşeyde çok ince olarak tanımlanmıştır. Kazıklı temelin tanımlandığı alanda, en doğru sonuca ulaşılması amacı ile ağ sıkılaştırılmıştır.

Model sınır koşulları, x,y ve z eksenlerinde yapılan analizler sonucunda tüm kazık çapları için belirlenmiş ve sınırlarda değişim olmayacak şekilde, Şekil 2'de görüldüğü gibi 60m x 60m x 50m olarak modellenmiştir. Model yan yüzeylerinde ve model tabanında deplasman değerleri kontrol edilerek, sınır şartlarından etkilenmeyecek şekilde model boyutları seçilmiştir.



Şekil 2. Modelin Sonlu Elemanlar Ağı ve Sınır Şartlarına Etkisinin Gösterimi.

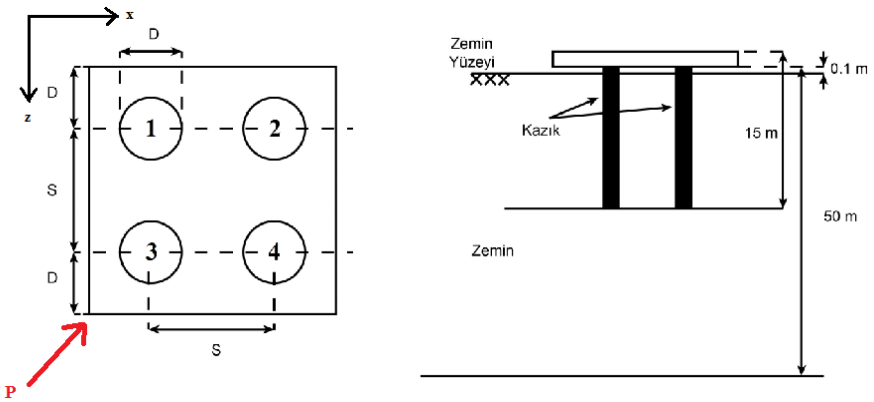
3.2. Analizlerde Kullanılan Kazık ve Zemin Özellikleri

Analizler farklı kazık çapı, kazık aralığı ve farklı zemin parametreleri kullanılarak yapılmıştır. Yumuşak kil, yarı katı kil, gevşek kum ve orta sıkı kum olarak dört farklı zemin türü belirlenmiştir ve Mohr-Coulomb zemin modeli olarak kullanılmıştır. Kazık, hacim kazık (volume pile) olarak isimlendirilen yapısal eleman kullanılarak modellenmiştir. Analizlerde kullanılan kazık betondur. Kazık 15 m uzunluğunda seçilmiştir. Kazık çapları (D) 450 mm, 650 mm, 800 mm, 1000 mm ve 1200 mm, kazık aralıkları (S) ise 2D, 2.5D, 3D ve 4D olarak alınmıştır. Kazık başlığının kalınlıkları çaplar dikkate alınarak belirlenmiştir. Kazık başlığı ile zemin arasındaki sürtünmeden dolayı oluşacak yük kayıplarını önlemek amacı ile kazık başlığı ile zemin arasında 10 cm boşluk olacak şekilde modelleme yapılmıştır. Kazık ve zemin arasındaki arayüz elemanı program tarafından tanımlanmıştır. Zemin parametreleri Spunwand Hanbuch Teil 1'de belirtilen değerlerden alınmıştır. Analizlerde kullanılan kazık ve zemin parametreleri Tablo 1'de gösterilmektedir.

Tablo 1. Analizlerde Kullanılan Kazık ve Zemin Malzeme Özellikleri

Malzeme Cinsi	**Birim Hacim Ağırlığı (kN/m^3)**	**Elastisite Modülü (kN/m^2)**	**Poisson Oranı**	**Kohezyon (kN/m^2)**	**İçsel Sürtünme Açısı (°)**
Kazık ve Kazık Başlığı	24	$3x10^7$	0.2	-	-
Yumuşak Kil	17	1750	0.4	10	17.5
Yarı Katı Kil	19	7500	0.3	25	25
Gevşek Kum	18	35000	0.4	1	30
Orta Sıkı Kum	19	75000	0.3	1	32.5

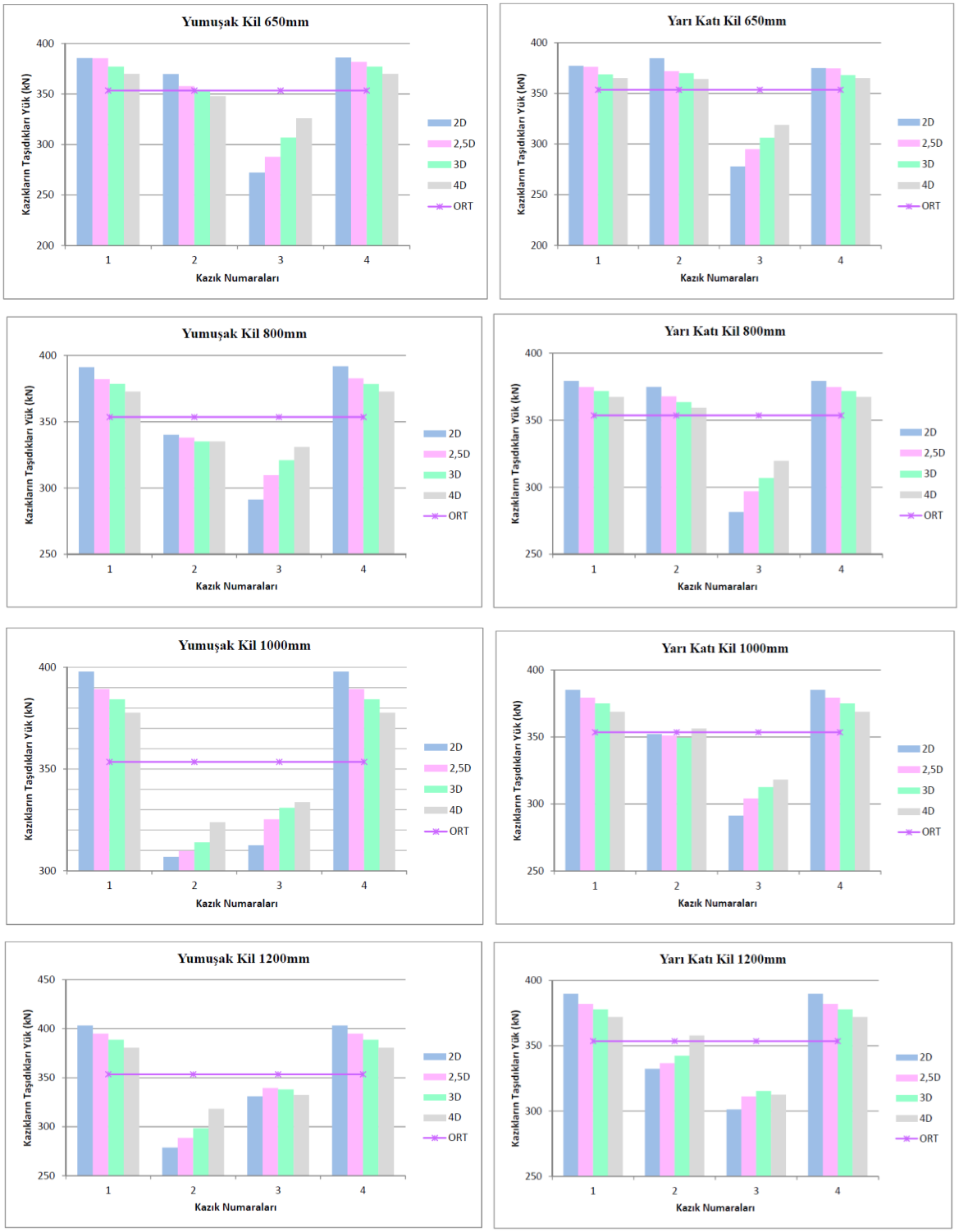
Analiz edilen modelin plan olarak üstten ve önden görünümü Şekil 3'de gösterilmektedir.



Şekil 3. Kullanılan Modelin Plan Olarak Üstten ve Önden Görünümü.

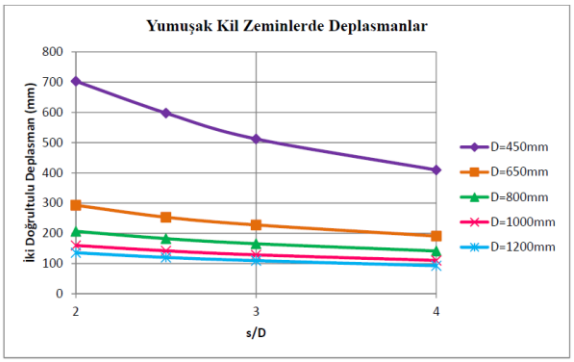
4.ANALİZ SONUÇLARI

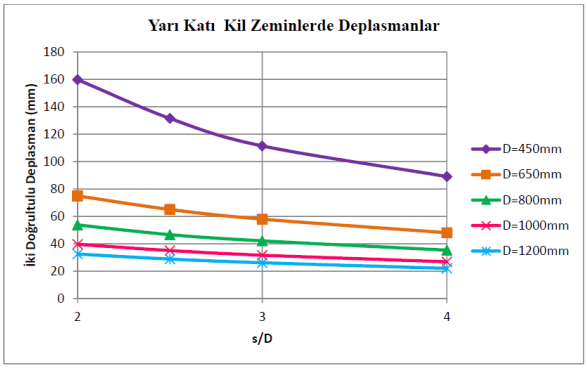
Kohezyonlu zeminlerde yer alan iki doğrultuda 1000 kN yatay yük etkisinde 650, 800, 1000 ve 1200 mm çapındaki kazıklardan oluşan kazık gruplarındaki her bir kazığın taşıdığı yük değerleri aşağıda gösterilmektedir.



Şekil 4. Kohezyonlu zeminlerde 650, 800, 1000 ve 1200 mm çapındaki kazıklardan oluşan kazık gruplarındaki her bir kazığın taşıdığı yüklerin grafik gösterimi.

Tüm kazık çapları için yumuşak ve yarı katı kil zeminlerde kazık gruplarının yaptıkları deplasmanlar aşağıda gösterildiği gibidir.





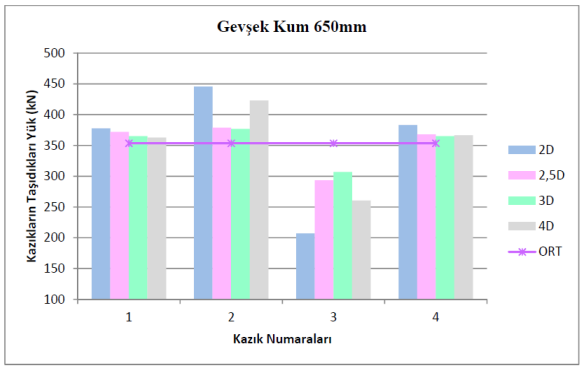
Şekil 5. Yumuşak kil ve yarı katı kil zeminlerde yer alan kazık gruplarının deplasman-kazık aralığı eğrileri.

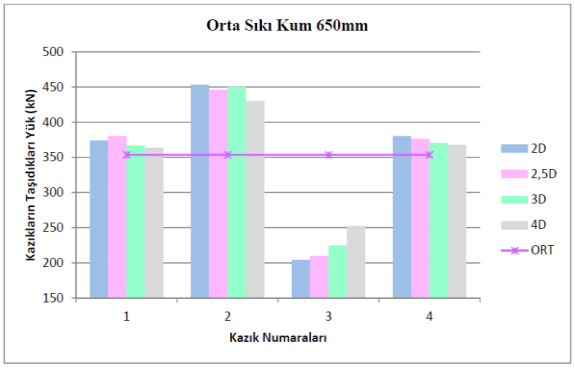
Kohezyonlu zeminlerde yapılan analizlerde tüm kazık çaplarının %2'si değeri maksimum yatay deplasman değeri olarak sınırlandırılarak hesaplanan kazık gruplarının göçme yükleri Tablo 2'de gösterilmektedir.

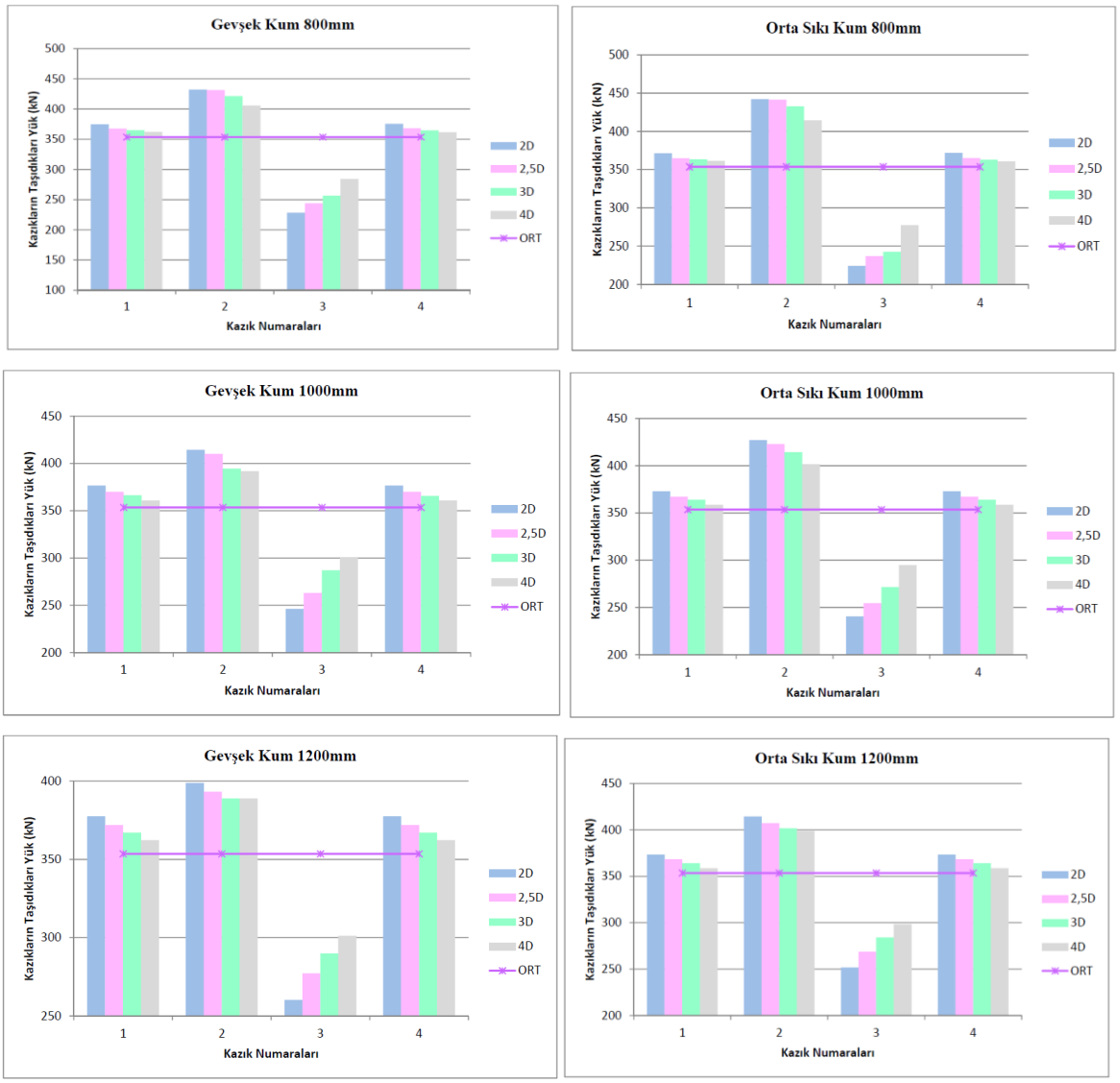
Tablo 2. Kohezyonlu zeminlerde farklı kazık çapları ve aralıkları için belirlenen göçme yükleri.

Kazık Aralıkları	Göçme Yükleri (kN)									
	D= 450 mm		D= 650 mm		D= 800 mm		D= 1000 mm		D= 1200 mm	
	Yumuşak Kil	Yarı Katı Kil	Yumuşak Kil	Yarı Katı Kil	Yumuşak Kil	Yarı Katı Kil	Yumuşak Kil	Yarı Katı Kil	Yumuşak Kil	Yarı Katı Kil
2D	43	140	92	309	138	480	198	748	269	1059
2.5D	47	156	100	343	149	532	220	829	298	1179
3D	50	173	107	374	160	603	239	914	325	1287
4D	57	199	122	438	183	675	276	1064	379	1524

Kohezyonsuz zeminlerde yer alan iki doğrultuda 1000 kN yatay yük etkisinde 650, 800, 1000 ve 1200 mm çapındaki kazıklardan oluşan kazık gruplarındaki her bir kazığın taşıdığı yük değerleri aşağıda gösterilmektedir.

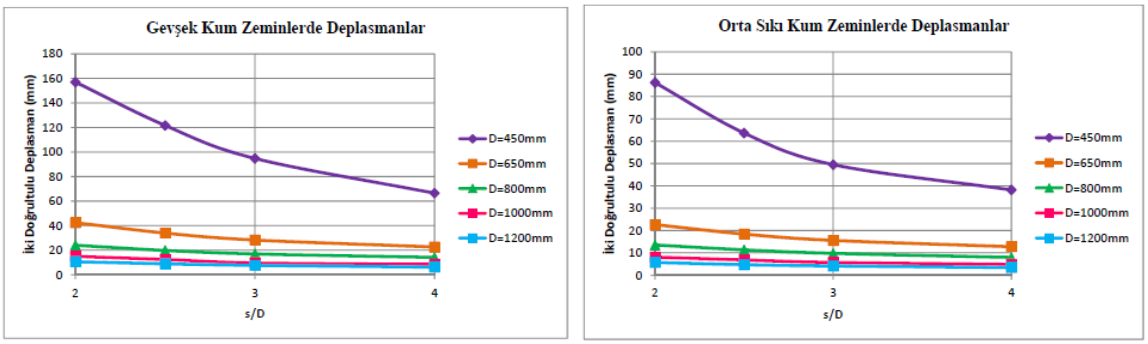






Şekil 6. Kohezyonsuz zeminlerde 650, 800, 1000 ve 1200 mm çapındaki kazıklardan oluşan kazık gruplarındaki her bir kazığın taşıdığı yüklerin grafik gösterimi.

Tüm kazık çapları için gevşek ve orta sıkı kum zeminlerde kazık gruplarının yaptıkları deplasmanlar aşağıda gösterildiği gibidir.



Şekil 7. Gevşek kum ve orta sıkı kum zeminlerde yer alan kazık gruplarının deplasman-kazık aralığı eğrileri.

Kohezyonsuz zeminler için yapılan analizlerde tüm kazık çaplarının %2'si değeri maksimum yatay deplasman değeri olarak sınırlandırılarak hesaplanan kazık gruplarının göçme yükleri Tablo 3'de gösterilmektedir.

Tablo 3. Kohezyonsuz zeminlerde farklı kazık çapları ve aralıkları için bulunan göçme yükleri.

Kazık Aralıkları	Göçme Yükleri (kN)									
	D= 450 mm		D= 650 mm		D= 800 mm		D= 1000 mm		D= 1200 mm	
	Gevşek Kum	Orta Sıkı Kum	Gevşek Kum	Orta Sıkı Kum	Gevşek Kum	Orta Sıkı Kum	Gevşek Kum	Orta Sıkı Kum	Gevşek Kum	Orta Sıkı Kum
2D	296	438	691	990	1079	1585	1728	2629	2521	3821
2.5D	336	480	764	1127	1211	1800	1960	2906	2866	4310
3D	385	532	846	1239	1340	1942	2214	3196	3166	4715
4D	437	622	989	1414	1552	2260	2580	3705	3727	5545

5.SONUÇLAR

Kazık grubunu oluşturan her bir kazığın taşıdığı yük değerleri, ortalama her bir kazığın taşıyacağı yük olan 353.5 kN'a göre oranlanarak değerlendirilmiştir. Yumuşak kil zeminlerde bulunan kazık gruplarındaki 1 ve 4 numaralı kazıklar, ortalama taşıyacakları yükten kazık aralıklarına göre %4.7 ile %14.1 arasında değişen oranlarda daha büyük yük taşımaktadırlar. 2 numaralı kazıklar, ortalama taşıyacakları yükten kazık aralıklarına göre, -%13.2 ile %14.2 arasında değişen oranlarda yük taşımaktadırlar. 650 mm kazık çapında 3D kazık aralığından sonra kazık çapları arttıkça 2 numaralı kazıklar, ortalama taşınan kazık yüküne oranla daha az yük taşıdıkları görülmektedir. 3 numaralı kazıklar, ortalama taşıyacakları yükten kazık aralıklarına göre -%34.4 ile -%4 arasında değişen oranlarda daha az yük taşımaktadırlar.

Yarı katı kil zeminlerde bulunan kazık gruplarındaki 1 ve 4 numaralı kazıklar, ortalama taşıyacakları yükten kazık aralıklarına göre %2.8 ile %10.2 arasında değişen oranlarda daha büyük yük taşımaktadırlar. 2 numaralı kazıklar, ortalama taşıyacakları yükten kazık aralıklarına göre -%6 ile -%13.4 arasında değişen oranlarda daha az yük taşımaktadırlar. 3 numaralı kazıklar, ortalama taşıyacakları yükten kazık aralıklarına göre -%25.8 ile -%9.2 arasında değişen oranlarda daha az yük taşımaktadırlar.

Gevşek kum zeminlerde bulunan kazık gruplarındaki 1 ve 4 numaralı kazıklar, ortalama taşıyacakları yükten kazık aralıklarına göre %2.1 ile %13.2 arasında değişen oranlarda daha fazla yük taşımaktadırlar. 2 numaralı kazıklar, ortalama taşıyacakları yükten kazık aralıklarına göre %6.6 ile %38.6 arasında değişen oranlarda daha fazla yük taşımaktadırlar. 3 numaralı kazıklar, ortalama taşıyacakları yükten kazık aralıklarına göre -%60.6 ile -%13.2 arasında değişen oranlarda daha az yük taşımaktadırlar.

Orta sıkı kum zeminlerde bulunan kazık gruplarındaki 1 ve 4 numaralı kazıklar, ortalama taşıyacakları yükten kazık aralıklarına göre %1.5 ile %11.4 arasında değişen oranlarda daha fazla yük taşımaktadırlar. 2 numaralı kazıklar, ortalama taşıyacakları yükten kazık aralıklarına göre %12.8 ile %40 arasında değişen oranlarda daha fazla yük taşımaktadırlar.

3 numaralı kazıklar, ortalama taşıyacakları yükten kazık aralıklarına göre -%59.2 ile -%15.6 arasında değişen oranlarda daha az yük taşımaktadırlar.

Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerdeki tüm kazık çapları için yapılan analizler sonucunda, 1 ve 4 numaralı kazıkların taşıdıkları yük oranları, kazık aralıkları arttıkça azalmaktadır. Bu kazıklarda meydana gelen yük kayıpları, farklı kazık çapları ve kazık aralıklarına göre 2 ve/veya 3 numaralı kazıklar tarafından taşınmaktadır. 3 numaralı kazıklar, tüm kazık çapları ve zemin özelliklerinde, ortalama taşıyacakları yükten daha az yük taşıdıkları görülmektedir. Kazık grubunu oluşturan her bir kazığın taşıdığı yüklerin, kazıkların grup içerisindeki yerleşimlerine ve kazıklar arasındaki mesafeye bağlı olarak değiştiği görülmektedir.

Kazık grubunun yaptığı deplasmanlar, kazık aralığı ve/veya kazık çapları arttıkça azalmaktadır. Kazıklar arası mesafe arttıkça kazık-zemin-kazık etkileşimi azaldığı için deplasmanlarda azalma görülmektedir. Zemin rijitliği arttıkça da kazık grubunun yaptığı deplasmanlar azalmaktadır.

Analizlerden elde edilen yük-deplasman eğrileri sonucu, kazık grubunun maksimum yatay yük taşıma kapasitesinin, kazık çapına, kazık aralıklarına ve zemin özelliklerine bağlı olduğu görülmektedir. Kazık çapının ve kazık aralığının arttırılması, kazık grubunun daha büyük yatay yükler taşıyabilmesi için gereklidir. Zemin sıkılığının artması da kazık grubunun taşıyacağı maksimum yatay yükü arttırmaktadır.

KAYNAKLAR

Gürgüç, S.B. (2013), “İki Doğrultuda Yatay Yüklü Kazık Grupları İle İlgili Bir İnceleme”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Prakash, S. ve Sharma, H. D. (1990), Pile Foundations in Engineering Practice, Wiley.

Spundwand-Handbuch Teil 1, Grundlagen, (1986), Trade Arbed Department.

Tomlinson, M. J. (1994), Pile Design and Construction Practice, E&FN Spon, London.

Yıldırım, S. (2009), Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı (3. Basım.), İstanbul.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

KAZI ÇUKURLARINDA KÖŞE ETKİSİ ÜZERİNE BİR ÇALIŞMA

A STUDY FOR THE CORNER EFFECT OF DEEP EXCAVATIONS

Sercan ÖZKORKMAZ[1] **M. Tuğrul ÖZKAN**[2] **S.Berra GÜRGÜÇ**[3]

ABSTRACT

In this study, the corner effect on displacements and lateral soil stresses are analyzed by Plaxis 3D Foundation program using four different soil types in different excavation depths. Furthermore, the situation where the retaining structure was a console was studied as well. In the analysis results, displacements, stresses and earth pressure coefficients are examined. When the analysis for the excavation pit, which is 80.0 m in length and 80 m in width is examined, that is investigated that, the displacements at the corner point are 0.00 m, and by the distance from the corner, displacements increase and after a certain distance, the displacements reach the value that is nearly maximum and finally that reaches the maximum value. When the stresses are analyzed, the stress value had the biggest value at the corner point, and the stresses increased by the increased depth. Also corner effect was seen further away the corner as the depth increased. For each model, for each excavation elevations, K_{count} has been calculated at varying distances from the corner. The values which are calculated for each model, are greater at the points which are near the corner point and by the increase of the distance the K_{count} value decreased.

Keywords: Corner Effect, Deep Excavation

ÖZET

Bu çalışmada, kazı çukurlarında köşe etkisi kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde iki farklı konsol yapısında modellenerek Plaxis 3D Foundation sonlu elemanlar programı ile incelenmiştir. Analizler için dört farklı zemin tipi kullanılmış olup her zemin tipi için iki ayrı kazı derinliği olan modeller kurulmuştur. Analiz sonuçlarında deplasmanlar, gerilmeler ve toprak basıncı katsayıları incelenmiştir. Analizlerde köşe noktalarında deplasmanların sıfır değerinde olduğu köşeden uzaklaşıldıkça deplasmanın arttığı ve belirli bir mesafeden sonra yakın değerlere ulaştığı görülmüştür. Gerilmeler incelendiğinde en büyük gerilmelerin köşe noktalarında oluştuğu köşeden uzaklaşıldıkça gerilmenin azaldığı

[1] İnşaat Y.Müh., sercanozkorkmaz@hotmail.com
[2] Doç.Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, ozkantu@itu.edu.tr
[3] İnşaat Y.Müh., berragurguc@hotmail.com

ve köşe etkisi etki mesafesinden sonra da gerilmelerinin birbirine yakın değerler aldığı görülmüştür. Derinliğin artmasının ve zeminin rijitliğininin artmasının köşe etkisi etki mesafesine etkisi olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Köşe Etkisi, Derin Kazılar

1. GİRİŞ

Günümüzde büyük şehirlerde hızla artan nüfusun ihtiyacını karşılayabilmek için yüksek katlı yapılar, yollar, köprüler, metrolar ve otoparklar gibi yapıların yapılması ihtiyacı doğmuştur ve bu yapıların yapılması beraberinde derin inşaat kazılarının açılması ihtiyacını doğurmuştur.

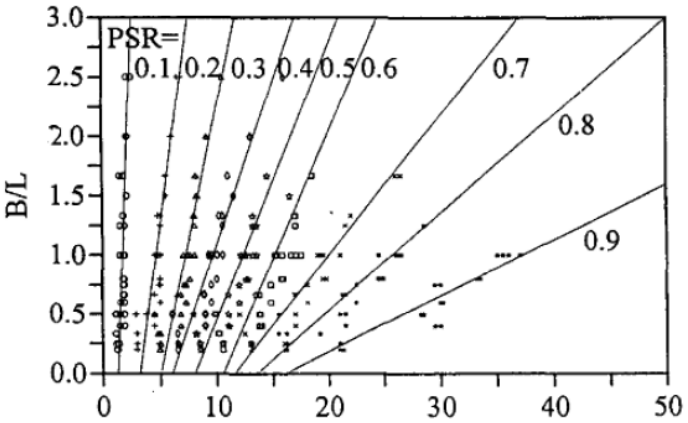
Açılan derin kazılar sırasında oluşan yatay hareketlenmeler, oturmalar gibi olumsuzlukları güvenli bir şekilde karşılamak için iksa yapılarına ihtiyaç duyulmaktadır. İksa sisteminin güvenli ve ekonomik tasarımında zemin türü, komsu yapıların konumu, yeraltı suyu koşulları ve kazı geometrisi gibi parametrenin bilinmesi gerekmektedir. Bunlardan biride kazı çukurlarındaki köşenin iksa sistemine etkisidir.

Birçok araştırmacı bu konu üzerine çalışmıştır. Analizlerinde iki boyutlu sonlu eleman analizi kullanmışlardır. Fakat kazının doğada üç boyutlu bir durum olması ve gelişen teknoloji sayesinde üç boyutlu sonlu eleman analizleri bilgisayar programları ile bütünleştirilmiştir. Buna ek araştırmacılar aletsel gözlemlerden elde ettikleri değerleri üç boyutlu analizler ve iki boyutlu analizlerden elde ettikleri değerler ile kıyaslamış ve üç boyutlu analizlerin aletsel gözlemler ile elde edilen sonuçlara daha yakın sonuçlar verdiğini bulmuşlardır.

Köşe etkisinin doğru analizi projelere ekonomi sağlayabilir.

Özetle bu çalışma kapsamında, üç boyutlu sonlu elemanlar programı olan Plaxis 3D Foundation V2.2 programı kullanılarak, dört farklı zemin tipi için değişik kazı derinliklerinde modeller kurulup köşe etkisinin deplasman ve yanal toprak gerilmeleri üzerindeki etkisi incelenmiştir.

Önceki çalışmalarda özellikle Ou ve diğ (1996) yaptıkları parametrik çalışma ile iki boyutlu analizler ile üç boyutlu analizler arasında bir bağıntı kurmuş ve bu çalışma sonucu Şekil 1'de verilen abağı ortaya çıkarmıştır.

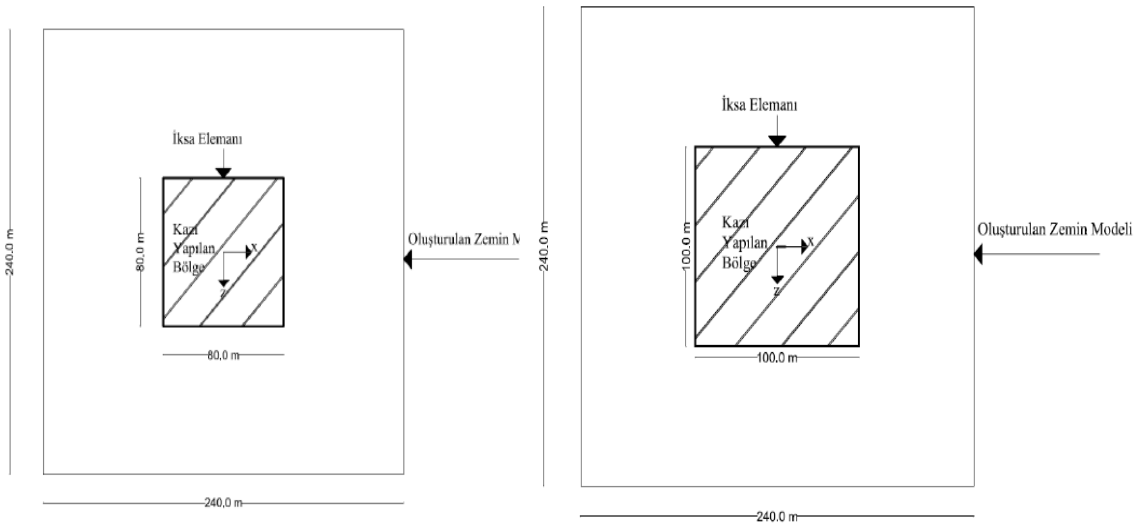


Şekil 1. B/L ve köseye olan mesafeye karşılık gelen PSR oranları (Ou ve diğ.1996).

3. ANALİZLERDE KULLANILAN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ

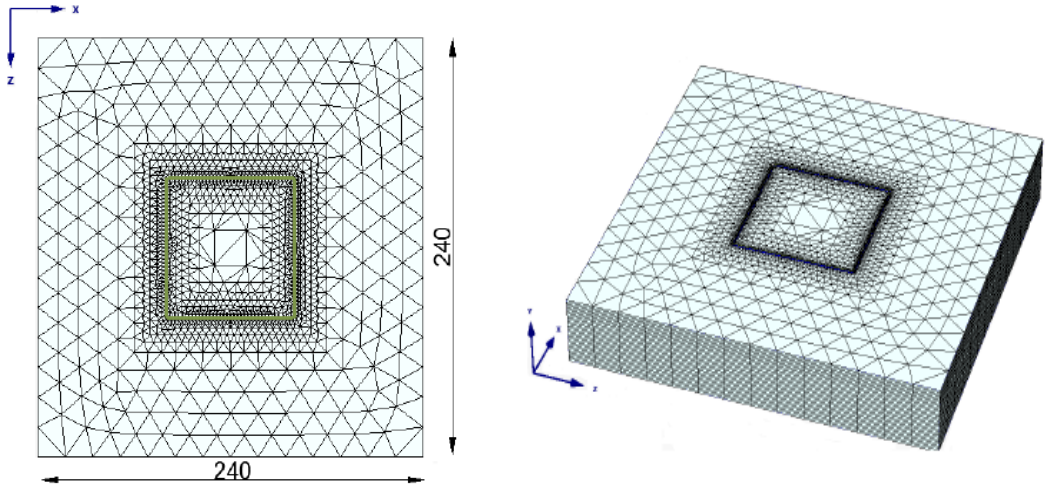
3.1. Analizlerde Kullanılan Ağ ve Model Özellikleri

Ou ve diğ. (1998) tarafından yapılan çalışma sonucunda zemin modeli oluşturulurken yapılan analizin sınır koşullarından etkilenmemesi için sınırlar ve zemin modeli arasında kazı derinliğinin en az iki katı kadar mesafeden sonra oluşturulmasını önermektedir. Bu çalışmada modelin boyutları seçilirken sınır kosullarından etkilenmemesi için çesitli boyutlar denenip ve bu doğrultuda 240.0 x 240.0 m kare zemin modeli içerisine 80.0 x 80.0 m boyutlarında ve 100.0 x 100.0 m boyutlarında iki farklı kazı çukuru modellendi. Zemin modelinin derinliği 40.0 m'dir. Sistem simetrisini sağlamak amacı ile kazı modelinin tam ortasına aks takımı yerleştirildi. Analizde kullanılan modellerin plan görünüşleri Şekil 2'de gösterilmektedir.

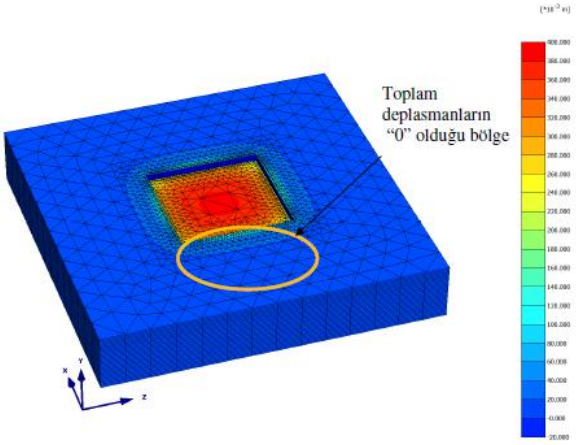


Şekil 2. Modelin Plan Gösterimi.

Modelin ağ boyutları, yatayda ince ve düşeyde çok ince olarak tanımlanmıştır. Ayrıca kazı çukuru çevresi modelin diğer bölgelerine göre daha fazla sıklaştırılmıştır. Ağ görünüşleri Şekil 3 ve Şekil 4'te gösterilmiştir.



Şekil 3. Modelin Sonlu Elemanlar Ağı Gösterimi.

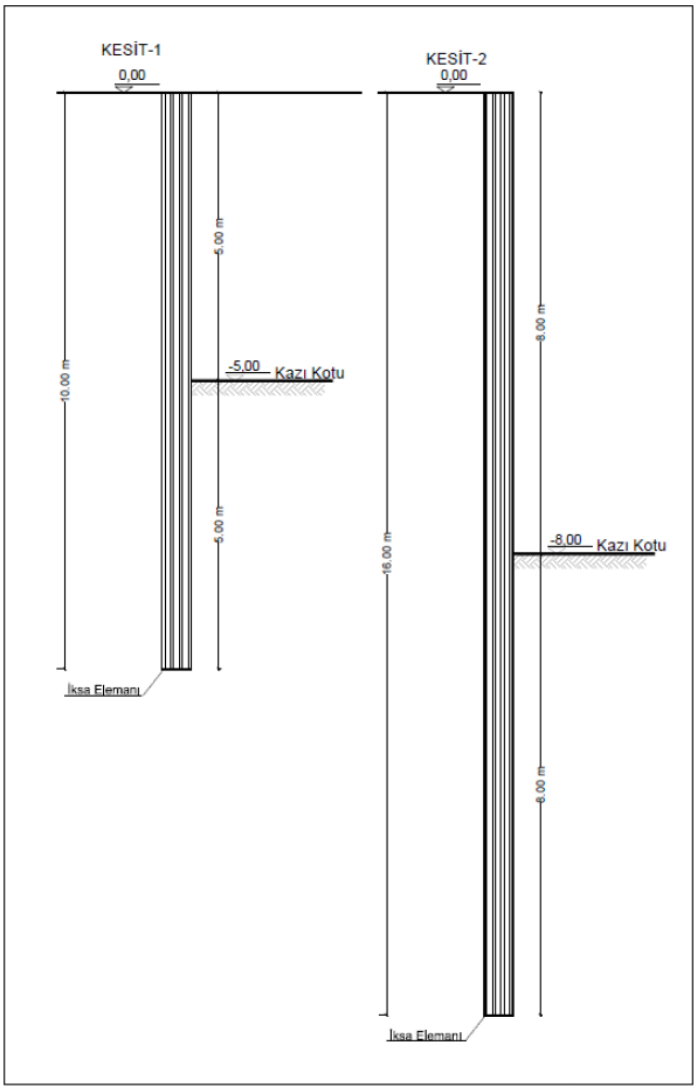


Şekil 4. Modelin Sonlu Elemanlar Ağı ve Sınır Şartlarına Etkisinin Gösterimi.

3.2. Analizlerde Kullanılan Zemin Özellikleri

Tablo 1. Analizlerde Kullanılan Zemin Malzeme Özellikleri

Zemin Tipi	Gevşek Kum	Orta Sıkı Kum	Yumuşak Kil	Yarı Katı Kil	Dayanma Yapısı
Zemin Modeli	Pekleşen Zemin Modeli HS				Lin. Elastik
ϕ (°)	30	32,5	17,5	25	-
c (kN/m^2)	1	1	10	25	-
ν					0,25
E_{50}^{ref} (kPa)	35000	75000	1750	7500	30000000
E_{oed}^{ref} (kPa)	35000	75000	1750	7500	-
E_{ur}^{ref} (kPa)	105000	225000	5250	22500	-
γ (kN/m^3)	18	19	17	19	25

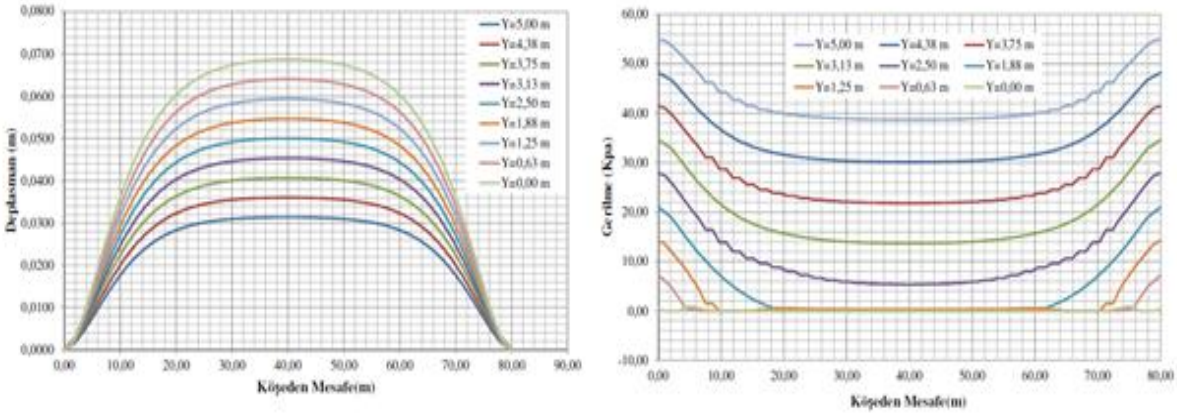


Şekil 5. Kullanılan Modelin Plan Olarak Üstten ve Önden Görünümü.

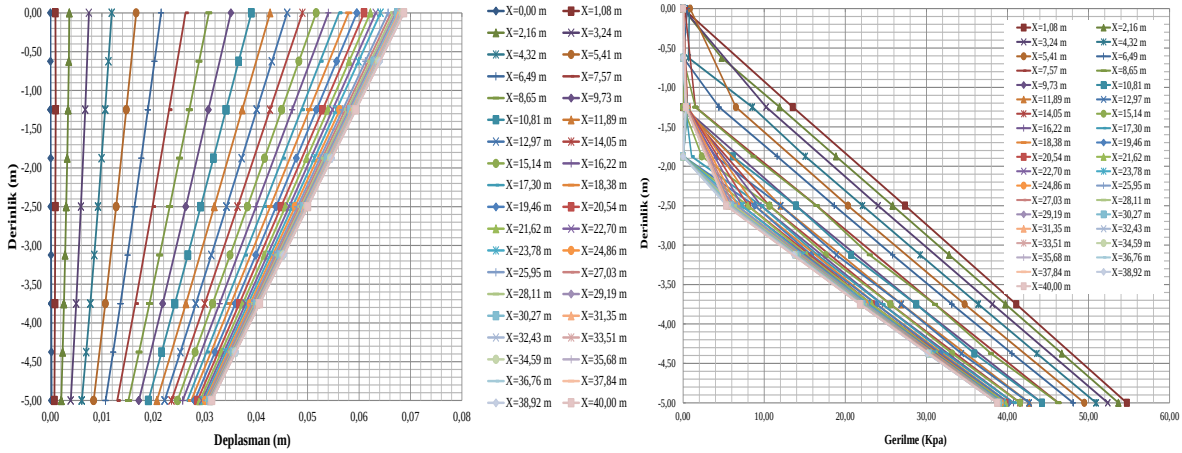
Yapılan parametrik çalışmada iki farklı kazı çukurunda iki farklı kazı derinliği olan konsol dayanma yapısı için dört farklı zemin türünde üç boyutlu analizler yapılmıştır. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri Tablo 1'de verilmiştir. Kurulan model boyutları plan görünüşü ve kesit görünüşleri Şekil 3, Şekil 4 ve Şekil 5'te verilmiştir.

4.ANALİZ SONUÇLARI

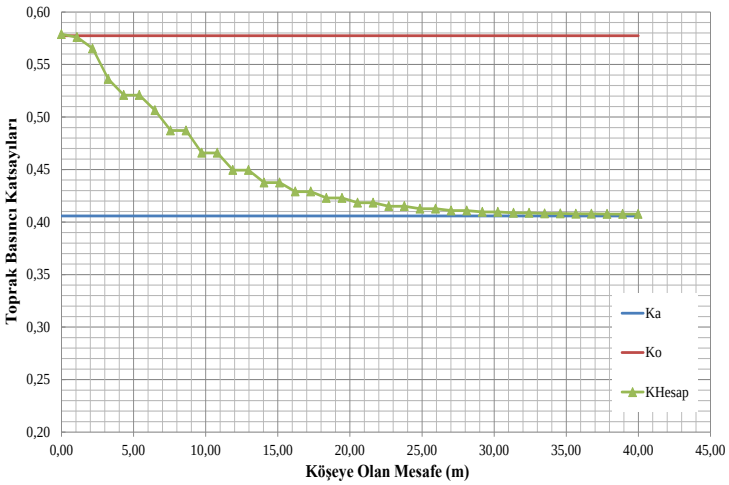
Analiz sonuçlarından elde edilen deplasman ve gerilme değerlerinden yararlanılarak grafikler çizdirilmiştir. Yarı katı kil için kazı derinliğinin 5 ve 8 m olduğu kesitler için yapılan analizlerden elde edilen grafikler aşağıda verilmiştir.



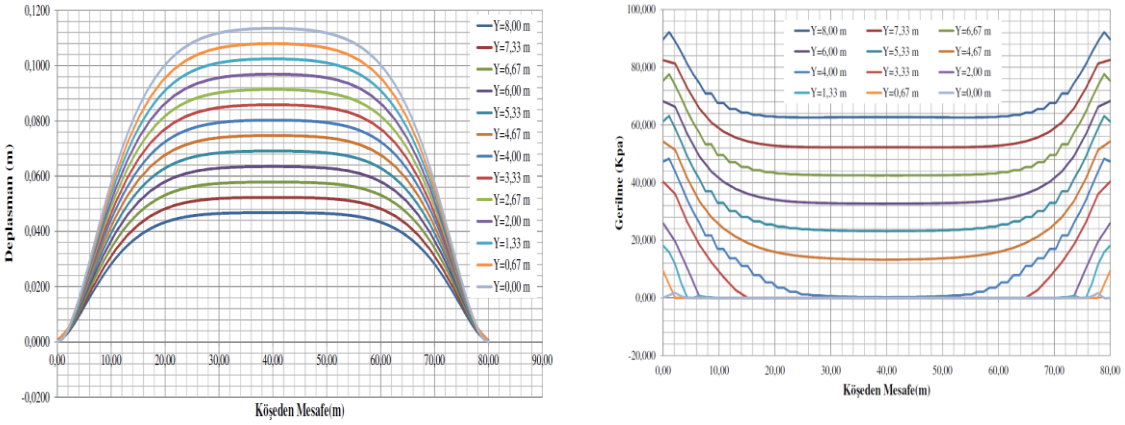
Şekil 6. Köşeden mesafe deplasman ve köşeden mesafe gerilme grafiği (H=5m)



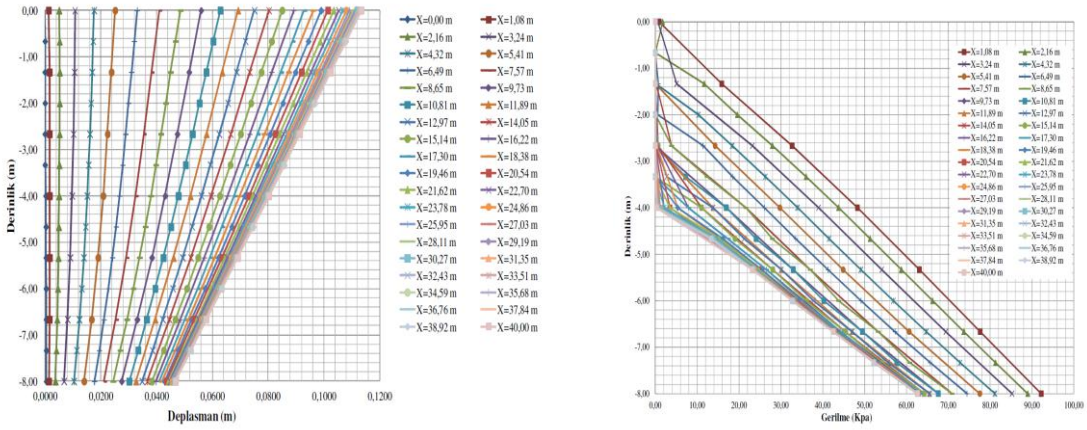
Şekil 7. Derinlik deplasman ve derinlik gerilme grafiği (H=5m)



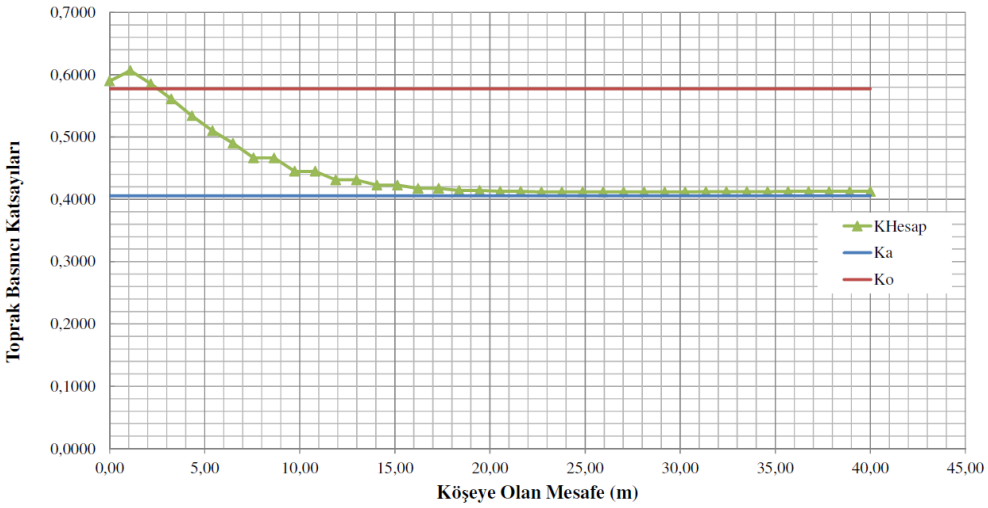
Şekil 8. Köşeden mesafe toprak basıncı katsayısı grafiği (H=5m)



Şekil 9. Köşeden mesafe deplasman ve köşeden mesafe gerilme grafiği (H=8m)



Şekil 10. Derinlik deplasman ve derinlik gerilme grafiği (H=8m)



Şekil 11. Köşeden mesafe toprak basıncı katsayısı grafiği (H=8m)

5.SONUÇLAR

80.0 x 80.0 metrelik kazı çukurunda her iki kesit için de deplasman değerleri köşe noktalarında 0,000 m değerinde olup, köşeye olan mesafenin değişimi ile deplasman değerleri artığı ve derinliğin arttıkça deplasmanın azaldığı görülür. Kesit 1 için maksimum deplasmanın δ_{hmax} = 0,068 metre olduğu kesit 2 için ise δ_{hmax} = 0,113 metre olduğu ve bu değerlerin kullanılan deplasman aralığında olduğu görülmektedir.

Gerilmeler incelendiğinde her iki kesit içinde köşelerde gerilmelerin en büyük değerine ulaştığı ve derinliğin artması ile gerilmenin arttığı görülmektedir. Kesit 1 ve kesit 2 incelendiğinde kesit 1 için köşeden 25.0 m kesit 2 için ise köşeden 20.0 m mesafe sonra gerilme değerlerinin yakın değerlerde olduğu görülmektedir. Ayrıca köşe etkisinin derinlik arttıkça köşeden daha uzakta hissedildiği görülmektedir.

Her iki kesit için gerilmelerden elde edilen toprak basıncı katsayısı K_{hesap} incelendiğinde Kesit 1 ve Kesit 2 için köşeden uzaklaşıldıkça toprak basıncı katsayısının K_o durumundan K_a durumuna ulaştığı görülür. Köşeye 20.0 metre mesafeden sonra K_a durumuna ulaştığı görülür.

Ayrıca bu çalışmada kazı boyutlarının değişmesinin etkisine bakmak amacıyla 100.0 x 100.0 m içinde aynı parametreler ile analiz yapılmış ve benzer sonuçlar elde edilmiştir.

KAYNAKLAR

Özkorkmaz, S., (2013), "Kazı Çukurlarında Köşe Etkisi Üzerine Bir Çalışma", Yüksek Lisans Tezi İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul

Spundwand-Handbuch Teil 1, Grundlagen, (1986), Trade Arbed Department.

Ou, C.Y., Shiau, B.Y. (1998). Analysis of The Corner Effect On Excavation. Can.Geotech. J., Ottawa, 35, 532-540.

Lee, F.H., Yong, K.Y., Quan K.C.N., Chee,K.T. (1998). Effect of corners in strutted excavations: field monitoring and case histories Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, ASCE, 124, No. 5,339-349.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

PASİF GÖÇME DURUMLARINDA DOLGU KAYMA YÜZEYLERİ VE GÖÇME MESAFELERİ

BACKFILL FAILURE PLANES AND FAILURE DISPLACEMENTS DURING PASSIVE FAILURE STATES

Marat ABZAL [1] **Adlen ALTUNBAŞ** [2] **Ahmet Talha GEZGİN** [3]
Özer ÇİNİCİOĞLU [4]

ABSTRACT

The determination of geostatic stresses has a significant role on the analysis and design of various geotechnical structures, including retaining walls, piles and underground structures. Therefore correct estimation of the magnitude and distribution of the lateral earth pressures acting on geotechnical structures is of utmost importance. The goal in this study is to define the failure surface geometry and to determine the magnitude of wall translations that correspond to failure. For this purpose, a physical model study is being conducted in Boğaziçi University Karl Terzaghi Soil Mechanics Laboratory. The physical model conforms to plane strain condition and through the use of miniature pressure transducers provides the opportunity to track the variations of lateral earth pressures with deformation at different backfill relative densities. Tests were conducted on walls retaining homogeneous dense, medium, or loose uniformly graded sands. The particle image velocimetry (PIV) method is used to observe the movements of soil particles during the experiments.

Keywords: physical model, lateral earth pressure, particle image velocimetry (PIV), failure surface

ÖZET

İstinat duvarları, kazıklar, yeraltı yapıları gibi çeşitli geoteknik yapıların tasarımında geostatik gerilmelerin belirlenmesinin önemli rolü vardır. Bu nedenle, bu yapılara tesir eden yatay toprak basınçlarının büyüklüklerinin ve dağılımlarının doğru hesaplanması son derece önem taşımaktadır. Bu çalışmanın amacı göçme yüzeyinin geometrisinin tanımlanması ve göçme durumuna karşılık gelen duvar ötelenme mesafesinin hesaplanmasıdır. Bu amaçla bir fiziksel model deney düzeneği Boğaziçi Üniversitesi Karl Terzaghi Zemin Mekaniği Laboratuvarında geliştirilmiş ve imal edilmiştir. Düzlemsel

[1] Yüksek lisans öğrencisi, Boğaziçi Üniversitesi, marat.abzal@gmail.com
[2] Doktora öğrencisi, Boğaziçi Universitesi, adlen.altunbas@boun.edu.tr
[3] Araştırma Görevlisi, Boğaziçi Üniversitesi, ahmet.gezgin@boun.edu.tr
[4] Doçent Doktor, Boğaziçi Universitesi, ozer.cinicioglu@boun.edu.tr

gerinim koşullarını sağlayan bu fiziksel model, yatay toprak basınçlarının şekil değiştirmeyle değişimlerini takip etme olanağı sağlamaktadır. Duvar arkasındaki dolgu sıkı, orta ve gevşek olmak üzere üç farklı sıkılık oranında hazırlanmıştır. Deney sırasında kum taneciklerinin hareketini takip edebilmek amacıyla Parçacık görüntülü hız ölçümü (PGHÖ) yöntemi kullanılmıştır.

Anahtar Kelimeler: fiziksel model, yatay toprak basıncı, parçacık görüntülü hız ölçümü (PGHÖ), göçme yüzeyi

1. GİRİŞ

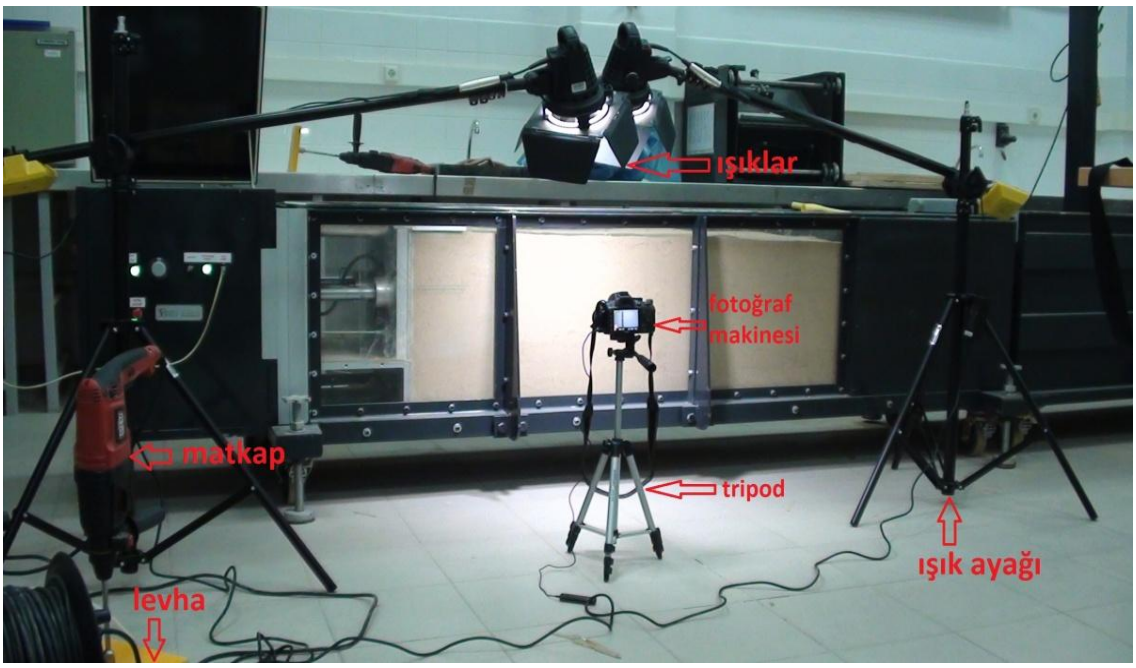
İstinat duvarlarının yapısal tasarımı, göçme anında duvar üzerine etkiyen yükler ve gerilmeler kullanılarak yapılır. Göçme anında dolgudan istinat yapısına etkiyen yükler, göçmenin doğasına bağlı olarak iki değişik göçme davranışı için hesap edilirler; aktif göçme ve pasif göçme davranışı. Her iki göçme davranışında da duvara etkiyen bu yükler, hareketli zemin kütlesinin büyüklüğüne ve geometrisine bağlıdırlar. Bu sebeple hem aktif, hem de pasif göçme durumunda oluşan kayma yüzeylerinin geometrisinin öngörülebilmesi gerçekçi yatay toprak basınçlarının hesaplanabilmesi açısından önemlidir. Literatürde yatay toprak basınç katsayıları ile ilgili çok sayıda çalışma bulunmaktadır. Bu çalışmalar ağırlıklı olarak pasif yatay toprak basınçlarını inceleyen (Coulomb, 1776; Rankine, 1857; Terzaghi, 1920; Franzius, 1924; Caquot ve Kerisel 1948; Streck, 1950; Brinch-Hansen, 1953; Rowe ve Peaker, 1965; Narain ve Nandakkumaran, 1969; Shields ve Tolunay, 1973; Soubra, 2000; Duncan ve Mokwa, 2001; Hanna ve Khoury, 2005; Fang ve Lee, 2006; Tejchman ve Tantono, 2007) ve sükûnetteki toprak basınçlarını inceleyen çalışmalar (Jaky, 1944; Wroth, 1973; Meyerhof, 1976; Mayne ve Kulhawy, 1982; Feda, 1983; Okochi ve Tatsuoka, 1984; Duncan ve Seed, 1986; Hanna ve Ghaly, 1992; Mesri ve Hayat, 1993; Chu ve Gan, 2004; Michalowski, 2005; Wanatowski ve Chu, 2007; Hanna ve Al-Romhein, 2008; Guo, 2010) olarak iki gruba ayrılabilirler. Fakat aktif yatay toprak basınç katsayılarını (K_a) inceleyen çalışmaların sayısı oldukça az sayıdadır (Terzaghi,1936; Sherif et.al., 1984; Fang ve Ishibashi 1986, Pietrzak ve Leśniewska, 2012). Mevcut çalışmaların büyük kısmı sayısal çalışmalar olup göçme yüzeyinin geometrisi göz önüne alınmamıştır. Fakat kullanılan mevcut hesap yöntemlerinin öngördüğü göçme yüzeyi geometrileri, özellikle pasif göçme durumunu için, gerçekçi değildir ve bunların kullanıldığı durumlarda yeterli doğrulukta sonuçlar elde edilemez. Sonlu elemanlar yöntemleri ile oluşturulan duvar modelleri göçme yüzeylerini doğru bir şekilde tanımlayamamaktadır. Bunun sebebi, genleşim davranışının gerçekçi tanımlanamamasıdır. Model deney çalışmaları ise gerçek zemin koşullarına en yakın durumu temsil edebildiği için zemin davranışını anlamak açısından çok daha faydalı olmaktadır. Dolayısıyla, göçme yüzeyi geometrisinin araştırılabilmesi için fiziksel modelleme çalışmaları en uygun yaklaşım olmaktadır. Mevcut çalışmada yapılan model deneylerde göçme esnasında oluşan farklı şekil değiştirme durumlarında meydana gelen kayma yüzeylerinin gözlemlenmesi parçacık görüntülü hız ölçümü (PGHÖ) yöntemi ile gerçekleştirilmiştir. Göçme yüzeyi geometrisine ek olarak, uygulama açısından önemli diğer bir değer ise göçme noktasına kadar duvarın ne kadar ötelendiğidir. Dolayısıyla, bu çalışma kapsamında yapılacak model

çalışmalarında göçmeye karşılık gelen duvar ötelenmesi de incelenmiştir. Model deneylerinde göçme mesafesi parçacık görüntülü hız ölçümü (PGHÖ) yönteminden (Adrian, 1991) ve kuvvet- duvar/deplasman ilişkisiden faydalanarak iki farklı yöntem ile ölçülmüştür. İki farklı yaklaşım ile elde edilen bu veriler karşılaştırılarak PGHÖ yönteminin kullanılabilirliği teyit edilmeye çalışılmıştır.

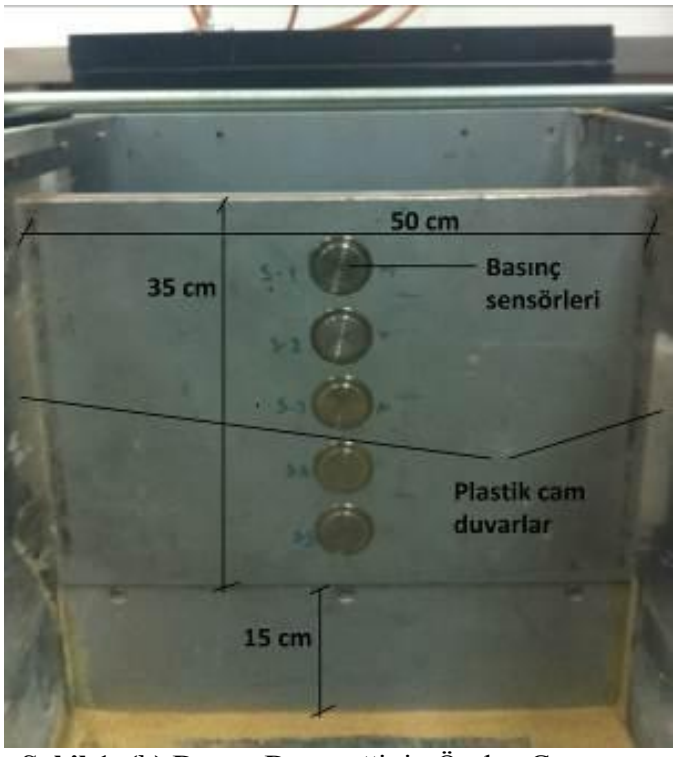
2. DENEY DÜZENEĞİ

2.1. Fiziksel Model

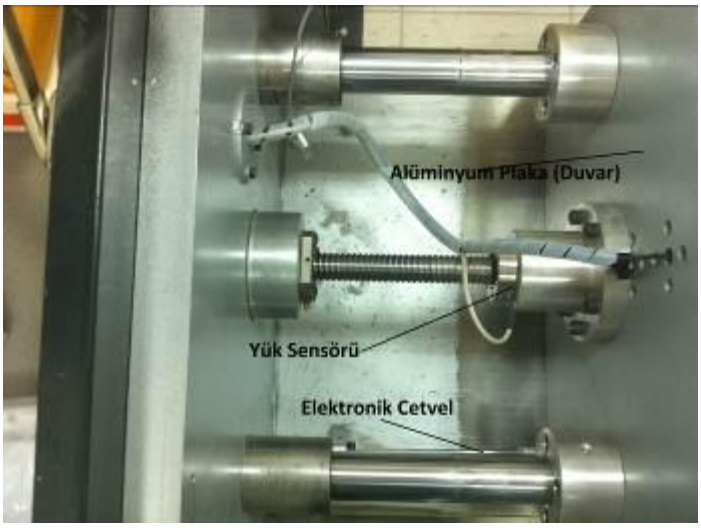
Deney düzeneği Şekil 1(a), Şekil 1(b) ve Şekil 1(c) 'de tanıtılmaktadır. Deney düzeneği ana hatlarıyla istinat duvarı fiziksel model deneylerinin yapıldığı bir test tankı, deney kumunun depolanabildiği bir kum havuzu, dolgunun test tankına yerleştirilmesi için kullanılan kum yağmurlama düzeneği, istinat duvarı fiziksel modeli ve buna bağlı basınç sensörleri, yük sensörü ve kontrol sisteminden oluşmaktadır. Deneylerde istinat duvarı üzerine etkiyen yatay toprak basınçlarının ölçümü, Şekil 1(b) 'de verilen 5 adet yüksek hassasiyetli gerilme-ölçer ile yapılmaktadır. Düşey gerilmelerin ölçümü ise dolgu içerisine yerleştirilen 2 adet basınç sensörü kullanılarak elde edilmektedir. Duvarın katettiği mesafesi ise model arkasına yerleştirilmiş Şekil 1(c) 'de gösterilen elektronik cetvel yardımıyla ölçülmektedir. Ayrıca yan duvarlar plastik cam olup, zemin içi hareketlerin ve şekil değiştirmelerin izlenmesine olanak verecek şekilde tasarlanmıştır. Dikdörtgen boyutlara sahip olan duvar Şekil 1(b) 'de görüldüğü gibi 35 cm yüksekliğinde ve 50 cm genişliğindedir. Sınır etkisi problemini en aza indirmek amacıyla hareketli plaka tabandan 15cm yükseltilmiştir. Test tankı ise 50 cm eninde, 140cm uzunluğunda ve 60 cm yüksekliğinde tasarlanmıştır. Model istinat duvarı sadece ötelenme hareketi yaparak pasif veya aktif göçme durumunu modellemektedir. Deneyler sırasında zemin şekil değiştirmesi Şekil 1'de gösterilen kamera ve ışıklandırma sistemi ile kaydedilip parçacık görüntülü hız ölçümü (PGHÖ) yöntemi kullanılarak kayma yüzeylerinin geometrisi tanımlanmaktadır.



Şekil 1. (a) Deney Düzeneği



Şekil 1. (b) Deney Düzeneğinin Önden Görünüşü



Şekil 1. (c) Deney Düzeneğinin Arkadan Görünüşü

2.2. Dolgu Özellikleri ve Dolgu Numunesinin Hazırlanması

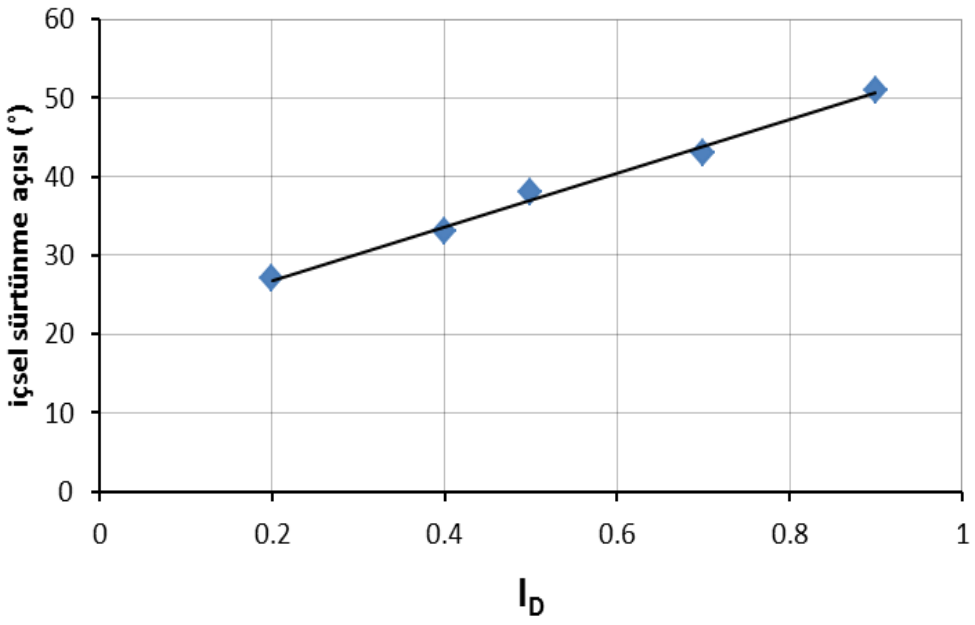
Bu çalışmada Akpınar kumu kullanılmış olup, zemin tipi ve özellikleri Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemine (USCS) göre Tablo 1'de verilmektedir.
İstinat duvarı dolgusu yağmurlama yöntemiyle serilmiştir. Kum serme işlemi esnasında numunenin içerisine düşey basınçları ölçmek amacı ile yüksek hassasiyetli gerilme-ölçerler yerleştirilmiştir. Dolgunun göreceli sıkılık oranını belirlemek amacı ile çapı 70 mm yüksekliği 44 mm olan beş adet metal kap şaşırtmalı olarak dolgu içine yerleştirilmiştir. Göreceli sıkılık oranının yatay zemin itkisinin değişimine olan etkisini gözlemleyebilmek amacıyla deneyler farklı sıkılık oranlarında gerçekleştirilmiştir. Göreceli sıkılığı yüksek

dolgu elde edilmek istendiğinde serilen her kum seviyesi Şekil 1'de gösterilen matkap ve ucuna takılan levhadan oluşan elektrikli el kompaktörü yardımıyla sıkıştırılmıştır. Sıkılık seviyesi serilen kum tabakalarının inceliği ve sıkıştırma süreleri ile kontrol edilebilmektedir. Buna göre göreceli sıkılık oranı 0.25 ile 0.82 arasında değişen model dolgular oluşturulmuştur.

Bilindiği üzere içsel sürtünme açısı göreceli sıkılık oranına (I_D) bağlı olarak değişen bir parametredir. Bu nedenle hesaplamalarda kullanılmak üzere Akpınar kumunun değişik sıkılık oranlarında sahip olduğu içsel sürtünme açıları direk kesme deneyleri yapılarak elde edilmiş olup ϕ'-I_D ilişkisi Şekil 2'de gösterilmiştir.

Tablo 1. Akpınar Kumu Özellikleri

Sınıflandırma	Değer
Sınıflandırma	Kötü derecelenmiş (SP)
En büyük boşluk oranı (e_{maks})	0.79
En küçük boşluk oranı (e_{min})	0.58
Uniformluk katsayısı (C_u)	1.23
Eğrilik katsayısı (C_c)	0.97
Dane özgül ağırlığı (G_s)	2.63
Duvar-Dolgu yüzey sürtünmesi δ(°)	19
Plastik cam-Dolgu yüzey sürtünmesi δ(°)	17

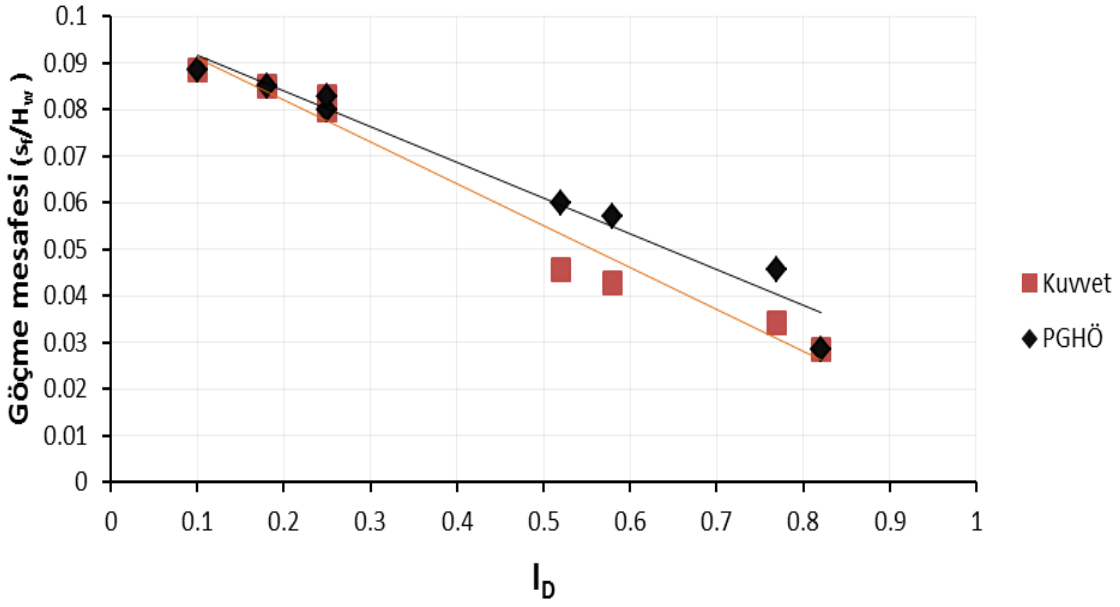


Şekil 2. İçsel Sürtünme Açısının Göreceli Sıkılık Oranına Göre Değişimi

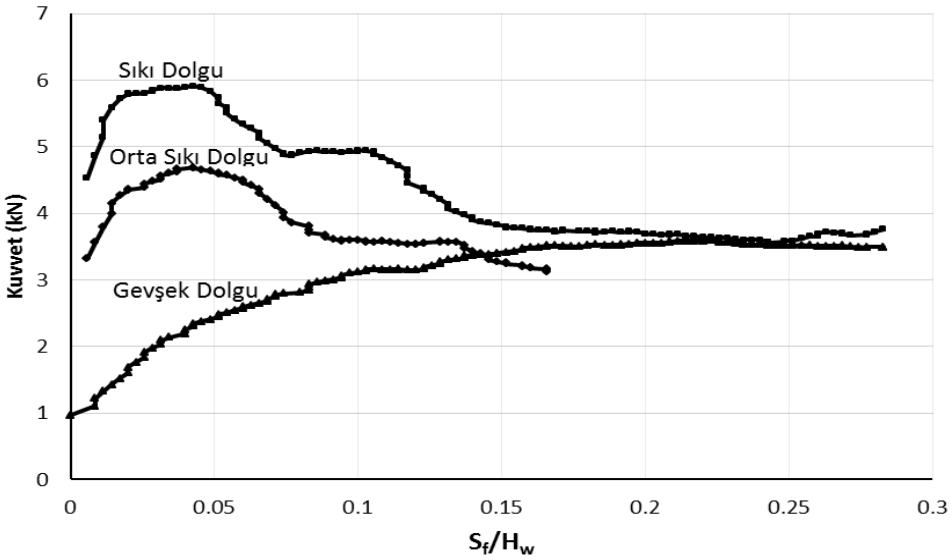
3.DENEY SONUÇLARI

3.1. Pasif Göçme ve Kuvvet-Mesafe Değerlendirmesi

Farklı sıkılık oranlarına sahip dolgular hazırlanarak, kohezyonsuz zeminlerin göreceli sıkılığının göçme yüzeyi geometrisi, göçme mesafesi ve yatay toprak basıncı değerlerine etkileri iki farklı yöntemle incelenmiştir. Sensörlerden gelen veriler kullanılarak kuvvet hesabı yapılmış, göreceli sıkılığa göre değişen kuvvet-duvar deplasmanı grafikleri elde edilmiştir. Kuvvet değerinin maksimuma ulaştığı nokta pasif göçme noktası olarak belirlenmiş olup, değerlendirmeler göçme anına göre yapılmıştır. Bu değerlendirmenin yanısıra parçacık görüntülü hız ölçümü (PGHÖ) yöntemi kullanılarak göçme mesafesi ikinci bir yolla daha hesaplanmıştır. PGHÖ yönteminde zemin taneciklerinin hareketi göz önüne alınarak tam bir kayma yüzeyinin oluştuğu duvar ötelenmesi miktarı göçme noktası olarak belirlenmiştir. Böylece zemin taneciklerinin göçme anındaki gerçek davranışları ile ölçülen göçme değerleri karşılaştırılmıştır. Bu iki yöntem kullanılarak elde edilen ilişkiler göstermektedir ki, göçme mesafesi göreceli sıkılığa bağlı olarak Şekil 3'de gösterildiği gibi doğrusal olarak değişmektedir. Deneyler sonuçları kullanılarak elde edilen kuvvet-deplasman/duvar yüksekliği değişimleri Şekil 4'de gösterildiği gibi göreceli sıkılık oranlarına göre karşılaştırılmıştır. Gevşek durumdaki dolgunun en uzun mesafede ve en az kuvvet uygulanarak göçtüğü, sıkı dolgunun ise en kısa mesafede ve en fazla kuvvet uygulanarak göçtüğü gözlenmiştir. Görüldüğü gibi göçme meydana geldikten sonra duvar arkasındaki farklı sıkılık oranlarına sahip dolguların toprağa uygulanan yük miktarları aynı seviyede sabitlenmiş ve kritik duruma ulaşmışlardır. Elde edilen sonuçlar göstermektedir ki kritik durum, göreceli sıkılık oranı ne olursa olsun deplasman/duvar yüksekliği oranı (S_f/H_w) 0.14 değerine ulaştığında gerçekleşir. Model deneylerin sonucunda ulaşılan bu değerlendirme, Fang ve Lee'nin 2006 yılında yapmış olduğu çalışmalar ile uyum içerisindedir.



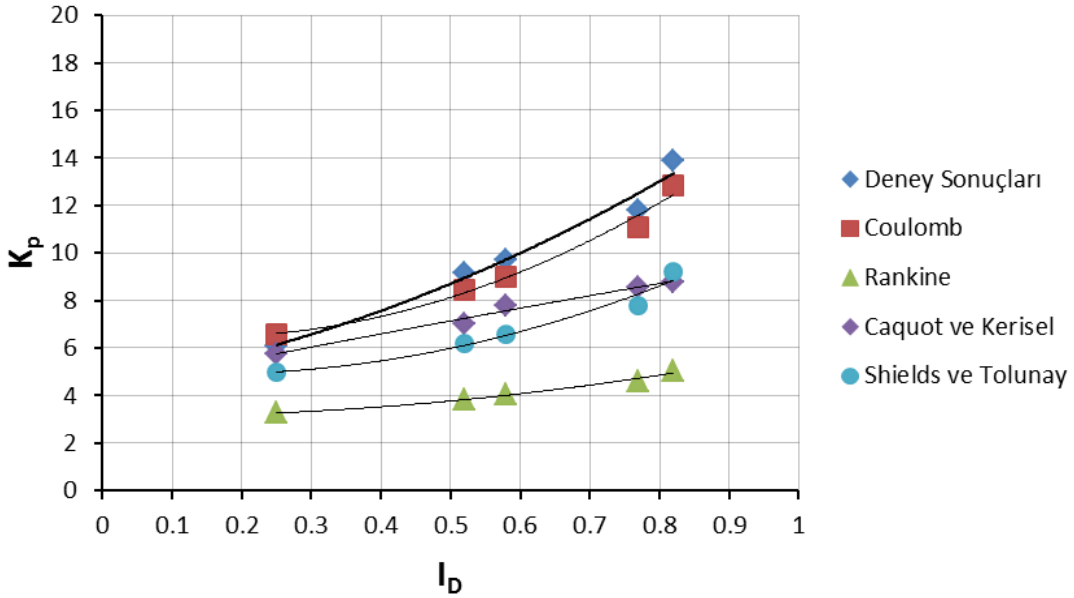
Şekil 3. Göçme Mesafesi-Dolgu Sıkılığı Grafiği



Şekil 4. Göçme Mesafesi-Dolgu Sıkılığı Grafiği

3.3. Pasif Yatay Toprak Basıncı Katsayısı-Göreceli Sıkılık Oranı İlişkisi

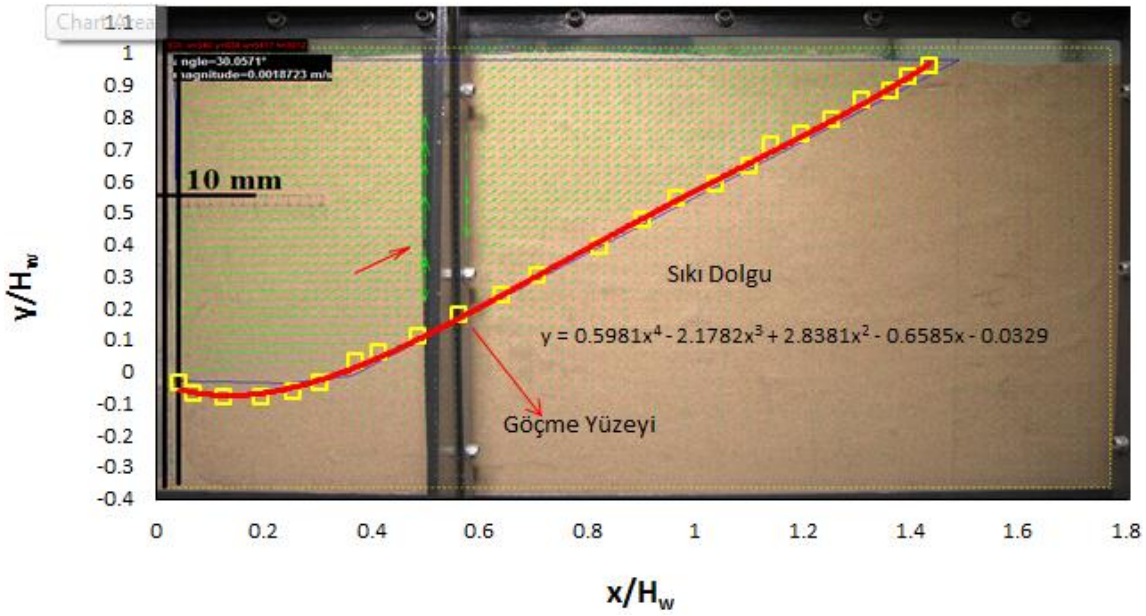
Deneylerden elde edilen sonuçlar yardımı ile pasif yatay toprak basınç katsayısının (K_p) göreceli sıkılık ile değişimi incelenmiştir. Şekil 5'te gösterildiği gibi elde edilen sonuçlar literatürde mevcut olan ve hesaplarda sıkça kullanılan K_p formülleri ile karşılaştırılmıştır. Buna göre göreceli sıkılık oranı (I_D) arttıkça pasif yatay toprak basınç katsayısı (K_p) değeri de artış göstermektedir. Deneyler sonucunda gerilme-ölçerlerden gelen veriler kullanılarak elde edilen pasif yatay toprak basıncı katsayısı-göreceli sıkılık ilişkisi Coulomb teorisi ile uyum içindedir. Rankine (1857), Shields ve Tolunay (1973) ve Caquot ve Kerisel teorileri ise deney sonuçlarının altında kalmaktadır.



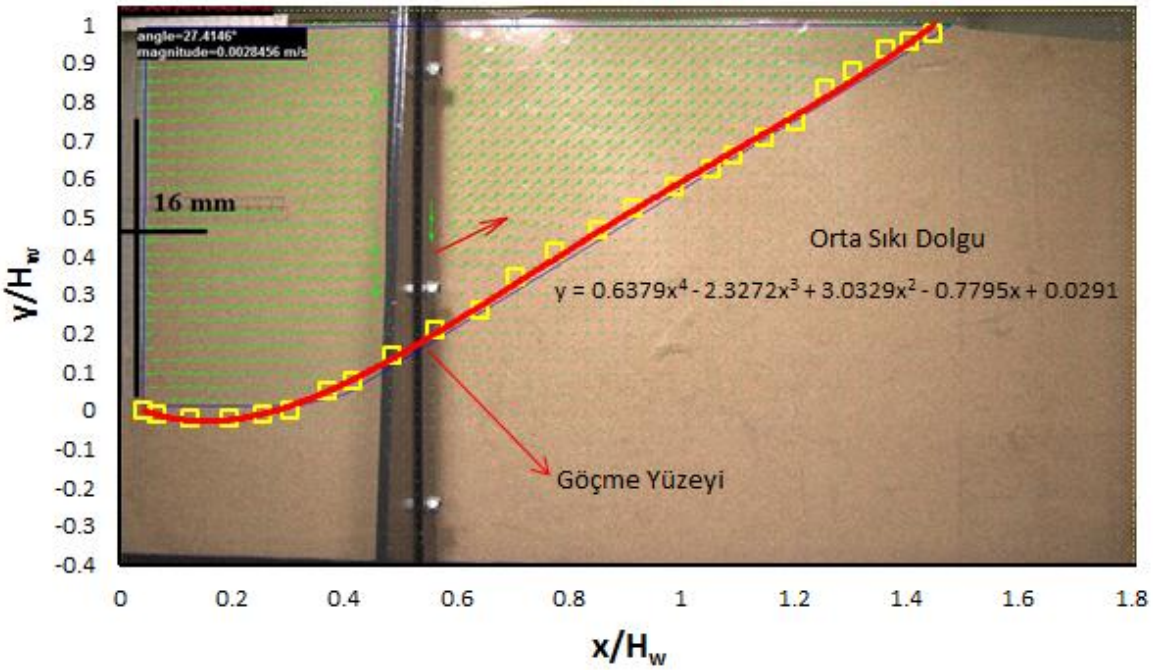
Şekil 5. Pasif Yatay Toprak Basıncı Katsayısının Göreceli Sıkılık Oranı ile Değişimi

3.4. Göçme Yüzeyinin Parçacık Görüntülü Hız Ölçümü (PGHÖ) Metodu İle Tanımlanması

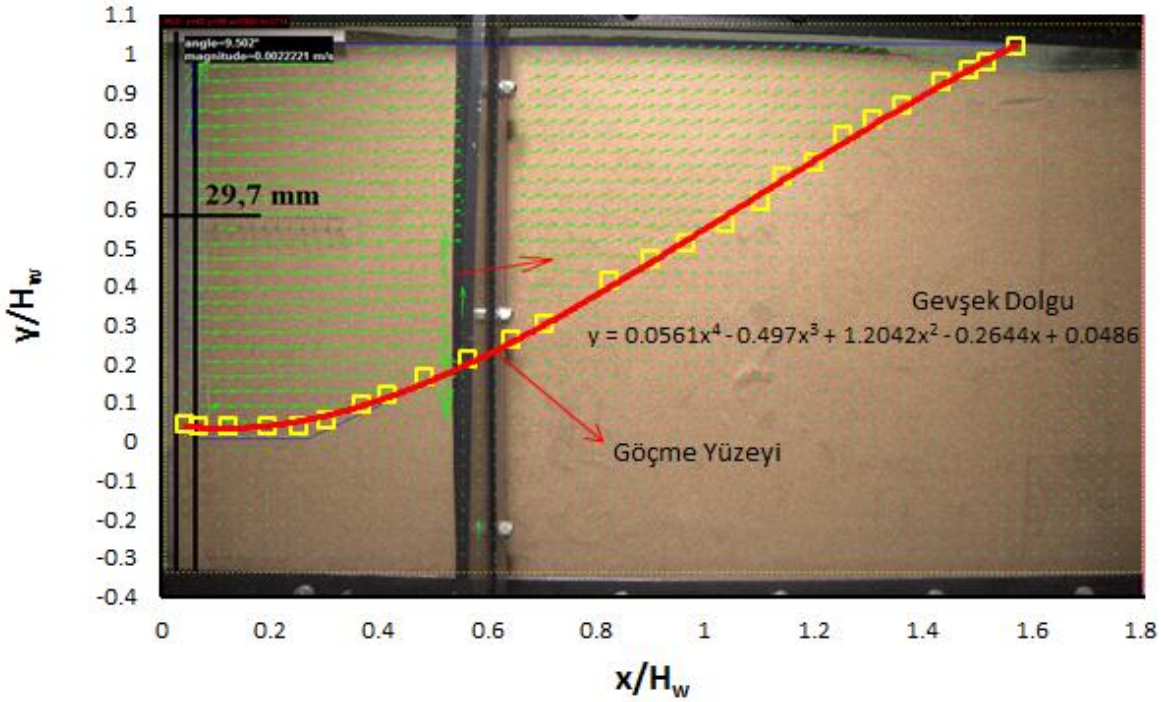
Geoteknik model testlerinde düzlemsel deformasyonların ölçülmesinde bugüne kadar çeşitli görüntü odaklı teknikler kullanılmıştır. X ışınları tekniği (Roscoe v.d., 1963; Phillips, 1991) ve stereo-fotogrametrik metodu (Butterfield v.d., 1970; Andrawes ve Butterfield, 1973) bunlardan bazılarıdır. Bu deneysel teknikler, şekil değiştiren zeminin içine kurşun bilyesi veya renkli boncuklar gibi yapay hedefler yerleştirilmesi halinde kullanılabilmektedirler. Fakat hedef noktalara güvenilmesi malzeme davranışının değişmesi gibi bazı sorunları beraberinde getirir. Halbuki parçacık görüntülemeli hız ölçümü (PGHÖ) yöntemi akışa müdahalesiz bir alansal hız ölçüm yöntemidir. Parçacık görüntülü hız ölçümü (PGHÖ), Adrian (1991) tarafından akışkanlar mekaniğindeki araştırmalar için geliştirilmiş görüntü odaklı bir şekil değiştirme ölçüm tekniğidir. Adrian (1991)'in bu çalışmasından sonra White ve arkadaşları (2003) PGHÖ tekniğini uyarlayarak geoteknik alanına uygun hale getirmişlerdir. Kumlar, doğal olarak kendilerine özgü, farklı renkleri barındıran daneciklerden oluşan bir dokuya sahiplerdir ve aydınlattıldıkları zaman bitişik taneciklerde ışık ve gölge yan yana gözlenebilmektedir. Böylelikle akışa müdahale edilmeksizin kum taneciklerini PGHÖ yöntemi ile takip edebilmek mümkün olmaktadır.
Bu çalışmada, parçacık görüntülü hız ölçümü (PGHÖ) yöntemi kullanılarak pasif göçme durumunda istinat duvarının arkasındaki zemin kütlesinin göçme yüzeyi geometrisini tanımlamak mümkün olmuştur. İstinat duvarı ötelenirken yüksek çözünürlüklü bir fotoğraf makinesi ile sürekli çekim modunda fotoğraflar çekilmiştir. Elde edilen fotoğraflar PIVlab (Thielicke, W. & Stamhuis E.J., 2010) programı ile analiz edilmiştir. Analizlerin sonunda göçme yüzeylerinin gelişimleri ve geometrileri Şekil 6 (a), Şekil 6 (b) ve Şekil 6 (c)'deki gibi belirlenmiştir.



Şekil 6 (a). Sıkı dolgu için Göçme Yüzeyinin PGHÖ Metodu ile Belirlenmesi



Şekil 6 (b). Sıkı dolgu için Göçme Yüzeyinin PGHÖ Metodu ile Belirlenmesi



Şekil 6 (c). Sıkı dolgu için Göçme Yüzeyinin PGHÖ Metodu ile Belirlenmesi

Kayma yüzeyi geometrilerine bakıldığında Şekil 6 (a), Şekil 6 (b) ve Şekil 6 (c)'de verilen farklı sıkılık oranlarındaki dolguların göçme yüzeyi geometrileri farklılık gösterdiği görülmüştür. Duvar arkasındaki dolgunun sıkılık oranı arttıkça oluşan göçme yüzeyinin derinliğinin arttığı ve göçme mesafesinin kısaldığı gözlenmiştir.

4.SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında küçük ölçekli istinat duvar model deneyleri ile göçme anına karşılık gelen duvar ötelenmesi araştırılmıştır. Göçme yüzeylerinin geometrileri PGHÖ yöntemi ile belirlenerek nicelleştirilmiştir. Veriler değerlendirildiği zaman aşağıdaki sonuçlar ortaya çıkmaktadır:

1) Göçme mesafesi ve dolgunun sıkılık oranı arasında ters orantı içeren, doğrusal bir ilişki vardır.
2) PGHÖ metodu ve kuvvet analizinden elde edilen göçme mesafe değerleri uyum içerisindedir.
3) Parçacık görüntüleme odaklı hız ölçümü (PGHÖ) yöntemi göçme durumundaki kesme yüzeyini tanımlamak ve değerlendirmek için kullanılan, çok verimli bir şekil değiştirme ölçüm sistemidir.
4) Pasif yatay toprak basıncı katsayısı ile sıklık oranı arasında doğru orantı içeren bir ilişki vardır.
5) Farklı sıkılık oranlarına sahip olan dolgular kritik duruma ulaştıklarında, toprağa uygulanan yük miktarları aynı seviyede sabitlenir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, bu çalışmayı 110M595 no'lu proje kapsamında destekleyerek mümkün kılan TÜBİTAK'a teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

Adrian, R. J. (1991), "Particle İmage Techniques For Experimental Fluid Mechanics", Annual review of fluis mechanics, 23:261-304.

American Society for Testing ve Materials (2007), "Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)", D2487.

Butterfield, R., Harkness, R. M. ve Verawes, K. Z.(1970), "A Stereo-photogrammetric Technique for Measuring Displacement Fields", Geotechnique 20, No. 3, 308–314.

Brinch-Hansen, J. (1953),"Earth Pressure Calculation. Copenhagen", Danish Technical Press

Caquot, A. ve Kerisel, L. (1948),"Tables de poussee et butee", Paris: Gauthier-Villars

Chu, J. ve Gan, C.L. (2004), "Effect of Void Ratio on Ko of Loose Sand", Geotechnique, Vol.54 No. 4. :285-288.

Coulomb, C.A. (1776), "Essai Sur Une Application des Règles de Maximis et Minimis à Quelques Problèmes de Statique", Relatifs à l'Architecture, Memoires de l'Academie Royale pres Divers Savants Vol.3: 343-382.

Duncan, J.M. ve Mokwa, R.L. (2001), "Passive Earth Pressures: Theory & Tests", Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering ASCE Vol.127 No. 3 :248-57.

Duncan, J.M., ve Seed, R.B. (1986), "Compaction-Induced Earth Pressures Under Ko Conditions", Journal of Geotechnical Engineering, Vol.112 No. 1 :1–22.

Fang, Y.S. ve Ishibashi, I. (1986), “Static Earth Pressures with Various Wall Movements”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE Vol.112 No. 3: 317-33.

Fang, Y.S.,C.C. Lee, C.C. ve Chen, T.J. (2006), “Passive Earth Pressure with Various Backfill Densities”, Physical Modelling in Geotechnics-6th ICMPG’6-Ng. London.

Feda, J. (1984), “Ko-Coefficient of Sand in Triaxial Apparatus”, Journal of Geotechnical Engineering Vol.110 No.4: 519-524.

Franzius, O. (1924), “Experiments with Passive Earth Pressure”, Berlin: Bauingenieur, Heft 10.

Guo, P. (2010), “Effect of Density and Compressibility on Ko of Cohesionless Soils”, Acta Geotechnica Vol. 5, No. 4: 225-238

Hanna, A. ve Al-Khoury, I. (2005), “Passive Earth Pressure of Overconsolidated Cohesionless Backfill”, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.131, No. 8: 978-86.

Hanna, A. ve Romhein, I. (2008), “At Rest Earth Pressure of Overconsolidated Cohesionless Backfill”, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 134, No. 3: 408-412.

Hanna, A. M., ve Ghaly, A. M. (1992), “Effects of Ko & Overconsolidation on Uplift Capacity”, Journal of Geotechnical. Engineering, Vol.118: 1449–1469.

Jaky, J. (1944), “The Coefficient of Earth Pressure At-rest”, J. Society of Hungarian Architects & Engineers: 355–358.

Mayne, P. W. ve Kulhawy, F. H. (1982), “Ko OCR Relationships in Soils”, Journal of Geotechnical. Engineering, Vol.108, No. 6: 851–872.

Meyerhof, G. G. (1976), “Bearing Capacity & Settlement of Pile Foundations”, Journal of Geotechnical. Engineering, Vol.102, No.3: 195–228.

Mesri, G., ve Hayat, T. M. (1993), “The Coefficient of Earth Pressure At-rest”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.30, No. 4: 647–666.

Michalowski, R. L. (2005), “ Coefficient of Earth Pressure At-rest”, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, No. 11: 1429–1433.

Pietrzak M. ve Leśniewska D. (2012), “Failure Evolution in Granular Material Retained by Rigid Wall in Active Mode”, Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. 34, No. 4.

Sherif, M.A., Fang, Y.S. ve Sherif, R.I. (1984), “ Ka & Ko Behind Rotating & Nonyielding Walls”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.110, No.1: 41-56.

Terzaghi, K. (1936), “A Fundamental Fallacy in Earth Pressure Computations”, Journal of the Bostan Society of Civil Engineers, Vol. 23, No. 2: 71–88.

Narain, J., Saran, S. ve Nakumaran, P. (1969), “ Model Study of Passive Pressure in Sand”, Journal of Soil Mechanics & Foundation Engineering Division, ASCE, Vol.95: 969-83.

Okochi, Y. ve Tatsuoka, F. (1984), “Some Factors Affecting Ko Values of Sand Measured in Triaxial Cell”, Soils & Foundations, Japan Society of Soil Mechanics & Foundation Engineering, Vol. 24, No. 3: 52-6

Rankine, W.M.J. (1857), “On Stability on Loose Earth”, Philisophic Transactions of Royal Society, London, Part I: 9-27.

Rowe, P.W. ve Peaker, K. (1965), “Passive Earth Pressure Measurements”, Geotechnique, Vol.15: 57-78.

Shields, D. H. ve Tolunay, A. Z. (1973), “Passive Pressure Coefficients by Method of Slices”, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 99, No. 12: 1043–1053.

Soubra, A. H. (2000), “Static ve Seismic Passive Earth Pressure Coefficients on Rigid Retaining Structures”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.37, No. 2: 463–478.

Streck, A. (1950),1950 “Jahre Baugrund for shung in dee Hannovershen Vergiechsansfalt fur grund und wasserbau”, Hanover: Public of Franzius Institute.

Tejchman, J., Bauer, E. ve Tantono, S.F. (2007), “Influence of Initial Density of Cohesionless Soil on Evolution of Passive Earth Pressure”, Acta Geotechnica, Vol. 2, No. 1: 53-63.

Terzaghi, K. (1920), “Old Earth Pressure Theories & New Test Results”, English News-Recordings, Vol. 85, No. 14: 14–32.

Thielicke, W. ve Stamhuis E.J. (2010), “PIVlab-Time-Resolved Digital Particle Image Velocimetry Tool for MATLAB”.

Wanatowski, D. ve Chu, J. (2007), “Ko of Sand Measured by a Plane-Starin Apparatus”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.44: 1006-1012.

White, D., Take, W.A. & Bolton, M.D. (2001), “Measuring Soil Deformation in Geotechnical Models Using Digital İmages and PIV Analysis”, Tucso, Arizona: Proceeding of the 10th International Conference on Computer Methods ve Advances in Geomechanics.

Wroth, C. P. (1973), “General Theories of Earth Pressure & Deformation”, Madrid: Proceedings, 5th European Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

DELME KAZIKLARIN YATAY YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞI ÜZERİNDE İNŞAAT YÖNTEMLERİNİN MUHTEMEL ETKİLERİ

POSSIBLE EFFECTS OF THE CONSTRUCTION METHODS ON THE LATERAL LOAD BEHAVIOR OF DRILLED PILES

N. Özgür BEZGİN

ABSTRACT

The properties of soil that are used to design a drilled deep foundation under a lateral load could change due to the effects of the used construction method. As-built behavior of a deep foundation could differ from its as-designed behavior. Such construction related effects must be incorporated into design through a sound engineering judgement.

In this paper, a case study involving the construction of drilled piles in New York City will be presented. The possible effects of the used construction method on the soil-structure interaction of the drilled piles will be discussed. The discussion will be followed by an analytical study of a hypothetical deep foundation under a lateral load, embedded within soil the properties of which have changed due to the effects of the construction method.

Keywords: Deep foundations, drilled piles, construction methods, effects of method, lateral load, FEM.

ÖZET

Bir derin temelin yatay yük altında tasarımında kullanılan zemin özellikleri, temelin inşası esnasında oluşan etkiler nedeniyle değişebilir. Bu nedenle, tasarlanan ve inşa edilen derin temelin yatay yük altındaki davranışları farklılık gösterebilir. Bu değişimler, mühendisçe bir algı içerisinde öngörülerek tasarıma aktarılmalıdır.

Bu çalışma kapsamında, New York Şehri'nde gerçekleşen bir delme kazık inşaatı projesinde gözlenen bir inşaat yönteminin, kazıkların yapı-zemin etkileşimleri üzerine etkileri irdelenecektir. Ardından, uygulama sahasında irdelenen bu duruma bir örnek olarak kuramsal bir derin temel üzerinden, temel inşası esnasında değişebilen zemin özelliklerinin temelin yatay yük altındaki davranışına etkileri irdelenecektir.

Anahtar kelimeler: Derin temeller, delme kazıklar, inşaat yöntemleri, yöntem etkileri, yatay yük, sonlu elemanlar yöntemi.

1. GİRİŞ

Üst yapıdan kaynaklı düşey ve yatay yükleri, sığ temeller ile erişilemeyen derinliklere aktarabilen ve bu yükler altında basınç, kesme ve eğme etkileri altında kalan temel türleri, derin temeller kapsamında tasarlanır. Derin temeller "zemine çakılarak" veya "zemini delerek" inşa edilebilir. Derin temelin inşasında kullanılacak yöntemin tercihi, zemin koşulları, üst yapı yük değerleri, inşaat alanının geometrik yeterliliği, inşa gereçlerinin mevcudiyeti, inşa yönteminin oluşturduğu inşaat gürültüsünün kabul edilebilirliği ve maliyet unsurlarına bağlıdır. Ülkemizde derin temeller, çakma kazıklar, delme kazıklar ve kesonlar olarak anılmaktadırlar.

Yoğun olarak şehirleşmiş bölgelerde azalan inşaat arsaları ve artan arsa değerleri ile birim alan üzerine inşa edilen yapılar çok katlı olmakta ve ağırlaşmaktadır. Diğer yandan, artan yapılaşma ile zemin özellikleri bakımından tercih edilebilecek nitelikte arsalar azalmakta ve yeni inşaatlar için geoteknik açıdan taşıyıcı niteliği zayıf arsalar kalmaktadır. Bu iki durum sonucunda, pahalı ve kısıtlı veya zemin özellikleri bakımından zayıf arsalar üzerinde bir inşaat projesinin gerçekleştirilebilmesi için derin temel ihtiyacı doğabilmektedir.

Delme derin temel inşa yöntemlerinin, tasarımlarında kullanılan zemin özellikleri üzerinde etkileri bulunmaktadır. Bu etkiler, tasarımda kullanılan zemin değerlerini değiştirebilmekte ve dolayısıyla tasarlanan ve inşa edilen derin temelin yükler altındaki davranışları arasında farklılıklar oluşturabilmektedirler.

2. DELME KAZIK İNŞA YÖNTEMLERİ

Delme kazık inşasını üç ana evrede incelemek mümkündür. Bu evreler: 1.Zeminin delinmesi ve delme işlemi esnasında kazık için gereken hacmi oluşturacak şekilde zeminin uzaklaştırılarak zemin içerisinde derin bir boşluk oluşturulması, 2. Oluşturulan bu boşluğun çökmeden muhafaza edilmesi ve 3. Boşluğun kazık malzemesi ile doldurulması.

Delme kazık inşa yöntemleri iki ana küme içerisinde incelenebilir: 1. Delme işlemi esnasında kazılan toprağı yüzeye çıkarmak için akışkan kullanılmayan yöntemler, 2. Delme işlemi esnasında kazılan toprağı yüzeye çıkarmak için akışkan kullanılan yöntemler.

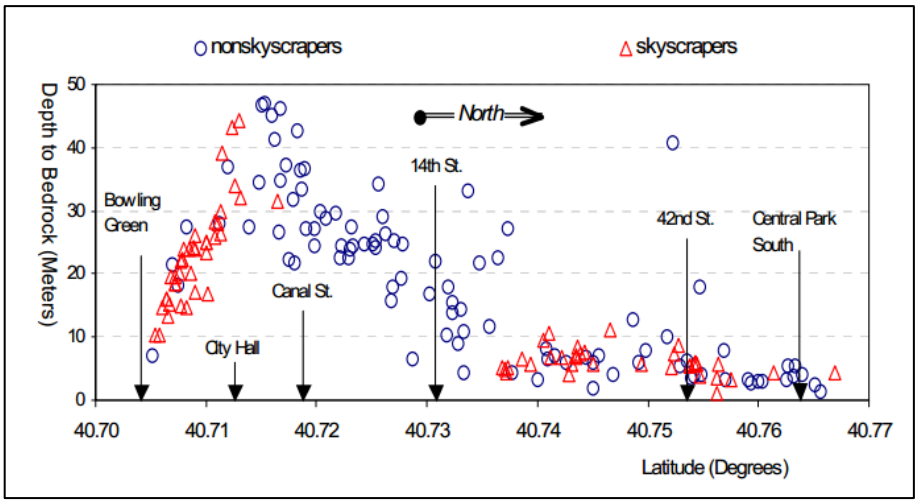
Bu iki küme, alt-kümelere ayrılabilir: 1a. Delgi (auger) kullanımı, 1b. Muhafaza borulu delgi (cased auger) kullanımı, 1c. Bentonit vb. viskoz sıvı ile delginin kullanımı, 2a. Muhafazalı ve muhafasız döngüsel delgi (rotary drilling) ve 2b. Muhafazalı ve muhafazasız hava çekiçli (air percussion) delgi yöntemleri sıralanabilir.

Sunulan bu çalışmanın birinci bölümünde döngüsel muhafazalı ve hava çekiçli yöntemin birlikte kullanıldığı bir yöntem ile inşa edilen betonarme delme kazıklar irdelenecektir.

3. NEW YORK ŞEHRİ VE JEOLOJİK ALTYAPISI

2012 verilerine göre 8,3 milyon nüfusu ile 784 km' ye yayılan New York Şehri, 1898 senesinde birleşerek şehri oluşturan 5 ilçeden oluşmuştur. Bu beş ilçe içerisinde en yoğun yerleşime sahip olan Manhattan, 59 km^2 alanı ile 21,6 km uzunluğunda ve en geniş yerinde 2,3 km genişliğinde olan 1,6 milyon nüfuslu bir adadır. 27.119 kişi/km^2 nüfus yoğunluğuna sahip adanın gayri safi yıllık hasılası 1,2 trilyon dolar'dır. Sahip olduğu ekonomik potansiyel ve yüksek talep ile Manhattan' da arsa fiyatları, bir arazi fiyatı çalışmasına göre (Roosevelt, 2012) 54.000 dolar/m^2' ye ulaşabilmektedir.

Manhattan adası, adanın Güney – Kuzey doğrultusunda Şekil 1' de sunulan ve toprak yüzeyine en derin 50 metre mesafede bulunan ve Manhattan Şist olarak anılan başkalaşmış (metamorphic) kaya üzerinde yer alır. Şekil 2' de görülen ve ada boyunca, kayanın yüzeye 30 metre ve altında yaklaştığı Güney ve Orta bölgelerinde yoğun bir gökdelen varlığı göze çarpmaktadır.



Şekil 1. Manhattan Adası'nda Güney – Kuzey doğrultusunda kayanın yer aldığı derinlik (Barr, J., Tassier, T., Trendafilov, R. 2010)

Şekil 2. Manhattan Adası, yaklaşık olarak Güney'den Kuzey' e görünüm.

4. BİR DELME KAZIK PROJESİ

Bu çalışma içerisinde inşa yöntemi sunulan sunulan proje, 2006 senesinde Cooper Meydanı olarak anılan ve kayanın yüzeyden 15 metre derinlikte olduğu bölgede yer alan ve Şekil 3' de sunulan otel binasının delme kazıklarından oluşan derin temel projesidir.

Şekil 3. The Standart Hotel Cooper Squre.

Proje kapsamında, toplam 23 adet 15,5 metre uzunlukta 60 cm çapında 1cm kalınlıkta S420 sınıfı çelik muhafaza (Şekil 4) kayaya ulaştırılmış ve ardından kaya içerisine 3 metrelik soketler kazılmıştır. Soket ve muhafaza iç temizliğinin ardından %4 ile %9 oranında değişen donatı kafeslerinin (Şekil 5) muhafaza içerisine konumlandırılmasının ardından C50 sınıfında beton, soket dibinden borulama (tremie) ile yerleştirilmiştir. Her bir temelin uzunluğunun (L) temel çapına (D) oranı L/D= 25,8' dir.

Şekil 4. 60 cm çapında karbid dişli muhafazalar.

Şekil 5. Donatı kafesleri.

Temel inşaat 11 adımda gerçekleştirilmiştir: 1. Delme işlemi esnasında karşılaşılan kumlu, killi ve siltli katmanların delinmesi ve oluşan hafriyatın taşınmasını sağlayan viskozitesi artırılmış suyun depolanacağı ve devir-daime alınacağı havuzun kazılması (Şekil 6). 2. Bu havuz içerisinde suyun depolanması ve su içerisine, suda dağılabilen katı polimer tozlarının katılarak suyun viskozitesinin artırılması (Şekil 7). 3. Karbid uçlar ile güçlendirilmiş borunun, delme makinasına yerleştirilmesi ile arazi üzerinde ilgili konumda düşey eksen boyunca delme işleminin başlatılması (Şekil 8). 4. Aynı anda boru içerisine derinliğe göre 0,5 – 2 MPa basınç altında viskoz suyun doldurularak düşey makina basıncı ile ilerletilen boru içerisindeki toprak katmanların kazılması (Şekil 9). 5. Basınçlı viskoz su ile boru dış çeperlerinden sızan suyun beraberinde kazılan toprak ile düşük kotta açılan havuza akarak toplanması ve bu suyun tekrar makinaya beslenerek delme işlemine dahil edilmesi (Şekil 9). 6. Kazı ilerledikçe, kazılan toprak ile dolan havuzdan toprağın alınarak uzaklaştırılması (Şekil 10). 7. Bu işlemin, borunun kayaya ulaşıp karbid dişler ile kayaya geçmesi ile son bulması (Şekil 11). 8. Boru içerisine havalı çekiç unsurunun yerleştirilmesi (Şekil 12) ve kaya kotunda yüksek basınç ve sıklık (frekans) altında kaya delme işleminin başlaması ve toz haline gelen kayanın belirli aralıklarda yüksek hava basıncı altında su ile dışarı atılarak soketin oluşturulması (Şekil 13). 9. Kayaya çakılı, içi topraktan arındırılmış çelik boru tabanından itibaren kaya içerisine devam eden kaya soketinin, yüksek basınçlı hava ile son kez temizlenmesi (Şekil 14) ve sonrasında muhafaza ve soket derinliğinin ölçülerek derin temel derinliğinin teyit etilmesi (Şekil 15). 10. Soket dibine çelik donatının yerleştirilmesi (Şekil 16). 11. Soket dibine kadar uzanan beton pompa borusundan beton yerleşimi muhafazanın betonlanarak derin temelin tamamlanması (Şekil 17).

Şekil 6. Kazı işlemi için kullanılacak olan viskozitesi artırılmış su havuzu ve polimer katkı.

Şekil 7. Havuzun polimer esaslı katkı ve su ile doldurulması.

Şekil 8. Sondaj makinasına çelik muhafazanın yerleşimi ve delme işlemine hazırlık.

Şekil 9. Havuzdan çekilen suyun basınç altında muhafazanın içine doldurulması ve muhafazanın döndürülerek itilmesi.

Şekil 10. Kazılan toprak ile dolan havuzdan toprağın alınması ve sonrasında tekrar polimer katkılı su ile doldurulması.

Şekil 11. Kayaya ulaştırılan muhafaza.

Şekil 12. Hava çekicinin gerekli eklentiler ile kaya seviyesine kadar indirilmek üzere muhafazanın içerisine yerleştirilmesi.

Şekil 13. Hava çekici ile kayaya temas eden muhafazının devamında soket açılması.

Şekil 14. Soket ve muhafaza içerisinde kalan toz haline gelmiş kaya ve toprağın basınçlı su ile püskürtülerek muhafaza dışına atılması.

Şekil 15. Ucuna ağırlık yerleştirilmiş bir şerit metre ile temel derinliğinin teyit edilmesi.

Şekil 16. Donatı kafesinin muhafaza içerisine yerleştirilmesi.

Şekil 17. Soket dibinden itibaren kademeli olarak muhafaza içerisine beton pompalanması.

3. İNŞA ETKİLERİ İLE TEMEL ETRAFINDA BOZULMALAR

Delme kazık inşa yöntemlerinin içerdiği yoğun mekanik etkiler, zeminin esneklik değeri (elastic modulus) ve yoğunluğu gibi yerinde değerlerini (in-situ) değiştiriler. Diğer yandan,

basınç altında viskoz su ile zemin ve muhafaza ara yüzeyinden taşınan jeolojik katmanlar, bu arayüzde boşluk oluştururlar. İnşa sonrasında, oluşan bu boşluğun etki derinliğini ve özellikleri değişen zeminin tasarıma esas değerlerini kesin olarak bilmek zordur. Şekil 18' de, kayaya ulaştırılan muhafaza etrafında oluşan boşluklar görülmektedir. Şekil 19' da, kazının sonunda basıncın düşürülmesi ile muhafaza çeperinden çekilen viskoz sıvı ile ortaya çıkan boşluk görülmektedir. Sahada yapılan basit ölçümlerde (demir bir çubuğun gözlenen boşluktan bir direnç ile karşılaşıncaya dek kol gücüyle zorlanması) bu boşlukların temel çapının (D) üç katına kadar (3D) oluşabildiği gözlenmiştir.
İnşaatın ilerleyen aşamalarında, gözlenen bu boşluklar görsel olarak yer yer dolmuştur Ancak, mühendislik tasarımı kapsamında yatay zemin direnci ve boşluk oranı bakımından ne ölçüde dolduğu ve ne derecede sıkıştığı tespit edilemememiştir.

Şekil 18. Basınçlı viskoz su zorlaması ile muhafaza etrafında oluşan zemin açılmaları.

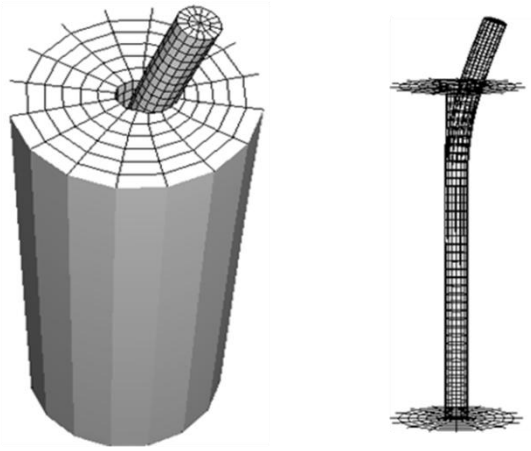
Şekil 19. Basınçlı viskoz su zorlaması ile muhafaza etrafında oluşan zemin açılmaları.

4. YATAY YÜK ALTINDA DERİN TEMEL DAVRANIŞ ANALİZİ

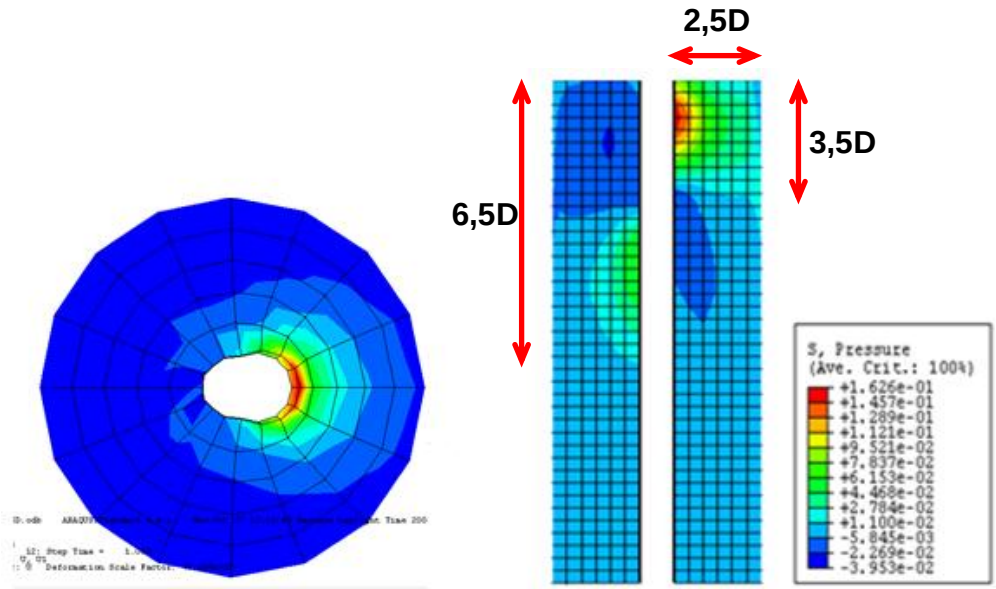
İkinci ve üçüncü bölümde aktarılan gözlemlerin gerçekleştirildikleri 2006 senesinden iki sene önce 1,8 metre çapında ve 30.5 metre derinlikte C50 sınıfında bir derin temelin 25 Ton'luk bir yatay yük altındaki davranışı analitik olarak irdelenmişti. Kohezyonsuz ve tanesel (granuler) bir zemin içerisinde varsayılan bu temel etrafındaki zeminin esneklik değerinin (E) derinlik (y) ile doğrusal bir ilişki içerisinde zemin yatak katsayısına (n_h) (coefficient of subgrade reaction) göre arttığı varsayılmıştır.

$$E = n_h * y \quad (1)$$

ABAQUS isimli sonlu elemanlar yöntemini uygulayabilen program kullanılarak oluşturulan modelde (Şekil 20), beton derin temel ile zemin arasında açılma ve sürtünme ilişkileri tanımlanmış olup zemin, yatay yükler altında içerisinde oluşan gerilme dağılımı kapsamında çeperden 2,5D mesafeyi içerecek şekilde modele dahil edilmiştir (Şekil 21). Diğer taraftan yan yükler altında eğilen derin temel ile zemin arasındaki en yüksek arayüzey basınçlarının 3,5D derinliğe kadar gerçekleştiği ve 6,5D derinliğe kadar da ara yüzey basınçları tespit edilmiştir.

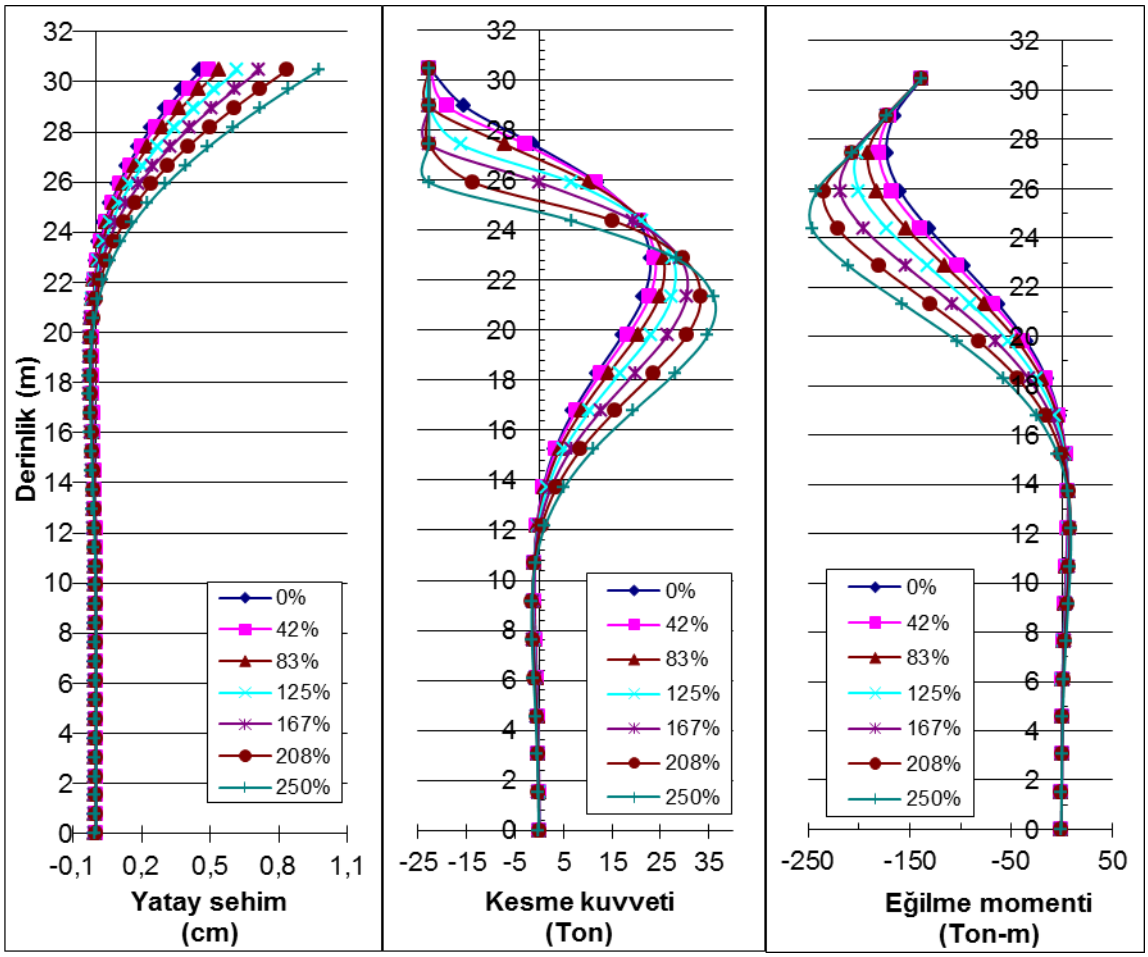


Şekil 20. Derin temel ve zeminin yatay yükler altındaki davranışını yüzey etkileşimi içerisinde irdeleyen sonlu elemanlar modeli.



Şekil 21. Derin temel etrafında, yan yükler altında oluşan gerilmelerin dağılımının tespiti.

Temel ve zemin arasında arayüzey açılmalarının yatay yükler altında derin temel üzerine etkileri incelenmiştir. Bu etki, arayüzey elemanlarının 0 – 2,5D (%0D - %250D) derinliğe kadar kaldırılması ile modellenmiş ve uygulanan 25 Ton'luk yük altında derin temel boyunca oluşan yatay sehim (lateral displacement), kesme kuvveti (shear force) ve eğilme kaynaklı eğme (bending moment) değerleri tespit edilmiştir (Şekil 22).



Şekil 22. Aynı yatay kuvvet altında derin temel boyunca, temel çapının farklı yüzde değerlerinde arayüzey ayrışması ile oluşan tepki değerleri.

Bekleneceği gibi, arayüzeyde gerçekleşen açılmalar ile derin temel boyunca tüm tepki değerleri artmıştır. Arayüzey açılması, zemin üst kotundan 2,5D (%250D) derinliğe ulaştığında yatay sehim değeri %73, kesme kuvveti değeri %36 ve eğilme moment değeri %42 artmıştır.

5.SONUÇLAR

Derin temel inşası, zemin üzerine yoğun mekanik etkiler ile gerçekleştirilen bir eylemdir. Geoteknik tasarımda yararlanılan örselenmemiş zemin değişkenleri ve derin temelin zemin ile yüzey etkileşimi bu eylem ile değişebilmektedir. Bu değişimlerin deterministik olarak tespiti çok güçtür ve hem maliyet hem de zaman açısından bir proje bütçe ve zamanının bu tespit için ayrılmadığı görülmüştür. Ancak, bu değişimler için mühendisçe bir yorumun da getirilerek tasarıma dahil edilmesi gerektiği düşünülmektedir. Bu proje kapsamında, delme kazığın yatay yükler altında tasarımında dikkate alınmayan betonarmenin çelik muhafaza ile yarı-kompozit etkileşimi dikkate alınarak, inşaat yöntemi ile oluşan zayıflamanın rakamsal telafisi gerçekleştirilmiştir.

KAYNAKLAR

Bezgin, Özgür, N., (2005), "Finite Element Modeling of Soil-Structure Interaction for Drilled Deep Foundations", Rutgers, the State University of New Jersey.

Barr, J., Tassier, T., Trendafilov, R. (2010) "Bedrock Depth and the Formation of the Manhattan Skyline 1890 – 1920".

Bezgin, Özgür, N., (2006), "Cooper Square, The Standart Hotel, Saha Ziyaret Raporları".

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

KAPALI ALANLARDA VE TAM DOYGUN SİLTLİ KUMLU ZEMİNLERDE JET GROUT KOLONLARI İLE GEÇİCİ İKSA SİSTEMLERİ – BİR UYGULAMA ÖRNEĞİ

AN APPLICATION EXAMPLE FOR TEMPORARY RETAINING WALLS FORMED BY JET-GROUT COLUMNS IN FULLY SATURATED SILTY SAND FOR CONFINED SPACES

Mustafa Erdem İSPİR[1] **Melis YILDIZ**[2] **Aslı ÇEVİK**[3]

ABSTRACT

Providing economic impervious retaining solutions for deep excavations under ground water level, especially for small scaled projects in confined spaces, is a challenge for geotechnical engineers. Most of the time, the excavations taking place in confined spaces have restrictions of space and infrastructure avoiding the application of typical geotechnical solutions which are capable of providing required impermeability and restraining the forces exerted by the soil and ground water. This paper presents the design and application process of two different temporary retaining walls constructed in same facility at different times for the excavation of machinery foundations and testing pits. Those impervious retaining systems in confined spaces were formed by cantilever secant jet-grout columns and bottom plug in fully saturated silty sand.

Keywords: retaining wall, jet-grout, deep excavation, confined space

ÖZET

Özellikle kapalı ve sınırlı alanlardaki projelerde, yer altı su seviyesi yüksek zeminlerde yapılacak küçük ölçekli derin kazılar için ekonomik ve tam geçirimsiz iksa çözümleri sunmak geoteknik mühendisleri için önemli bir güçlük teşkil etmektedir. Genellikle, bu tür alanlarda gerçekleştirilen kazılarda gerekli geçirimsizliği sağlayacak ve aktif yükleri dengeleyecek klasik geoteknik çözümlerin uygulanmasına müsaade etmeyecek alan darlığı ve altyapı engelleri gibi problemler söz konusudur. Bu bildiride farklı zamanlarda, aynı endüstriyel tesis içinde makine temelleri ile test havuzu kazıları için gerçekleştirilen iki farklı geçici iksa sistemine ait tasarım ve uygulama süreci sunulmaktadır. Sınırlı alanlarda gerçekleştirilen bu geçirimsiz iksa sistemleri, yer altı suyu seviyesi altında siltli kumlu zemin içinde konsol kesişen jet grout kolonları ve geçirimsiz taban tapası ile tasarlanmış ve gerçekleştirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: iksa, jet-grout, derin kazı, sınırlı alan

[1] Yük. İnş. Müh., Sonar Sondaj ve Jeolojik Araştırma Merkezi, erdem@sonarsondaj.com
[2] Yük. İnş. Müh., Sonar Sondaj ve Jeolojik Araştırma Merkezi, melis@sonarsondaj.com
[3] Dr. İnş. Müh., Sonar Sondaj ve Jeolojik Araştırma Merkezi, asli@sonarsondaj.com

1. GİRİŞ

Uygulama sahası Karadeniz sahilinden yaklaşık 200 m mesafede, Samsun-Tekeköy ilçesinde yer alan aktif bir fabrika içerisindedir. Tesiste, farklı zamanlarda çeşitli kapasite artırımları için yeni makine temelleri ve test havuzları inşa edilmesi gerekmektedir. Söz konusu inşaatlar ve bunlara bağlı derin kazılar, genellikle mevcut yapılar içerisinde ya da yapılara komşu, düşey ve yatayda sınırlı alanlarda gerçekleştirilmektedir.

Söz konusu fabrikanın temelleri 2004 yılında Sonar Sondaj ve Jeolojik Araştırma Merkezi tarafından yapılan proje ve uygulama ile jet-grout yöntemi ile iyileştirilmiştir. İşveren Firma 2010 ve 2012 senelerinde aynı fabrika içerisinde, fabrika işletim halindeyken, 6.0m ve 6.5m derinliklerde yeni yapılacak makine temelleri ve test havuzları derin kazıları için uzman uygulayıcı firmaya yeniden başvurmuştur. Bu bildiri kapsamında; 2010 ve 2012 yıllarında gerçekleştirilen kazılar için tasarlanan jet-grout iksa sisteminin; tasarım ve yapım süreçleri özetlenmektedir.

2. ZEMİN PROFİLİ VE ÖZELLİKLERİ

Proje alanında 2004 yılında yapılan zemin araştırmalarına göre zemin profili yüzeyden 2.0m derinliğe kadar kumlu kil ve devamında denizel kavkılı siltli ince kumlardan oluşmaktadır. Yer altı su seviyesi yüzeyden 2 metre derindedir.

Kumlu bataklık kil tabakasının SPT-N değerleri 2-15 aralığında değişmekte olup, ortalama N_{ort} = 5 bulunmuştur. Likit limit değerleri %31-67 arasında; plastisite indis değerleri %12-40 arasında değişmektedir. Ortalama LL = %50, ortalama PI = %27 olarak alınmıştır.

Yüzeyden 2.0m derinlikten sonra devam eden siltli denizel kavkılı ince kum tabakasının SPT, N değerleri 7-27 değerleri arasında değişmekte olup, ortalama N_{ort} = 15 bulunmuştur. İnce malzeme oranı, %F(-No.200), 2-18 değerleri arasında olup ortalama %6 olarak bulunmuştur.

Yapılan zemin etüt ve literatür çalışmaları sonrası Tablo 1'de özetlenen idealize zemin profili ve parametreleri oluşturulmuştur.

Tablo 1. İdealize Zemin Parametreleri

Derinlik (m)	Zemin Tipi	ϕ' (^{0})	c_u (kPa)	c' (kPa)	E (kPa)
0.0 ~ 2.0	Kumlu Kil (CH,CL,SC)	-	25	-	7 500
2.0 ~ 25.0	Siltli Kum (SP,SM)	30	-	2	40 000

3. PROJE DETAYLARI

3.1. Makine Temeli Kazısı (2010)

17 x 7 m boyutlarında, 6.0 metre derinliğinde olan makine temeli kazısı, fabrika binası içerisinde yer almaktadır. Bina döşemesi ile çatı arasındaki düşey açıklık yaklaşık 10 m, hol genişliği 19.5 m'dir. Kazı destek sistemi olarak geçirimsiz, kesişen konsol jet grout kolonları düşünülmüştür. Kazı alanı boyutları düşünülerek tabandan su gelişinin sürekli pompajla yenilebileceğine karar verilmiş ve taban tapası uygulamasına gerek görülmemiştir.

3.2. Test Havuzu Kazısı (2012)

Fabrika binasına eklenecek yeni üretim holünde yer alan test havuzu kazısının toplam alanı yaklaşık 45 x 11 m'dir. Havuzun kazı derinlikleri değişmekte olup maksimum derinlik 6.5 m'dir. Kazı alanının nispeten büyük olması nedeni ile tabandan gelecek suyun pompajla yenme güçlükleri doğuracağına karar verilmiş ve geçirimsiz kesişen konsol jet-grout iksa perdesine ek olarak yine kesişen jet grout kolonları ile oluşturulacak geçirimsiz taban tapası uygulaması gerekli görülmüştür.

4. İKSA SİSTEMİ ANALİZLERİ

Dar ve yer altı su seviyesinin yüksek olduğu alanlarda gerçekleştirilecek derin kazılar için seçilecek geoteknik uygulama metodunun taşıması gereken ana özellikler aşağıdaki gibi sıralanabilir;

- Uygulanacak olan sistem, kazı duvarlarında tam geçirimsizliği sağlamalıdır.
- Hem yatay hem de düşeyde, dar alanlarda çalışabilecek boyutlarda ekipmanlarla üretilebilmelidir.
- Çevredeki temel ve duvarlarda hasara neden olabilecek titreşimli sistemler kullanılmamalıdır.
- Sistemin oluşturulmasında kullanılacak olan malzemeler kolaylıkla bu dar alanlara transfer edilebilmelidir.

Jet-Grout metodu tüm bu kriterleri sağlaması açısından, dar alanlarda ve sınırlı derinliklerde gerçekleştirilecek kazılar için uygun ve ekonomik yöntemlerden biridir.

Söz konusu projelerde, alanların kısıtlı yapısı, yapılacak kazıların derinliği ve yapım kolaylığı dikkate alınarak jet-grout ile teşkil edilecek geçirimsiz iksa yapısının herhangi bir yanal desteğe ihtiyaç duyulmayacak şekilde, konsol duvar olarak tasarlanmasına karar verilmiştir. Tasarımda Plaxis 8.6 Sonlu elemanlar yazılım programı kullanılmıştır.

4.1 Jet Grout Kolonlarının Tasarım Parametreleri Tayini

Jet-grout kolonlarının serbest basınç mukavemeti, uygulandığı zemin tipine göre geniş bir aralıkta değişmektedir. Literatürde verilen zemin tipine bağlı serbest basınç mukavemeti

değerlerinin, her projeye özel imal edilen deneme jet-grout kolonlarından alınan karot numuneleri üzerinde yapılacak testlerle teyit edilmesi önemlidir. Bu vakada da 2004 yılında temeller altında yapılan jet-grout iyileştirme kolonlarından kalite kontrol amaçlı alınan karotların laboratuvar ortamında test edilmesi ile elde edilen sonuçlar literatür ile desteklenmiştir. Karot numunelerinden elde edilen serbest basınç mukavemeti sonuçları ortalama **5 MPa** (50 kg/cm^2) olarak bulunmuştur. Bu değer Tablo 2'de verilen Durgunoğlu (2004) ve Şekil 1'de verilen Burke (2004) dayanım-malzeme-zaman ilişkisi grafiği ile uyumludur. Burke (2004)'e göre silt ve siltli kumlar için 28 günlük basınç dayanımı yaklaşık olarak 5 MPa'dır ve 200-275 kg/m^3 çimento sarfiyatı öngörülmektedir.

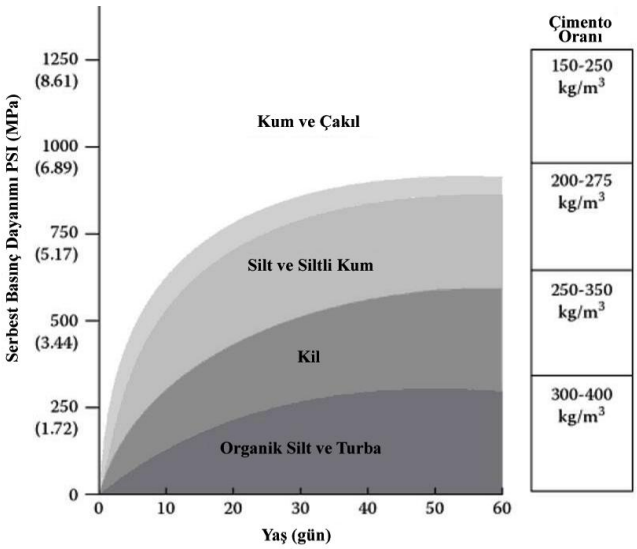
Kolonlara ait elastisite modülü, yine Tablo 2'de verilen modül oranı değerlerinden tayin edilmiştir.

Tablo 2. Zemin Cinsine Göre Jet-Grout Kolonu
Serbest Basınç Mukavemeti ve Modülü (Durgunoğlu, 2004)

Zemin Cinsi	Serbest Basınç Mukavemeti, f_{jg} (MPa)	Modül Oranı(*), E/f_{jg}
Kil	2-5	150
Silt	3-7	200
Kum	7-14	600
Çakıl	12-18	900

* %40 gerilme seviyesine tekabül eden modül

Serbest basınç dayanımı = f_{jg} = 5 MPa
Drenajsız kayma mukavemeti = c_u = 2500 kPa
Elastisite modülü = E_s = (200~600)*f_{jg} = 400 f_{jg} = 2000 MPa



Şekil 1. Dayanım – Malzeme – Zaman İlişkisi (Kirsch & Bell, 2013 after Burke, 2004)

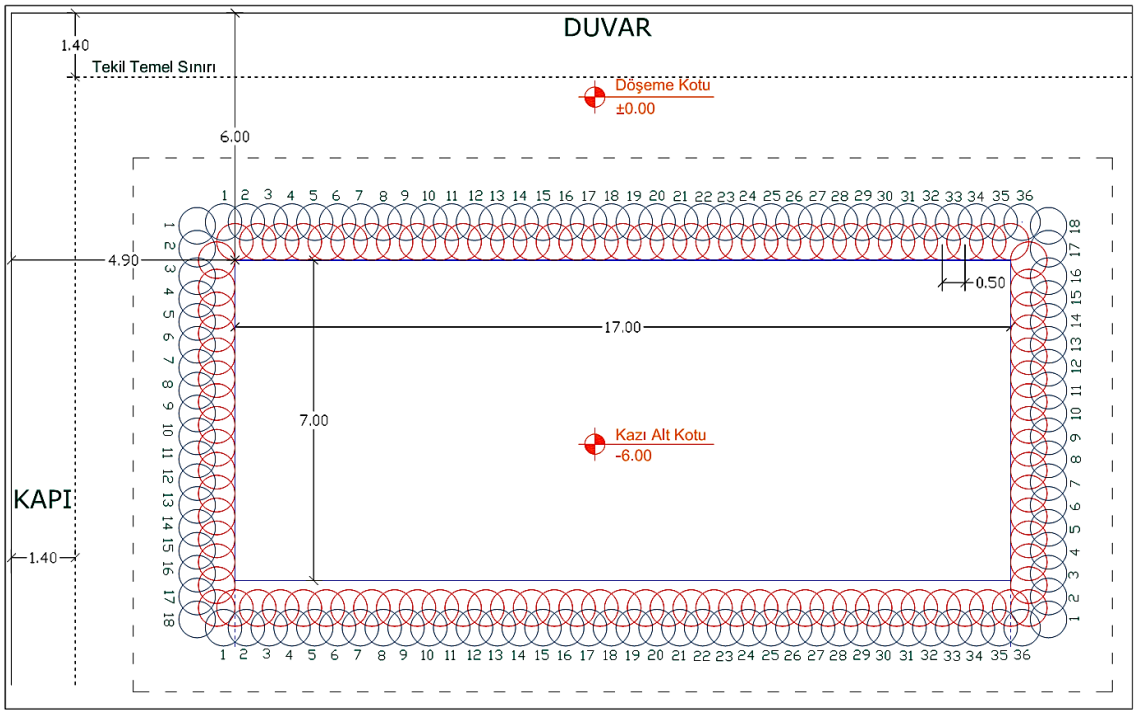
Bölüm 2 ve 4.1'de belirlenen parametrelere göre, Plaxis sonlu elemanlar yazılım programında kullanılan zemin ve jet grout parametreleri Tablo 3'te özetlenmiştir.

Tablo 3. Sonlu Elemenlar Modeli Zemin ve Malzeme Parametreleri

Mohr-Coulomb		1	2	3
		Siltli Kum	Jet Grout	Kumlu Kil
Type	Unit	Drained	UnDrained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m³]	19.00	21.00	17.00
γ_{sat}	[kN/m³]	20.00	21.00	18.00
E_{50}^{ref}	[MN/m²]	40.00	2000.00	7.50
c_{ref}	[kN/m²]	2.00	2500.00	5.00
φ	[°]	34.00	0.00	27.00

Jet-Grout yöntemi ile oluşturulan kolonların malzeme geçirimliliği **10^{-8}~10^{-9} m/sn** (Welsh & Burke, 1991) arasında değişmekte olup, pratikte geçirimsiz kabul edilmektedir. Öte yandan, jet-grout kolonları ile oluşturulacak bir sistemde genellikle zeminin heterojen yapısı nedeniyle oluşacak çap değişimleri sonucu yetersiz kesişimlere bağlı sızıntı problemleri ile karşılaşmak olasıdır.

Kazı geçirimsizliği ve güvenliğini riske atabilecek bu duruma karşı, ihtiyaç duyulan duvar kalınlığının çift sıra 80 cm çapında kesişimli kolonlar ile oluşturulması uygun görülmüştür (Bkz. Şekil 2). Seçilen sistemler ve analiz sonuçları Bölüm 4.2 ve 4.3'te sunulmuştur.

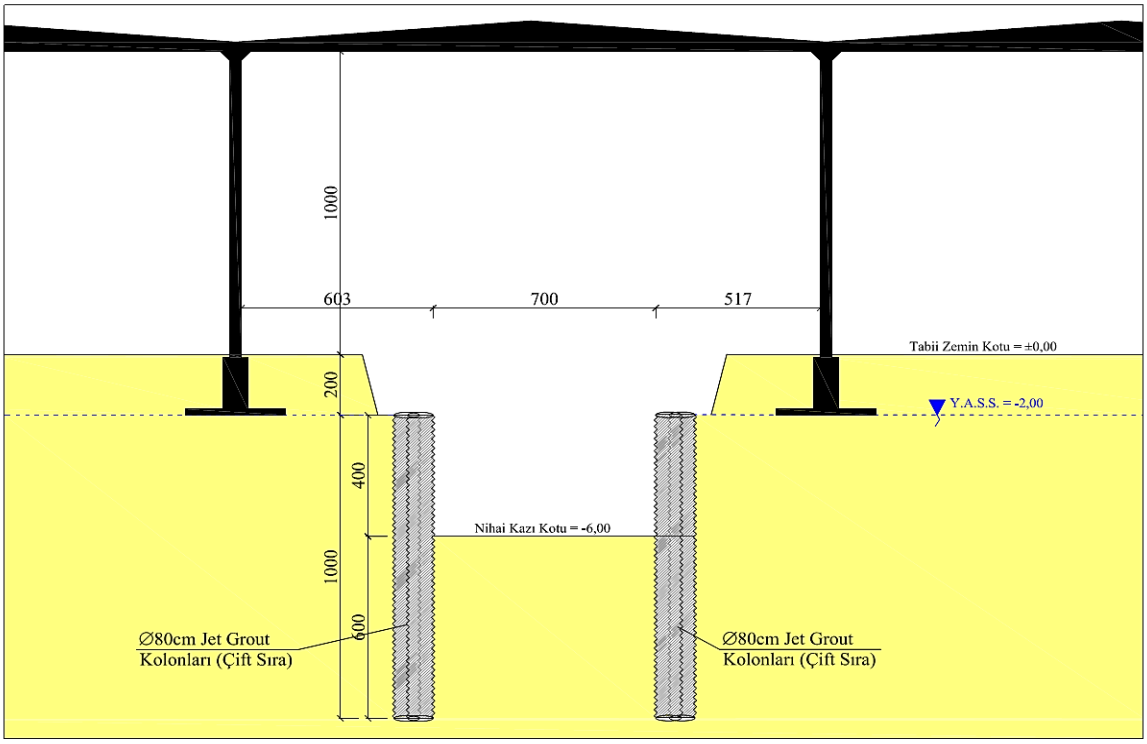


Şekil 2. Makine Temeli Kazısı (2010) Plan Görünümü

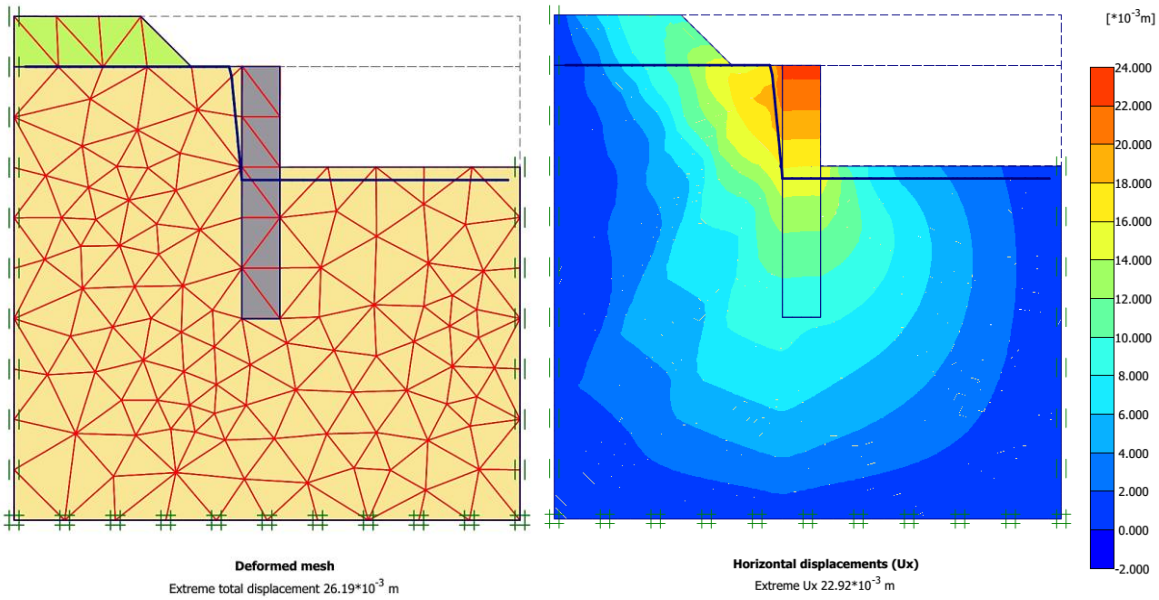
4.2 Makine Temeli Kazısı (2010):

İksa sistemi, 10 m derinliğinde, 80 cm çapında iki sıra kesişen jet-grout kolonları ile oluşturulmuştur (Bkz. Şekil 3). Yer altı su seviyesine kadar yaklaşık 2 m kalınlığındaki kil

tabakası geriye doğru sıyırılarak, kolonlara etkiyen aktif itki azaltılmıştır. Bu kazıda temel betonunun dökülmesi için gereken sürenin kısa olması sebebi ile tabanda her hangi bir geçirimsizlik önlemi alınmamış, tabandan gelen yer altı suyu sürekli pompaj ile dışarı atılmıştır. Plaxis sonlu elemanlar yazılımı ile yapılan analizlere ait deforme model ağı ve yatay deplasman grafiği Şekil 4'te verilmiştir.



Şekil 3. Makine Temeli Kazısı



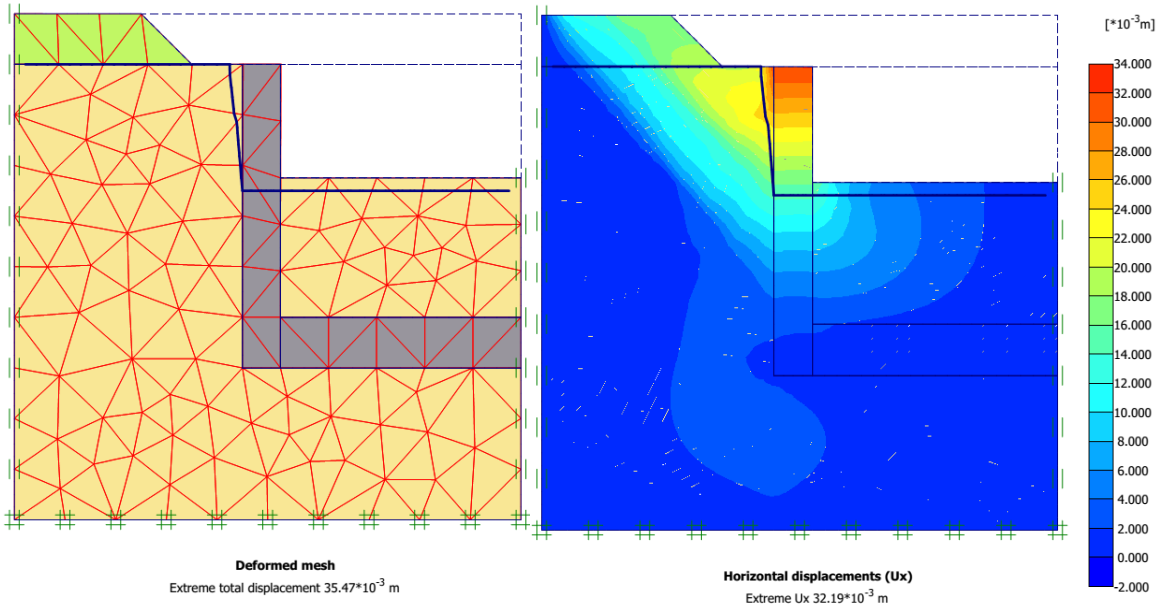
Şekil 4. Plaxis Deforme Model Ağı ve Yatay Deplasman Grafiği (2010 Kazısı)

4.3 Test Havuzu Kazısı (2012) Seçilen Sistem:

Havuzun en derin kısmı olan 23.5x7.0 m'lik alanda; iksa sistemi, 12 m derinliğinde, 80 cm çapında iki sıra kesişen jet-grout kolonları ile oluşturulmuştur (Bkz. Şekil-4). Yer altı su

seviyesine kadar yaklaşık 2 m kalınlığındaki zemin tabakası geriye doğru sıyrılmıştır. Bu sistemde, -12.00 m ile -14.00 m arasında yer alan 2 m kalınlığında bir jet-grout tapası ile kazı tabanından su gelişi tamamen engellenmiştir. Plaxis sonlu elemanlar yazılımı ile yapılan analizlere ait deforme model ağı ve yatay deplasman grafiği Şekil 6'da verilmiştir.

Şekil 5. Makine Temeli Kazısı



Şekil 6. Plaxis Deforme Model Ağı ve Yatay Deplasman Grafiği (2012 Kazısı)

5. UYGULAMA

Uygulama metodu olarak tek akışkanlı jet-grout yöntemi tercih edilmiştir. Her iki uygulama öncesinde, sahada farklı uygulama parametreleri kullanılarak test kolonları üretilmiş ve seçilen parametreler (Bkz. Tablo 4) ile proje jet-grout kolonları oluşturulmuştur.

Tablo 4. Uygulama Parametreleri

Parametre	Seçilen Değer
Hedeflenen Kolon Çapı	80 cm
Püskürtücü (Nozzle) Çapı	2 x 2.5 mm
Adım Miktarı	5 cm
Adım Çekme Süresi	10 sn
Enjeksiyon Basıncı	400 bar
Enjeksiyon/Su Oranı	1/1

Jet-Grout kolonları şaşırtmalı olarak üretilmiş, aradaki kolonların imalatına başlamadan önce komşu kolonların 24-48 saat arasında kürlenmesine imkan verilmiştir.

Oluşturulan iksa sisteminde herhangi bir deplasman ve sızıntı problemi ile karşılaşılmadan kazılar tamamlanmış ve yapılar inşa edilmiştir (Bkz. Resim 1 ve Resim 2).

Resim 1. Makine Temeli (2010) İmalat ve Kazı Aşamaları

Resim 2. Test Havuzu (2012) Nihai Kazı kotunda Jet-Grout İksa Sistemi Genel Görünümü

6. SONUÇ

Jet grout yönteminin geoteknik mühendisliğinde kullanım alanlarının çokluğu ve hemen hemen her zemin tipine uygulanabilirliği açısından önemi, son yıllarda ülkemizde de çok yaygınlaşan uygulamalarıyla bilinmektedir. Bu çalışma da jet-gorut yöntemi ile oluşturulan kolonların dar ve kapalı alanlarda ve sınırlı derinliklerdeki iksa uygulamalarında kullanabilirliği anlatılmış, tasarım ve uygulama örneği verilmiştir. Her iki vakada da jet-gorut yöntemi ile oluşturulan geçirimsiz konsol iksa perdeleri başarıyla oluşturulmuş, kazılar deplasman ve su sızma problemleri ile karşılaşmadan tamamlanmıştır.

KAYNAKLAR

Durgunoğlu, T. (2004), "Yüksek Modüllü Kolonların Temel Mühendisliğinde Kullanımı", VI. Ord. Prof. Dr. A. Hamdi Peynircioğlu Konferansı

Burke, G. (2004), "Jet Grouting Systems: Advantages and Disadvantages", Proc. GeoSupport 2004 pp. 875-886.

Kirsch K. ve Bell A. (2013), "Ground Improvement Third Edition", CRC Press

Welsch, J.P. & Burke, G.K. (1991), “Jet Grouting – Uses For Soil Improvement”, Proc. Geotechnical Engineering Congress 1991, pp. 334-345.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

HİDROLİK İLETKENLİK DENEYLERİNİN TEKRARLANABİLİRLİĞİ ÜZERİNE BİR ÇALIŞMA

A STUDY ON THE REPEATABILITY OF HYDRAULIC CONDUCTIVITY TESTS

Ali Hakan ÖREN[1] Havva DEMİRKIRAN[2]
Yeliz YÜKSELEN AKSOY[3] Okan ÖNAL[4]

ABSTRACT

The use of Geosynthetic Clay Liners have been recently increasing in Turkey. However, since there is scarce studies conducted about the hydraulic conductivity tests of this product in Turkey, sufficient information is not available. Thus, this study investigates not only the importance of sample preparation during hydraulic conductivity tests but also the reproducibility of the results elsewhere. This study reports the hydraulic conductivity results of geosynthetic clay liners conducted in either Dokuz Eylül University (DEÜ) or Celal Bayar University (CBÜ) using Buca-İzmir and Manisa tap water as the permeant, respectively. Based on the obtained results, similar hydraulic conductivity behaviors were obtained and the final hydraulic conductivities were found 1.4-2.5 times less in CBÜ than in DEÜ.

Keywords: bentonite, flexible-wall permeameters, geosynthetic clay liners, hydraulic conductivity

ÖZET

Geosentetik kil örtüler son zamanlarda ülkemizde de kullanımı artan ürünlerdir. Fakat bu ürünlerin hidrolik iletkenlik deneyleriyle ilgili ülkemizde çok az çalışma yapıldığından yeterli bilgi mevcut değildir. Bu çalışma geosentetik kil örtülerin hidrolik iletkenlik deneylerinde numune hazırlamanın önemi hakkında bilgi vermenin yanında sonuçların başka bir laboratuvarda tekrarlanabilirliğini de incelemektedir. Çalışmada Dokuz Eylül Üniversitesi (DEÜ) ve Celal Bayar Üniversitesi'nde (CBÜ) sırasıyla Buca-İzmir ve Manisa şebeke suyu kullanılarak yapılan hidrolik iletkenlik sonuçları verilmektedir. Elde edilen sonuçlar ışığında benzer hidrolik iletkenlik davranışlarının elde edildiği, nihai hidrolik iletkenliklerin CBÜ'de DEÜ'dekinden 1.4 ile 2.5 kat daha düşük olduğu bulgulanmıştır.

Anahtar Kelimeler: bentonit, esnek duvarlı permametre, geosentetik kil örtü, hidrolik iletkenlik

[1] Yrd.Doç.Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Tınaztepe Yerleşkesi, 35160, Buca-İzmir
[2] İnşaat Mühendisi, Yüksek Lisans öğrencisi, Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Ens., Tınaztepe Yerleşkesi, 35160, Buca-İzmir
[3] Doç.Dr., Celal Bayar Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Muradiye Yerleşkesi, Muradiye-Manisa.
[4] Yrd.Doç.Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Tınaztepe Yerleşkesi, 35160, Buca-İzmir

1. GİRİŞ

Hidrolik iletkenlik, geoteknik mühendisliğinde tasarım sırasında dikkate alınması gereken önemli bir parametredir. Bu nedenle tasarımda kullanılacak zemin malzemesinin önce laboratuvarda hidrolik iletkenliğinin belirlenmesi gerekir. Fakat laboratuvarda belirlenen bu parametre operatör ve deney koşullarına bağlı olarak farklılık gösterebilir (Daniel, 1994; Ören ve Kaya, 2011). Bu da yanlış malzeme seçimine sebep olarak uygulama sonrası dönemde çıkabilecek sorunlara zemin hazırlamaktadır.

Özellikle kil ihtiva eden zeminlerin hidrolik iletkenliği kumlu çakıl, kum, siltli kum gibi zeminlere kıyasla çok daha düşüktür. Bu nedenle killi zeminlerin hidrolik iletkenliği düşen seviyeli permabilite deneyi ile belirlenir. Bu deneyde ucuz ve pratik olması açısından sabit (rijit) duvarlı permametre hücrelerinin kullanılması ülkemizde oldukça yaygın bir uygulamadır. Fakat kimyasal sıvıların ıslatma sıvısı olarak kullanıldığı deneylerde veya geosentetik kil örtülerin (GKÖ) hidrolik iletkenliğinin belirlendiği durumlarda ise esnek duvarlı permametrelerin kullanılması tavsiye edilir (Daniel, 1994).

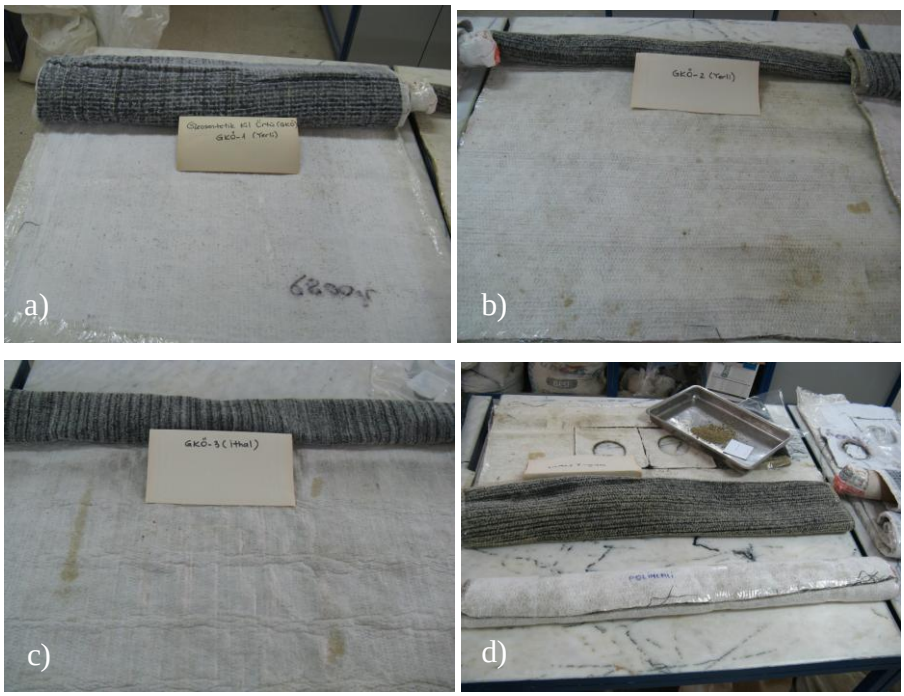
GKÖ'ler ekseriyetle geçirimsizlik elemanı olarak atık depolama alanlarında, suni göletlerde ve maden atık havuzlarında kullanılan ve iki geotekstil arasına sodyum bentonitin yerleştirilmesiyle hazırlanmış fabrikasyon malzemelerdir. GKÖ'lerde geçirimsizlik bentonit tarafından sağlanır (Shackelford, 2000, Jo vd., 2001). Bu nedenle bentonit farklı katkı maddeleriyle de işlenerek özellikle kimyasal sıvılara karşı daha dirençli hale getirilebilir (Scalia vd., 2014). Bu da GKÖ'nün hidrolik stabilitesine katkıda bulunarak daha uzun süre kullanımda kalmasına yardımcı olur .

Tüm dünyada GKÖ kullanımının hızla arttığı göz önüne alınırsa, bu örnekler üzerinde yapılan hidrolik iletkenlik deneylerinin kritik önemde olduğu görülebilir (Ruhl ve Daniel, 1997; Shan ve Lai, 2002; Lee ve Shackelford, 2005; Benson ve Meer, 2009). GKÖ'lerin ülkemizde kullanımı oldukça yeni olup, bunların hidrolik iletkenlik deneyleri ile ilgili Türkçe kaynak fazla bulunmamaktadır. Bu nedenle burada sunulan çalışma hem GKÖ'lerin hidrolik iletkenlik deneylerinin yapılışı hakkında, hem de sonuçların tekrarlanabilirliğinin bir başka üniversitede (Celal Bayar Üniversitesi, CBÜ) test edilerek sınanmasıyla ilgili bilgi vermek üzere hazırlanmıştır.

2. MALZEME VE YÖNTEM

2.1 Malzemeler

Hidrolik iletkenlik deneyleri her biri iğnelenmiş olarak üretilen dört farklı GKÖ üzerinde yapılmıştır. GKÖ'leri birbirinden ayıran özellik içerdiği bentonitin farklı olmasındandır. Bentonitler fiziksel (dane boyu, renk vb.) ve kimyasal açıdan değişkenlik göstermektedir. Deneylerde kullanılan GKÖ'lerden üçü yerli (GKÖ-1, GKÖ-2 ve GKÖ-4), biri de ithal ürün olup (GKÖ-3) yerli olanlardan GKÖ-4'ün polimer katkılı olarak üretildiği firma tarafından bildirilmiştir. GKÖ'ler üretici firmalar tarafından rulo halinde laboratuvara gönderilmiştir. GKÖ rulolarının genel durumu Şekil 1'de gösterilmektedir.



Şekil 1. Hidrolik iletkenlik deneylerinde kullanılan GKÖ'ler: a) GKÖ-1 (yerli ürün), b) GKÖ-2 (yerli ürün), c) GKÖ-3 (ithal ürün), d) GKÖ-4 (polimerli yerli ürün).

Hidrolik iletkenlik deneyleri esnek duvarlı permametre hücreleri ile gerçekleştirilmiştir. Permametre hücreleri 10cm çapındaki numunelerin test edilmesine imkan verecek şekilde tasarlanmıştır. Deney düzeneği Dokuz Eylül Üniversitesi (DEÜ) ve Celal Bayar Üniversitesi (CBÜ) Zemin Mekaniği Laboratuvar'larına kurulmuştur. Hidrolik iletkenlik deneylerinde su seviyesi farkı okumaları metal çerçeve üzerine oturtulan cam büretlerden yapılmış, GKÖ'lerden sızan su ölçekli cam mezürler içine toplanmıştır. Her iki üniversite laboratuvarına kurulan hidrolik iletkenlik deney düzenekleri Şekil 2'te gösterilmektedir.

Şekil 2. Hidrolik iletkenlik deney düzeneği: a) DEÜ ve b) CBÜ.

DEÜ'de yapılan deneylerde dört GKÖ de kullanılmıştır (Şekil 1). CBÜ'de gerçekleştirilen hidrolik iletkenlik deneylerinde ise yalnızca GKÖ-1, GKÖ-2 ve GKÖ-4 kullanılmıştır. Deneylerde her iki üniversitede de aynı tipte permametreler kullanılmıştır. DEÜ'deki

hidrolik iletkenlik deneylerinde hücre basıncı panel üzerine monte edilmiş hassas regülatör ile sağlanmış ve ayarlanan değer basınç dönüştürücü ile elektronik olarak okunmuştur. CBÜ'de ise basınç, panel yerine hava kompresöründen sağlanmıştır. Hava kompresörü ile permametreler arasına yarıya kadar doldurulmuş boş permametre hücresi konmuş ve üst kısmından hava basıncı verilmiştir. Verilen hava basıncı regülatör ve manometre ile kontrol edilmiştir. Celal Bayar Üniversitesi'nde gerçekleştirilen hidrolik iletkenlik deneyleri için permametrelerin kuruluşu aşamasında operatöre yardım edilmiştir. Daha sonra örnek yerleştirme hakkında bilgi verilmiş ve numunelerin kesilmesi, permametreye yerleştirilmesi, bentonitle sıvanması ve basınç verilmesi kısmında operatöre müdahale edilmemiştir.

2.2 Yöntemler

Numuneler keskin uçlu maket bıçağı yardımıyla her bir GKÖ rulosundan 20×20 cm'lik kare örnekler kesilerek hazırlanmıştır. Daha sonra bu örneklerin orta kısımlarından 10cm çapında numuneler kesilmiştir. Numunelerin ortalama yükseklikleri 0.57 cm olarak ölçülmüştür. Kesilme yüzeylerinden bentonitin dökülmesini önlemek için örnek çevresi pisetle ıslatılmıştır. Permametre hücresine yerleştirmeden önce GKÖ numunelerinin çapları ve kalınlıkları en az dört noktadan ölçülerek kaydedilmiştir. Her permametre hücresine poröz taş yerine ikişer adet 10 cm çapında geotekstil (2 kPa yük altındaki kalınlığı 7.5 mm ve permabilite katsayısı 3.0×10^{0} cm/s olan Drefon S-1000 tipi geotekstil) kesilmiş ve GKÖ numuneleri bu geotekstillerin arasına yerleştirildikten sonra kenarları bentonit ile kapatılmıştır (Şekil 3). Son olarak her numunenin üzerine lateks membran giydirilmiş ve alt ve üst başlıklara ikişer adet O-halka tutturularak geçirimsizlik sağlanmıştır. Permametre hücreleri suyla doldurulduktan sonra hücreler büretlere bağlanmış ve düzenek deneye hazır hale getirilmiştir.

Şekil 3. İki geotekstil arasına yerleştirilmiş GKÖ'nün kenarlarının bentonit ile sıvanması.

Deneyler, 100 kPa hücre basıncı altında gerçekleştirilmiştir. Bu değer yaklaşık 10 m atık yüksekliği nedeniyle deponi tabanında kullanılabilecek GKÖ'nün maruz kalacağı gerilmeyi temsil etmektedir. Deneylerde geri basınç uygulanmamış ve hücre çıkış ağzı atmosfere açık bırakılmıştır.

Hidrolik iletkenlik deneyleri ülkemizde genellikle çeşme suyu ile yapılmaktadır. Bu nedenle bu çalışmada hidrolik iletkenlik deneylerinde Buca-İzmir ve Manisa içme suyu şebekesinden alınan çeşme suları süzüntü sıvısı olarak kullanılmıştır. GKÖ'ler deneye tabi tutulmadan önce 48 saat boyunca aynı sıvı ile ıslatılmışlardır. Bunun için büretlerin hücrelere bağlı olduğu vanalar açık bırakılmış, hücrelerin çıkış ağzındaki vanalar ise kapalı tutulmuştur. 48 saat sonunda çıkış vanaları açılarak su akışı başlatılmıştır. Akış yukarıdan aşağıya olacak şekilde deneylere başlanmış ve su seviyesi farkı belirli aralıklarla kaydedilmiştir. Deneylerde GKÖ içine giren su miktarı ($Q_{giriş}$) ve numune içinden sızan su miktarı ($Q_{çıkış}$) belirlenerek fiziksel stabilite kontrolü ($Q_{çıkış}/Q_{giriş}=1.0\pm0.25$) yapılmıştır. Fiziksel stabiliteye ilave olarak son dört hidrolik iletkenlik değerinin ±0.25 arasında olması hedeflenmiştir. Deneyler yaklaşık 6 ay sonunda sonlandırılmıştır.

Hidrolik iletkenlikler, zamana bağlı olarak büretlerdeki su seviyeleri okumaları dikkate alınarak aşağıdaki denklemle hesaplanmıştır:

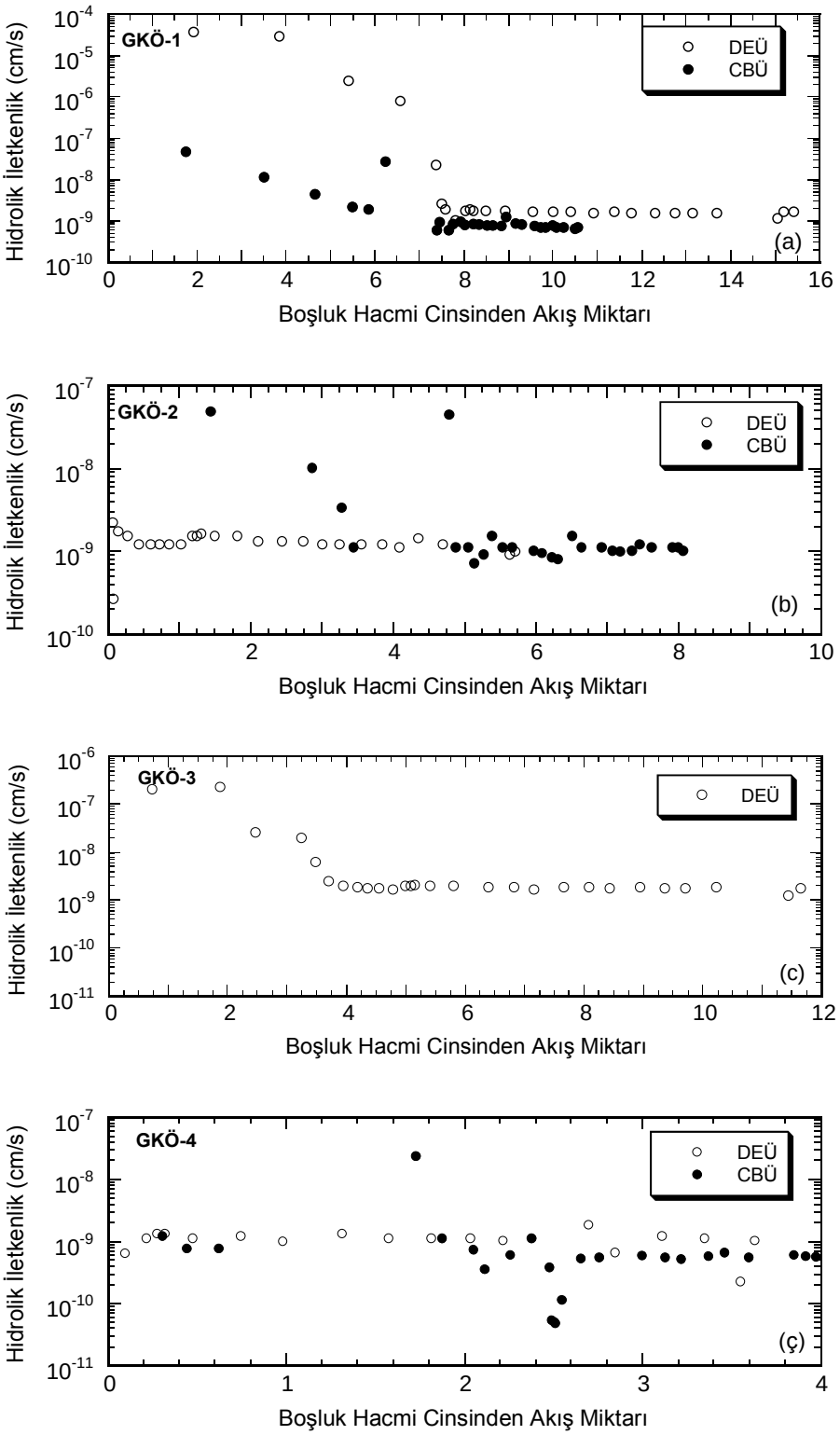
$$k = \frac{a \times \mathrm{H}_{\mathrm{GKÖ}}}{A \times \Delta t} \times \ln \frac{h_0}{h_1} \qquad (1)$$

Bu denklemde k permabilite katsayısını, a ve A sırasıyla büret ve GKÖ enkesit alanını, $H_{GKÖ}$ geosentetik kil örtü yüksekliğini, Δt iki okuma arasında geçen zamanı, h_0 ve h_1 sırasıyla ilk ve son okuma yüksekliğini temsil etmektedir. Hidrolik iletkenlik deneyleri ile ilgili daha detaylı bilgi Demirkıran vd. (2013)'de sunulmaktadır.

3. BULGULAR ve TARTIŞMA

DEÜ ve CBÜ'de çeşme suyu kullanılarak yapılan deneylerin sonuçlarının karşılaştırılması boşluk hacmi cinsinden akış miktarının fonksiyonu olarak Şekil 4'de yapılmıştır. GKÖ-1'in DEÜ'de elde edilen sonucu irdelendiğinde (Şekil 4a), hidrolik iletkenliğin başlangıçta yüksek olduğu sonrasında ise yaklaşık dört mertebe azalarak 1.0×10^{-9} cm/s değerine ulaştığı bulgulanmıştır. Hidrolik iletkenlik değerleri yaklaşık DEÜ'de yaklaşık 7.5 boşluk hacmi kadar akış gerçekleştiğinde stabil hale gelmiştir. GKÖ örnekleri için elek analizi deneyleri henüz yapılmamıştır. Fakat örnek hazırlanırken GKÖ-1'in içindeki bentonitin topaklanmış olduğu gözlemlenmiştir. Bu davranış tipik topaklanmış bentonit davranışıdır. Topaklanmış bentonitlerde hidrolik iletkenlik başlangıçta yüksek olup bentonit şiştikçe geçirgenlik azalmaktadır. DEÜ'de elde edilen sonuç CBÜ'de yapılan deneyle de teyit edilmiştir. CBÜ'de yapılan deneyde de benzer şekilde başlangıçta yüksek elde edilen hidrolik iletkenlik değerleri DEÜ'dekine benzer şekilde 7.5 boşluk hacmi kadar akış gerçekleştiğinde 6.8×10^{-10} cm/s değerine ulaşmıştır. Bu değer DEÜ'de elde edilen değerden yaklaşık 1.5 kat daha düşüktür.

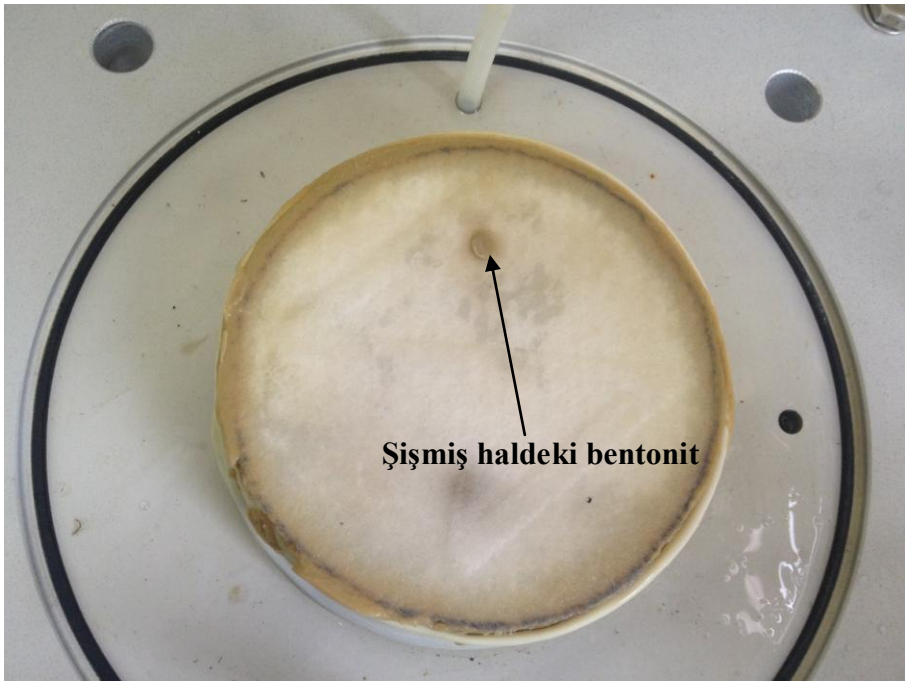
GKÖ-2'de ise deney başında hidrolik iletkenlik DEÜ'deki davranışa göre CBÜ'de daha yüksek bulgulanmış ve sonra 3.5 boşluk hacmi kadar akış gerçekleştiğinde DEÜ'de elde edilen davranışa benzer şekilde ilerlemiştir (Şekil 4b). CBÜ'de deney başında akış daha hızlı olduğu için hidrolik iletkenlik deneyi CBÜ'de yaklaşık 8 boşluk hacmi kadar akış gerçekleştiğinde sonlandırılmıştır.



Şekil 4. DEÜ ve CBÜ'de çeşme suyu kullanılarak yapılan hidrolik iletkenlik deney sonuçlarının karşılaştırılması: a) GKÖ-1, b) GKÖ-2, c) GKÖ-3, ç) GKÖ-4.

GKÖ-3 üzerinde hidrolik iletkenlik deneyi yalnızca DEÜ'de yapılmıştır. DEÜ'de yapılan deneyde hidrolik iletkenlik değerleri başlangıçta 2.0×10^{-7} cm/s iken dört boşluk hacmi kadar akış gerçekleştiğinde iki mertebe azalarak 1.7×10^{-9} cm/s değerine sahip olmuştur (Şekil 4c). Daha sonra hidrolik iletkenlik değeri deney sonuna kadar stabilitesi korumuştur (deney 12 boşluk hacmi kadar akış gerçekleşene kadar devam ettirilmiştir).

GKÖ-4 ile yapılan deneylerde CBÜ'deki hidrolik iletkenlik davranışında başlangıçta düzensizlik görülmüştür. Bu düzensizlik yaklaşık 2.5 boşluk hacmi kadar akış gerçekleştiğinde hidrolik iletkenliğin ani azalmasıyla sonuçlanmıştır (Şekil 4d). Daha sonra yapılan görüşmeler sonucunda hücreye giriş hortumuna bentonitin girdiği ve şiştikten sonra tıkanmaya sebep olduğu anlaşılmış, bunun da hidrolik iletkenlikte ani azalmaya yol açtığı görülmüştür (Şekil 5). Hortumu tıkayan bentonit temizlendikten sonra deneye devam edilmiş ve hidrolik iletkenlik değerleri tekrar eski haline dönmüştür. Deney tamamlanıncaya kadar hidrolik iletkenlik değerleri stabilitesini korumuştur.



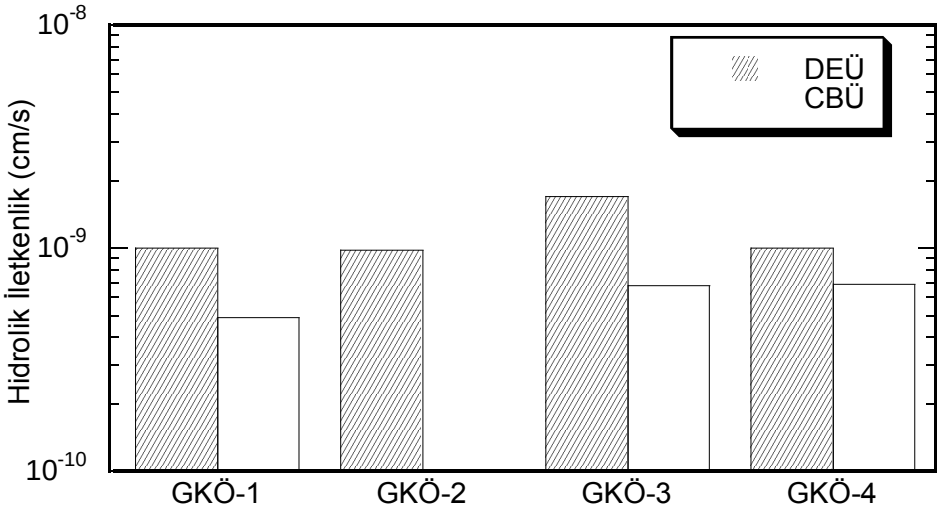
Şekil 5. CBÜ'de yapılan deneyde gözlenen ve hücreye giriş hortumunu tıkamış olan şişmiş bentonit.

Genel olarak bakıldığında ise her iki üniversitede yapılan deneylerin uyumlu olduğu sonucu çıkmaktadır (Şekil 4). GKÖ-1, GKÖ-2 ve GKÖ-3'te hidrolik iletkenliklerin deney başında bir miktar yüksek olduğu, daha sonra azaldığı ve stabil hale geldiği görülmüştür. Özellikle GKÖ-1 ve GKÖ-2'nin hidrolik iletkenlik davranışı incelendiğinde, bu numunelerin nihai hidrolik iletkenliklerinin her iki üniversitede benzer elde edilmesine rağmen başlangıçtaki değerlerinin birbirinden farklı olduğu görülebilir (Şekil 4a-b). Bu çalışmayla CBÜ'de esnek duvarlı permametreler ilk kez kullanılmış ve GKÖ'lerin hidrolik iletkenlikleri her iki üniversitede ilk kez belirlenmiştir. GKÖ'ler arasından da GKÖ-1 ve GKÖ-2 de ilk test edilen numunelerdir. Bu nedenle her iki üniversitede GKÖ'lerin farklı

operatörler tarafından hazırlandığı da göz önüne alınırsa tek tip numune hazırlanmış olması oldukça düşük ihtimaldir. Ayrıca, GKÖ'ler kesilirken (kesilme yüzeyi pisetle ıslatılmasına rağmen) ve permametre hücresine yerleştirilirken bentonit kayıplarının olduğu gözlenmiştir. Bu da GKÖ'den bentonitin dökülmesine ve kenarlarda boşlukların kalmasına sebep olmuş olabilir. Gerçekten de başlangıçta hidrolik iletkenliğin yüksek olması, daha sonra da azalması bentonitin şiştikçe akış yollarını kapattığını göstermektedir (Şekil 4a-b).

GKÖ'lerin hidrolik iletkenlik davranışında ise bentonit boşluklarındaki mobil halde bulunan su etkin rol oynamaktadır. GKÖ'nün suyla temas etmesiyle bentonit partiküllerinin çevresindeki su tabakası kalınlığının artması (mobil olmayan su tabakası) ve buna bağlı olarak akışın tamamen mobil haldeki su ile sağlanması beklenmektedir (Shackelford vd., 2000, Jo vd., 2001). Şişme neticesinde GKÖ boşluk oranı ve hidrolik iletkenlik artar. Fakat GKÖ'deki alt ve üst geotekstiller birbirine iğnelendiği için her iki geotekstili bir arada tutan lifler bentonitin daha fazla şişmesine müsaade etmez ve boşluk oranının artmasına mani olur. Bu da mobil haldeki suyun daha dar boşluk kanallarından akmasına yol açtığından hidrolik iletkenliğin kademeli olarak azalmasına sebep olur.

Her iki üniversitede elde edilen nihai hidrolik iletkenliklerin karşılaştırılması GKÖ tipine göre karşılaştırılmış halde Şekil 6'da gösterilmiştir. Buna göre DEÜ'de elde edilen hidrolik iletkenlik değerlerinin CBÜ'de elde edilenlere göre 1.4 ile 2.5 kat daha yüksek olduğu görülebilir. Bu farkın operatörlerin numune hazırlama tekniklerinden ve/veya kullanılan çeşme sularının farklı olmalarından kaynaklanmış olması muhtemeldir. Deneylerde kullanılan çeşme suları henüz kimyasal olarak analiz edilmediğinden hidrolik iletkenliğin süzüntü sıvılarındaki farktan kaynaklanıp kaynaklanmadığı bilinmemektedir. Fakat GKÖ-1, GKÖ-2 ve GKÖ-4 için CBÜ'de daha düşük değerlerin elde edilmesi, sonuçlar üzerinde çeşme suyu kimyasının etkisi olduğu izlenimi vermektedir. Bu durumun açıklığa kavuşturulması için çalışma kapsamında kimyasal analiz mutlaka yapılacaktır.



Şekil 6. DEÜ ve CBÜ'de elde edilen hidrolik iletkenliklerin karşılaştırılması

4. SONUÇLAR

Burada sunulan çalışma DEÜ ve CBÜ'de yürütülen GKÖ'lerin hidrolik iletkenliklerinin tekrarlanabilirliğinin araştırıldığı projenin ilk bulgularını paylaşmaktadır. Çalışma kapsamında iğnelenmiş olarak imal edilen dört farklı GKÖ kullanılmış ve hidrolik iletkenlik deneyleri iki farklı üniversitede farklı operatörlerce yapılmıştır. Buna göre çeşme suyunun ıslatma ve süzüntü sıvısı olarak kullanıldığı durum için her iki üniversitede yapılan deneylerde benzer davranış elde edilmiş ve nihai hidrolik iletkenlikler CBÜ'de DEÜ'den 1.4 ile 2.5 kat daha düşük elde edilmiştir. Bu fark operatörlerden kaynaklanmış olabileceği gibi çeşme suyu kimyasındaki farklılıktan da kaynaklanmış olabilir. Bununla ilgili çalışmalar hala devam etmektedir. Aynı zamanda GKÖ'ler farklı atık depolama alanlarından alınan sızıntı suları ile de test edilmektedir. Bu deneylerin tamamlanmasıyla hidrolik iletkenlik deneylerinde operatör etkisi daha net şekilde belirlenmiş olacaktır.

5. TEŞEKKÜR

Bu çalışma tümüyle TÜBİTAK tarafından desteklenmektedir. Burada sunulan sonuçlar 111M718 nolu proje kapsamında yürütülen çalışmada elde edilen sonuçlardan bir bölümünü kapsamaktadır. TÜBİTAK'a projeye verdiği maddi destek ile bursiyer ve araştırmacı desteği için teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

Benson, C., Meer, S. (2009), Relative Abundance of Monovalent and Divalent Cations and the Impact of Desiccation on Geosynthetic Clay Liners" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(3), 349–358.

Daniel, D.E. (1994), "State-of-the-art: Laboratory Hydraulic Conductivity Tests for Saturated Soils" Hydraulic conductivity and waste cantaminant transport in soil STP 1142, ASTM, Philadelphia, 30-78.

Demirkıran, H., Özdamar T., Önal, O., Ören, A.H. (2013), "Ön Islatmanın Geosentetik Kil Örtülerin Kısa Dönem Hidrolik İletkenliklerine Etkisi" 5. Ulusal Katı Atık Yönetimi Kongresi, Kocaeli, 79-88.

Jo, H., Katsumi, T., Benson, C., Edil, T. (2001), "Hydraulic Conductivity and Swelling of Non-Prehydrated GCLs Permeated with Single Species Salt Solutions", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(7), 557-567.

Lee, J. M., Shackelford, C. D. (2005), "Impact of Bentonite Quality on Hydraulic Conductivity of Geosythetic Clay Liners" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(1), 64–77.

Ören, A.H., Kaya, A. (2011), "Hidrolik İletkenlik Deneylerinde Örnek Hazırlamanın Önemi" 4. Geoteknik Sempozyumu, Adana, 357-364.

Ruhl, J., Daniel, D. (1997), "Geosynthetic Clay Liners Permeated with Chemical Solutions and Leachates" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(4), 369–381.

Scalia, J., Benson, C., Bohnhoff, G., Edil, T., and Shackelford, C. (2014), "Long-Term Hydraulic Conductivity of a Bentonite-Polymer Composite Permeated with Aggressive Inorganic Solutions", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, basımda.

Shackelford, C., Benson, C., Katsumi, T., Edil, T. (2000), “Evaluating the Hydraulic Conductivity of GCLs Permeated with Non-Standard Liquids” Geotextiles and Geomembranes, 18(2-3), 133-161.

Shan, H. Y. Lai, Y. J. (2002), “Effect of Hydrating Liquid on the Hydraulic Properties of Geosynthetic Clay Liners” Geotextiles and Geomembranes, 20(1), 19-38.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

DANE BOYUTUNUN KENTSEL KATI ATIKLARIN KOMPAKSİYON DAVRANIŞI ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

PARTICLE SIZE EFFECT ON COMPACTION BEHAVIOR OF MUNICIPAL SOLID WASTES

Hasan Fırat PULAT[1] **Yeliz YÜKSELEN AKSOY**[2]

ABSTRACT

The environmetally safe and reliable storage of the increasing volume of the municipial solid waste (MSW) can be done by only designing landfill areas with detailed studies and most care. The compaction process is very important in order to store more MSW, with more high and steep slopes. Well compacted MSW extends the service life of the landfills and they contribute to the economy. In this study, representative MSW samples of Turkey, Europe and United States of America were prepared in two different grain size distributions. According to the results of this study, coarse-grained MSW samples have higher (~20% - 35% higher) maximum dry unit weight than fine-grained MSW samples. However, there is no significant difference at the optimum water contents. Generally, MSW samples which have finer ash and wood shaves materials have higher maximum dry unit weight values.

Key words: Compaction, composition, grain size, municipial solid waste

ÖZET

Gelişen dünya nüfusuna paralel olarak her geçen gün artan atık miktarının, çevreyi ve insan yaşamını tehdit etmeyecek şekilde depolanması, depolama sahalarının detaylı ve titizlikle tasarlanmasıyla mümkün olabilecektir. Kentsel katı atık (KKA)'ların depolama tesislerinde daha az yer kaplaması, daha yüksek ve daha dik açılarla güvenli yerleştirme yapılabilmesi için düzenli atık depolama tesislerinde yapılacak kompaksiyon (sıkıştırma) işleminin önemi büyüktür. İyi sıkıştırılmış KKA'lar mühendislik özellikleri bakımından daha güvenilir ve yüksek dayanımlı olmalarının yanı sıra, hacimsel olarak daha az yer kaplamaları sayesinde depolama tesislerinin kullanım ömürlerini uzatarak ekonomiye katkı sağlamaktadır. Bu çalışma kapsamında Türkiye, Avrupa ve Amerika Birleşik Devletleri için temsili KKA numuneleri yapay yolla iki farklı granülometride oluşturulmuştur. Elde edilen sonuçlara göre, ince daneli atık malzemeler ile oluşturulan numunelerin iri

[1] Arş.Gör., Celal Bayar Üniversitesi, firat.pulat@cbu.edu.tr
[2] Doç.Dr.,Celal Bayar Üniversitesi, yeliz.aksoy@cbu.edu.tr

danelilere oranla daha yüksek maksimum kuru birim hacim ağırlık değerlerine sahip olduğu (~ %20 - %35 daha yüksek) buna karşılık optimum su içeriği değerlerinin birbirine yakın değerler aldığı görülmüştür. İri daneli ve ince daneli numuneler kendi aralarında karşılaştırıldığında kül, talaş gibi diğerlerine oranla daha küçük dane boyutuna sahip malzemeler bulunduran kompozisyonların daha yüksek $\gamma_{kurumaks}$ değerine sahip olduğu belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Dane büyüklüğü, kentsel katı atık, kompaksiyon, kompozisyon

1. GİRİŞ

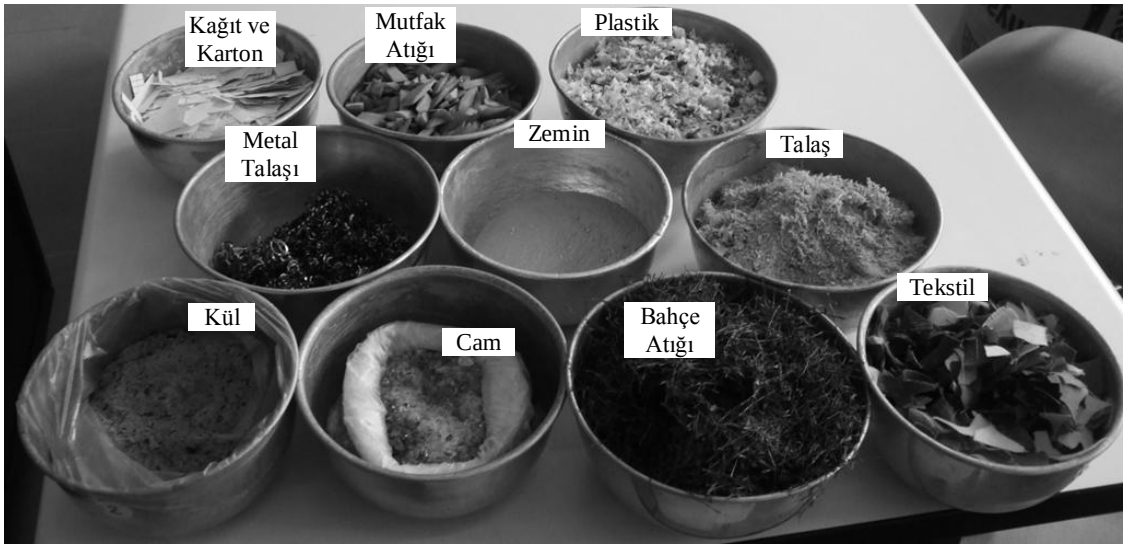
Gelişen dünya nüfusuna paralel olarak ortaya çıkan atık miktarı her geçen gün artmaktadır. Atıkların tam olarak ortadan kaldırılması mümkün olmadığından hacimlerinin en aza indirilmesi, düzenli bir şekilde depolanması ve geri dönüşümlerinin yapılması gerekmektedir. Çevresel ve yapısal güvenlik koşullarını sağlayan kentsel katı atık (KKA) depolama sahaları; atıkların kademeli bir şekilde istiflenip, sıkıştırıldığı mühendislik yapılarıdır (Machado ve diğ., 2008). Düzenli depolama sahalarının tasarımı gerek tesisin ve çevrenin güvenliği gerekse işletim ömrü ve ekonomik açıdan büyük önem taşımaktadır. Maksimum depolama yüksekliği ve şev eğimleri depolama hacmini direkt olarak etkileyecek parametrelerdir. Bu parametreler ise depolanacak KKA'ların birim hacim ağırlık, sıkışabilirlik, kayma dayanımı gibi temel mühendislik özelliklerine bağlı olarak belirlenmelidir. Atık sahasına getirilen atıklar boşaltma, serme, örtme, sıkıştırma (kompaksiyon) gibi çeşitli işlemlerden geçirilerek depolanırlar. Depolama süreci içerisindeki en önemli adımlardan biri şüphesiz atıkların kompaksiyonudur. Kompaksiyon işlemi süresince daneler arasındaki hava boşlukları azalır (Wong, 2009). İyi sıkıştırılmış KKA'lar mühendislik özellikleri bakımından daha güvenilir ve yüksek dayanımlı olmalarının yanı sıra, hacimsel olarak daha az yer kaplamaları daha yüksek ve daha dik açılarla güvenli yerleştirme yapılabilmeleri sayesinde depolama tesislerinin kullanım ömürlerini uzatarak ekonomiye katkı sağlamaktadır.

Kentsel katı atık (KKA)'lar en genel olarak ticari artıkların ve evsel artıkların bir karışımından oluşmaktadır. Bu atıkların içerisinde ağırlıklı olarak yemek, plastik, ağaç, kağıt, kül ve tekstil artıkları bulunmaktadır. Atık çeşitliliği bölgeden bölgeye kanunlar, sosyal yaşam, iklim, yıllık sezon değişimleri ve yeniden kulanım tesislerine göre değişiklik göstermektedir (Dixon ve Jones, 2005; Reddy ve diğ., 2009d; Karimpour-Fard ve diğ., 2011). Bu nedenle farklı mühendislik özelliklerine sahip kentsel katı atık kompozisyonlarının kompaksiyon davranışlarının belirlenmesi daha efektif sıkıştırmanın sağlanması açısından yararlı olacaktır.

Bu çalışma kapsamında laboratuar ortamında belirli kompozisyon içeriklerinde hazırlanmış Amerika Birleşik Devletleri (ABD), Avrupa (AVP) ve Türkiye (TR) temsili sentetik KKA numuneleri kullanılmıştır. Sentetik 3 farklı KKA numunesi iki farklı granülometride hazırlanmıştır. Bu sayede dane boyutunun farklı kompozisyonlardaki numunelerin kompaksiyon davranışı üzerindeki etkisi incelenmiştir. Kompaksiyon deneylerinde Standart ve Modifiye Proktor deneyleri kullanılarak farklı kompaksiyon enerjilerinin sıkışma davranışı üzerindeki etkileri de araştırılmıştır.

2. MALZEME VE YÖNTEM

Bu çalışma kapsamında sentetik KKA numuneleri oluşturmak için atıklar içerisinde en fazla bulunan 11 farklı atık malzemesi kullanılmıştır (Şekil 1). Bunlar kağıt, karton, plastik, tekstil, bahçe atığı, mutfak atığı, talaş, metal, kül, cam ve zemin numunesidir. Türkiye (TR) kentsel katı atık kompozisyonuna ait değerler Çevre ve Orman Bakanlığı'na ait projeler (ÇOB, 2006), Türkiye İstatistik Kurumu verileri (TÜİK; 2010) ve akademik çalışmalardan (Aykol, 2008; Gören, 2006) derlenmiştir. Avrupa katı atık kompozisyonları incelendiğinde birbirinden çok farklı kompozisyonlar göze çarpmaktadır (OECD, 2007). Bu nedenle Avrupa kıtası ülkeleri için ortalama değerlerden bir atık kompozisyonu oluşturulmuştur. Sanayi alanında gelişmiş Almanya, okuma-yazma oranının yüksek olduğu Finlandiya, turizm de öne çıkan Fransa ve İtalya ülkelerinin kentsel katı atık kompozisyonlarının ortalaması alınarak Avrupa (AVP) kompozisyonu oluşturulmuştur. Amerika Birleşik Devletleri (ABD)'ne ait sentetik KKA kompozisyonunun oluşturulmasında ABD çevre koruma kuruluşu (USEPA, 2009)'nun hazırlamış olduğu rapordaki veriler kullanılmıştır. Tablo 1'de üç farklı kompozisyona ait atık yüzde değerleri verilmektedir. Bu üç farklı kompozisyondaki sentetik KKA numunelerinin maksimum dane boyları, özgül ağırlıkları (G_s), başlangıç su içerikleri (w_{ci}), organik madde (OM), ve pH değerleri belirlenmiştir. Üç farklı kompozisyonda ve iki farklı granülometride hazırlanan toplamda altı farklı karakteristikteki sentetik KKA numuneleri kompaksiyon deneylerine tabi tutulmuştur. Kompaksiyon deneylerinde Standart ve Standart Proktor'a oranla yaklaşık 4,5 kat daha fazla enerji veren Modifiye Proktor (Standart Proktor Enerji: 12,375 ft·lb/ft^3, Modifiye Proktor Enerji: 56,250 ft·lb/ft^3) deneyleri kullanılmıştır.



Şekil 1. Sentetik KKA numunelerin üretiminde kullanılan malzemeler

Tablo 1. ABD, AVP ve TR kompozisyonlarına ait atık yüzdeleri

No	KKA türü	ABD (%)	AVP (%)	TR (%)
1	Mutfak Atığı	16	17,5	22,5
2	Cam kırıkları	7	6	4
3	Bahçe Atığı	16	17,5	22,5
4	Plastik	12	8	10
5	Ağaç talaşı	7	6	4
6	Metal talaşı	9	5	2
7	Kül	0	0	15
8	Kağıt	22	28	12
9	Karton	6	7	3
10	Tekstil	5	3	5
11	Zemin	0	2	0

Laboratuvar ortamında üç farklı kompozisyonda (TR, ABD ve AVP) hazırlanan sentetik taze numuneler farklı su içeriklerinde homojen bir şekilde karıştırılarak hazırlanmış ve su-numune karışımlarının tam olarak dengeye gelmesi amacıyla 24 saat hava almayan kaplar içerisinde bekletilmiştir. Gerçekleştirilen deneme deneylerinden sonra TR, ABD ve AVP kompozisyonlarına ait numuneler için 7 farklı su içeriğinin kullanılmasına karar verilmiştir (%0 - %20 - %40 - %60 - %80 - %100 - %120). Daha sonra hazırlanan sentetik KKA malzemeleri kullanılarak ASTM-D 698 ve ASTM-D 1557 standartlarına uygun olarak kompaksiyon deneyleri gerçekleştirilmiştir.

3. SONUÇLAR VE TARTIŞMA

Laboratuvar ortamında hazırlanan sentetik taze KKA numunelerinin organik madde, başlangıç su içeriği, özgül ağırlık ve pH değerleri ASTM standartlarına uygun şekilde belirlenmiştir. Deneylerin sonunda elde edilen sonuçlar Tablo 2'de verilmektedir. Organik madde miktarında TR ve AVP kompozisyonları birbirine yakın değerler alırken içerisinde diğer kompozisyonlara oranla yüksek plastik ve metal atık bulunduran ABD kompozisyonunun OM değeri daha düşük kalmıştır (Şekil 2a). Başlangıç su içeriği değeri ABD ve AVP kompozisyonlarında birbirine yakın değerler alırken diğer kompozisyonlara oranla daha yüksek miktarda mutfak ve bahçe atığı bulunduran TR numunesinin daha yüksek su içeriği değerine sahip olduğu belirlenmiştir. Sentetik KKA numunelerinin oluşturulmasında kullanılan her bir malzemenin özgül ağırlık değerleri piknometre metodu kullanılarak belirlenmiş daha sonra bu materyallerin kompozisyon içerisindeki ağırlıkça yüzdeleri kullanılarak kompozisyonların özgül ağırlık değerleri belirlenmiştir (Şekil 2c). Yapılan özgül ağırlık deneyleri sonucunda en yüksek özgül ağırlık değerinin ABD kompozisynuna ait olduğu, bunu sırasıyla AVP ve TR kompozisyonlarının takip ettiği belirlenmiştir. KKA'ların fiziko-kimyasal özelliklerinin incelenmesi sırasında numunelerin pH ölçümleri de yapılmışır. Bunun için Kocasoy (1994)'un katı atıkların pH ölçümü için önerdiği yöntem kullanılmıştır. Bu yönteme göre, 50 gr'lık numuneler 125 ml karbondioksitsiz su içerisine dökülmüş ve numuneler tamamen ıslanana kadar cam çubukla

karıştırılmıştır. Süspansiyon karışımı içinde bulunduran beherin ağzı hava almayacak şekilde kapatıldıktan sonra dengeye gelmesi amacıyla 24 saat beklemeye bırakılmıştır. Süre tamamlandıktan sonra pH probu süspansiyon karışıma daldırılmış, pH ölçüm değeri sabitleninceye kadar beklenilmiş ve numuneye ait pH değeri kaydedilmiştir (Şekil 2b). Gerçekleştirilen deneyler sonucunda en büyük pH değeri yüksek miktarda kül atık bulunduran TR numunesinden elde edilmiş, ABD ve AVP numunelerinin pH değerlerinin ise birbirine çok yakın olduğu görülmüştür.

Tablo 2. Kompozisyonların fiziko-kimyasal özellikleri

Kompozisyon	Organik madde içeriği (%)	Başlangıç su içeriği (w), (%)	Özgül ağırlık Gs	pH
TR	65	62	1,27	10,47
ABD	58	40	1,90	5,93
AVP	64	44	1,72	5,94

Sentetik katı atık numunelerinin kompaksiyon deneylerinin doğru bir şekilde yapılabilmesi için ASTM standartlarının belirttiği maksimum materyal boyutu değerlerine uyulması gerekmektedir. Bu nedenle sentetik KKA numunelerinin hazırlanması sırasında maksimum dane boyutları elekler yardımıyla belirlenmiştir. Bu sayede ASTM standartlarının belirlediği sınır değerlerine uyulmasının yanısıra tüm deneylerde uniforma yakın sentetik deney numuneleri elde edilmiştir.

(a) **(b)** **(c)**

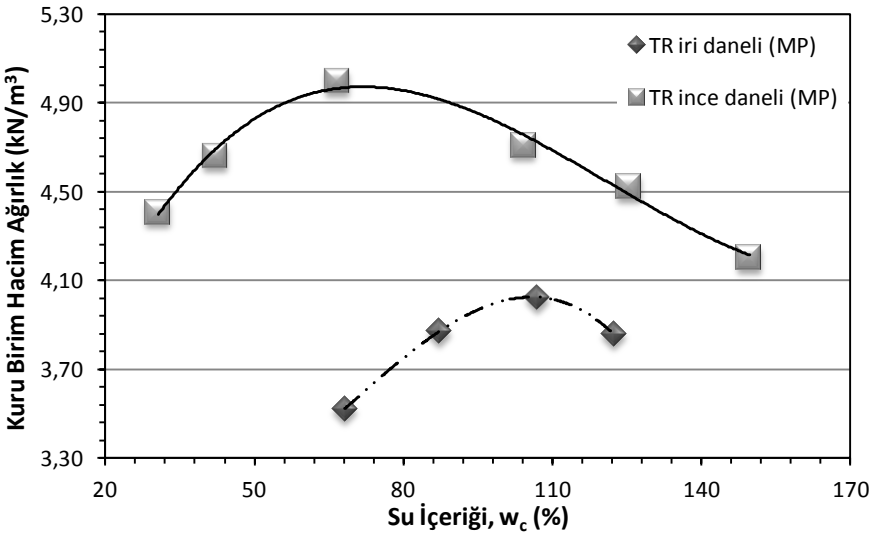
Şekil 2. (a) Organik madde deneyi, (b) pH deneyi ve (c) özgül ağırlık deneyi

Tablo 3 bu çalışma için laboratuar ortamında üretilen iki farklı granülometrideki KKA numunelerinin dane boyutu alt ve üst sınır değerlerini göstermektedir. İnce daneli KKA numunesinde malzemeler bir üst elek tarafından sınırlanırken alt kısımda herhangi bir sınırlama bulunmamaktadır. Buna karşılık iri daneli KKA numunelerinde malzemeler hem alttan hemde üstten belirlenmiş elekler ile sınırlanmıştır.

Tablo 3. Kullanılan malzemelerin dane boyutu özellikleri

No	Malzeme	İnce daneli KKA numunesi		İri daneli KKA numunesi	
		Dmin, (mm)	Dmax, (mm)	Dmin, (mm)	Dmax, (mm)
1	Mutfak atığı	-No.4	4,75	4,75	16
2	Cam kırıkları	-No.10	2,00	4,75	16
3	Bahçe atığı	-No.4	4,75	4,75	63
4	Plastik parçacıklar	-No.4	4,75	-No.4	4,75
5	Ağaç talaşı	-No.10	2,00	-No.10	16
6	Metal talaşı-tozu	-1/4''	6,30	4,75	16
7	Kül	-No.40	0,425	-No.40	16
8	Kağıt parçacıkları	-1/2''	12,50	12,5	63
9	Karton parçacıkları	-1/2''	12,50	12,5	63
10	Tekstil parçacıkları	-1''	25,4	12,5	50
11	İnce daneli zemin	-No.40	0,425	-No.40	4,75

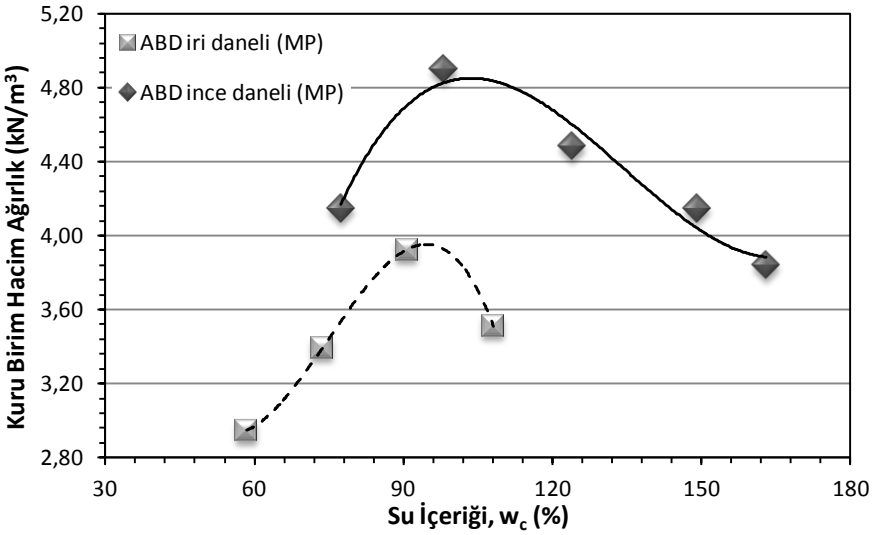
TR kompozisyonu ile iki farklı granülometride hazırlanan KKA numuneleri kullanılarak gerçekleştirilen Modifiye Proktor (MP) kompaksiyon eğrileri Şekil 3'te görülmektedir. İnce daneli malzemelerden üretilen KKA numunesine ait kompaksiyon eğrisi, iri daneli numuneye kıyasla daha yüksek maksimum kuru birim hacim ağırlık değerine ve daha az optimum su içeriği değerine sahiptir ($\gamma_{kuru\ mak.}$= 4,95 kN/m^3 > 4,00 kN/m^3 – w_{opt} = 73 < 106). Dane boyutu küçüldükçe, maksimum kuru birim hacim ağırlık artmakta, optimum su içeriği değeri azalmaktadır.



Şekil 3. TR kompozisyonu iri ve ince daneli KKA numuneleri ile yapılan MP deneyleri

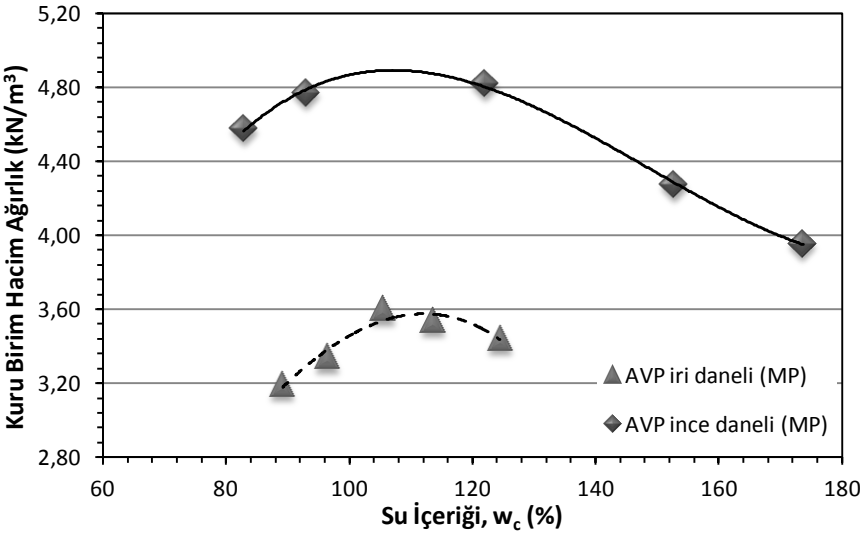
ABD kompozisyonunda hazırlanan daha ince ve daha iri granülometrik yapıya sahip olan KKA numunelerine ait kompaksiyon eğrileri Şekil 4'de görülmektedir. İnce daneli ABD numunesine ait maksimum kuru birim hacim ağırlık değeri ($\gamma_{kuru\ maks}$= 4,83 kN/m^3), iri daneli numuneninkinden ($\gamma_{kuru\ maks}$= 3,93 kN/m^3) yaklaşık %20 oranında büyük değer

almıştır. Buna karşılık ince daneli numunenin optimum su içeriği değeri (w_{opt} =%104), iri daneli numuneninkinden daha yüksek bir değer almıştır (w_{opt} =%95).



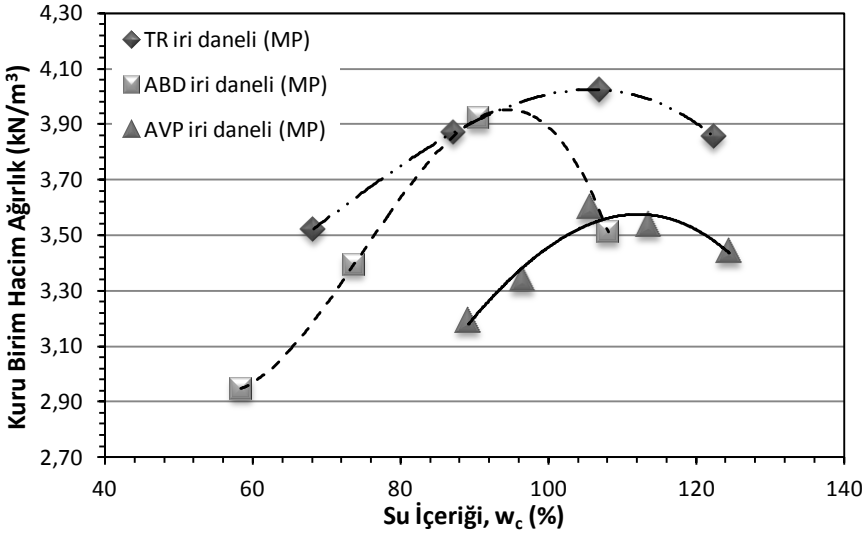
Şekil 4. ABD kompozisyonu iri ve ince daneli KKA numuneleri ile yapılan MP deneyleri

Avrupa KKA kompozisyona ait değerlerinin ortalaması alınarak oluşturulan AVP numunesine ait MP kompaksiyon eğrisi Şekil 5'te görülmektedir. İnce daneli numuneye ait kompaksiyon parametreleri $\gamma_{kuru\ maks}$= 4,90 kN/m^3 ve w_{opt} = %108 olarak elde edilirken, iri daneli numunede bu değerlerin $\gamma_{kuru\ maks}$= 3,60 kN/m^3 ve w_{opt} = %109 olduğu görülmektedir.



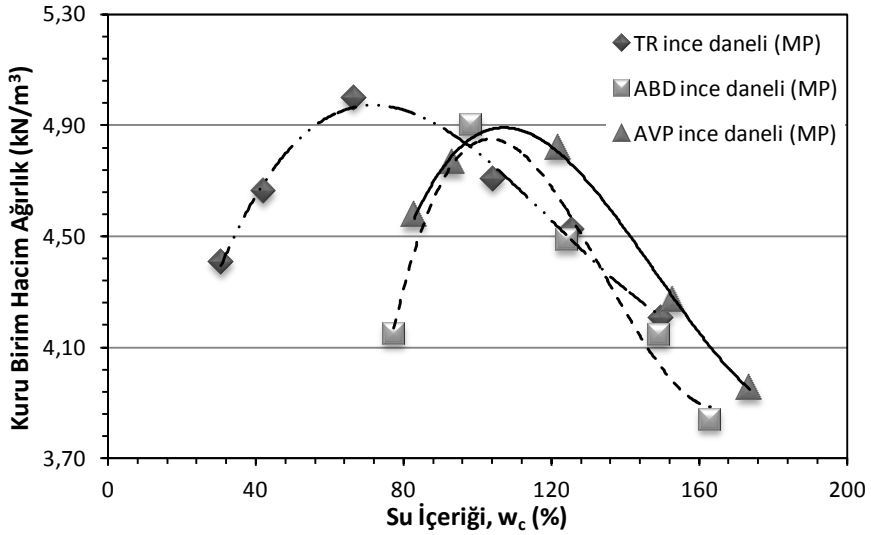
Şekil 5. AVP kompozisyonu iri ve ince daneli KKA numuneleri ile yapılan MP deneyleri

Üç farklı kompozisyon (ABD, AVP ve TR) ile iki farklı granülometri (iri ve ince daneli)'de hazırlanan numuneler ile yapılan MP deney sonuçlarından anlaşılacağı üzere, ince daneli numunelerin maksimum kuru birim hacim ağırlık değerleri iri danelilere oranla %20 - %35 daha yüksek çıkmıştır. Buna karşılık iri ve ince daneli numunelerde optimum su içeriği değerleri için birbirne yakın değerler almaktadır. Üç farklı kompozisyonda iri daneli malzemeler kullanılarak oluşturulan numunelere ait kompaksiyon deney eğrileri Şekil 6'da görülmektedir. Bu üç kompozisyon arasında en yüksek kuru birim hacim ağırlık değerini içerisinde önemli ölçüde ince daneli kül atık bulunduran TR numunesi almıştır. Buna karşılık en küçük $\gamma_{kuru\ maks}$ değeri içerisinde büyük daneli kağıt atık bulunduran AVP numunesine aittir. Üç kompaksiyon eğrisinin optimum su içeriği değerleri karşılaştırıldığında en küçük değerin en az oranda organik madde içeren ABD kompozisyonuna ait olduğu görülmektedir.



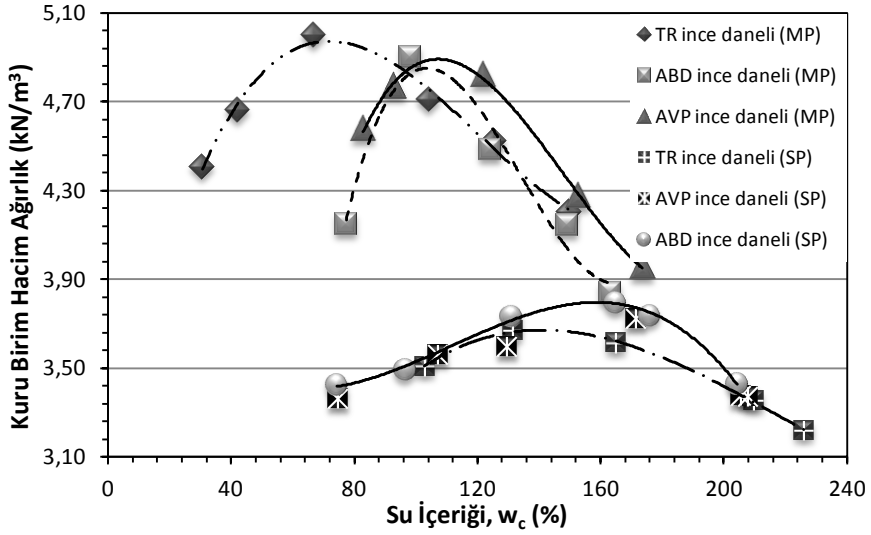
Şekil 6. Üç farklı kompozisyondaki iri daneli KKA numuneleri ile yapılan MP deneyleri

İnce daneli atık malzemeler kullanılarak üretilen üç farklı kompozisyona ait MP kompaksiyon eğrileri Şekil 7'de görülmektedir. İri daneli numunelere benzer şekilde ince daneli numunelerde de en yüksek $\gamma_{kuru\ maks}$ değeri, TR kompozisyonuna aittir. ABD ve AVP kompozisyonlarına ait $\gamma_{kuru\ maks}$ değerleri birbirine oldukça yakın değerler almışlardır.



Şekil 7. Üç farklı kompozisyondaki ince daneli KKA numuneleri ile yapılan MP deneyleri

KKA'ların kompaksiyon davranışını etkileyen bir diğer önemli parametre uygulanan kompaksiyon enerjisidir. Bu çalışma kapsamında üç farklı kompozisyondaki ince daneli numuneler kullanılarak Standart ve Modifiye Proktor deneyleri gerçekleştirilmiş ve elde edilen kompaksiyon eğrileri Şekil 8'de gösterilmiştir.



Şekil 8. Üç kompozisyondaki ince daneli KKA numuneleri ile yapılan MP ve SP deneyleri

Şekil 8'den net şekilde görülebileceği üzere kompaksiyon enerjisinin KKA'ların kompaksiyon davranışı üzerinde önemli bir etkisi vardır. Üç kompozisyonda da MP deneyi ile elde edilen maksimum kuru birim hacim ağırlık değerleri daha yüksek, optimum su içeriği değerleri daha düşük bulunmuştur. Bu da genel zemin davranışıyla uyum göstermektedir.

4.SONUÇLAR

Laboratuvar ortamında taze sentetik atık malzemeler kullanılarak üç farklı kompozisyonda (ABD, AVP ve TR) ve iki farklı granülometride (ince daneli ve iri daneli) oluşturulan temsili KKA numuneleri ile kompaksiyon deneyleri (MP ve SP) gerçekleştirilerek sıkışma davranışları incelenmiştir. Gerçekleştirilen kompaksiyon deneyleri sonunda ince daneli atık malzemeler ile oluşturulan numunelerin iri danelilere oranla daha yüksek maksimum kuru birim hacim ağırlık değerlerine sahip olduğu (~ %20 - %35 daha yüksek) buna karşılık optimum su içeriği değerlerinin birbirine yakın değerler aldığı görülmüştür. İri daneli ve ince daneli numuneler kendi aralarında karşılaştırıldığında kül, talaş gibi diğerlerine oranla daha küçük boyutlu malzemeler bulunduran kompozisyonların daha yüksek $\gamma_{kuru\ maks}$ değerine sahip olduğu belirlenmiştir ($\gamma_{kuru\ maks\ TR} > \gamma_{kuru\ maks\ AVP}$ & $\gamma_{kuru\ maks\ ABD}$). Kompozisyon oranlarında yüksek miktarda organik madde bulunduran kompozisyonların başlangıç su içeriği değerlerinin de yüksek olmasının etkisiyle daha yüksek optimum su içeriği değerine sahip olduğu görülmüştür. Kompaksiyon enerjisinin kompaksiyon davranışı üzerinde önemli bir etkisinin olduğu aynı kompozisyon ve aynı granülometrik özellikteki numuneler ile yapılan MP ve SP deneyleriyle gösterilmiştir. Yapılan deneylerin sonuçlarına göre MP'dan elde edilen $\gamma_{kuru\ maks}$ değerleri daha büyük buna karşılık w_{opt} değerleri daha düşük olarak elde edilmiştir. Ülkemizde katı atıklar herhangi bir öğütme işlemi yapılmadan depolanmaktadır. Fakat bu çalışmadan elde edilen sonuçlara bakıldığında, öğütme işlemi yapıldığında daha fazla sıkıştırma sağlanacağı ve daha çok katı atık depolanarak ekonomi sağlanacağı açıkça görülmektedir.

KAYNAKLAR

ASTM D-698 (2007a), "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort", ASTM International, West Conshohocken, PA. DOI: 10.1520/D0698-07E01.

ASTM D-1557 (2007b), "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort", ASTM International, West Conshohocken, PA, DOI: 10.1520/D1557-07.

Aykol, K. (2008), "Evsel Katı Atıkların Geoteknik Özelliklerinin Modellenmesi". Yüksek lisans tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.

ÇOB (T.C. Çevre ve Orman Bakanlığı), (2006), "Atıkların Düzenli Depolanmasına Dair Yönetmelik", T.C. Resmi Gazetesi No:27533.

Dixon, N., Jones, D.R.V. (2005), "Engineering Properties of Municipal Solid Waste", Geotextiles and Geomembranes, Vol 23, 205-233.

Gören, S. (2006), "Sanitary Landfill", Forart Matbaası, İstanbul.

Mehran, K.F., Machado, S.L., Shariatmadari, N., and Noorzad, A. (2011), "A Laboratory Study on the MSW Mechanical Behavior in Triaxial Apparatus", Waste Management, Vol 31, 1807–1819.

Kocasoy, G. (1994), "Atıksu Arıtma Çamuru ve Katı Atık ve Kompost Örneklerinin Analiz Yöntemleri". Boğaziçi Üniversitesi Matbaası, ISBN: 975-518-046-X.

Machado, S.L., Vilar, O.M., Carvalho, F.M. (2008), "Constitutive Model for Long Term Municipal Solid Waste Mechanical Behavior", Computers and Geotechnics, Vol 35, 775–790.

OECD, (2007), "Environmental Data Organisation for Economic Cooperation and Development" (OECD), www2.oecd.org

Reddy, K.R., Hettiarachchi, H., Gangathulasi, J., Bogner, J.E., and Lagier, T. (2009), "Geotechnical Properties of Synthetic Municipal Solid Waste", International Journal of Geotechnical Engineering, Vol 3(3), 429-438.

T.C. Çevre ve Orman Bakanlığı (2006), "AB Entegre Çevre Uyum Stratejisi (UÇES)", Türkiye.

Türkiye İstatistik Kurumu (TÜİK) (2010), "Bölgesel İstatistikler". www.tuik.gov.tr.

USEPA (2009), "Technical Report of United States Environmental Protection Agency", Municipal Solid Waste in The United States, www.epa.gov.

Wong, W.W. (2009), "Investigation of the Geotechnical Properties of Municipal Solid Waste as a Function of Placement Conditions", M.Sc. thesis, California Polytechnic State Univ., San Luis Obispo, California.

Yaptığınız çalışmanın hangi başlık altında yer aldığını lütfen aşağıda belirtiniz.

☐	☐	☐	■	☐	☐
1	2	3	4	5	6

1. Zemin Özellikleri ve Zemin Davranışı

2. Temeller, Derin Kazılar, Şevler ve Heyelanlar

3. Zemin İyileştirmesi ve Güçlendirmesi

4. Çevre Geotekniği

5. Geoteknik Deprem Mühendisliği

6. Kentsel Dönüşümde Geoteknik Mühendisliği Uygulamaları

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

İNCE TANELİ ZEMİNLERİN SIVILAŞABİLİRLİK KRİTERLERİNE UYGULAMA AÇISINDAN BİR BAKIŞ

AN OVERVIEW ON LIQUEFACTION SUSCEPTIBILITY CRITERIA OF FINE GRAINED SOILS IN PRACTICE

Yusuf ERZİN[1] **Kerem Kadir OĞUZ**[2] **Ercan OYAN**[3]

ABSTRACT

Especially since the 1970's soil liquefaction which has caused great damage during earthquakes has been one of the popular sub-branches of geotechnical earthquake engineering. Before performing the liquefaction triggering analyzes, liquefaction susceptibility of soils should be evaluated. Although a consensus about the liquefaction susceptibility of clean sand has been established, a consensus for fine-grained soils has not been reached yet. Recent studies point out that, plasticity index, liquidity index and grain mineralogy is more decisive than fine grain fraction for evaluating liquefaction susceptibility. The specifics are still debated but there appears to be consensus that plasticity index (PI) might be a better approach. Rather than criticizing different methods of studies, this paper aims to compare and draw attention to how different liquefaction susceptibility methods can lead to different conclusions in practical engineering applications.

Keywords: Liquefaction Susceptibility, Fine grained soil, Plasticity Index

ÖZET

Özellikle 1970'li yıllardan bu yana depremlerde büyük hasar oluşturan zemin sıvılaşması geoteknik deprem mühendisliğinin popüler alt dallarından birini oluşturmaktadır. Sıvılaşma tetikleme analizlerinin yapılabilmesi için öncelikle zeminlerin sıvılaşabilirliğinin değerlendirilmesi gerekmektedir. Temiz kumların sıvılaşabilirliği konusunda uzun zamandan beri görüş birliğine varılmış olmasına rağmen ince taneli zeminlerin sıvılaşabilirliği konusunda henüz net bir görüş birliğine varılamamıştır. Yakın zamanda yapılan çalışmalarda sıvılaşabilirliğin değerlendirilmesinde ince tane oranının önemli olmakla birlikte, danelerin minerolojisi, plastisite indeksinin ve likit limitlerinin belirleyici olduğu üzerinde durulmuştur. Ayrıntılar hakkında tartışmalar devam etse de sıvılaşabilirliğin değerlendirilmesinde plastisite indeksinin (PI) belirleyici olduğu görüşü ön plana çıkmaktadır. Bu makalenin amacı, değişik sıvılaşabilirlik yöntemleri hakkında

[1] Doç. Dr., Celal Bayar Üniversitesi, yusuf.erzin@cbu.edu.tr
[2] Jeoloji Y.Mühendisi, Salihli Belediyesi, keremoguz@gmail.com
[3] İnşaat Mühendisi, Salihli Belediyesi, ercan4520@gmail.com

değerlendirme yapmaktan ziyade pratik mühendislik uygulamalarında sıvılaşabilirlik analizlerinin farklı sonuçlara yol açabileceğine dikkat çekmektir.

Anahtar Kelimeler: Sıvılaşabilirlik, İnce taneli zemin, Plastisite İndisi

1. GİRİŞ

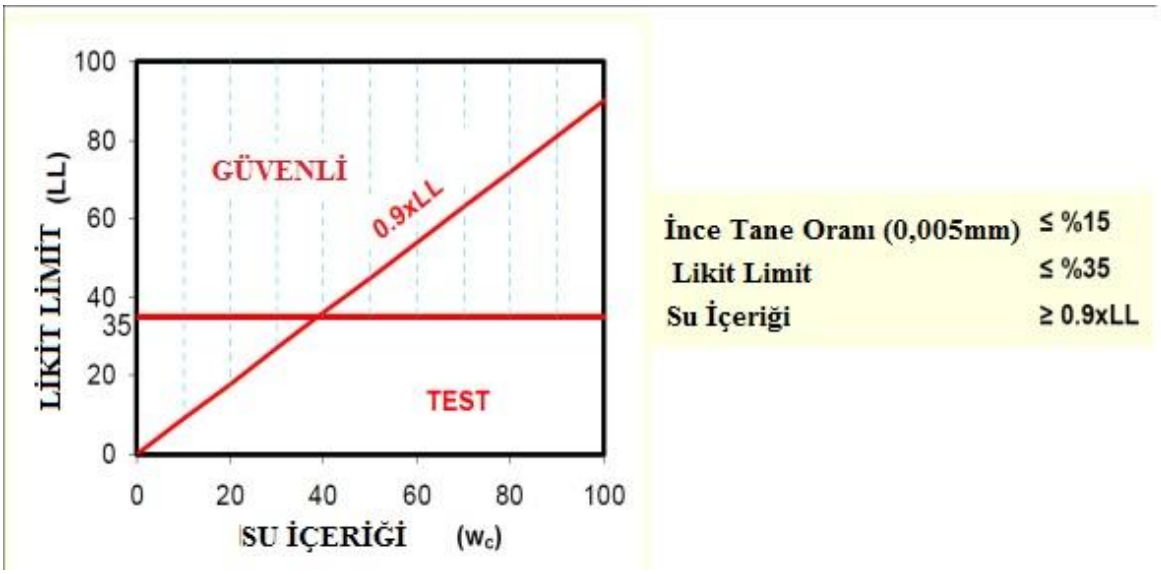
Zemin sıvılaşması, son yıllarda geoteknik deprem mühendisliği dalında artan ilgi ile araştırılan konulardan biridir. Özellikle, son yıllarda ince daneli zeminlerin sıvılaşabilirliği konusunda araştırmalar yoğunlaşmıştır. 1968 yılında Tokachioki (Japonya) depreminden sonra, Kishida tarafından yayımlanan raporda, sıvılaşma gözlenen bölgelerdeki zeminlerin ince tane içeriği (silt+kil) %70 ve kil içeriği %10 olarak bildirilmiştir. Bu gözlem, ince taneli zeminlerin sıvılaşabilirliğinin hakim olan görüşün gözden geçirilmesine yol açmış ve günümüzde Çin kriteri olarak bilinen Wang (1979)'ın çalışması bu amaçla pratikte yaygın olarak kullanılmıştır. Konu zaman içerisinde değişik araştırmacılar tarafından incelenmiş, fakat üzerinde henüz tam bir fikir birliğine varılamamıştır.

Bu çalışmada, Turgutlu belediyesi tarafından yaptırılması planlanan atıksu arıtma tesisine ait zeminin sıvılaşabilirliğinin belirlenmesine yönelik hesaplamalar yapılmış ve bu amaçla günümüzde yaygın bir şekilde kullanılan üç farklı sıvılaşabilirlik değerlendirme kriterleri (Bray ve Sancio, 2006; Boulanger ve Idris, 2006; ve Bilge, 2010) karşılaştırılmıştır.

2. İNCE TANELİ ZEMİNLERİN SIVILAŞABİLİRLİĞİ

1975 Haicheng (Çin) ve 1976 Tangshan (Çin) depremleri sonrası sıvılaşma gözlenen ve gözlenmeyen bölgelerden edinilen verilere dayanarak, Wang (1979) tarafından ağırlıkça %15-20'den daha az 0.005mm'den küçük taneler içeren ve su içeriğinin likit limitine oranı 0.9'dan daha büyük (w_c/LL>0.9) killi zeminlerin sıvılaşmaya karşı hassas olduğu tespit edilmiştir.

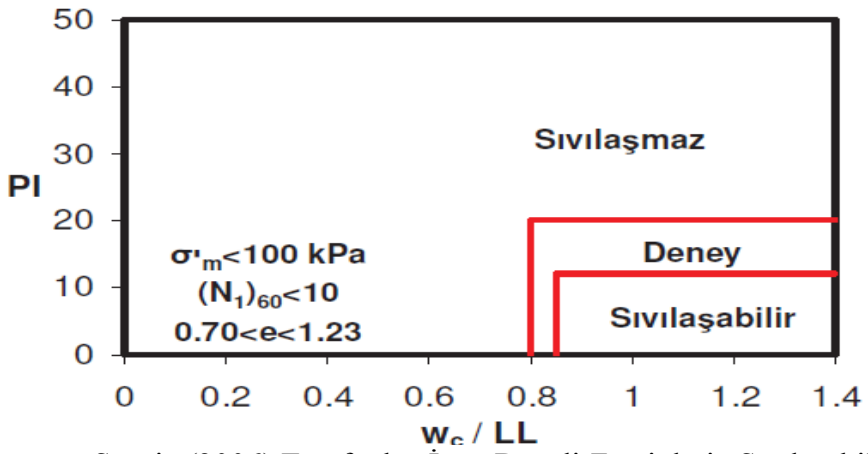
Seed ve Idriss (1982), Şekil 1'de özetlendiği şekilde, killi zeminlerin sıvılaşabilirliğini üç koşula bağlamıştır: i) 0.005mm'den küçük tanelerin oranı %15 den az, ii) likit limiti %35'den az ve iii) su içeriğinin likit limitine oranı 0.9'dan büyük (w_c/LL>0.9). Bu çalışma, Wang (1979)'un çalışmasından türetilmesi nedeniyle uygulamada yaygın olarak Çin kriterleri olarak anılmıştır (Bray ve Sancio, 2006).



Şekil 1. Çin Kriterlerinin Grafiksel Gösterimi (Moss ve Chen, 2008).

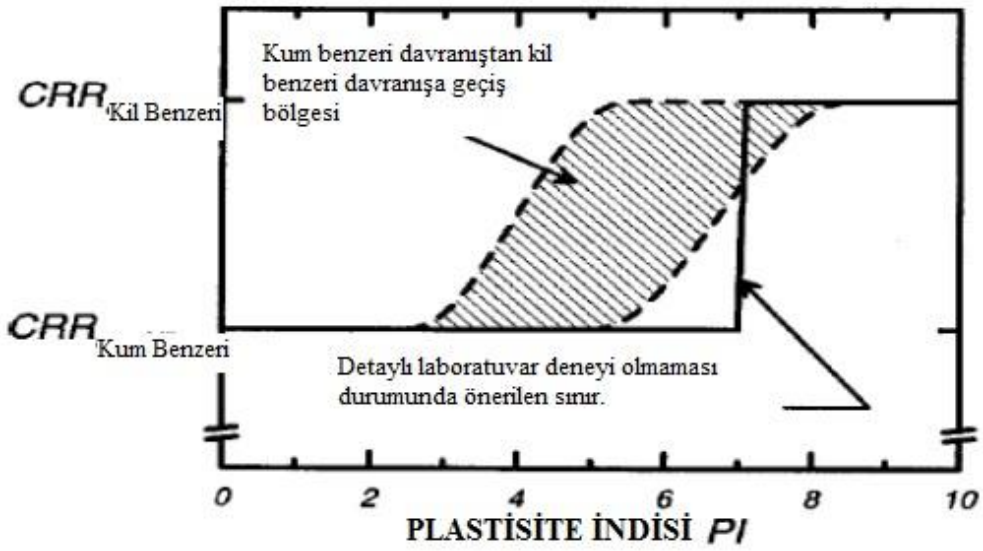
Sonraki çalışmalarda (Finn vd., 1994; Andrews ve Martin, 2000), Çin kriterleri küçük değişiklikler yapılarak günümüze kadar kullanılmıştır. Fakat 1999 yılında meydana gelen Kocaeli (Türkiye) ve Chi-Chi (Twain) depremlerinde, Çin kriterlerine göre sıvılaşma beklenmeyecek nitelikteki zeminlerin sıvılaştığı gözlenmiştir. Bunun sonucunda, Çin kriterleri ve bu kriterlerin devamı olan yöntemlerin güvenirliği hakkında soru işaretlerinin doğmasına yol açmıştır.

Konu üzerine son zamanlarda yapılan çalışmalardan olan Adapazarı (Türkiye) zeminlerinden elde edilen silt ve kil karışımları üzerinde çevrimsel yükleme deneyleri yapan Bray ve Sancio (2006) çalışmasında, Şekil 2'de gösterilen sonuçları elde etmişlerdir. Bu çalışmada, plastik olmayan siltler ile düşük plastisiteli (PI< 12) ve likit limiti değerine yakın su içeriğinde olan (w_c/LL> 0.85) zeminlerin çevrimsel yükleme etkisi ile sıvılaşabildikleri vurgulanmıştır. Araştırmacılar, plastisite indisi 12<PI<18 arasında ve w_c/LL > 0.8 olan zeminlerin sıvılaşabilirliği hakkında karar verilebilmesi için, ayrıntılı deneysel çalışmalar yapılmasını ve PI > 18 olan zeminlerin ise sıvılaşmadığını önermişlerdir.



Şekil 2. Bray ve Sancio (2006) Tarafından İnce-Daneli Zeminlerin Sıvılaşabilirliğine Yönelik Önerilen Kriter.

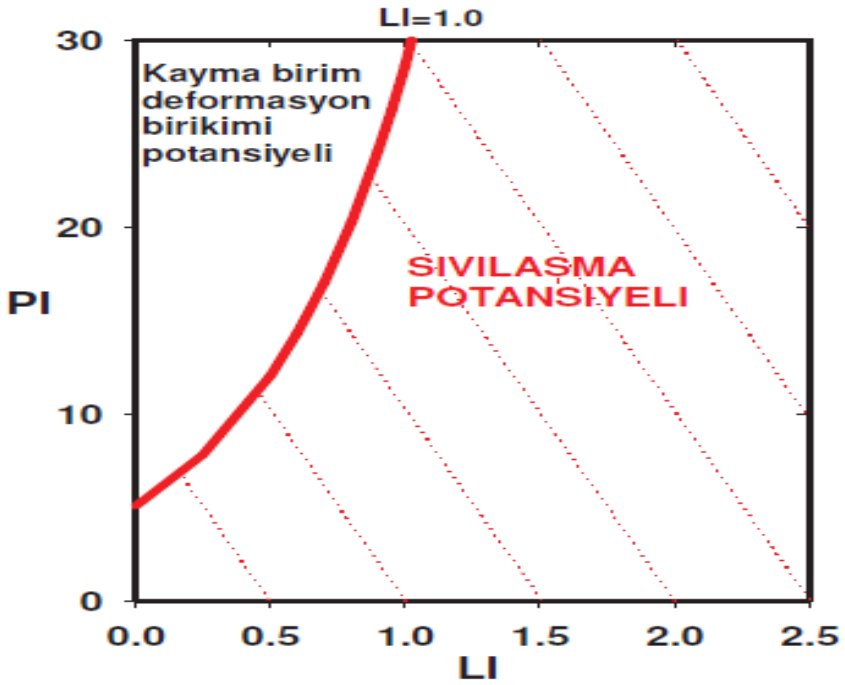
Boulanger ve Idriss (2006) tarafından deney sonuçlarına ve yazarların kendi mühendislik yargılarına göre sıvılaşabilirliği zeminin plastik (kohezyon) davranış özelliğine bağlayarak, zemini kum veya kil gibi davranan zeminler olarak iki sınıfa ayırmıştır. Deprem yükleri altında deformasyon ve dayanım kaybını kum gibi davranan zeminler için sıvılaşma, kil gibi davranan zeminler için ise çevrimsel yumuşama olarak tanımlamışlardır. Şekil 3'de yazarlar tarafından Plastisite İndeksi (PI) 3'den küçük olan zeminlerin kum gibi, 7'den büyük ya da eşit olan zeminlerin ise kil gibi davranış gösterdikleri vurgulanmış; 3 ile 7 arası değerler için iki davranış türü arasında geçiş bölgesi olarak tanımlanmıştır.



Şekil 3. Boulanger ve Idriss (2006) Tarafından Önerilen İnce-Daneli Zeminlerin Sıvılaşabilirliğine Yönelik Kriterler.

Bilge (2010) tarafından PI ve likidite indisine (LI) bağlı olarak geliştirilen sıvılaşabilirlik kriterine ait sonuçlar Şekil 4'de gösterilmiştir. Bu çalışmada PI>30 zeminler için sıvılaşmaz, PI<30 zeminler için ise Denklem 1'de önerilen koşulun sağlanması durumunda sıvılaşabilir olarak değerlendirilmiştir.

$$LI \geq 0.578 \times \ln(PI) - 0.94 \qquad \textbf{[1]}$$



Şekil 4. Bilge (2010) Tarafından İnce-Daneli Zeminlerin Sıvılaşabilirliğine Yönelik Önerilen Kriter

3.ZEMİN SIVILAŞABİLİRLİĞİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

3.1 YEREL ZEMİN KOŞULLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Turgutlu Belediyesi tarafından yapılması planlanan atık su arıtma tesisi, 1. Derece deprem bölgesi içersinde genç, gevşek alüvyon çökellerinin oluşturduğu Gediz grabeninde bulunmaktadır. Zemin özelliklerinin belirlenmesi için 6 adet 20m, 6 adet 15m ve 2 adet 10 m derinliğinde toplam 14 adet zemin sondajı gerçekleştirilmiştir. Sondajlarda, SPT deneyleri yapılmış ve değişik tabakalardan UD numuneleri alınmıştır. Birleştirilmiş zemin sınıflama sistemine (USCS) göre zemin sınıfı, genellikle düşük plastisiteli kil (CL) ve silt (ML) türü zeminlerden oluşmaktadır. Yeraltı su seviyesinin ortalama 1.5m derinlikte olduğu tespit edilmiştir. SPT ve UD numuneleri üzerinde yapılan laboratuar çalışmaları sonucu elde edilen zemine ait bazı özellikler Tablo 1‘de verilmiştir.

Tablo 1. İnceleme Alanındaki Zeminlerin İndeks Özellikleri

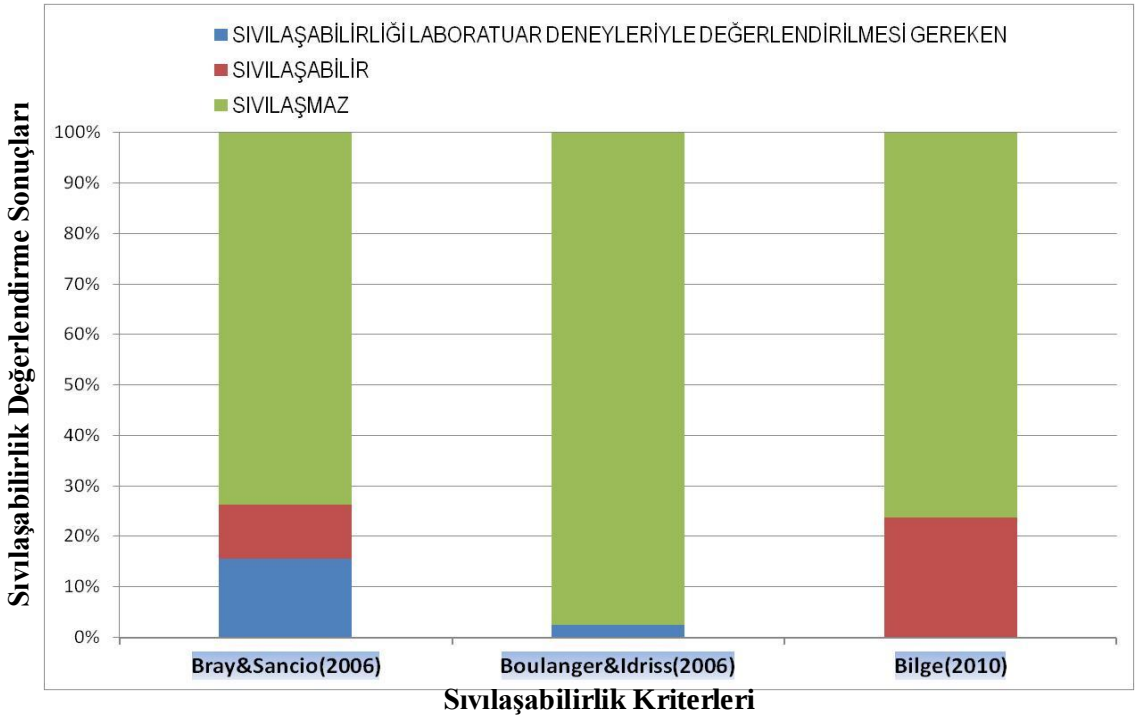
SK-1			SK-2			SK-3			SK-4			SK-5			SK-6			SK-7		
Der(m)	**LL**	**PL**	**Der(m)**	**LL**	**PL**	**Der(m)**	**LL**	**PL**	**Der(m)**	**LL**	**PL**	**Der(m)**	**LL**	**PL**	**Der(m)**	**LL**	**PL**	**Der(m)**	**LL**	**PL**
1.5-1.95	42.0	22.0	1-1.5	38.0	20.0	1-1.5	38.0	25.0	4-4.5	40.0	22.0	1-1.5	40.0	21.0	1-1.5	40.0	22.0	1-1.45	42.0	22.0
2.5-3	44.0	23.0	15-15.45	40.0	19.0	1.5-1.95	38.0	25.0	4.5-4.95	40.0	26.0	1.5-2	40.0	20.0	1.5-2	40.0	23.0	1.5-2	39.0	21.0
3-3.45	36.0	25.0	3-3.45	42.0	21.0	2.5-3	35.0	25.0	6-6.45	38.0	25.0	2.5-2.95	38.0	19.0	2.5-2.95	44.0	24.0	2.5-3	35.0	23.0
4-4.5	40.0	20.0	4-4.5	40.0	27.0	3-3.45	43.0	24.0	7-7.5	37.0	25.0	3-3.5	42.0	23.0	3-3.5	42.0	23.0	3-3.45	36.0	26.0
4.5-4.95	40.0	21.0	4.5-4.95	38.0	21.0	4-4.5	45.0	25.0				4-4.45	42.0	22.0	4-4.45	36.0	25.0	4-4.5	43.0	23.0
5.5-6	42.0	21.0	5.5-6	37.0	25.0	4.5-4.95	44.0	24.0				4.5-5	43.0	24.0	4.5-5	42.0	23.0	4.5-4.95	44.0	24.0
6-6.45	39.0	21.0				5.5-6	46.0	25.0				5.5-5.95	44.0	23.0	5.5-5.95	43.0	24.0	5.5-6	44.0	25.0
7-7.5	43.0	21.0				6-6.45	45.0	25.0				6-6.5	44.0	23.0				6-6.45	40.0	22.0
												7.5-7.95	34.0	24.0	7.5-7.95	38.0	20.0	7-7.5	44.0	25.0
												8.5-8.95	36.0	24.0				7.5-7.95	36.0	26.0
SK-8			**SK-9**			**SK-10**			**SK-11**			**SK-12**			**SK-13**			**SK-14**		
Der(m)	**LL**	**PL**	**Der(m)**	**LL**	**PL**	**Der(m)**	**LL**	**PL**	**Der(m)**	**LL**	**PL**	**Der(m)**	**LL**	**PL**	**Der(m)**	**LL**	**PL**	**Der(m)**	**LL**	**PL**
1-1.45	39.0	21.0	1-1.5	38.0	25.0	1-1.45	40.0	21.0	4-4.5	44.0	23.0	1-1.45	44.0	23.0	2.5-2.95	42.0	22.0	1.5-1.95	42.0	22.0
1.5-1.95	35.0	25.0	1.5-1.95	36.0	24.0	1.5-1.95	42.0	21.0	4.5-4.95	44.0	23.0	1.5-1.95	44.0	24.0	3-3.45	44.0	23.0	2-2.45	42.0	22.0
2.5-3	36.0	25.0	2.5-3	44.0	22.0	2.5-3	38.0	26.0	5.5-6	43.0	23.0	2.5-2.95	42.0	22.0	4-4.5	43.0	22.0	3-3.45	41.0	21.0
3-3.5	36.0	25.0	3-3.5	44.0	23.0	3-3.5	37.0	25.0	6-6.45	43.0	24.0	3-3.45	43.0	21.0	4.5-5	43.0	24.0	4-4.45	42.0	22.0
4-4.45	40.0	22.0	4-4.45	42.0	22.0	4-4.45	35.0	25.0				4-4.5	44.0	23.0	5.5-5.95	43.0	24.0	4.5-5	42.0	21.0
4.5-5	43.0	21.0	4.5-5	40.0	20.0	4.5-5	36.0	25.0				4.5-5	43.0	21.0	6-6.5	38.0	26.0	6-6.5	36.0	26.0
5.5-5.95	44.0	22.0	5.5-5.95	41.0	21.0	5.5-5.95	36.0	25.0				5.5-5.95	40.0	20.0	7-7.45	38.0	26.0	7.5-7.95	36.0	25.0
6-6.5	37.0	25.0	6-6.5	36.0	26.0	6-6.5	37.0	25.0				6-6.5	42.0	22.0	7.5-8	37.0	26.0	8-8.5	36.0	26.0
			7-7.45	37.0	26.0	7-7.45	37.0	24.0				10.5-10.95	41.0	31.4	10-10.5	42.0	22.0	9-9.45	43.0	22.0
			7.5-8	36.0	26.0							12-12.5	42.0	35.0	0.5-10.95	42.0	22.0	10.5-11	42.0	23.0
												13.5-13.95	38.0	33.3	11.5-12	42.0	23.0	12-12.45	36.0	24.0
												15-15.45	43.0	39.5	3.5-13.95	42.0	22.0	15-15.5	42.0	21.0
															14.5-15	42.0	21.0			

3.2. SIVILAŞABİLİRLİĞİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu çalışmada inceleme alanında gerçekleştirilen 14 adet zemin etüd sondajında çeşitli derinliklerden alınan 129 adet numuneden elde edilen parametreler kullanılmıştır. Plastik özellikteki zeminler, Bray ve Sancio (2006), Boulanger ve Idriss (2006) ve Bilge (2010) çalışmalarında önerilen yöntemler ile zeminlerin sıvılaşabilirlikleri ayrı ayrı değerlendirilmiş, plastik olmayan (non-plastic) zeminler ise yöntemlerin üçünde de sıvılaşabilir zeminler olarak sınıflandırılmıştır. Sıvılaşabilirlik genel olarak "Sıvılaşabilir", "Sıvılaşmaz" ve "Sıvılaşabilirliği Laboratuar Deneyleri İle Değerlendirilmesi Gereken" şeklinde üç ayrı sınıfta değerlendirilmiş, sonuçlar Tablo 2 ve Şekil 5'de yüzde oranları olarak verilmiştir. Sonuçlardan da görüleceği üzere, Bray ve Sancio (2006) ve Bilge (2010) çalışmalarının birbirine yakın sonuçlar verdiği, Boulanger ve Idriss (2006) ise diğerlerine göre daha emniyetli tarafta kaldığı sonucuna varılmıştır.

Tablo 2. Sıvılaşabilirlik Değerlendirme Sonuçları.

Yöntem	**Sıvılaşır (%)**	**Sıvılaşmaz (%)**	**Sıvılaşabilirliği Laboratuar Deneyleri ile Değerlendirilmesi Gereken (%)**
Bray ve Sancio (2006)	10	74	16
Boulanger ve Idriss (2006)	0	98	2
Bilge (2010)	24	76	0



Şekil 5. Sıvılaşabilirlik Kriterlerinin Değerlendirme Sonuçları.

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, Turgutlu belediyesi tarafından yaptırılması planlanan atıksu arıtma tesisine ait zeminin sıvılaşabilirliğinin belirlenmesine yönelik hesaplamalar yapılmıştır. İnce tane oranı yüksek, düşük plastisiteli CL ve ML sınıfı zeminlerin hakim olduğu inceleme alanına ait veriler kullanılarak, sahanın sıvılaşabilirlik performansı değerlendirilmiştir. Bu amaçla, günümüzde yaygın bir şekilde kullanılan üç farklı sıvılaşabilirlik değerlendirme kriterleri (Bray ve Sancio, 2006; Boulanger ve Idris, 2006; ve Bilge, 2010) kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında, her bir yöntem farklı sonuçlar vermekle birlikte, Bray ve Sancio (2006) ve Bilge (2010) çalışmalarının birbirine yakın sonuçlar verdiği ve Boulanger ve Idriss (2006)'in ise diğerlerine göre daha emniyetli tarafta kaldığı sonucuna varılmıştır.

Sıvılaşma tetikleme analizinde, ince taneli zeminlerin sıvılaşabilirlik değerlendirmesi için, ülkemizde de pratikte yaygın olarak kullanılan 1996 - 1998 NCEER çalıştaylarının özet raporlarından derlenen Youd ve Idriss (2001) çalışmasında Çin kriterlerinin kullanılması tavsiye edilmektedir. Fakat, 1999 yılında meydana gelen Kocaeli (Türkiye) ve Chi-Chi (Twain) depremlerinde gözlendiği gibi, Çin kriteri ve modifiye Çin kriteri sıvılaşabilirliğin değerlendirilmesinde yetersiz kalmaktadırlar. Bu nedenle, pratik mühendislik uygulamalarında sıvılaşabilirliğin değerlendirilmesi için, Çin kriterleri yerine bu çalışmada irdelenen güncel yöntemlerin kullanılması daha uygun olacaktır. Fakat, bu çalışmada da bulunduğu üzere, her bir yöntemin sıvılaşabilirliğin değerlendirmesinde farklı sonuçlar vermesi nedeniyle, bu yöntemlerin pratikte kullanımında dikkatli olunmalıdır.

KAYNAKLAR

Bilge, H.T., (2010), “Cyclic Volumetric and Shear Strain Responses of Fine-Grained Soils”, Doktora Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.

Boulanger, R.W., ve Idriss, I.M. (2006), “Liquefaciton Susceptibility Criteria For Silt and Clays, J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., 132(11): 817-833:1413-1426.

Bray, J.D., ve Sancio, R.B. (2006), “Assesment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils, J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., 132(9): 817-833:1165-1177.

Çetin, K.Ö., ve Bilge, H.T., (2010), “Zeminlerin Sismik Yükleme Altında Deformasyon ve Mukavemet Davranışlarına Kritik Bakış” Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onüçüncü Kongresi, 30 Eylül-1 Ekim 2010: 19-55.

Moss, R.E.S. ve Chen, G., (2008), “Comparing Liquefaction Procedures in the US and China", The 14th World Conference On Earthquake Engineering October 12-17, Beijing, China

Seed, R.B., Çetin, K.O.,Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Reimer, M.F., Sancio, R.B., Kayen, R.E., Faris, A., (2003), “Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework”, Report No. EERC 2003-06, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley

Youd, T. ve Idriss, I. (2001). ”Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 127(4), 297–313.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

MANİSA İLİNİN SİSMİK RİSK ANALİZİ

SEISMIC RISK ANALYSIS OF MANISA PROVINCE

Ender BAŞARI [1] Aslı BAŞARI [2] Gürkan ÖZDEN [3] Yeliz Yükselen AKSOY [4]
Hasan Fırat PULAT [5] Seda DURUKAN [6]

ABSTRACT

Seismic risk analyses performed to determine the earthquake repetition periods and frequency are very important for industrial and residential areas which have high population. In the literature, various statistical models have been developed for this purpose. In this study, the Poisson Model was used for seismic risk analysis. In the analyses, 98 earthquake acceleration records with magnitudes (M_w) between 4.0 – 6.1 that occured since 1977 (instrumented period) are evaluated. Peak ground acceleration (PGA) of basement rock of Manisa city center were calculated for scenario earthquakes with M_w=5.0, 5.5, 6.0 which are 10 km, 20 km, 50 km, 100 km away from city center. For this purpose, various attenuation relations were used.

Key words: Seismic risk analysis, Poisson Model, attenuation relation, peak ground acceleration

ÖZET

İnsan nüfusunun yoğun olduğu yerleşim alanlarında ve sanayi bölgelerinde, deprem oluş sıklıklarını ve tekerrür periyotlarını belirlemek için yapılan sismik risk analizleri son derece önem arz etmektedir. Literatürde sismik risk analizleri için çeşitli modeller geliştirilmiştir. Bu çalışmada yapılan sismik risk analizlerinde Poisson Modeli kullanılmıştır. Sismik risk analizlerinde 1977 yılından beri (aletsel dönemde) bölgede meydana gelen ve büyüklükleri (M_w) 4.0 ile 6.1 aralığındaki 98 deprem ivme kaydı değerlendirmeye alınmıştır. Mw=5.0, 5.5, 6.0 büyüklüğünde ve 10 km, 20 km, 50 km, 100 km mesafelerdeki senaryo depremleri için Manisa il merkezi taban kayası en büyük yer ivme (PGA) değerleri farklı sönüm ilişkileri kullanılarak hesaplanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Sismik risk analizi, Poisson Modeli, azalım ilişkileri, en büyük yer ivmesi

[1] Yrd. Doç. Dr., Celal Bayar Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, ender.basari@cbu.edu.tr
[2] Yüksek Lisans Öğrencisi, Uludağ Üniversitesi Eğitim Bilimleri Matematik Bölümü, aslibasari@gmail.com
[3] Prof. Dr., Dokuz Eylül Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, gurkan.ozden@deu.edu.tr
[4] Doç. Dr., Celal Bayar Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, yeliz.aksoy@cbu.edu.tr
[5] Araş. Gör., Celal Bayar Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, firat.pulat@cbu.edu.tr
[6] Öğr. Gör. Dr., Celal Bayar Üniversitesi Manisa Organize Sanayi Bölgesi Meslek Yüksekokulu, seda.durukan@cbu.edu.tr

1. GİRİŞ

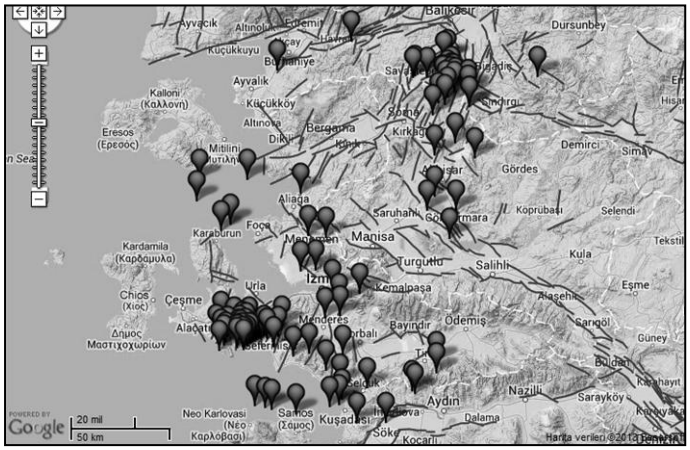
Bir bölgenin depremselliğinin belirlenmesinde, geçmişteki depremlere dayalı olarak sismik risk analizlerinin yapılması en çok başvurulan yöntemlerden biridir. Belirli bir nokta için deprem riskinin belirlenmesi amacı ile probabilistik ve deterministik yöntemler kullanılır. Deterministik (hafızalı) modeller (Semi-Markov modeli, Youngs ve Coppersmith, 1985 modeli, vb.) San Andreas Fayı gibi üzerinde çokça çalışılmış fay hatlarına uygulanabilmektedir. Günümüzde mevcut veriler ışığında Manisa ve civarındaki fay hatlarına deterministik yöntemlerden ziyade probabilistik yöntemlerin uygulanması ile daha sağlıklı tahminler yapılabilir (Erdik vd., 2006). Probabilistik yöntemlerden en çok tercih edileni Poisson ve Gumbel dağılım modelleridir. Kiremidjian vd. (1982)'ye göre orta büyüklükteki depremlerin sıkça vuku bulduğu Manisa gibi bölgelerde deprem riskinin tahmini için Poisson modelinin seçilmesi yeterli olmaktadır. Bu çalışmada Manisa ve civarındaki deprem tehlikesinin belirlenmesi amacı ile Poisson Modeli seçilmiştir.

Manisa il merkezine 100 km mesafede olabilecek depremlerin il merkezini etkileyebileceği kabul edilmiştir. İstatiksel analizde Manisa il merkezine 100 km ve daha yakın mesafede, magnitüdü Mw≥4.0 olan, ülkemizde aletsel dönemde bu güne kadar (1977–2013) kayıt altına alınmış depremler değerlendirmeye alınmıştır.

Sismik tehlike için istatiksel çalışmanın yanında, azalım ilişkileri yardımı ile Manisa il merkezine farklı mesafelerde ve magnitüdlerde oluşacak depremlerin il merkezine etkileri araştırılmıştır.

2. MANİSA İLİ SİSMİK RİSK HESAPLARI

Manisa il merkezi için sismik risk değerlendirmesinde Şekil 1 ile gösterilen kent merkezli (Enlem:38.61561^{o}N – Boylam: 27.420342^{o}E) 100 km yarıçap alan içerisinde kalan (Enlemler: 37.563319^{o}N–37.671006^{o}N, Boylamlar: 26.216114^{o}E–28.622925^{o}E ile sınırlanan alan), Mw≥4.0 olan depremler dikkate alınmıştır. Hesaplarda kullanılan depremlere ait bilgiler Tablo 1'de verilmiştir.



Şekil 1. Manisa il merkezi için 100 km ve daha yakın mesafedeki Mw≥4.0 olan ve aletsel dönemde kaydedilmiş depremler (http://kyh.deprem.gov.tr/ftpt.htm: 15.09.2013).

Tablo 1. Sismik risk analizinde kullanılan depremlere ait bilgiler.

No	Tarih	Deprem merkezüssü		Derinlik (km)	Mw	Mesafe (km)	No	Tarih	Deprem merkezüssü		Derinlik (km)	Mw	Mesafe (km)
		Enlem	Boylam						Enlem	Boylam			
1	18.07.1979	39.39	28.39	7	5.3	120.1	50	24.06.2001	39.349	27.856	9.9	4.4	89.8
2	01.06.1986	37.9595	27.3894	10	4.2	73.0	51	23.06.2001	39.389	27.882	8.4	4.8	94.8
3	04.08.1988	38.8552	26.9991	2.8	4.8	45.2	52	15.06.2007	37.7993	27.498	6.6	4.1	91.0
4	06.11.1992	38.1091	26.956	17.2	6	69.4	53	09.07.2002	39.2701	27.8065	10.3	4.5	80.1
5	24.05.1994	38.6863	26.5335	10	5.5	77.4	54	09.07.2002	39.2638	27.8426	12.6	4.2	80.8
6	09.01.1995	38.6643	27.0419	5	4.3	33.3	55	10.04.2003	38.1518	26.8414	34	4.3	72.2
7	01.02.1995	38.3957	27.3458	2.4	4.2	25.3	56	10.04.2003	38.2002	26.8673	23	4.2	66.8
8	19.10.2005	38.1698	26.7027	2.5	5.1	79.8	57	10.04.2003	38.1924	26.8008	6.1	4.3	71.6
9	24.12.2005	38.8446	27.7826	6	4.9	40.4	58	17.10.2005	38.1532	26.6593	2	5.1	83.9
10	20.10.2005	38.1535	26.6708	15.4	5.8	83.1	59	17.10.2005	38.1848	26.5323	23.6	4.9	91.0
11	17.10.2005	38.1921	26.677	20.5	5.5	80.1	60	13.08.2001	39.35	27.826	6	4.1	88.9
12	17.10.2005	38.2202	26.6586	18.6	5.8	79.6	61	13.12.2003	37.8008	27.3263	10	4.3	91.0
13	30.01.1996	38.5	27		4.7	38.7	62	16.12.2003	38.9205	26.6861	23.9	4.5	72.1
14	02.04.1996	37.8411	26.9725	11	5.4	94.6	63	09.08.2004	37.9474	27.6542	3.3	4.3	77.1
15	20.05.1996	38.295	27.232	8.1	4.2	39.2	64	21.01.2002	38.653	27.87	27.2	4.8	39.3
16	20.07.1996	38.12	27.05		6.1	63.9	65	05.11.2004	39.2144	27.7715	13	4.7	73.2
17	29.05.1997	37.9075	27.2404	11	4.3	80.3	66	20.01.2005	38.6536	27.1466	15.5	4.7	24.1
18	10.04.2003	38.2466	26.8895	11.3	5.7	61.8	67	29.01.2005	38.2018	26.7859	20	4.9	71.9
19	22.06.2001	39.339	27.905	7	5.2	90.7	68	17.05.2000	37.935	27.669	5	4.4	78.7
20	11.12.2002	38.2842	27.1421	10	4.2	44.1	69	03.12.2003	37.98	27.23	13.1	4.2	72.6
21	08.09.2000	39.395	27.667	5	4.7	89.2	70	03.08.2005	39.4212	26.8631	20	4.8	101.7
22	10.12.2007	38.7812	27.742	21.4	4.4	33.4	71	17.10.2005	38.149	26.6277	4.4	4.8	86.4
23	10.07.1998	37.8796	26.7279	16.3	4.3	101.8	72	17.10.2005	38.155	26.6854	2.2	5.1	82.0
24	17.10.2005	38.2433	26.6094	21.8	4.9	81.9	73	17.10.2005	38.1393	26.6645	4	5.2	84.5
25	24.07.1999	39.305	27.982	10	5	90.7	74	17.10.2005	38.2436	26.6955	2	4.3	75.5
26	02.12.2004	39.2545	27.9856	11.6	4.7	86.2	75	17.10.2005	38.1754	26.5597	21.4	5	89.6
27	02.12.2004	39.2545	27.9856	11.6	4.6	86.2	76	24.07.1999	39.354	27.897	4.2	4.2	91.9
28	05.03.1998	39.5511	27.2958	23	4.8	104.6	77	17.10.2005	38.2048	26.6406	11	5.2	81.9
29	29.05.1997	37.8851	27.2256	11.2	4	83.0	78	18.10.2005	38.2087	26.5062	25.5	5	91.6
30	24.05.1994	38.7162	26.5892	10	5.4	73.0	79	19.10.2005	37.8747	27.1683	3.4	4.9	85.3
31	20.02.1996	38.1145	27.2463	10	4.1	57.7	80	29.10.2005	38.1852	26.6369	2.2	5.1	83.4
32	20.06.2000	39.468	27.862	3.9	4.3	102.2	81	20.10.2005	38.2159	26.6823	4.8	4.9	78.2
33	25.08.1998	38.0417	27.1481	7	4.2	68.1	82	20.10.2005	38.1801	26.6448	1.5	4.8	83.1
34	26.06.1999	38.136	26.521	5	4.2	94.8	83	21.10.2005	38.1972	26.5711	19.2	5	87.4
35	24.07.1999	39.347	27.833	0.5	4.3	88.8	84	31.10.2005	38.1628	26.6254	15.6	4.8	85.6
36	24.07.1999	39.387	27.739	1	4.3	90.1	85	31.10.2005	38.1674	26.6545	2	4.8	83.3
37	25.07.1999	39.372	27.862	7.4	4.2	92.4	86	02.11.2005	38.1602	26.5478	3	4.8	91.4
38	25.07.1999	39.328	27.982	15.2	5.2	92.9	87	09.03.2006	37.86	26.83	24	4.6	98.6
39	09.12.1977	38.3512	27.2254	26.9	5.1	33.9	88	12.06.2006	38.1688	26.7025	25.7	4.4	79.9
40	26.09.1999	39.088	27.905	10.8	4.2	67.2	89	09.07.1998	37.8692	26.7908	17.1	5	99.6
41	23.04.2000	38.082	27.793	9.7	4.2	67.7	90	17.04.2003	38.16	26.63	11.5	5.2	85.5
42	23.04.2000	38.029	27.798	8.2	4.5	73.1	91	16.12.1977	38.414	27.1882	24.2	5.6	30.2
43	07.05.1994	39.458	27.8414	2.2	4.1	100.5	92	12.01.1995	38.5064	27.0859	1.9	4.4	31.5
44	09.09.2000	39.386	27.66	5	4.4	88.1	93	15.02.2007	38.78	27.91	33	4.6	46.3
45	21.09.2000	39.343	27.884	6	4.1	90.3	94	12.06.2007	38.9219	26.404	6	4.4	94.5
46	24.05.2001	39.32	27.9	7	4.4	88.6	95	19.06.2007	39.034	27.7862	9.2	4.2	56.3
47	24.05.2001	39.361	27.886	6	4.4	92.1	96	09.09.2007	38.8239	26.3895	25	4.4	92.4
48	24.05.2001	39.324	27.848	7	4.1	87.0	97	22.06.2003	39.0176	28.0193	7.9	4.6	68.5
49	22.06.2001	39.295	27.861	5.4	4.2	84.6	98	11.11.2007	38.2663	26.5337	13.2	4.4	86.4

Magnitüd–frekans ilişkisi için Gutenberg-Richter (1954) tarafından önerilen ve Denklem 1 ile verilen ilişki kullanılmıştır. Denklemde m deprem büyüklüğünü (Mw), N bir yılda meydana gelen magnitüdü Mw ve daha büyük depremlerin sayısını, b ve a ise regresyon katsayılarını göstermektedir. Tablo 1'de verilen ve T=34 yıllık periyot (1977–2013) içinde meydana gelen depremlere en küçük karaler metodunun uygulanması sonucunda a ve b katsayıları sırası ile 1.797 ve 0.554 olarak hesaplanmıştır.

$$\mathrm{Log}(N) = a - bm \tag{1}$$

Denklem 1'den magnitüdü m≥Mw olan depremlerin bir yıl içinde oluş sayısı Denklem 2'de verildiği gibi hesaplanabilir.

$$n(m) = 10^{(a - bM_w)} \tag{2}$$

Belirli bir depremin, belirli bir zaman aralığındaki tekrarlanması Poisson Modelinde aşağıdaki gibi (Denklem 3) ifade edilmektedir. (*K*: İncelenen bölgede [0, t] zaman aralığında meydana gelen olay sayısını gösteren rassal değişken, *i*: olayın oluşma sayısı, *t*: zaman aralığı, λ: incelenen bölgede birim zamanda meydana gelen ortalama olay sayısı.

$$P[K = i] = \frac{(\lambda t)^i e^{-\lambda t}}{i!} \tag{3}$$

Belirli bir zaman (*t*) aralığında, *K* değişkeninin en az bir defa oluşma olasılığı aşağıdaki gibi hesaplanır (Denklem 4).

$$P[K \geq 1] = P[K = 1] + P[K = 1] + \cdots + P[K = \infty] = 1 - P[K = 0] = 1 - e^{-\lambda t} \tag{4}$$

Söz konusu olay belirli bir deprem büyüklüğünün (m), t aralığında aşılması olduğunda Denklem 5 ile gösterildiği gibi hesaplanabilir.

$$P[K \geq 1] = 1 - e^{-\lambda_m t} \tag{5}$$

D yıl cinsinden periyot olmak üzere, belirli bir magnitüddeki (Mw) deprem için sismik risk değeri R(m) Denklem 6 ile hesaplanmıştır. Mw büyüklüğündeki bir depremin tekerrür periyodu Q(m) ise Denklem 7 ile hesaplanmıştır.

$$R(m) = 1 - e^{-n(m)D} \tag{6}$$

$$Q(m) = 1/n(m) \tag{7}$$

İnceleme sahası için Mw=5.0, 5.5 ve 6.0 büyüklüğündeki depremlerin 10, 20, 40, 60, 80, 100 yıllık periyotlar için hesaplanan sismik risk değerleri ve tekerrür periyotları Tablo 1 ile verilmiştir.

Tablo 2. İnceleme sahası için Mw=5.0, 5.50 ve 6.0 magnitüdlü depremler için sismik risk, R(m) ve tekerrür periyotları.

Magnitüd (Mw)	Sismik Risk Periyodu (Yıl)										Tekerrür Periyodu (Yıl)
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
	R(m)%										
6.0	25.7	44.8	58.9	69.5	77.3	83.1	87.5	90.7	93.1	94.9	33.7
5.5	43.0	67.5	81.4	89.4	94.0	96.6	98.0	98.9	99.4	99.6	17.8
5.0	65.4	88.1	95.9	98.6	99.5	99.6	99.7	99.8	99.9	99.9	9.4

3. AZALIM İLİŞKİLERİ İLE MANİSA KENT MERKEZİ İÇİN EN BÜYÜK YÜZEY İVME DEĞERLERİNİN BELİRLENMESİ

Literatürde azalım ilişkileri konusunda birçok çalışma mevcut olup çok sayıda yaklaşım geliştirilmiştir. Azalım ilişkilerinde araziden elde edilen veriler sınırlıdır ve ayrıca hesaba katılan verilere ait deprem büyüklüğü, fayın kırılma şekli, arazi şartları ve mesafe gibi özellikler sonucu etkileyen önemli parametrelerdir. Manisa il merkezinin dağ yamacında kurulu olmasından dolayı il merkezindeki alüvyon kalınlıkları ve zemin sınıfları değişkenlik göstermektedir. Bu yüzden Manisa il merkezi için en büyük ivme değerleri taban kayası ve taban kayası mostraları için hesaplanmıştır. İnceleme sahası için yapılan sönüm hesaplarında Boore vd. (1997), Ulusay vd. (2004), Kalkan ve Gülkan (2004), Çeken vd. (2008) azalım ilişkileri kullanılmıştır. Manisa il merkezinde hesaplanan en büyük taban kayası ivme (PGA) değerleri, 10 km, 20 km, 50 km ve 100 km mesafelerdeki ve farklı büyüklükteki (Mw=5.0, Mw=5.5, Mw=6.0) senaryo depremleri için hesaplanmış ve elde edilen değerler Tablo 3 ile sunulmuştur.

Tablo 3. Manisa kent merkezine 10 km, 20 km, 50 km ve 100 km mesafede, farklı büyüklükteki (Mw=5.0, 5.5, 6.0) senaryo depremleri kullanılarak Manisa il Merkezi taban kayası için hesaplanan en büyük ivme (PGA) değerleri.

	Taban kayası için tahmin edilen en büyük ivme değerleri (PGA) - cm/sn^2											
	Mw = 5.0				Mw = 5.5				Mw = 6.0			
	Mesafe (km)				Mesafe (km)				Mesafe (km)			
	10	20	50	100	10	20	50	100	10	20	50	100
Boore vd. (1997)	70.16	44.15	22.17	12.98	91.31	57.46	28.86	16.89	118.83	74.78	37.56	21.98
Ulusay vd. (2004)	66.09	53.15	27.63	9.29	95.01	76.40	39.73	13.36	136.59	109.83	57.11	19.20
Kalkan ve Gülkan (2004)	85.26	51.79	23.71	12.79	123.21	74.85	34.26	18.49	168.79	102.54	46.93	25.33
Çeken vd. (2008)	40.38	25.79	12.20	6.68	75.53	48.25	22.81	12.49	125.64	80.26	37.95	20.78

4.SONUÇLAR

Manisa ve 100 km civarında Manisa'yı etkileyebilecek büyüklükte ($M_w \geq 5$) bir depremin meydana gelme olasılığı mevcuttur. Manisa'nın yakın çevresi için M_w=5.0, 5.5 ve 6.0 büyüklüğündeki depremlerin tekerrür sıklığı sırasıyla 9.4, 17.8 ve 33.7 yıl olarak hesaplanmıştır.

Manisa il merkezi ve civarında inşa edilecek bir yapının servis ömrü içinde M_w=5.0 ve daha büyük depremlere maruz kalması muhtemel görünmektedir.

İvme azalım ilişkileri göz önüne alındığında Manisa kent merkezine 50 km ve daha yakın olan depremlerin kent merkezi için tehlike arz ettiği ancak daha uzak mesafelerdeki depremlerin Manisa kent merkezi için nispeten düşük risk taşıdığı görülmüştür.

KAYNAKLAR

Ambraseys, N.N., Douglas, J., Sarma, S.K. ve Smit, P.M. (2005), "Equations for the Estimation of Strong Ground Motions from Shallow Crustal Earthquakes Using Data from Europe and the Middle East: Horizontal Peak Ground Acceleration and Spectral Acceleration", Bulletion of Earthquake Engineering, Vol. 3, 1-53.

Boore, D.M., Joyner, W.B., ve Fumal, T.E. (1997), "Equations for Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North America Earthquakes: A summary of Recent Work", Seismological Research Letters Seism. Soc. Am., Vol.68(1), 128-153.

Çeken, U., Beyhan, G. ve Gülkan, P. (2008), "Kuzeybetı Anadolu Depremleri için Kuvvetli Yer Hareketi Azalım İlişkisi", Türkiye 18. Uluslararası Jeofizik Kongre ve Sergisi, 14-17 Ekim, Ankara, Türkiye.

Erdik, M., Sesetyan, K., Demircioglu, M.B. ve Durukal, E. (2006), "Ulaştırma Bakanlığı Demiryolları, Limanlar ve Havameydanları inşaatı Genel Müdürlüğü Kıyı Yapıları, Demiryolları ve Havameydanları insaatları Deprem Teknik Yönetmeliği için Deprem Tehlikesi Belirlemesi", Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Deprem Mühendisligi Anabilim Dalı, İstanbul, Türkiye.

Gutenberg, B. ve Richter, C.F. (1954), "Seismicity of the Earth", Princeton University Press, Princeton, New Jersy.

Kalkan, E. ve Gülkan, P. (2004), "Site-Dependent Spectra Derived from Ground Motion Records in Turkey", Earthquake Spectra, Vol.20(4), 1111-1138.

Kiremidjian, A.S., Mortgat, C. ve Shah, H. (1992), "Stanford Seismic Hazard Analysis-STASHA", The John Blume Earthq. Engrg. Ctr., Stanford Univ., Stanford, CA.

Ulusay, R., Tuncay, E., Sönmez, H. ve Gökçeoğlu, C. (2004), "An Attenuation Relationship based on Turkish Strong motion Data and Iso-Acceleration Map of Turkey", engineering Geology, Vol.74, 265-291.

Youngs, R.R. ve Coppersmith K.J. (1985). Implications of Fault Slip Rates and Earthquake Recurrence Models to Probabilistic Seismic Hazard Estimates, Bull.Seism. Soc. Am., Vol.75, 939-964.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

YÜZEYSEL TEMELLERDE SİSMİK TAŞIMA KAPASİTESİ

SEISMIC BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS

Hamza GÜLLÜ[1]

ABSTRACT

Seismic bearing capacity of a square spread footing overlaid by a homogeneous clay has been estimated in this study. Richards vd. (1993) and Plaxis 2D dynamic analysis have been used for the calculations. It is found from the results that both of the applied methods result in lower seismic bearing capacity values as compared with Terzaghi's static bearing capacity. The findings obtained in this paper indicate that experimeters in practice should carefully consider the bearing capacity of footings especially at seismically active zones.

Key words: Seismic bearing capacity, spread footing, clay, Plaxis

ÖZET

Bu çalışmada, kil zemin üzerindeki bir tekil temelin sismik taşıma kapasitesi irdelenmiştir. Hesaplamalar Richards vd. (1993) ve Plaxis 2D dinamik analiz ile yapılmıştır. Her iki yöntem ile elde edilen bulgular göstermektedir ki deprem etkisi altındaki taşıma kapasiteleri statik taşıma kapasitelerinden düşüktür. Bu çalışma özellikle deprem riski yüksek bölgelerde, uygulamadaki mühendisler için taşıma gücünün hesabında deprem etkisinin önemine işaret etmektedir.

Anahtar kelimeler: Sismik taşıma kapasitesi, tekil temel, kil, Plaxis

1. GİRİŞ

Temellerin statik yüklemeler altındaki taşıma kapasitesi geniş olarak araştırılmasına rağmen, sismik etkilere maruz kalan taşıma kapasitesi çalışmaları oldukça sınırlıdır. Yüzeysel temellerin taşıma kapasitesi depremler ile oluşan yer ivmelerinden oldukça etkilenecektir. Dinamik yüklemeler temellerde taşıma gücü etkisinin yanı sıra büyük deformasyon ve oturmalara da sebep olacaktır. Dinamik etkiler altında temelin taşıma gücünü belirleyen en önemli faktörler depremin ivmesi, zamanı ve zeminin deformasyon davranışlarıdır (Das, 1993). Richards vd. (1993)'ün çalışmasına bağlı olarak McCharty (2002) depreme maruz kalan temellerde göçme bölgesinin statik duruma göre yüzeye daha fazla yaklaştığını bildirmektedir. Dolayısıyla kayma mukemetinden direnmeye karşı sağlanan gerilmeler deprem veya dinamik yükler altında azalmakta ve temelin taşıma

[1] Doç. Dr., Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Gaziantep, hgullu@gantep.edu.tr

kapasitesi de düşmektedir. Coduto (2001) deprem etkisi için temele gelen basınçların %33 oranında arttırılabileceğini ve buna bağlı olarak zemin taşıma kapasitesinin daha emniyetli olarak hesaplanmasını önermiştir. Ancak, killi zeminlerde taşıma kapasitesi hesabı yapılırken zeminin dinamik davranışının hesaplamalarda daha belirleyici olması gerektiği belirtilmektedir.

Das (1993), sismik yüklere maruz kalan yüzeysel temelerin taşıma güçlerinin hesaplanması için kumlu ve killi zeminlere ait formüller önermiştir. Bu formüller Terzaghi'nin klasik taşıma kapasitesi formülü formunda olup, hesaplama prosedürü oldukça karmaşıktır. Benzer taşıma kapasitesi formülleri daha da basitleştirilmiş olarak Richards vd. (1993) ve McCharty (2002) tarafından sunulmuştur. Bu çalışmanın amacı Richards vd. (1993) ve McCharty (2002) tarafından önerilen taşıma kapasitesi formülünü kullanarak yüzeysel temellerin (tekil temel) sismik yükler altındaki taşıma kapasitelerini irdelemektir. Bu kapsamda, bir tekil temelin deprem yükleri altında taşıma kapasitesi hesaplanmış ve statik durumla karşılaştırılmıştır. Ayrıca sismik taşıma kapasitesi bir sayısal yöntem (PLAXIS) kullanılarak da hesaplanmış ve yöntemler arasındaki karşılaştırılmalar yapılmıştır. Taşıma kapasitesinin PLAXIS'deki deprem analizleri yatay ve düşey deprem ivmeleri dikkate alınarak yapılmıştır. Bu deprem ivmeleri aynı zamanda Richards vd. (1993) ve McCharty (2002) önerilen taşıma kapasitesi formülünde de kullanılmıştır. Sayısal yöntem ile yapılan karşılaştırma sismik taşıma gücü formülünün değerlendirilmesi açısından faydalı olmuştur. Çalışmanın uygulamadaki mühendislere katkıda bulunulacağına inanılmaktadır.

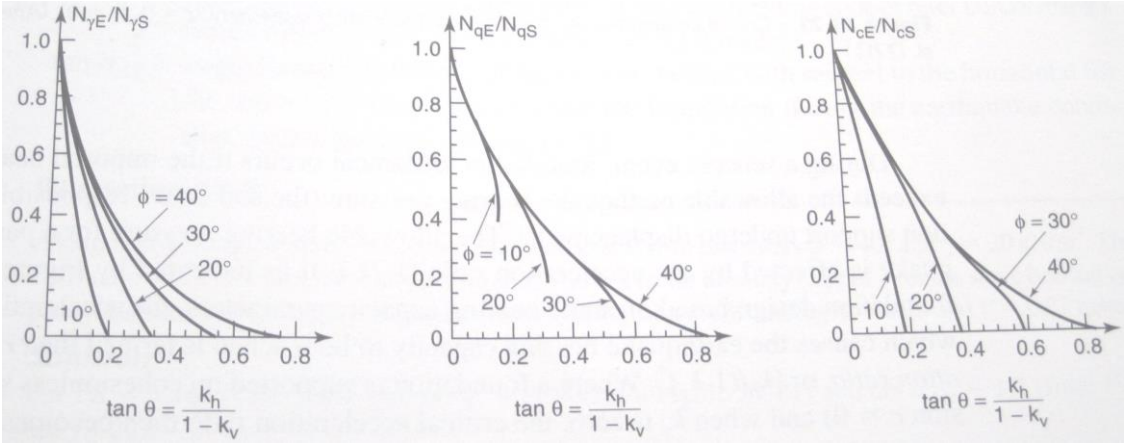
2. MATERYAL VE METOD

2.1. Sismik Taşıma Kapasitesi

Tekil temel için nihai sismik taşıma kapasitesi, Terzaghi'nin statik yüklemeler için önerdiği genel taşıma kapasitesi formülüne uygun olarak Richards vd. (1993) tarafından Denklem 1'de verilmiştir.

$$q_{ultE} = c' N_{CE} + \sigma'_{zD} N_{qE} + 0.5 * B\gamma' N_{\gamma E} \qquad (1)$$

Bu denklemde N_{CE}, N_{qE} ve $N_{\gamma E}$ deprem etkisi için taşıma kapasitesi faktörleri olup kayma mukavemeti açıları dikkate alınarak Terzaghi'nin statik taşıma kapasitesi faktörlerine (N_c, N_q ve N_γ) ve deprem katsayılarına (yanal ve düşey) bağlı olarak bulunur (Şekil 1). Deprem katsayıları; yanal deprem katsayısı $k_h=a_h/g$, düşey deprem katsayısı $k_v=a_v/g$ olarak hesaplanır. Bu hesaplamalarda a_h ve a_v en büyük yatay ve düşey deprem ivmesi, g ise yer ivmesidir (9.81m/s^2).

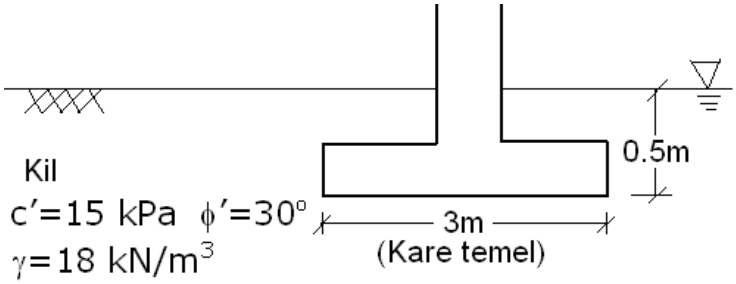


Şekil 1. Sismik taşıma kapasitesi faktörleri (Richards vd., 1993; McCharty, 2002)

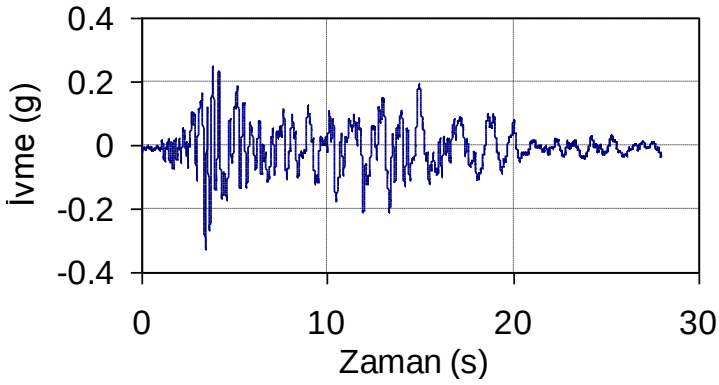
2.2. Model ve Zemin Özellikleri

Sismik taşıma kapasitesi hesabında uygulaması yapılacak temel ve zemin modeli Şekil 2'de gösterilmektedir. Temel 3*3m betonarme kare tekil temel olarak tasarlanmış olup, temel derinliği yüzeyden 0.5m alınmıştır. Zemin ise homojen sert kil tabakasından oluşmakta olup efektifler cinsinden içsel sürtünme açısı 30°, kohezyon ise 15 kPa'dır. Drenajsız kayma mukavemeti (s_u) ise 110 kPa olarak hesaba katılacaktır. Yeraltı su seviyesi zemin yüzeyinde alınmışır.

Sismik taşıma kapasitesi için deprem hesabında kullanılacak ivme kaydı olarak 1 Ekim 1995 Dinar Depreminin anaşok ivme kaydı kullanılmıştır. Bu deprem kaydında büyük en yanal ivme (a_h) 0.33g, en büyük düşey ivme (a_v) ise 0.15g'dir. Yanal ivme kaydı Şekil 3'de verilmektedir. Uygulamada kare temel alındığı için sismik taşıma kapasitesi formülündeki kohezyon bileşeni 1.3, temel altı ağırlık bileşeni ise 0.4 ile çarpılacaktır.



Şekil 2. Temel modeli ve zemin özellikleri



Şekil 3. Sismik hesapta kullanılan ivme kaydı (Doğu-batı bileşeni)

2.3. Sayısal Analiz

Sismik taşıma kapasitesi hesabının sayısal analizi Plaxis kullanılarak iki boyutlu yapılan dinamik analiz ile gerçekleştirilmiştir. Dinamik etkiler, önceki kısımda belirtilen yatay ve düşey pik ivmelerin temele etki ettirilmesi ve temelin Dinar depremi anaşok kaydına maruz bırakılması ile uygulanmıştır. Dinamik model oluşturulurken standart deprem sınır şartları ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılmıştır. Dinamik etki altındaki taşıma kapasitesinin sayısal analiz ile belirlenmesinde statik haldeki oturmaların 25 mm'yi aşmamasına dikkate edilmiştir.

Taşıma kapasitesi hesabı kil zeminin drenajsız şartları için yapılmıştır. Zeminin elastisite modülü 300Su formülü ile hesaplanmıştır (Su: drenajsız kayma mukavemeti). Zemin malzeme modeli olarak Mohr-Coulomb göçme kriteri kullanılmıştır. Zemin özellikleri Tablo 1'de verilmektedir. Modelde kullanılan temel özellikleri (rijitlik, ağırlık, poison oranı, v.s.) Tablo 2'de verilmektedir. Temel linear elastik olarak modellenmiştir.

Tablo 1. Plaxis modelinde kullanılan zemin özellikleri.

Parametre	Değer
Malzeme Modeli	Mohr Coulomb
Drenaj şartları	Drenajsız
Kohezyon (c, kPa)	15
İçsel sürtünme açısı (ϕ)	30
Drenajsız kayma mukavemeti (Su, kPa)	110
Kuru birim hacim ağırlığı (γ, kN/m^3)	17
Doymuş birim hacim ağırlığı (γ, kN/m^3)	18
Permability (kx, m/gün)	1E-8
Permeability (ky, cm/s)	1E-8
Elastisite modülü (E, kPa)	33000
Poisson oranı (ν)	0.3

Tablo 2. Plaxis modelinde kullanılan temel özellikleri

Parametre	Değer
EA (kN/m)	$1.0*10^8$
EI (kNm^2/m)	2083000
Ağırlık (kN/m/m)	36
Poisson's ratio (ν)	0.0

3.BULGU VE TARTIŞMALAR

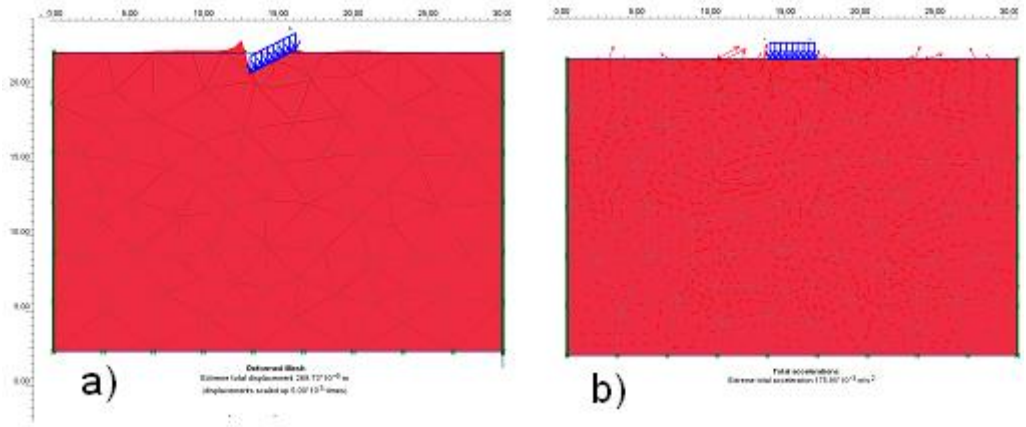
Terzaghi'nin taşıma kapasitesi formülü kullanılarak temel zeminin statik taşıma kapasitesi (nihai ultimate) drenajlı şartlara göre yaklaşık olarak 1000 kPa, drenajsız şartlara göre ise 800 kPa olarak bulunmuştur.

Richards vd. (1993)'ün sismik taşıma kapasitesi formülüne göre ise taşıma kapasitesi drenajlı şartlar için yaklaşık olarak 300 kPa, drenajsız şartlar için ise 250 kPa olarak hesaplanmıştır.

Hesaplardan da görüldüğü üzere, deprem etkisine maruz kalan zeminin taşıma kapasitesi azalmaktadır. Bu bulgulardan ilgi çekici husus ise deprem etkisi altında drenajlı ve drenajlı şartlar için hesaplanan taşıma kapasitelerinin birbirlerine oldukça yakın olmasıdır. Bunun en önemli sebebinin deprem kuvvetleri altında zeminin göstereceği non-

lineer davranışın olduğu söylenebilir. Seçilen deprem ivmesi ve temel özellikleri de muhakkak bir etki payına sahiptir.

Drenajsız yükleme şartları için Plaxis ile yapılan dinamik analiz sonucu zeminin sismik taşıma kapasitesi 300 kPa olarak belirlenmiştir. Önceki kısımda da vurgulandığı gibi bu hesaplamada temel zeminindeki statik oturmaların 25 mm'yi geçmeyeceği hususu dikkate alınmıştır. Şekil 4, Plaxis dinamik analiz modelini göstermektedir. Sayısal analizden elde edilen taşıma kapasitesi Richard vd. (1993) ile elde edilen sonuçlara oldukça yakın çıkmıştır. Ancak bu durum sayısal analizin güvenilirliğini ve uygulamadaki kullanılabilirliğini savunmak için yeterli değerlidir. Çünkü sayısal model kurulurken birçok varsayım yapılmıştır. Bu yüzden analizler farklı temel, zemin ve deprem özellikleri için araştırılmalıdır. Bu çalışma ile elde edilen bulgular depremin taşıma kapasitesine olan etkisini göstermekte olup bu hususta uygulamadaki mühendislere katkıda bulunabilir.



Şekil 4. Plaxis dinamik analiz modeli: a) Deformasyon şekli, b) Toplam ivme

4.SONUÇLAR

Kil tabakası üzerine inşaa edilen bir kare temelin Richard vd. (1993) ve Plaxis dinamik analiz ile sismik taşıma kapasiteleri hesaplanmıştır. Her iki yöntem ile hesaplanan sismik taşıma kapasiteleri statik taşıma kapasitesinden düşük bulunmuştur. Hesaplamalarda kullanılan varsayımlar gözönünde bulundurulduğunda bu çalışmadan elde edilen bulgular özellikle deprem riski yüksek bölgelerde zemin emniyet gerilmeleri hesabının önemine işaret etmektedir.

KAYNAKLAR

Coduto, D.P. (2001), "Foundation Design:Principles and Practices", 2nd Ed., Prentice Hall.

Das, B.J. (1993), "Principles of Soil Dynamics", PWS-Kent Publishing Company.

McCharty, D.F. (2002), "Essentials of Soil Mechanics and Foundations", 6th Ed., Prentice Hall.

Richards, R., Elms, D.G. ve Budhu, M. (1993) "Seismic Bearing Capacity and Settlements on Sands", Journal of Geotechnical Engineering Division (ASCE) 199, No.GT4.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

DEPREM ETKİSİNDEKİ İSTİNAT YAPISININ SAYISAL ANALİZİ

NUMERICAL ANALYSIS OF RETAINING STRUCTURE UNDER EARTHQUAKE

Hamza GÜLLÜ[1]

ABSTRACT

Lateral earth pressures of an anchored retaining structure under earthquake have been estimated by Turkish Earthquake Code and Plaxis dynamic analysis in this study. The results indicate that both of the applied methods produce different earth pressures for earthquake calculations. It is believed from the findings obtained in this study, the differences on the results between the methods may be primarily attributed to the anchore effects which are not considered in detail in Turkish Earthquake Code such as number, dimension, position, etc.

Key words: Retaining structure, earthquake, Plaxis, Turkish Earthquake Code.

ÖZET

Bu çalışmada, deprem etkisindeki ankrajlı bir istinat yapısının yanal toprak basınçları deprem yönetmeliği ve Plaxis dinamik analiz kullanılarak hesaplanmıştır. Sonuçlar, deprem yönetmeliği ile sayısal analizin farklı toprak basınçları ortaya koyduğunu göstermektedir. Araştırma bulgularından edinilen kanaat bu farklılığın deprem yönetmeliğinde ankraj etkilerinin yeterince dikkate alınmamasından (sayı, boyut, pozisyon, vs.) kaynaklanabileceği yönündedir.

Anahtar kelimeler: İstinat yapısı, deprem, Plaxis, Türkiye Deprem Yönetmeliği

1. GİRİŞ

Bu çalışmada, depreme maruz kalan bir istinat yapısına etkiyen yanal basınçlar 2007 Deprem yönetmeliği (DBYBHY, 2007) ile analiz edilerek hesaplanmış ve elde edilen sonuçlar bir sayısal yöntem (Plaxis) ile karşılaştırılmıştır. Yönetmelikte belirtildiği gibi toplam aktif ve pasif basınç katsayılarının hesaplanmasında, etkin yer ivmesi ve bina önem katsayısı kullanılmıştır. Etkin yer ivmesi pik ivmenin kendisi veya belirli bir oranı olarak dikkate alınmıştır. Çalışma bir ön araştırma niteliğinde olup, hesaplamalarda duvar-zemin

[1] Doç. Dr., Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Gaziantep, hgullu@gantep.edu.tr

arakesitinin düşeyle aktif veya pasif basınç tarafına doğru yaptığı açı sıfır olan bir düz ankrajlı duvar kullanılmıştır. Sayısal analiz Mohr-Coulomb göçme kriterine göre yapılmıştır. Deprem etkisine göre yanal toprak basıncı hesapları değişik kaynaklarda gösterilmektedir (Das, 1993; Bowles, 1996; Kramer, 1996). 2007 Deprem yönetmeliği hesap prosedürlerini anlaşılır bir şekilde sunması açısından önemlidir. Ancak, ankrajlı sistemlerde ankraj sayısının etkisi, boyutları ve yerleştirme pozisyonu dikkate alınmamaktadır.

Deprem yönetmeliğine göre hesaplanan yanal toprak basınçlarının sayısal yöntem ile kontrol edilerek bulguların birbirlerine ne kadar yakın olup olmadığının belirlenmesi pratik açıdan önem arzetmektedir. Özellikle, çok tabakalı zeminlerde deprem yönetmeliğine göre dinamik toprak basınçlarının hesaplanması oldukça zaman gerektirdiğinden, bu çalışma ile gerçekleştirilen sayısal analizin uygulamacılar için faydalı olacağına inanılmaktadır.

2. MATERYAL VE METOD

2.1. Dinamik Toprak Basıncı

DBYBHY (2007)'ye göre statik toprak basıncı ile depremden oluşan ek dinamik toprak basıcının toplamını hesaplamak için kullanılan basınç katsayılarında yatay (Ch) ve düşey (Cv) eşdeğer deprem katsayıları dikkate alınır. Bu katsayılar kuru ve su seviyesinin altındaki zeminler için sırasıyla Denklem 1 ve 2'de gösterilmiştir (λ: Eşdeğer deprem katsayılarına bağlı olarak hesaplanan açı):

$$\lambda = \arctan\left[\frac{C_h}{(1 \pm C_v)}\right] \tag{1}$$

$$\lambda = \arctan\left[\frac{\gamma_s}{\gamma_b}\ \frac{C_h}{(1 \pm C_v)}\right] \tag{2}$$

Düşeyde serbest konsol olarak çalışan istinat yapılarında,

$$C_h = 0.2\ (I + 1)\ A_o \tag{3}$$

formülü ile hesaplanırken, yatay doğrultuda bina döşemeleri veya ankrajlar ile mesnetlenmiş istinat yapılarında ise

$$C_h = 0.3\ (I + 1)\ A_o \tag{4}$$

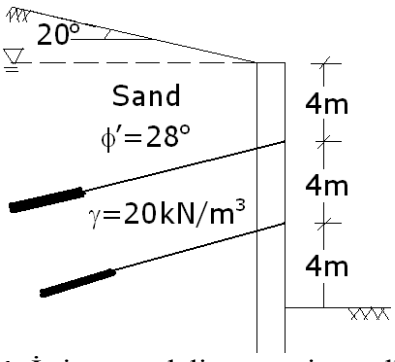
formülü kullanılır. Cv ise $2C_h/3$ olarak hesaplanır. Yukarıdaki formüllerde I: bina önem katsayısı, A_0 ise etkin yer ivmesi katsayısıdır. Depremden oluşan dinamik aktif basınç katsayısı toplam basınç katsayısının statik basınç katsayısından çıkarılması ile belirlenir. Anlaşılacağı üzere deprem yönetmeliğine göre istinat duvarlarının ankrajlı veya ankrajsız deprem tahkikleri yapılabilir. Ancak, ankrajlı çözümlerin ankraj sayısından bağımsız olduğu görülmekte olup, bu durum deprem yönetmeliğinin yetersizliklerinden birisi olarak nitelendirilebilir.

2.2. Model ve Zemin Özellikleri

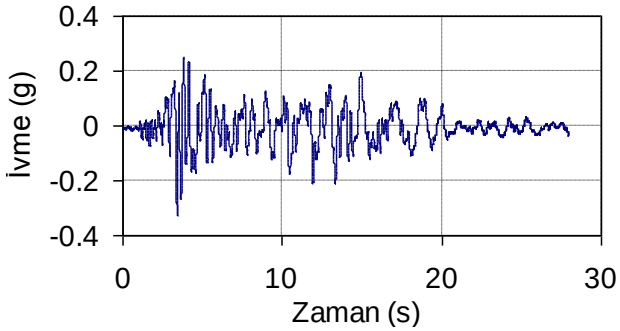
Deprem hesabında uygulaması yapılacak istinat duvarı modeli ve zemin özellikleri Şekil 1'de gösterilmektedir. Ayrıca 200 kPa sürşarj yükü etkidiği kabul edilmiştir. İstinat duvarı 12m uzunluğunda bir betonarme yapı olup en az iki ankraj ile zemine tutturulmuştur. Ankrajlar, ankraj kökleri kayma düzlemlerinin dışında ve ankraj eğimi en az 15° olacak

şekilde uygulanmıştır. Tekrar hatırlatmakta önem vardırki, deprem yönetmeliği ankraj sayısını dikkate alan özel bir hesap yapmamaktadır. Sayısal analizde gerek görülürse ankraj sayısı arttırılacaktır. Modelde kullanılan zemin kayma mukavemeti açısı 28° olan bir kumdur. Yüzeyde 20°'' lik bir eğim mevcut olup, yer altı su seviyesi zemin yüzeyinde alınmıştır.

Deprem hesabına esas teşkil eden, Ao, Ch ve Cv katsayılarının belirlenmesinde 1 Ekim 1995 Dinar Depreminin anaşok ivme kaydı kullanılmıştır. Bu deprem kaydında en büyük yanal ivme 0.33g, en büyük düşey ivme ise 0.15g'dir. Depremin yanal ivme kaydı Şekil 2'de verilmektedir. Deprem yönetmeliğine göre zeminin yanal toprak basıncı katsayıları ve bazı basınç kuvvetleri Tablo 1'de verilmiştir.



Şekil 1. İstinat modeli ve zemin özellikleri



Şekil 2. Deprem hesabında kullanılan ivme kaydı (Doğu-batı bileşeni)

Tablo 1. Zeminin yanal toprak basıncı katsayıları ve basınç kuvvetleri

Parametre	Değer
A_0	0.3
I	1.5
Ch	0.225
Cv	0.15
Kat	2.36
Kpt	32
Kas	0.460
Kps	17.1
Kad	1.9
Kpd	14.9
Pa (kN/m) (Statik aktif kuvvet)	337.5
Paq (kN/m) (Statik aktif sürşarj kuvveti)	1104
Pad (kN/m) (Dinamik aktif kuvvet)	1396
Ppd (kN/m) (Dinamik pasif kuvvet)	10998
Qad (kN/m) (Dinamik aktif sürşarj kuvveti)	4857
Qpd (kN/m) (Dinamik pasif sürşarj kuvveti)	38278

2.3. Sayısal Analiz

İstinat yapısının deprem etkisi altındaki sayısal analizi Plaxis kullanılarak iki boyutlu yapılan dinamik analiz ile gerçekleştirilmiştir. Dinamik etkisi yatay ve düşey pik ivmelerin duvara uygulanması ve duvarın Dinar depremi anaşok kaydına maruz bırakılması ile sağlanmıştır. Dinamik model oluşturulurken standart deprem sınır şartları kullanılmış ve sonlu elemanlar yöntemi uygulanmıştır.

Tablo 2 modeldeki kum zeminin özelliklerini göstermektedir. Malzeme modeli olarak Mohr-Coulomb göçme kriteri kullanılmıştır. Zeminin elastisite modülü literatürden faydalanılarak hesaplanmıştır (Coduto, 2001). Diyafram duvar olarak inşaa edilecek yapının özellikleri Tablo 3'de verilmiştir. Uygulanan model dikkate alınarak kademeli kazı yapılmıştır. Ankraj ve grout özellikleri sırasıyla Tablo 4 ve Tablo 5'de verilmektedir. Önceki kısımda da belirtildiği gibi, sayısal analizde stabiliteyi sağlamak için gerekli görülürse ankraj sayısı arttırılacaktır.

Tablo 2. Plaxis modelinde kullanılan zemin özellikleri.

Parametre	Kum
Malzeme Modeli	Mohr Coulomb
Drenaj şartları	Drenajlı
Kohezyon (c, kPa)	0
İçsel sürtünme açısı (ϕ)	28
Kuru birim hacim ağırlığı (γ, kN/m^3)	18
Doymuş birim hacim ağırlığı (γ, kN/m^3)	20
Permability (kx, cm/s)	1E-2
Permeability (ky, cm/s)	1E-2
Elastisite modülü (E, kPa)	45000
Poisson oranı (ν)	0.3

Tablo 3. Plaxis modelinde kullanılan istinat yapısı özellikleri

Parametre	Değer
Model	Elastik
EA (kN/m)	$1.0*10^8$
EI (kNm^2/m)	2100000
Ağırlık (kN/m/m)	15
Poisson's ratio (ν)	0.1

Tablo 4. Ankraj özellikleri

Parametre	Değer
Model	Elastik
EA (kN)	200000
Mesafe (m)	2.5
Maksimum basınç kuvveti (kN)	$1*10^{15}$
Maksimum basınç kuvveti (kN)	$1*10^{15}$

Tablo 5. Grout özellikleri

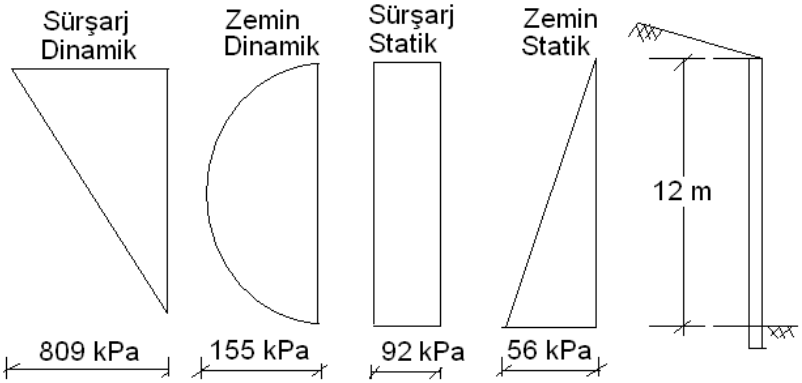
Parametre	Değer
EA (kN/m)	200000

3.BULGU VE TARTIŞMALAR

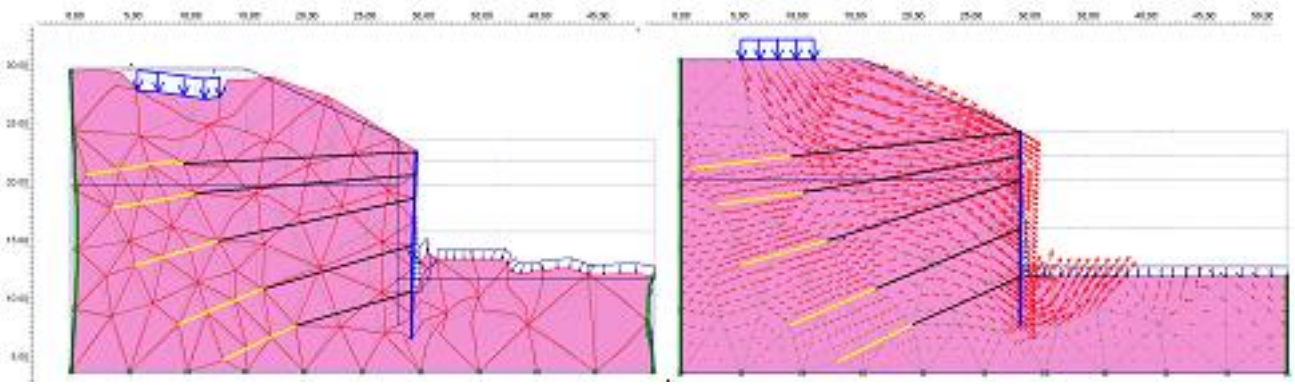
Deprem yönetmeliğine göre statik ve dinamik şartlar için hesaplanan yanal toprak basınçları aktif durum için Şekil 3'de verilmiştir. Zemin ve sürşarj diagramları ayrı ayrı sunulmuştur. Şekilden de görüldüğü gibi uygulanan model ve zemin özellikleri için deprem etkileri, statik yanal toprak basınçlarından yüksek çıkmıştır. Bu bulgu istinat duvarlarının depreme karşı tasarımlarının mutlaka gözönünde bulundurulması gerektiğine açıkça işaret etmektedir. Ancak vurgulamakta fayda vardır ki, deprem yönetmeliği yanal basınçları ya aktif yada pasif durum olarak hesaplamaktadır. Oysa model istinat duvarında oluşabilecek basınç diyagramı klasik aktif ve pasif diagramlardan farklı olacaktır. Ayrıca, daha önce de belirtildiği gibi ankraj etkisinin değerlendirilmesinde yetersizlik vardır. Bu yüzden deprem etkilerini sayısal analiz ile irdelemek faydalı olacaktır.

Plaxis ile yapılan dinamik analiz modelinden elde edilen deformasyon şekli ve toplam deformasyonlar Şekil 4'de verilmiştir. Hesaplamalarda statik deformasyonlar yaklaşık olarak 5cm'ye kadar müsaade edilmiş olup, deprem etkisi altında sayısal analiz ile elde edilen deformasyonlar da bu limit içerisinde tutulmuştur. Sayısal analizde depremin basınç ve deformasyonlara olan etkisi, su, sürsarj yükü ve statik yanal basınçlar ile birlikte hesaplanmıştır (2007 yönetmeliğinde ayrı ayrı hesaplanmıştır, bkz Şekil 3). Deprem etkisindeki istinat yapısına etkiyen eksenel kuvvet, kayma kuvveti ve moment etkileri Şekil 5'de verilmektedir. Şekil 5'deki bulgularda en göze çarpan husus depreme maruz kalan istinat duvarındaki moment etkisinin oldukça yüksek olmasıdır. Sayısal analizden elde edilen kuvvetler incelendiğinde ise, Tablo 1'de verilen deprem yönetmeliği sonuçlarından oldukça düşük bulunmuştur.

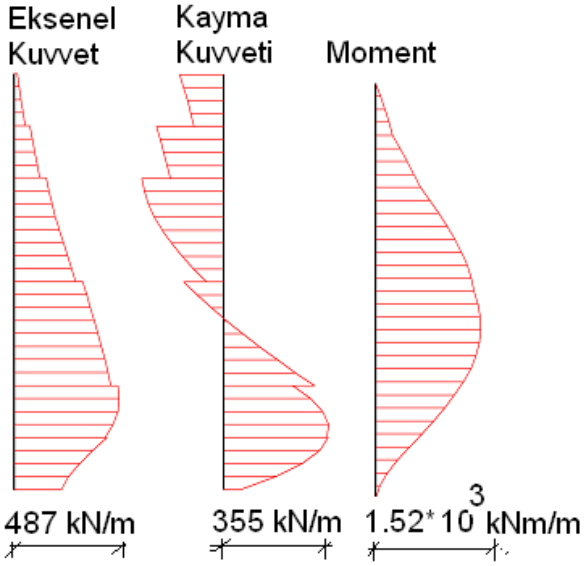
Bu çalışmadan elde edilen bulgular ile yöntemlerin hangisinin (sayısal analiz, deprem yönetmeliği) üstün olduğunu ortaya koymak oldukça güçtür. Ancak açıkca görülmektedir ki, deprem yönetmeliği ve sayısal analiz farklı sonuçlar vermektedir. Şüphesiz zemin modelinden (Mohr-Coulomb, drenaj şartları, c, ϕ, v.s.) hesap yöntemine (Rankine theory, sonlu elamanlar) kadar bir çok faktör farklı sonuçlar elde edilmesinde etkili olmuştur. Yazarın kanaati ankraj etkilerinin (sayı, boyut, pozisyon, v.s.) deprem yönetmeliğinde yeterince dikkate alınmamış olmasının, yöntemlerin farklı sonuçlar ortaya koymasında daha etkin olabileceği yönündedir. Bu kanaat, deprem yönetmeliğinde ankraj etkilerini daha gerçekçi hesaba katan modifikasyonların yapılması hususunda detaylı araştırmaları önermektedir. En azından ankrajlı istinat yapıları için, uygulamadaki mühendislerin deprem yönetmeliği sonuçlarını dikkatli şekilde irdelemesi, güvenli ve ekonomik bir tasarım için farklı yöntemleri (farklı yaklaşımlar ile) kullanarak deprem hesabı yapması tavsiye edilir.



Şekil 3. Deprem yönetmeliğine göre hesaplanan toprak basınçları (Aktif).



Şekil 4. Plaxis dinamik analiz modeli, deformasyon şekli ve toplam deformasyonlar



Şekil 5. Plaxis dinamik analizi ile deprem etkisindeki istinat duvarına etkiyen kuvvet ve momentler.

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada deprem etkisi altındaki ankrajlı bir istinat duvarının hem deprem yönetmeliğine göre hem de Plaxis dinamik analizi ile yanal toprak basınçları hesaplanmıştır. Sonuçlar yöntemlerin farklı basınçlar ortaya koyduğunu göstermiştir. Deprem yönetmeliğinde ankrajların sayı, boyut, pozisyon, vs. etkilerinin dikkate alınmıyor olması yöntemler arasındaki farklılığın temel sebebi olarak kanaat oluşturmuştur.

KAYNAKLAR

Bowles, J.E. (1996), "Foundation Analysis and Design". 5th Ed. McGraw-Hill.
Coduto, D.P. (2001), "Foundation Design:Principles and Practices", 2nd Ed., Prentice Hall.
Das, B.J. (1993), "Principles of Soil Dynamics", PWS-Kent Publishing Company.
DBYBHY (2007), "Deprem Bölgelerinde yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik".
Kramer, S.L. (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

FARKLI DANE ÇAPI DAĞILIMINA SAHİP KUMLU ZEMİNLERİN DİNAMİK DAVRANIŞLARI

DYNAMIC BEHAVIOR OF A SANDY SOIL CONSIDERING DIFFERENT GRAIN SIZE DISTRIBUTIONS

Eyyüb KARAKAN[1] **Tuğba ESKİŞAR**[2] **Selim ALTUN**[3]

ABSTRACT

In this study, changing in stress-strain properties of saturated sand having different physical characteristics under different test conditions was investigated with a series of cyclic triaxial compression test in laboratory. The effect of some factors on stress-strain relationships in sand was evaluated with stress-controlled, consolidated-undrained tests. The changes of the shear modulus and the damping ratios depends on the shear strain amplitude were tried to determine in different confining stresses, and relative densities performed tests. In results of the tests, it was seen that the stress-strain behavior of sand was significantly influenced by these factors.

Keywords: Cyclic triaxial compression test, shear modulus, damping ratio.

ÖZET

Özellikle suya doygun farklı dane çapı dağılımına sahip kumlarin tekrarlı yükler altinda ortaya koydukları deformasyon yumuşaması ile beraber mukavemetlerini hızla kaybetme özellikleri bu tür zeminleri diğerlerinden oldukça farklı kılmaktadir. Bu çalışmada dinamik üç eksenli deney aleti ile suya doygun kumların değişik fiziksel özellikler ve deneysel koşullar altında gerilme-şekil değiştirme özelliklerindeki değişimler incelenmiştir. Drenajsız koşullarda ve gerilme kontrollü olarak gerçekleştirilen deneylerde kumların tekrarlı yükler altında dinamik gerilme-şekil değiştirme özelliklerine bazı faktörlerin etkisi araştırılmiştir.

Anahtar Kelimeler: Dinamik üç eksenli deney aleti, dinamik kayma modülü, sönüm oranı.

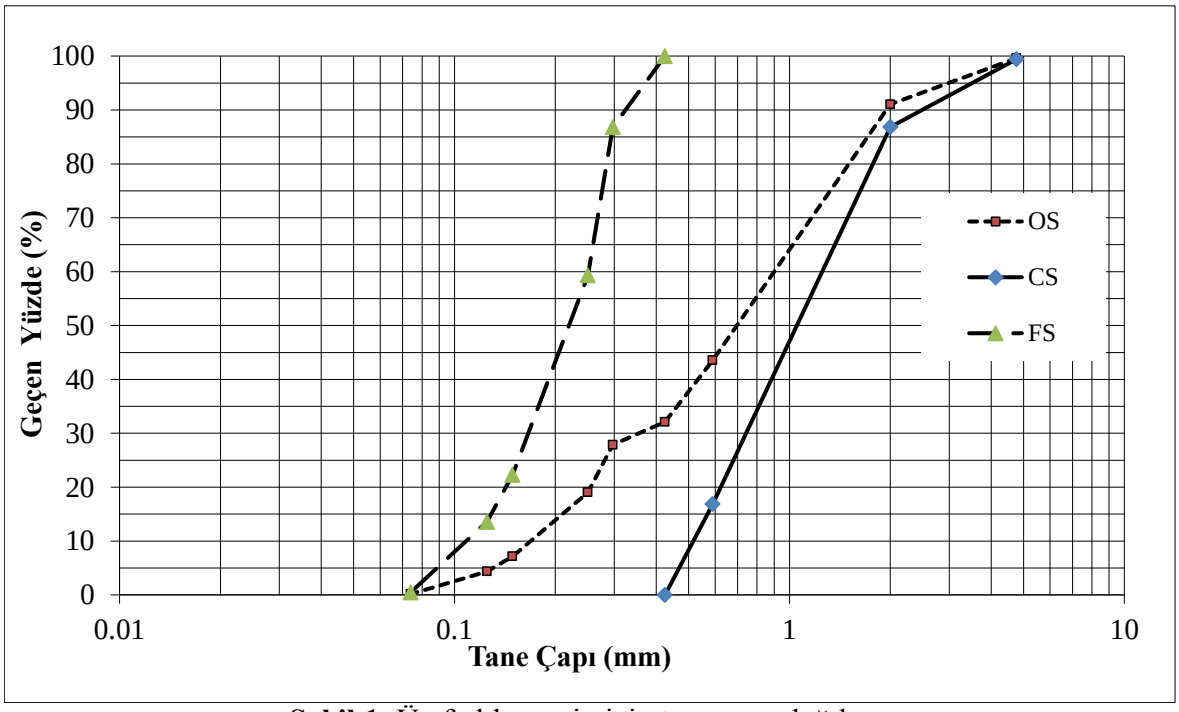
[1] Araş. Gör., Balıkesir Üniversitesi, eyyubkarakan@balikesir.edu.tr
[2] Araş. Gör. Dr., Ege Üniversitesi, tugba.eskisar@ege.edu.tr
[3] Doç. Dr., Ege Üniversitesi, selim.altun@ege.edu.tr

1. GİRİŞ

Zeminlerde gerilme şekil değiştirme ilişkisi incelenirken özellikle kalıcı şekil değiştirmelerin oluşmadığı zemin ortamlarında simetrik tekrarlı yükleme koşullarına maruz kalan zeminlerin davranışları genellikle kayma modülü ve sönüm oranı özellikleri ile belirlenir. Bu tür zemin durumlarında kayma modülü ve sönüm oranı kullanıldığı lineer analizler zeminde oluşacak şekil değiştirmeler ile daha uyumlu olmaktadır.
Geçmişte yapılan çalışmalarda zeminlerde kayma modülüne ekti eden en önemli faktörlerin çevre gerilmesi, birim şekil değiştirme genliği ve boşluk oranı olduğu buna karşın sönüm oranının ise dane boyutu, doygunluk derecesi, boşluk oranı, içsel sürtünme açısı ve çevrim sayısı değerlerinden daha az miktarda etkilendiği, daha çok zeminin maruz kaldığı şekil değiştirme seviyesi ve efektif çevre gerilmesinden etkilendiği belirtilmiştir.
Yapılan bu çalışma kapsamında yürütülen deneyler ile kumların gerilme şekil değiştirme ilişkisini ortaya koyan özellikler ve bunları etkileyen faktörlerden biri olan dane çapı dağılımı incelenmeye çalışılmıştır.

2. DENEY PROGRAMI

İzmir şehir merkezinden temel kazısı sırasında örselenmiş numunelerden elde edilen kumlu zeminlerle, dinamik zemin parametrelerinin dane çapı dağılımına etkisini araştırmak amacıyla bir dizi dinamik üç eksenli deneyler yapılmıştır.Üç farklı dane çapı dağılımına sahip kumlu zemin kullanılmıştır.Deneyde gevşek ve orta sıkı numuneler üzerinde (Dr%30,Dr%50) ve iki farklı efektif çevre gerilmesinde (σ_0'=100 kPa, σ_0'=200 kPa) olmak üzere dört farklı set deney tasarlanmıştır. Dinamik kayma modülü-birim şekil değiştirme, sönüm oranı-birim şekil değiştirme genliği üzerindeki tane çapı dağılımı etkisi incelenmiştir.
İzmir şehir merkezinden elde edilen doğal zemin Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırılmasına göre SP olarak elde edilmiştir.Doağl numuneler kullanılarak No4-No30 arasındaki elekler ve No60-No200 arasındaki elekler ile iki farklı dane çapı dağılımına sahip zemin elde edilmiştir.Böylce üç farklı gradasyona sahip kum zemin elde edimiştir. Bunlar kaba kum, doğal kum ve ince kum olmak üzere sırasıyla CS, OS ve FS olmak üzere isimlendirilmişlerdir. Üç farklı kum için dane çapı dağılımı Şekil 1'de verilmiştir. Zemin lere ait indeks özellikleri Tablo 1'de verilmiştir.



Şekil 1. Üç farklı zemin için tane çapı dağılımı

Tablo 1. Zeminlerin indeks özellikleri

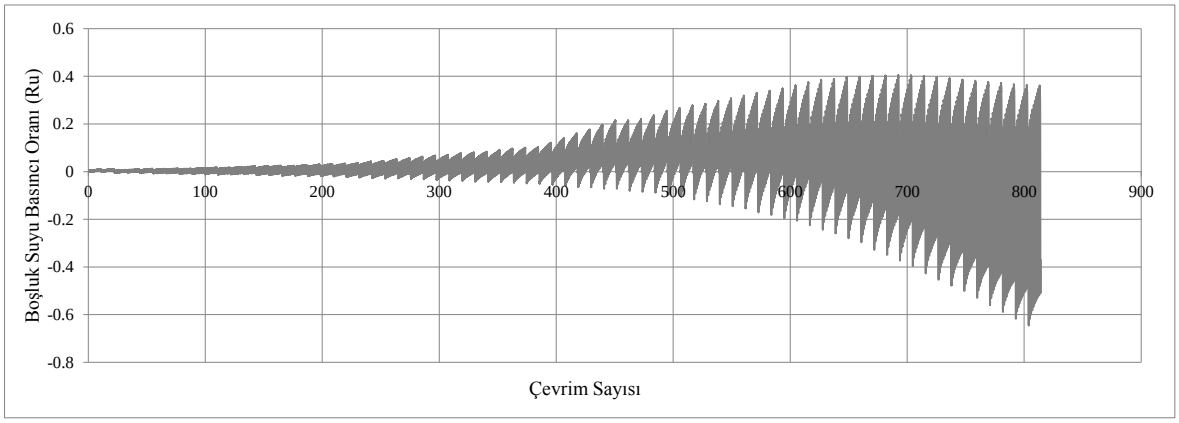
Zemin Adı	Kaba Kum (CS)	Doğal Kum (OS)	İnce Kum (FS)
Zemin türü	SP	SP	SP
D_{10} (mm)	0.52	0.15	0.11
D_{30} (mm)	0.74	0.28	0.17
D_{50} (mm)	1.25	0.53	0.23
D_{60} (mm)	1.50	0.70	0.26
C_u	2.88	4.67	2.36
C_c	0.70	0.75	1.01
e_{max}	0.92	0.84	1.09
e_{min}	0.67	0.56	0.79
G_s	2.66	2.67	2.69

Bu çalışma kapsamında, gerilme kontrollü dinamik üç eksenli deney aleti ile tekrarlı konsolidasyonlu-drenajsız deneyler gerçekleştirilmiştir. Deney numunelerinin hazırlanması sırasında farklı numune hazırlama yöntemleri kullanılabilmektedir. Bunlar kuru yağmurlama, kuru depolama, suda çökeltme, ıslak tokmaklama gibi yöntemler olarak sıralanabilir. Bu çalışmada kullanılan numuneler kuru depolama yöntemiyle hazırlanmıştır. Dinamik üç eksenli deneyler hazırlanan 5x10 cm'lik silindir numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir.

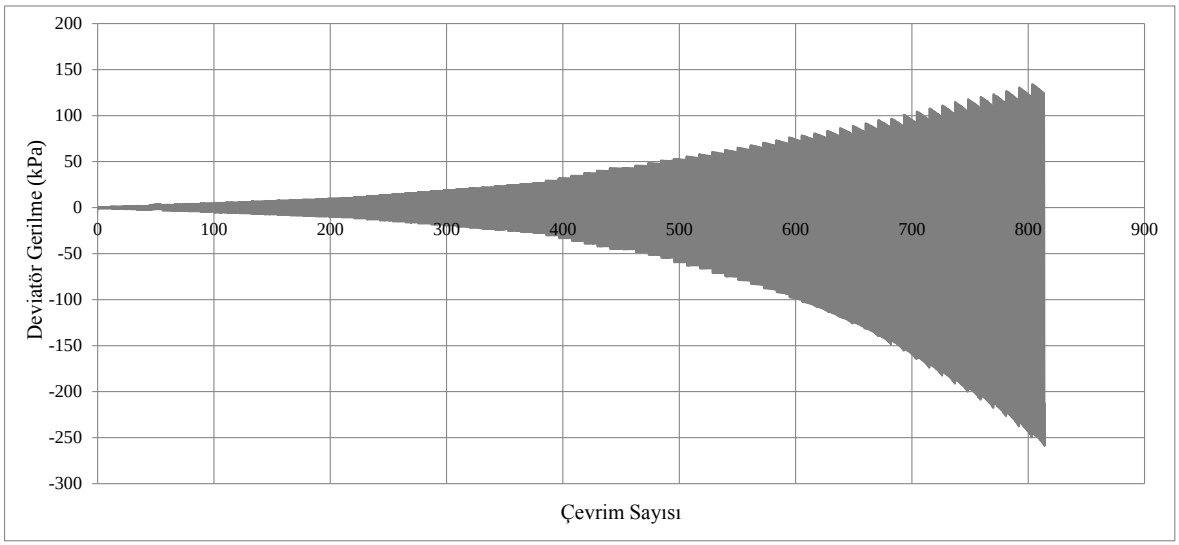
Tüm deneylerde doygunluğu sağlamak için Skempton B parametresi 0.96 ve üstü olarak elde edilmiştir. Doygunluğun sağlanmasının ardından istenilen konsolidasyon basıncında (100 kPa-200 kPa) izotropik olarak konsolidasyona bırakılmıştır. Konsolidasyonun tamamlanmasının ardından drenajsız koşullarda 0.1 Hz frekansında tekrarlı yüklemeler sinüzoidal olarak uygulanmıştır (Sunitskul, 2004). Dinamik üç eksenli deneyler JGS 0542-2000 (Method for Cyclic Undrained Triaxial Test on Soils) standardına uygun olarak yapılmıştır.

Drenajsız yükleme deneylerinde, tek genlikteki eksenel şekil değiştirme %0.001'den az olacak şekilde, on bir yükleme kademesi için gerçekleştirilir. Her on bir çevrimlik yükleme

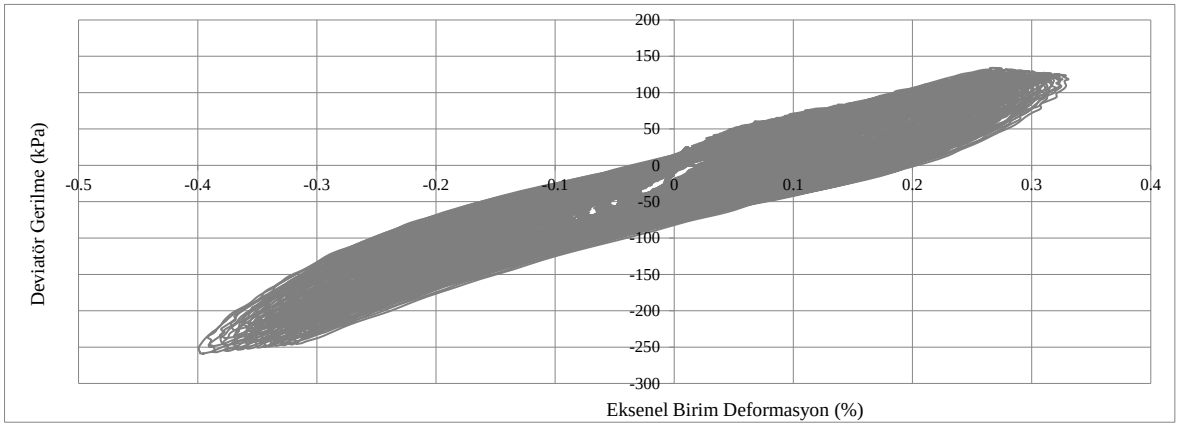
aşamasından sonra drenaj vanaları açılarak boşluk suyu basıncının sönümlenmesi sağlanır. Bu aşamada yeni bir yükleme kademesine geçmeden önce numunenin boy ve hacim değişimi ölçülür.daha sonra drenaj vanaları kapatılarak yeni bir yükleme kademesine geçilir. Her yükleme kademesi için benzer işlemler gerçekleştirilerek en az 40 yükleme kademesi olacak şekilde deney sonlandırılır. Dinamik üç eksenli deney aleti ile elde edilen tipik deney sonuçları Şekil 2(a)-(d)'de gösterilmiştir.



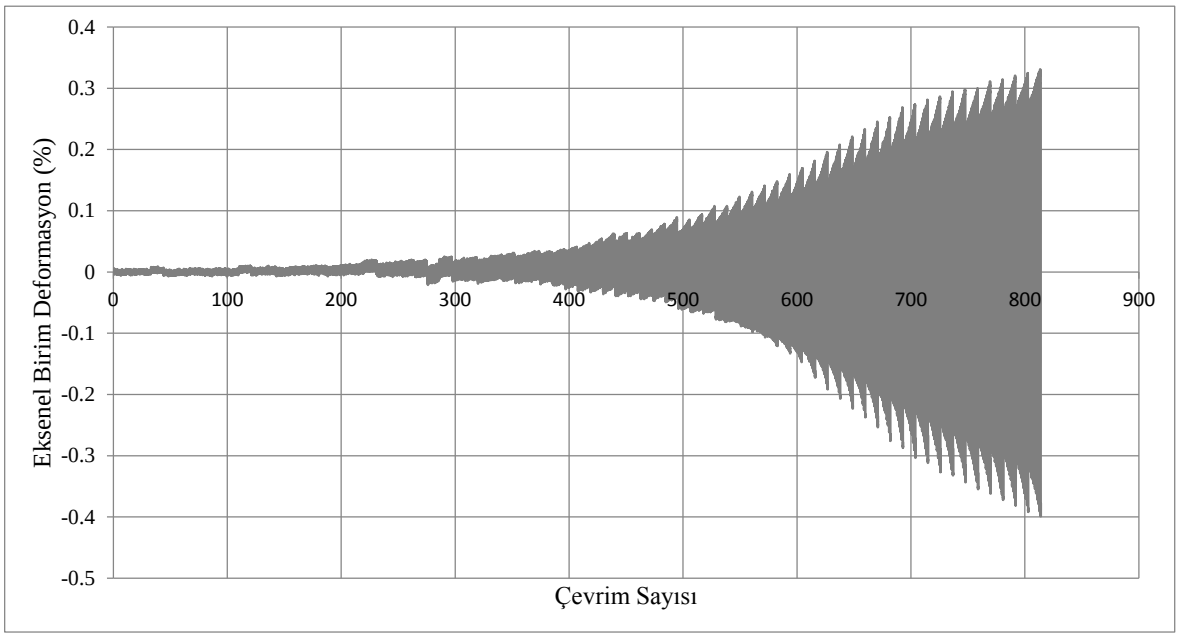
(a)



(b)



(c)



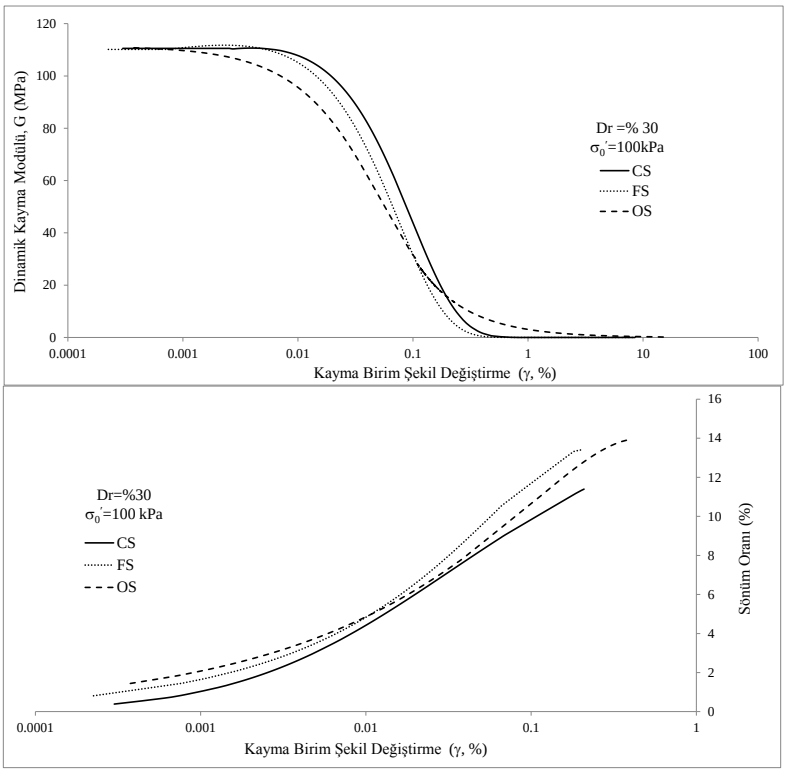
(d)

Şekil 2. (a) Boşluk Suyu Basıncı Oranı, (b) Deviatör Gerilme, (c) Deviatör Gerilme-Eksenel Birim Deformasyon, (d) Eksenel birim Deformasyon Çevrim Sayısı Dr=30%, σ_0'=100 kPa.

3.DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu çalışmada kaba kum, doğal kum ve ince kum örnekleri farklı rölatif sıkılık ve efektif gerilme değerlerine göre sınıflandırıldığında; aynı rölatif sıkılığa sahip zeminlerde belirli bir deformasyon seviyesi için efektif gerilmenin artması başlangıç kayma modülünü arttırır. Rölatif sıkılık ve efektif gerilmenin artması başlangıç kayma modülünde artış sağlar, bu sonuca göre üç zemin türü için de (CS, OS, FS), Dr=%50 ve σ_0'=200 kPa için başlangıç kayma modülü değerleri en yüksek çıkmıştır.

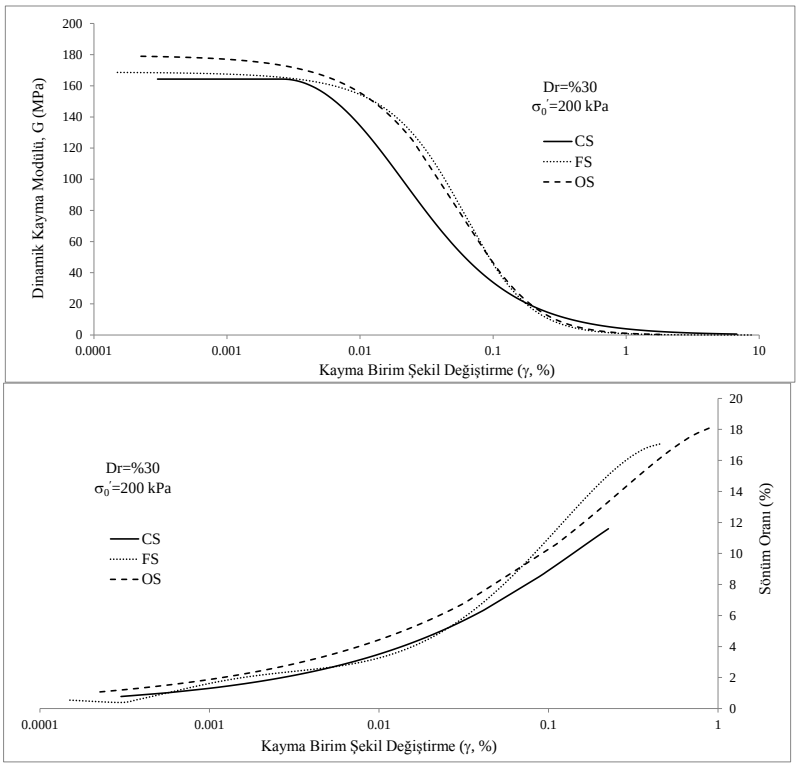
Bu çalışmada kullanılan zemin örnekleri aynı rölatif sıkılık ve efektif gerilme değerlerine göre sınıflandırıldıkları zaman; diğer iki zemin örneğinden farklı olarak, kaba kum (CS) için ortalama dane çapı (D_{50}=1.1 mm) çok büyüktür ve çakıla benzer bir dinamik davranış göstermiştir. Şekil 5'de Dr=%50 ve σ_0'=100 kPa için yapılan karşılaştırmada bu davranış net bir şekilde görülmektedir. Yapılan deneylerden elde edilen maksimum kayma modülü değerleri literatürde verilen ampirik bağıntılarla uyum sağlamaktadır. Maksimum kayma modülü değerleri Seed ve diğ. (1986); Sharma ve Fahey (2003); Wichtmann ve Triantafyllidis (2009) önerdiği ampirik bağıntılarla uygun aralıkta kalmaktadır. Ayrıca tekrarlı kayma şekil değiştirmeler ile histeritik sönüm oranları iki farklı rölatif sıkılık ve iki farklı efektif çevre gerilmesi için ayrı ayrı elde edilmiştir(Şekil 3,4,5,6).



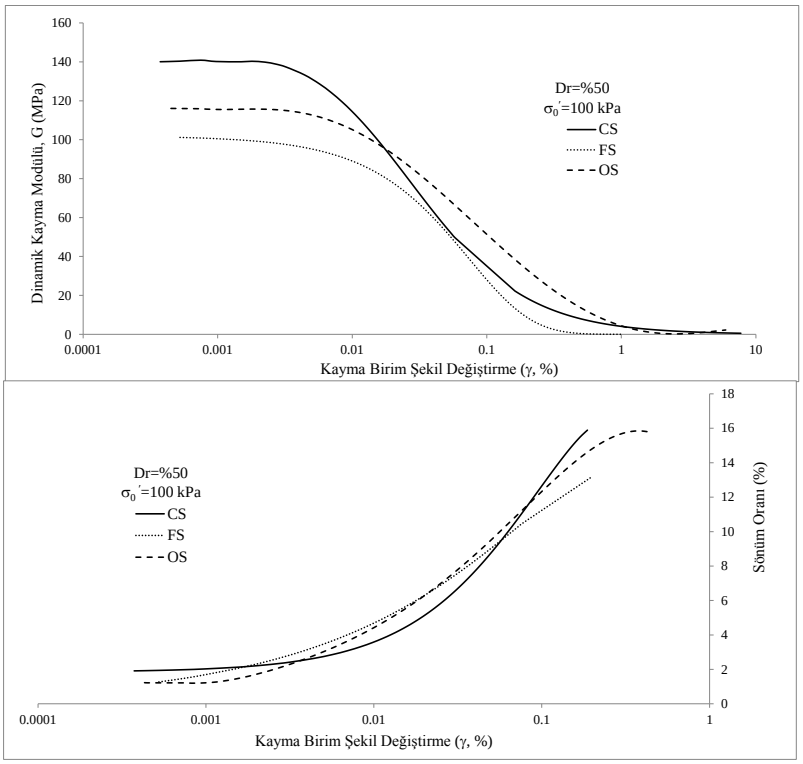
Şekil 3. Kaba kum(CS), Doğal kum(OS) ve İnce Kum(FS), için Dr=%30 ve σ_0'=100 kPa için a)Kayma modülü Eğrisi b) Sönüm Oranı Eğrisi

Bu deneylerde dinamik kayma modülünün başlangıç değerleri incelendiğinde düşük rölatif sıkılık (Dr=%30) için belirgin bir fark olmadığı görülmektedir (Şekil 3,4). Ancak rölatif sıkılık değeri arttıkça dinamik kayma modülünün başlangıç değerleri artmakta ve dane çapı dağılımı etkisi daha belirgin bir hale gelmektedir (Şekil 5,6). Aynı grafikler efektif çevre gerilmeleri bakımından incelendiğinde, 100 kPa efektif çevre gerilmesi için kaba kumun (CS) en büyük başlangıç dinamik kayma modülü değeri aldığı(Şekil 3,5), çevre gerilmesi 200 kPa'a çıktığı zaman ise doğal haldeki kumun (OS), en büyük başlangıç dinamik kayma modülü değeri aldığı görülmektedir (Şekil 4,6).

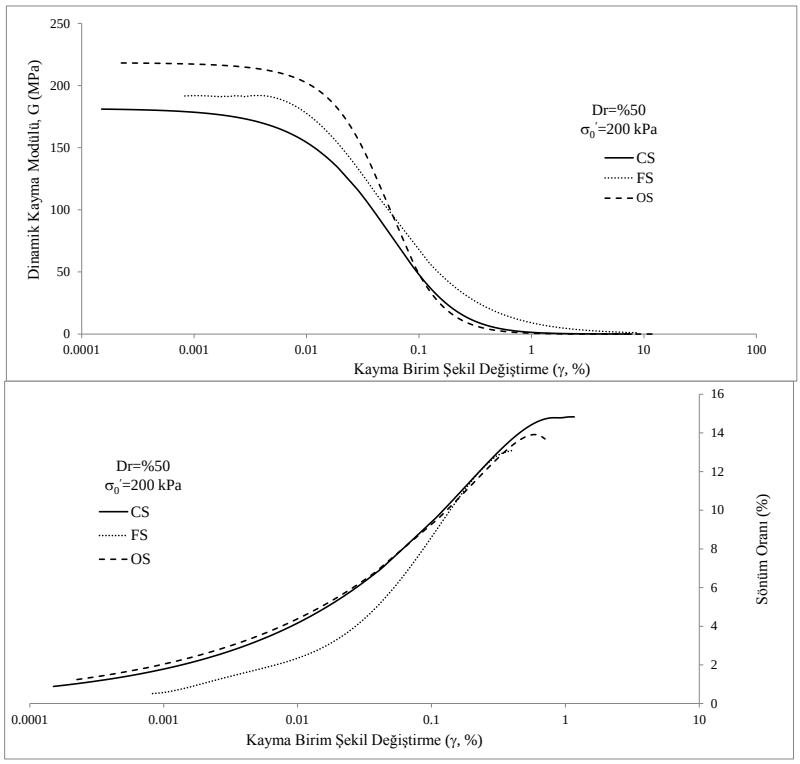
Bu deneylerde sönüm oranı değerleri incelendiğinde düşük rölatif sıkılık (Dr=%30) için efektif çevre gerilmesine bağlı olmadan sönüm oranı değerleri ince kum (FS), doğal kum (OS) ve kaba kum (CS) şeklinde olduğu görülmektedir (Şekil 3,4). Rölatif sıkılık değeri arttıkça (Dr=%50), sönüm oranı değerleri yine efektif çevre gerilmesinin artışından etkilenmeden kaba kum (CS), doğal kum (OS) ve ince kum (FS) şeklinde sıralanmıştır (Şekil 5,6).Burada rölatif sıkılık değerinin kumların sönüm oranları üzerinde efektif çevre gerilmesine göre daha büyük bir etki yarattığı gözlemlenmiştir.



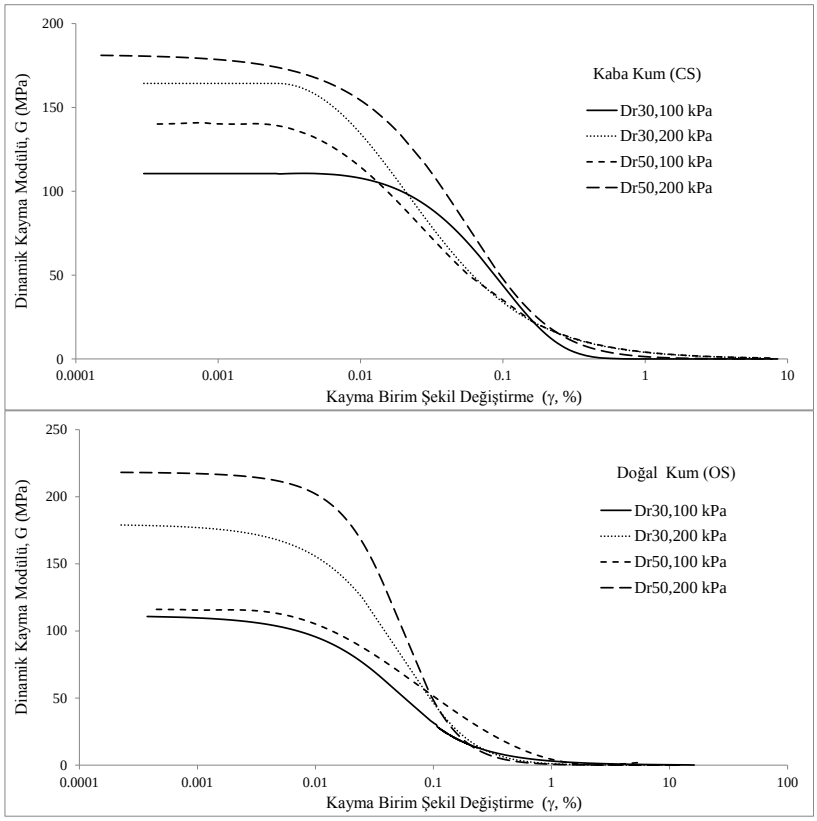
Şekil 4. Kaba kum(CS), Doğal kum(OS) ve İnce Kum(FS), için Dr=%30 ve σ_0'=200 kPa için a)Kayma modülü Eğrisi b) Sönüm Oranı Eğrisi

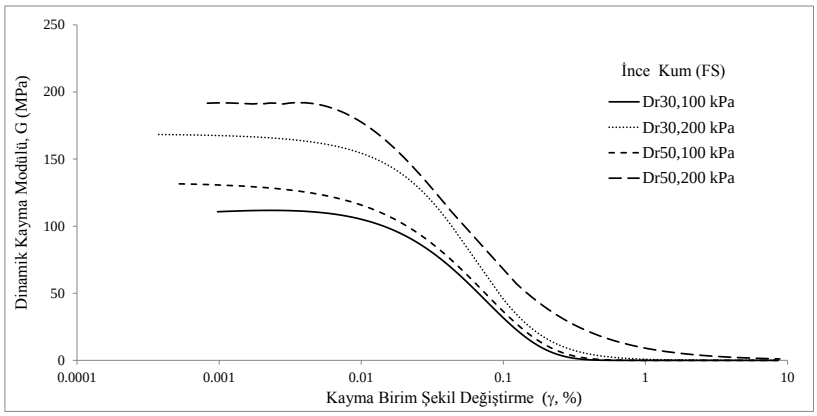


Şekil 5. Kaba kum(CS), Doğal kum(OS) ve İnce Kum(FS), için Dr=%50 ve σ_0'=100 kPa için a)Kayma modülü Eğrisi b) Sönüm Oranı Eğrisi



Şekil 6. Kaba kum(CS), Doğal kum(OS) ve İnce Kum(FS), için Dr=%50 ve σ_0'=200 kPa için a)Kayma modülü Eğrisi b) Sönüm Oranı Eğrisi





Şekil 7. Dinamik kayma modülü eğrisinin rölatif sıkılık ve efektif gerilmeye bağlı a)Kaba kum(CS), b)Doğal kum(OS) ve c)İnce kum(FS), değişimi

Şekil 7'de dinamik kayma modülünün rölatif sıkılık ve efektif çevre gerilmeleri altında değişimi kaba kum, doğal kum ve ince kum için ayrı ayrı gösterilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi üç farklı dane çapı dağılımına sahip malzeme için rölatif sıkılık ve efektif gerilmeye göre sıralandığında Dr=%50 ve σ_0'=200 kPa en büyük dinamik kayma modülü değerini, Dr=%30 ve σ_0'=100 kPa ise en küçük değerini almıştır. Ancak Dr=%30 ve σ_0'=200 kPa için yapılan deneylerde dinamik kayma modülü Dr=%50 ve σ_0'=100 kPa için yapılanlardan daha büyük dinamik kayma modülü değerlerine sahiptir.
Yapılan deneylerde üç farklı dane çapı dağılımına sahip numune için rölatif sıkılık ve çevre gerilmesinden bağımsız olarak %1 kayma birim şekil değiştirme değerinden sonra dinamik kayma modülü değeri sabitlenmiştir.

4.SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında izotropik koşullarda ve on bir çevrimlik artan gerilme genlikleri uygulanarak yürütülen deneyler ile suya doygun üç farklı dane çapı dağılımına sahip zemine ait kayma modülü ve sönüm oranının kayma birim şekil değiştirmeye bağlı olarak değişimi farklı rölatif sıkılık ve efektif çevre gerilmesi koşullarında elde edilmiştir.
Çevre basıncındaki artışla beraber dinamik kayma modülü azalım eğrisinin sağa doğru kaymakta olduğu ve bu değişimin Hardin ve Drnevich (1972) ve Iwasaki ve diğerlerinin (1978) yaptğı benzer çalışmalarla uyumluluk göstermektedir.
Yapılan deneysel sonuçlar zeminlerin dinamik parametreleri üzerinde kayma birim şekil değiştirme değerinin %1'den büyük değerleri için, dinamik kayma modülü ve sönüm oranı değerlerinin rölatif sıkılık ve çevre gerilmesi üzerinde kayda değer bir etkisi olmadığını göstermiştir fakat düşük deformasyon seviyelerinde (<%0.1) bu etkinin oldukça önemli olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

JGS 0520-2000, 2000. Preparation of soil specimens for triaxial tests. The Japanese Geotechnical Society.
JGS 0542-2000, 2000. Method for cyclic undrained triaxial test to determine deformation properties of geomaterials. The Japanese Geotechnical Society.

Hardin, B.O. ve Drnevich, V. P.,(1972). Shear modulus and damping in soils:design equations and curves ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, 98, 667-692.

H.B. Seed, R.T. Wong, I.M. Idriss, and K. Tokimatsu (1986). Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soil. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 112(11):1016-1032.

S.S. Sharma and M. Fahey (2003). Degradation of stiffness of cemented calcareous soil in cyclic triaxial tests. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(7):619–629.

T. Wichtmann and T. Triantafyllidis 2009. On the influence of the grain size distribution curve of quartz sand on the small strain shear modulus Gmax. Journal of Geotechnical and Geoen-vironmental Engineering, ASCE, 135(10):1404-1418

Iwasaki, T., Tatsuoka, F. ve Takagi, Y., (1978). Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, Soils and Foundations, 18, 39-56.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİNİN KONSOL BİR DAYANMA DUVARININ DEPREM DAVRANIŞI ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ

EFFECTS OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION ON EARTHQUAKE BEHAVIOUR OF A CANTILEVER RETAINING WALL

Tufan ÇAKIR[1]

ABSTRACT

Seismic analysis and design of retaining walls are carried out with pseudo static approaches based on Mononobe-Okabe method in general. Seismic soil pressures acting on retaining walls are obtained using the equilibrium of forces on the soil wedge behind the retaining wall by means of Mononobe-Okabe method. Wave propagation effects and soil-structure interaction are neglected in this method. The main purpose of this study is to investigate the dynamic behavior of a cantilever retaining wall considering backfill and foundation soil interactions. In line with this objective, considering five different foundation soil conditions, the seismic analyses of backfill-cantilever wall-foundation/soil interaction system were carried out in time domain through finite element method. Radiational damping and wave reflection effects were taken into account in the model. The seismic analyses of the soil-structure model were carried out by means of ANSYS software considering "WWT-UP" component of 1986 N. Palm Springs earthquake. Newmark's direct integration method was used in the analyses. The obtained results show that soil-structure interaction is of critical importance for seismic design of cantilever retaining walls.

Keywords: Soil-structure interaction, Finite element model, Radiational damping, Wave reflection, Reinforced concrete cantilever retaining wall

ÖZET

Dayanma duvarlarının sismik analizi ve tasarımı genellikle Mononobe-Okabe yöntemini esas alan sözde statik yaklaşımlarla yapılmaktadır. Mononobe-Okabe yöntemiyle dayanma duvarlarına etkiyen sismik zemin basınçları, duvar arkasındaki zemin kamasına etkiyen kuvvetlerin dengesinden elde edilmekte ve bu yöntemde dalga yayılım etkileri ile zemin-yapı etkileşimi ihmal edilmektedir. Bu çalışmanın temel amacı, dolgu ve temel zemini etkileşimlerini dikkate alarak konsol bir dayanma duvarının dinamik davranışını incelemektir. Bu amaç doğrultusunda, beş farklı temel zemini koşulu dikkate alınarak, dolgu-konsol duvar-temel/zemin etkileşim sisteminin zaman tanım alanında sonlu

[1] Yrd. Doç. Dr., Gümüşhane Üniversitesi, cakirtufan@hotmail.com

elemanlar yöntemiyle sismik analizleri gerçekleştirilmiştir. Oluşturulan modelde radyasyonel sönüm etkileri ve dalga yansıma etkileri dikkate alınmıştır. Zemin-yapı modelinin sismik analizleri 1986 N. Palm Springs depremi "WWT-UP" bileşeni dikkate alınarak ANSYS programı ile gerçekleştirilmiştir. Çözümlemelerde doğrudan integrasyon yöntemlerinden Newmark yaklaşımı kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlar, zemin-yapı etkileşiminin konsol dayanma duvarlarının sismik tasarımı için oldukça kritik bir öneme sahip olduğunu göstermektedir.

Anahtar kelimeler: Zemin-yapı etkileşimi, Sonlu elemanlar modeli, Radyasyonel sönüm, Dalga yansıması, Betonarme konsol dayanma duvarı

1. GİRİŞ

Dayanma duvarları çok farklı amaçlarla birçok inşaat mühendisliği uygulamasında yaygın olarak kullanılan, yapım ve fonksiyonları yönünden özellik arz eden özel mühendislik yapılarıdır. Bu yapıların depreme dayanıklı olarak tasarlanması ve inşa edilmesi önemli bir husustur. Zira pek çok amaca hizmet edebilen bu yapıların depremlerden görecekleri hasarlar; köprülerin kullanım dışı kalmasına, yolların tahrip olmasına, büyük miktarlarda toprak kaymalarına, eğimli arazilerdeki binaların yıkılmalarına ve daha birçok olumsuzluğa yol açabilmektedir. Bu durumda da maddi kayıpların yanında insan ve çevre güvenliği doğrudan tehlikeye düşmüş olmaktadır. Dünyanın değişik bölgelerinde meydana gelen depremler nedeniyle birçok dayanma duvarının hasar gördüğü bilinmektedir. Örneğin; yakın tarihli depremlerden 1995 Kobe, 1999 Ji-Ji, 2004 Chuetsu ve 2008 Wenchuan depremleri sonrası ilgili bölgelerde dayanma duvarları özelinde yapılan incelemeler neticesinde, mevcut duvarlarda belirgin hasarların meydana geldiği değişik çalışmalarda rapor edilmektedir (Giarlelis ve Mylonakis, 2011; Çakır, 2013).

Teknik literatür incelendiğinde, dayanma duvarlarının deprem davranışlarını belirlemeye yönelik pek çok çalışma gerçekleştirilmiş olmasına rağmen, bunların çoğu depremlerden doğan yanal zemin basınçlarının belirlenmesine yönelik olup; dayanma duvarlarının sismik davranışı üzerinde zemin-yapı etkileşim etkileri ile ilgili araştırmaların azlığı dikkat çekmektedir. Dayanma duvarlarına ilişkin yönetmelikler incelendiğinde ise, karmaşık zemin etkileşimlerinin dikkate alınmasına yönelik özel bir yöntemin olmadığı ve sözde statik yaklaşımlarla çözümün gerçekleştirildiği görülmektedir (IS-1893, 2002; Eurocode 8-Part 5, 2003; EAK 2000, 2003). Benzer durum ülkemiz açısından irdelendiğinde ise yürürlükte olan Türk Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007) esasen bina türü yapılar için geliştirilmiş olduğundan, dayanma duvarları için söz konusu karmaşık etkileşimlerin dikkate alınmasına yönelik bir öneri içermemektedir. Bu çalışmanın temel amacı; dolgu-konsol dayanma duvarı-temel/zemin etkileşim sisteminin analizi için üç boyutlu bir sonlu elemanlar modeli önermek ve söz konusu sistemin deprem çözümlemelerini gerçekleştirmek suretiyle bu tür bir sistemin deprem davranışı hakkında fikir sahibi olabilmektir.

2. ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ

Yapısal çözümlemelerde genel olarak yapının şekildeğiştirmeyen rijit bir ortama oturduğu, diğer bir ifadeyle yapının, temel sistemi vasıtasıyla, zemine ankastre mesnetlendiği ve temellerde yerdeğiştirme ve dönme olmadığı kabulleri yapılmakta ve zemin-yapı etkileşimi

ihmal edilmektedir (Livaoğlu, 2005; Çakır, 2010). Oysa yapı sistemlerinin statik yükler altındaki çözümlemelerinde dahi temellerde çökme ve dönmeler oluşmaktadır. Deprem esnasında ise yapı ve zemin farklı şekillerde hareket ettiklerinden zemin yapının, yapı da zeminin davranışını etkilemektedir. 1971 San Fernando, 1985 Mexico City, 1989 Loma Prieta, 1998 Adana-Ceyhan depremlerinde zemin-yapı etkileşiminin, yapıların dinamik performansları ve deprem hasarları üzerinde çok önemli bir rol oynadığı da literatürden bilinmektedir (Çelebi, 1998; Mylonakis ve Gazetas, 2000). Bu bağlamda; özellikle büyük barajlar, çok katlı rijit yapılar, nükleer güç santralleri, su depoları ve dayanma duvarları gibi mühendislik yapılarının deprem davranışlarının belirlenmesinde zemin-yapı etkileşiminin dikkate alınması büyük önem arz etmektedir. Zemin-yapı etkileşimi birçok yapı türü için söz konusu olduğundan, bu etkileşim geliştirilen bazı yöntemlerle incelenmeye çalışılmıştır. Zemin-yapı etkileşim probleminin çözümü için literatürde önerilen yöntemleri; "altsistem yaklaşımları" ve "doğrudan çözüm yöntemleri" olmak üzere başlıca iki ana gruba ayırmak mümkündür. Bu çalışma kapsamında doğrudan çözüm yöntemlerinden sonlu elemanlar yöntemine dayalı incelemeler gerçekleştirildiğinden aşağıdaki alt başlıkta sadece doğrudan çözüm yöntemleri hakkında kısaca bilgi verilmektedir.

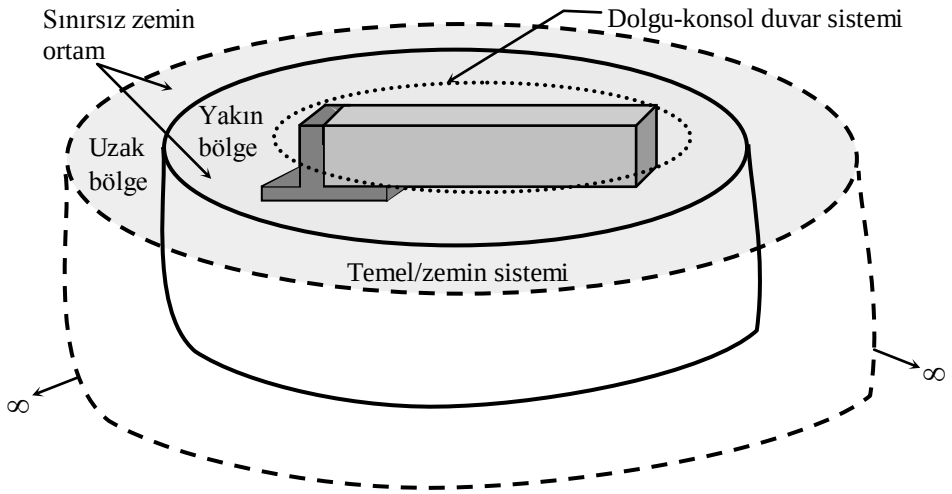
2.1. Doğrudan Çözüm Yöntemleri

Bu yöntemlerde; sonlu farklar, sonlu elemanlar ve sınır elemanlar gibi sayısal yöntemler kullanılarak zemin-yapı bağlaşık sistemi sürekli bir ortam olarak ya da özel ara yüzey elemanları yardımıyla modellenerek etkileşim dikkate alınmaya çalışılmaktadır. Doğrudan çözüm yöntemleriyle çözümleme, frekans ve zaman ortamında yapılabileceği gibi, her iki ortam için sağladıkları kolaylıklar bakımından farklı sayısal yöntemlerin birlikte kullanıldıkları birleşik (hybrid) yaklaşımlar da bulunmaktadır.

Altsistem yaklaşımlarının doğrudan çözüm yöntemlerine nazaran daha basit olmalarına rağmen, doğrudan çözüm yöntemleri bu yaklaşımlara göre birçok üstünlüğe sahiptir. Bu üstünlükler arasında; yapı ile zeminin herhangi bir noktasında meydana gelen iç kuvvet tepkilerinin elde edilebilmesi ve bunların yüklemeye bağlı değişimlerinin gözlemlenebilmesi, zemin ile yapının doğrusal ve elastik olmayan davranışlarının dikkate alınabilmesi, boyut ve şekil esnekliği nedeniyle karmaşık ve düzensiz yapı geometrilerinin kolayca modellenebilmesi, zemin-yapı arayüzeylerinin geçiş elemanlarıyla dikkate alınabilmesi ve kalıcı şekildeğiştirmelerin dikkate alınabilmesi gösterilebilir (Luco vd., 1974; Hadjian vd., 1974; Borja vd., 1999).

Zemin-yapı etkileşiminde, modellenecek olan zemin ortam genellikle yarı sonsuz bir ortam olmakta ve bu yarı sonsuz ortam iki bölümde düşünülmektedir (Şekil 1). Söz konusu bu yarı sonsuz ortamı; yapıya yakın bölgelerde zeminin doğrusal olmayan davranış sergilediği "yakın bölge" ve zeminin doğrusal bir davranış sergilediği "uzak bölge" olarak adlandırılan iki bölgeye ayırmak mümkündür (Wolf ve Song, 1996a; 1996b). Burada belirtilen yakın bölge zemini her durumda sonlu elemanlarla modellenebilmektedir. Uzak bölge zemini için ise iki alternatif söz konusudur. Bunlardan ilki, hareketin etkilediği bütün zemin parçasını içerecek kadar bir kısmı sonlu elemanlar ile modellemektir. Bu durumda doğru ve gerçekçi bir çözüm için yapı sistemini etkileyecek zemin ortamın uygun biçimde temsil edilmesi ve oluşturulan zemin modelinin sınırında etkileşim sebebiyle oluşan yerdeğiştirmelerin sıfıra eşit olması ya da yakınsaması gerekmektedir. Temsil edilecek olan zemin ortam da ne kadar büyük olursa, matematik modelin gerçek probleme yaklaşımı o derece doğru olacaktır. Fakat hesaplarda dikkate alınacak zemin ortamın

büyüklüğü, kullanılacak olan eleman miktarını ve çözülmesi gereken denklem sayısını artıracağından çözüm maliyeti artacaktır. Bu bağlamda, zemin-yapı etkileşimini içerecek şekilde, dinamik çözümlemenin bu ilk alternatifle gerçekleştirilmesine yönelik getirilebilecek en büyük eleştiri; çözüm maliyetinin çok yüksek olması ve zemin modelini büyülterek zemin sınırındaki yerdeğiştirmeyi sıfırlamak suretiyle, her ne kadar doğru çözüme ulaşılacak olsa da gerçekleştirilen bu modeli pratik amaçlar için kullanmanın oldukça güç olmasıdır (Nofal, 1998). İkinci alternatif olarak yakın bölgeyle birlikte sanal sınırların kullanılması, literatürde sıkça karşılaşılan bir diğer yaklaşımdır. Bu durumda yayılmaya bağlı sönüm ve yansıma gibi etkilerin dikkate alınabilmesi de mümkün olmaktadır. Genel olarak sanal sınır yaklaşımlarının kullanılması, dikkate alınacak zemin boyutlarını küçülttüğünden işlem kolaylığı sağlamakta ve bu bölgedeki etkilerin gerçekçi bir şekilde dikkate alınmasına imkan tanımaktadır. Buradan hareketle, sonsuz ortamda radyasyonla yayılan enerjiyi absorbe edebilen, diğer bir ifadeyle yayılmaya bağlı sönüm etkilerinin dikkate alınmasına olanak tanıyan ve yansıma etkilerini ortadan kaldıran birçok sanal sınır modeli geliştirilmiştir. Bu çalışma kapsamında oluşturulan sonlu elemanlar modelinde de, yakın bölge zemini ile birlikte viskoz sanal sınırlar (Lysmer ve Kuhlemeyer, 1969) kullanma yaklaşımı tercih edilmiştir.



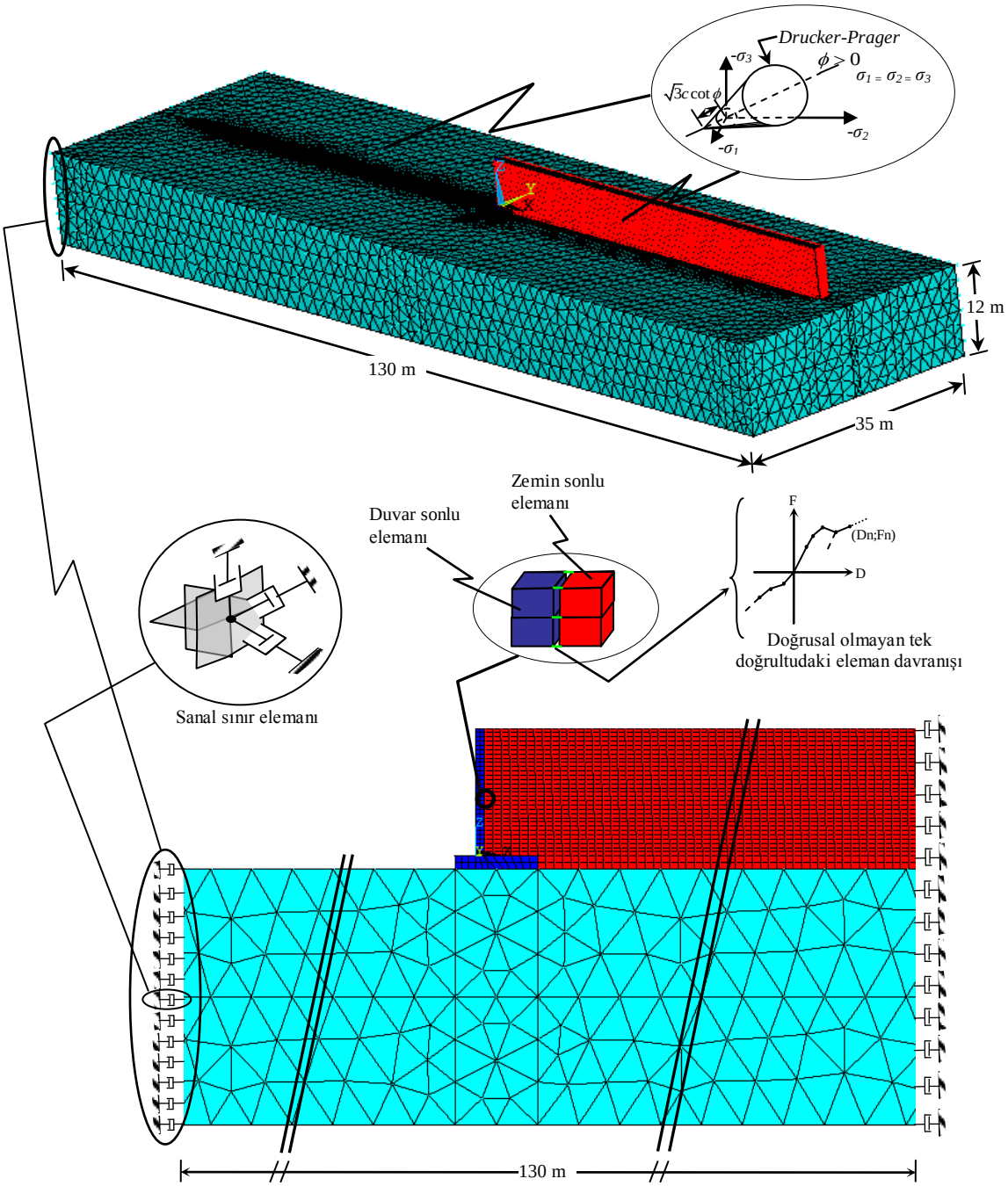
Şekil 1. İncelemeye Konu Olan Dolgu-Konsol Dayanma Duvarı-Temel/Zemin Sisteminin Şematik Gösterimi

3. ÖNERİLEN SONLU ELEMANLAR MODELİ

Düşey gövde plağı yüksekliği 6 m ve ona mesnetlik eden yatay taban plağı yüksekliği 0.6 m olmak üzere toplam 6.6 m yüksekliğe ve 0.4 m sabit kalınlığa sahip bir konsol dayanma duvarı bu çalışmaya konu olmuştur. Bu duvarın ön ampatman genişliği 1 m, arka ampatman genişliği 2.6 m'dir. Yarı sonsuz dolgu zemini ortamının davranışını doğru bir şekilde temsil edebilmek amacıyla, duvar yüzünden itibaren kritik uzaklık, literatürde önerildiği üzere duvar yüksekliğinin 10 katı olacak şekilde dikkate alınmıştır (Veletsos ve Younan, 1994; Psarropoulos vd., 2005).

Çalışmaya konu olan dolgu zemini-konsol dayanma duvarı-temel/zemin sisteminin deprem davranışının incelenebilmesi için Şekil 2'de görülen sonlu elemanlar modeli önerilmiştir. Söz konusu modelde; dayanma duvarı, dolgu zemini ve temel zemini her bir noktasında üç

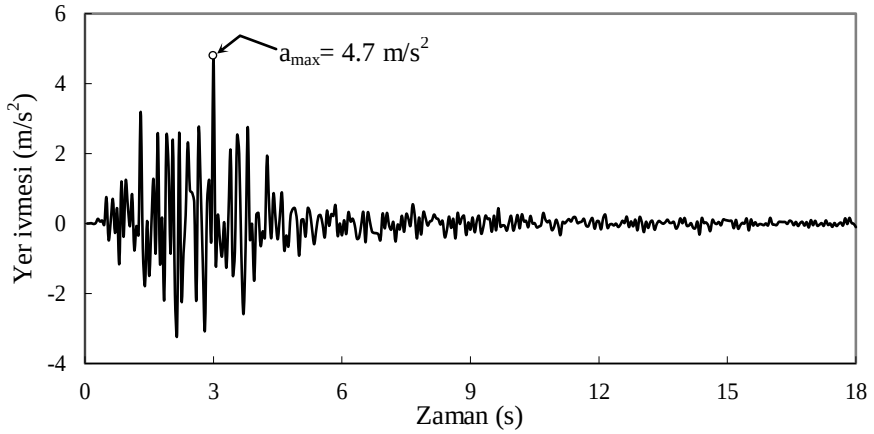
ötelenme serbestliğine sahip sekiz düğüm noktalı üç boyutlu katı (solid) elemanlarla modellenmiştir. Dolgu-duvar etkileşimini modellemek için özel ara yüzey elemanı olarak doğrusal olmayan genelleştirilmiş kuvvet-deplasman kabiliyetine sahip tek doğrultulu eleman kullanılmıştır. Ayrıca yayılmaya bağlı sönüm etkilerinin dikkate alınabilmesi ve yansıma etkilerinin önüne geçilebilmesi için viskoz sanal sınırlar kullanılarak, sönümleyiciler model sınırlarına kartezyen koordinat takımında her bir doğrultuda yayılma etkilerini temsil edecek şekilde yerleştirilmiştir. Viskoz sınır şartı, yapıdan belirli bir mesafeden sonra kesilerek elde edilen zeminin sınır yüzeylerine uygulanmıştır. Buna ek olarak, zeminin malzeme bakımından doğrusal olmayan davranışı Drucker-Prager elastoplastik malzeme yaklaşımı ile dikkate alınmıştır. Tüm bu modelleme ve çözümlemelerde ANSYS 10 (2006) programından faydalanılmıştır.



Şekil 2. Etkileşim Probleminin Çözümü İçin Önerilen Sonlu Elemanlar Modeli

4. SİSMİK ANALİZ

İncelemeye konu olan sistemin deprem davranışı önerilen sonlu elemanlar modeli vasıtasıyla araştırılmıştır. Çözümlemeler zaman ortamında doğrudan integrasyon yöntemlerinden Newmark yaklaşımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bu çözümlemelerde sistemin sönümü Rayleigh sönümü ile temsil edilmiştir. Yer hareketi olarak 1986 N. Palm Springs depremi "WWT-UP" bileşeni dikkate alınmıştır (Şekil 3). Söz konusu deprem kaydı için en büyük yer ivmesi 4.7 m/s^2 olarak kaydedilmiştir. Çözümlemelerde dayanma duvarına ait elastisite modülü 28000 MPa, Poisson oranı 0.20, birim hacim ağırlık 25 kN/m^3, kohezyonsuz dolgu zeminine ait elastisite modülü 30 MPa, Poisson oranı 0.35, birim hacim ağırlık 18 kN/m^3 olarak dikkate alınmıştır. Sismik davranış üzerinde temel/zemin etkileşim etkilerini değerlendirebilmek maksadıyla dikkate alınan temel zemini özellikleri Tablo 1'de sunulmaktadır.



Şekil 3. 1986 N. Palm Springs Depremi WWT-UP Bileşeni (PEER, 2013)

Tablo 1. Dikkate Alınan Temel Zemini Özellikleri

Zemin sistemi	E (kN/m^2)	G (kN/m^2)	υ	γ (kg/m^3)	v_s (m/s)	v_p (m/s)
S1	2000000	769231	0.30	2000	620.17	1160.24
S2	500000	185185	0.35	1900	312.20	649.89
S3	150000	55556	0.35	1900	171.00	355.96
S4	75000	26786	0.40	1800	121.99	298.81
S5	35000	12500	0.40	1800	83.33	204.12

5. BULGULAR VE İRDELEME

Dolgu-konsol duvar-temel/zemin etkileşim sisteminin deprem yükü etkisi altında beş farklı temel zemini sistemi dikkate alınarak çözümlenmesinden elde edilen en büyük yatay yerdeğiştirmeler ve gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları Tablo 2'de verilmektedir. Buradaki yerdeğiştirmeler, yer seviyesine göre hesaplanan rölatif yerdeğiştirmeleri ifade etmektedir. Tablo 2'de verilen değerler incelendiğinde, temel zemini özelliklerindeki değişime bağlı olarak yatay yerdeğiştirme ve gerilme tepkilerinin şiddetlerinde önemli derecede farklılıklar olduğu göze çarpmaktadır. Bu farklılıklar,

temel/zemin etkileşiminin dayanma duvarı tasarımında dikkate alınması gereken önemli bir olgu olduğuna işaret etmektedir.

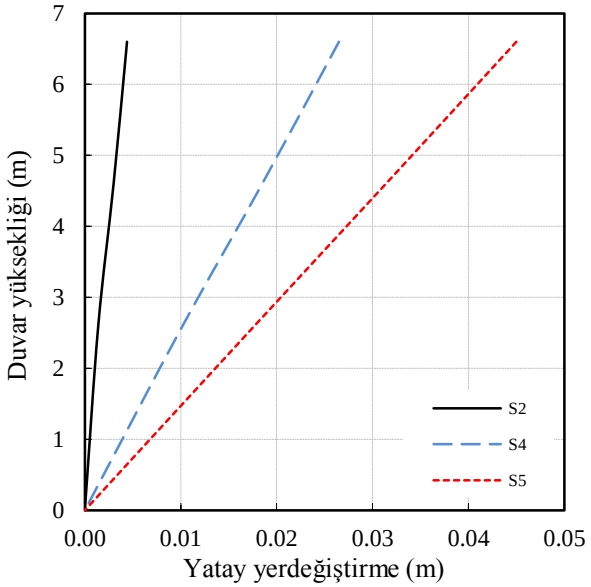
Tablo 2. Sismik Analiz Sonuçları

En büyük tepkiler	Zemin sistemi									
	S1		S2		S3		S4		S5	
	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer
u_t (m)	3.05	0.0005	3.65	0.0044	3.65	0.0155	3.70	0.0265	4.7	0.0450
S_{zb} (MPa)	3.05	-0.3488	3.05	-2.3320	3.05	-4.5906	3.10	-5.3289	3.10	-4.0589
S_{yb} (MPa)	3.05	-0.0449	3.05	-0.3022	3.05	-0.6438	3.10	-0.7579	3.10	-0.6249
S_{xb} (MPa)	3.05	-0.1077	3.05	-0.8184	3.05	-1.8589	3.10	-2.3145	3.10	-1.9840
S_{zf} (MPa)	3.05	0.3542	3.05	2.3671	3.05	4.6489	3.10	5.3917	3.10	4.0977
S_{yf} (MPa)	3.05	0.0306	3.05	0.1959	3.05	0.3994	3.10	0.4562	3.10	0.3664
S_{xf} (MPa)	3.05	0.0452	3.05	0.2637	3.05	0.4377	3.10	0.4115	3.10	0.2782

u_t : Dayanma duvarının tepe noktasının yatay yerdeğiştirmesi; S_{zb}, S_{yb} and S_{xb} : Dayanma duvarının arka yüzünde (dolgu tarafı) *z*, *y* ve *x* doğrultularında hesaplanan gerilmeler; S_{zf}, S_{yf} and S_{xf} : Dayanma duvarının ön yüzünde *z*, *y* ve *x* doğrultularında hesaplanan gerilmeler.

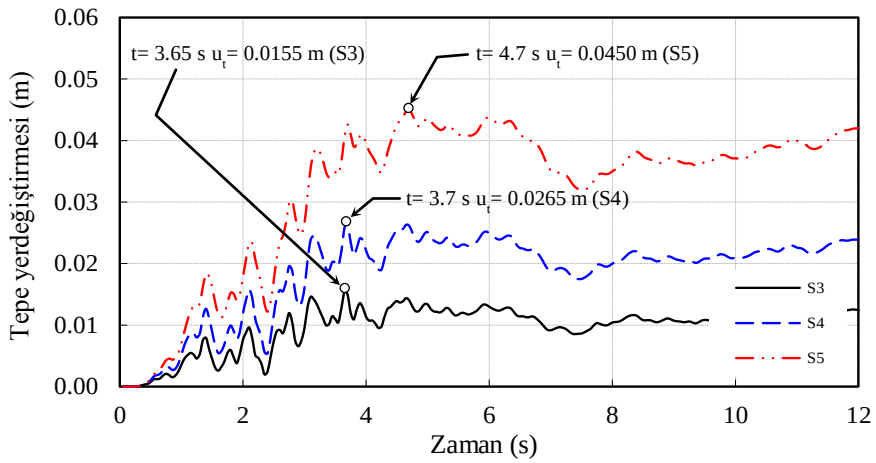
5.1. Yerdeğiştirmeler

Farklı temel zemini koşullarına göre gerçekleştirilen çözümlemelerden elde edilen yatay yerdeğiştirmelerin dayanma duvarı yüksekliği boyunca değişimleri Şekil 4'de verilmektedir. Bu şekilden de görülebileceği gibi, temel zemini özelliklerindeki değişime bağlı olarak, deprem yükü etkisi altındaki dayanma duvarının yerdeğiştirmeleri önemli ölçüde artmakta ya da azalmaktadır.



Şekil 4. Farklı Temel Zemini Koşullarına Göre Dayanma Duvarı Yerdeğiştirmelerinin Yükseklik Boyunca Değişimleri

Farklı temel zemini koşullarında konsol dayanma duvarının tepe noktasının yatay yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri Şekil 5'de verilmektedir. Bu şekilden görüldüğü üzere, temel zemini sistemindeki değişimlere bağlı olarak davranış şekli açısından önemli bir farklılık gözükmemekle birlikte, yerdeğiştirmelerin maksimum değerlerinde önemli farklılıklar gözlenmektedir. Örneğin; en büyük yerdeğiştirme değeri S5 zemin sisteminde 0.0450 m düzeyinde gerçekleşirken, bu değer zemin rijitliğindeki artışa bağlı olarak S4 zemin sisteminde yaklaşık %40 oranında azalarak 0.0265 m, S3 zemin sisteminde ise S5 zemin sistemine göre yaklaşık %65 oranında bir azalmayla 0.0155 m olarak meydana gelmektedir. Bu karşılaştırma zemin-yapı etkileşiminin dayanma duvarı tasarımı için dikkate alınması gereken önemli bir parametre olduğunu bir kez daha ortaya koymaktadır. Ayrıca tüm tepkiler incelendiğinde deprem nedeniyle oluşan duvar hareketlerinin sadece dolguya doğru hareket şeklinde ortaya çıktığı, dolgudan uzağa doğru hareketin meydana gelmediği görülmektedir. Bu durum da deprem ile yerel zemin koşullarının karmaşık ve karşılıklı etkileşiminin dinamik davranış üzerinde oldukça etkin olabileceğine işaret etmektedir. Zira farklı karaktere ve frekans içeriğine sahip deprem kayıtlarına göre yapılan çözümlemelerden hem dolguya doğru hareketin hem de dolgudan uzağa doğru hareketin ortaya çıkabileceği literatürden bilinmektedir (Çakır, 2013). Tüm bunlara ek olarak en büyük tepkilerin gerçekleşme zamanları bakımından da farklılıkların olduğu Tablo 2'den açıkça görülebilir.



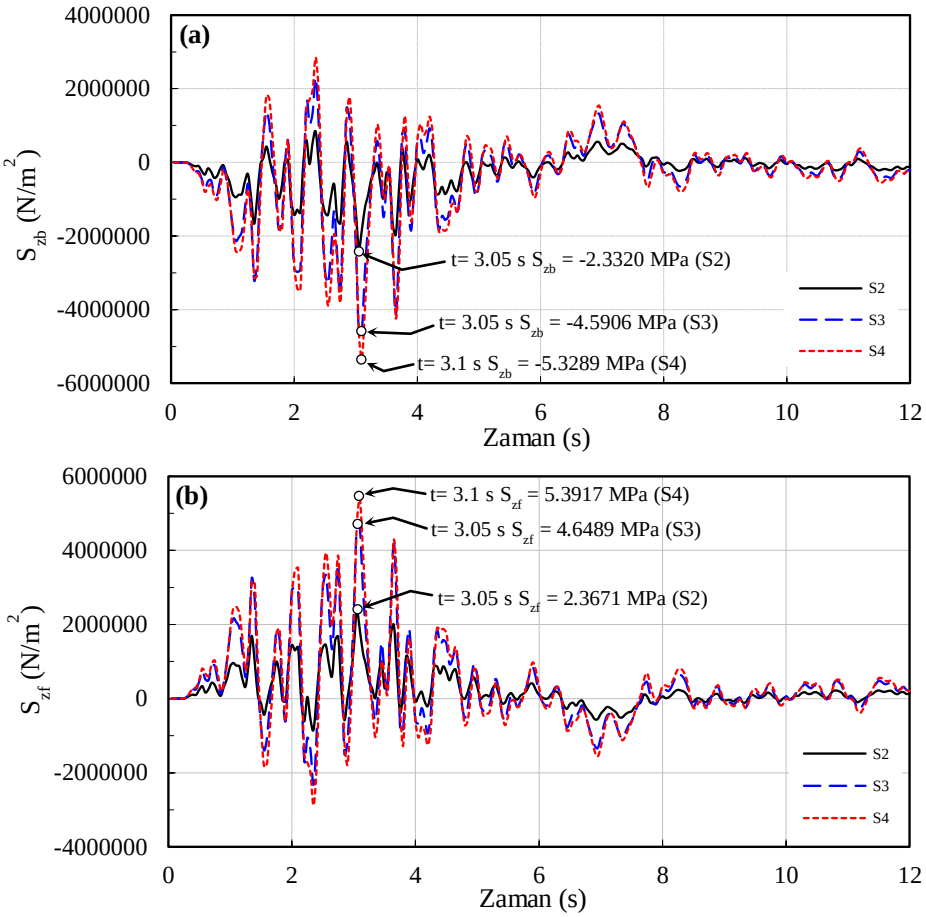
Şekil 5. Farklı Temel Zemini Koşullarına Göre Dayanma Duvarı Tepe Yerdeğiştirmelerinin Zamanla Değişimleri

5.2. Gerilmeler

Gerçekleştirilen çözümlemeler sonucunda; beş farklı temel zemini sistemi için dayanma duvarı ön ve arka yüzlerinde tespit edilmiş olan kritik kesitlerde oluşan gerilmeler değerlendirilerek bu kesitler için en büyük gerilme değerleri ve gerilmelerin zamanla değişimleri elde edilmiştir. İncelenen farklı durumlar için, zemin etkileşimi nedeniyle bu gerilmelerin şiddetlerinin önemli mertebelerde değişebildiği görülmektedir.

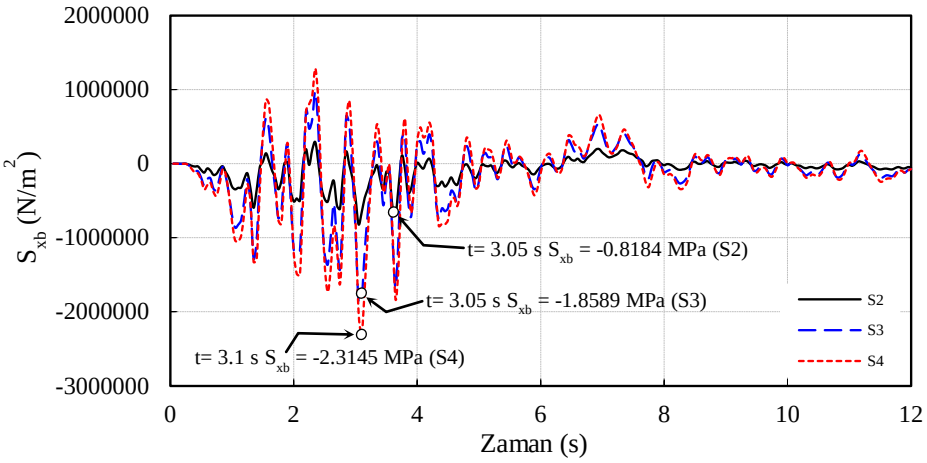
Dikkate alınan farklı temel zemini sistemleri için *z* doğrultusunda dayanma duvarının arka ve ön yüzlerinde meydana gelen gerilmelerin zamanla değişimleri Şekil 6'da karşılaştırmalı olarak verilmektedir. Gerilmelerin zamanla değişimleri incelendiğinde, temel zemini koşullarındaki değişimlere bağlı olarak oluşan gerilmelerin eşlenik bir

karakter sergilediği söylenebilir. Kritik kesitlerdeki gerilmelerin maksimum değerleri değerlendirildiğinde, dayanma duvarı arka yüzünde, S4 zemin sistemi için en büyük gerilme basınç olarak 5.3289 MPa düzeyinde hesaplanırken, bu değer S3 zemin sisteminde yaklaşık %14 oranında bir azalışla yine basınç olarak 4.5906 MPa mertebesinde, S2 zemin sisteminde ise S4 zemin sistemine göre %56 oranında bir azalmayla yine basınç olarak 2.3320 MPa düzeyinde gerçekleşmektedir. Benzer karşılaştırma dayanma duvarının ön yüzünde oluşan gerilmeler üzerinden yapılırsa, S4 zemin sisteminde en büyük gerilmenin çekme olarak 5.3917 MPa düzeyinde, S2 zemin sisteminde ise yaklaşık %56 oranında bir azalışla yine çekme olarak 2.3671 MPa düzeyinde gerçekleştiği görülebilir. Burada, elde edilen en büyük tepkiler bakımından, farklı rijitliğe sahip temel zemini koşulları için gerilmelerin yön değiştirmediği, gerilmelerin ön yüzde tümüyle çekme, arka yüzde ise tümüyle basınç gerilmelerinin oluştuğu ifade edilebilir. Duvar ön ve arka yüzlerindeki gerilmeler şiddetleri bakımından karşılaştırıldığında ise, en büyük tepkilerin hemen hemen aynı mertebelerde gerçekleştiği söylenebilir. Örneğin; S1 zemin sistemi için duvar arka yüzünde basınç olarak 0.3488 MPa olarak elde edilen tepki, ön yüzde çekme olarak 0.3542 MPa düzeyinde gerçekleşmektedir. Ayrıca en büyük tepkilerin gerçekleşme zamanları incelendiğinde, konsol dayanma duvarının ön ve arka yüzlerinde, tüm temel zemini koşullarında bir farklılığın olmadığı ve tepkilerin 3.10 s civarında meydana geldiği görülmektedir.



Şekil 6. Farklı Temel Zemini Koşullarına Göre Dayanma Duvarının a) Arka Yüzünde b) Ön Yüzünde z Doğrultusundaki Gerilmelerin Zamanla Değişimleri

z doğrultusundaki gerilmelere benzer olarak *x* doğrultusundaki kesme gerilmeleri de karşılaştırılabilir. Şekil 7'de üç farklı temel zemini sistemi için dayanma duvarı arka yüzünde *x* doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimleri verilmektedir. Bu şekilden de, sergilenen davranışın benzer olduğu ve zemin-yapı etkileşimine bağlı olarak kesme etkisinin önemli ölçüde artabildiği görülmektedir. Örneğin; S2 zemin sistemi en büyük gerilme 3.05 s'de basınç olarak 0.8184 MPa seviyesinde hesaplanırken, aynı tepki S4 zemin sistemi için yaklaşık %183 oranında bir artışla 3.1 s'de yine basınç olarak 2.3145 MPa mertebesinde gerçekleşmektedir. Yapılan tüm bu irdelemeler bu çalışmada incelenen zemin-yapı sistemi için konsol dayanma duvarının sismik davranışı üzerinde zemin-yapı etkileşim etkilerini açık bir şekilde ortaya koymaktadır.



Şekil 7. Farklı Temel Zemini Koşullarına Göre Dayanma Duvarının Arka Yüzünde *x* Doğrultusundaki Gerilmelerin Zamanla Değişimleri

6. SONUÇLAR

Bu çalışmada farklı temel zemini koşulları dikkate alınarak dolgu-konsol dayanma duvarı-temel/zemin sisteminin deprem davranışı önerilen üç boyutlu doğrusal olmayan sonlu elemanlar modeli vasıtasıyla incelenmiştir. Söz konusu sistemin deprem davranışı üzerinde zemin-yapı etkileşim etkileri yatay yerdeğiştirme ve gerilme tabanlı incelemeler yapılarak değerlendirilmiştir.

Zemin rijitliğinin azalmasına bağlı olarak yatay yerdeğiştirmeler önemli oranlarda artabilmektedir. Bu bağlamda dayanma duvarlarının yerdeğiştirmeye de duyarlı yapılar oldukları göz önüne alındığında, zemin-yapı etkileşiminin tasarımda mutlaka dikkate alınması gerektiği söylenebilir. Ayrıca farklı karaktere ve frekans içeriğine sahip deprem kayıtlarına göre yapılacak çözümlemelerde hem dolguya doğru hareketin hem de dolgudan uzağa doğru hareketin doğabilmesi muhtemeldir. Ancak bu çalışmada dikkate alınan deprem kaydı için duvar hareketi sadece dolguya doğru hareket şeklinde ortaya çıkmıştır. Bu durum da deprem ile yerel zemin koşullarının karmaşık ve karşılıklı etkileşiminin dinamik davranış üzerinde ne denli etkili olabileceğini göstermektedir.

Zemin sisteminin değişimine bağlı olarak elde edilen iç kuvvet tepkileri değerlendirildiğinde; azalan zemin rijitliğiyle, iç kuvvet tepkileri tümüyle azalma eğiliminde olmadığından, bu tepkilerin azalan zemin rijitliğiyle mutlaka azalacağı

yargısına varmanın, bu çalışma kapsamında incelenilen sistem için çok da mümkün olmadığı görülmektedir.

Bu çalışma kapsamında elde edilen sonuçların genelleştirilebilmesi için farklı karaktere ve frekans içeriğine sahip deprem kayıtları, farklı duvar esneklikleri ve farklı dolgu zemini özellikleri dikkate alınarak daha çok sayıda parametrik incelemeler gerçekleştirilmesi gerekmektedir.

KAYNAKLAR

ANSYS 10 (2006), "ANSYS Inc.", Canonsburg, PA.

Borja, R.I., Chao, H.Y., Montans, F.J. ve Lin, C.H. (1999), "SSI Effects on Ground Motion at Lotung LLST Site", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, 760-770.

Çakır, T., (2010), "Zemin-Depo Dış Duvarı-Sıvı Sistemlerinin Deprem Davranışlarının İncelenmesi", Doktora Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.

Çakır, T. (2013), "Evaluation of The Effect of Earthquake Frequency Content on Seismic Behavior of Cantilever Retaining Wall Including Soil-Structure Interaction", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 45, 96-111.

Çelebi, M. (1998), "Turkish Earthquakes: Two reports. Lessons from the Adana-Ceyhan Quake and Dinar aftershock", EERI newsletter, Vol. 32 (9), 25-33.

DBYBHY (2007), "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", Bayındırlık ve İskan Bakanlığı.

EAK 2000 (2003), "Greek Seismic Code", Earthquake Planning and Protection Organization, Athens.

EC-8 (2003), "Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects", Final draft, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

Giarlelis, C. ve Mylonakis, G. (2011), "Interpretation of Dynamic Retaining Wall Model Tests in Light of Elastic and Plastic Solutions", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 31, 16-24.

Hadjian, A.H., Niehoff, D. ve Guss, J. (1974), "Simplified Soil-Structure Interaction Analysis with Strain Dependent Soil Properties", Nuclear Engineering and Design, Vol. 31, 218-233.

IS 1893 (2002), "Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures, Part 1, General Provisions and Buildings".

Livaoğlu, R. (2005), "Ayaklı Depoların Sıvı-Yapı-Zemin Etkileşimleri Dikkate Alınarak Deprem Davranışlarının İncelenmesi", Doktora Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.

Luco, E.J., Hadjian, A.H. ve Bos, H.D. (1974), "The Dynamic Modeling of the Half-Plane by Finite Elements", Nuclear Engineering and Design, Vol. 31, 184-194.

Lysmer, J. ve Kuhlemeyer, R.L. (1969), "Finite Dynamic Model for Infinite Media", Engineering Mechanics Division Journal, ASCE, Vol. 95, 859-877.

Mylonakis, G. ve Gazetas, G. (2000), "Seismic Soil-Structure Interaction:Beneficial or Detrimental?", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 4, 277-301.

Nofal, E.M.H. (1998), "Analysis of Non-linear Soil-Pile Interaction under Dynamic Lateral Loading", PhD Thesis, University of California, Irvine.

PEER (2013), http://peer.berkeley.edu/svbin/GeneralSearch, 10 Nisan 2013.

Psarropoulos, P.N., Klonaris, G. ve Gazetas, G. (2005), "Seismic Earth Pressures on Rigid and Flexible Retaining Walls", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 25, 795-809.

Veletsos, A.S. ve Younan, A.H. (1994), "Dynamic Soil Pressures on Rigid Vertical Walls", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23 (3), 275-301.

Wolf, J.P. ve Song, C. (1996a), "Finite Element Modelling of Unbounded Media", Chichester: John Wiley&Sons, 331 s.

Wolf, J.P. ve Song, C. (1996b), "Finite Element Modelling of Unbounded Media", 11th World Conference on Earthquake Engineering, paper no:70, 1-8.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

KONSOL BİR DAYANMA DUVARININ DİNAMİK DAVRANIŞI ÜZERİNDE DOLGU ETKİLEŞİMİNİN ÖNEMİ

IMPORTANCE OF BACKFILL INTERACTION ON DYNAMIC RESPONSE OF A CANTILEVER RETAINING WALL

Tufan ÇAKIR[1]

ABSTRACT

Thanks to the wide range of applications in civil engineering, determination of behaviour of retaining walls under different soil conditions and loading cases, and evaluation of their behaviour prior to design are of critical importance. Moreover, in the countries located in active earthquake zone such as Turkey, in addition to the determination of static behaviour, determination of the dynamic behaviour of retaining walls which are used for many engineering fields is also important. The main goal of this study is to investigate the effect of variation of backfill properties on dynamic response of a cantilever retaining wall subjected to backfill and subsoil interactions. In line with this aim, considering four different backfill soil conditions, the dynamic analyses of soil-structure model were carried out in time domain by means of finite element method. The dynamic analyses of the soil-structure model were carried out through ANSYS program considering "C02065" component of 1966 Parkfield earthquake. The results obtained from the analyses were presented in table and graphs. The obtained results show that the earthquake behaviours of cantilever retaining walls can change considerably due to the backfill interaction.

Keywords: Backfill-wall interaction, Cantilever retaining wall, Finite element model, Viscous boundaries, Soil-structure model

ÖZET

İnşaat mühendisliği uygulamalarında geniş kullanım alanı nedeniyle dayanma duvarlarının farklı zemin koşullarında ve yükleme durumlarındaki davranışlarının belirlenmesi ve tasarım öncesi değerlendirilmesi kritik bir öneme sahiptir. Ayrıca Türkiye gibi aktif deprem kuşağında bulunan ülkelerde, işlevsel olarak birçok amaca hizmet edebilen dayanma duvarlarının statik davranışlarının belirlenmesi yanında, dinamik davranışlarının belirlenmesi de önemli olmaktadır. Bu çalışmanın temel amacı, dolgu ve temel zemini etkileşimlerine maruz konsol bir dayanma duvarının dinamik davranışı üzerinde dolgu özelliklerindeki değişimin etkisini incelemektir. Bu amaçla, dört farklı dolgu zemini koşulu dikkate alınarak, zemin-yapı modelinin zaman tanım alanında sonlu elemanlar yöntemiyle dinamik analizleri yapılmıştır. Zemin-yapı modelinin dinamik analizleri 1966 Parkfield

[1] Yrd. Doç. Dr., Gümüşhane Üniversitesi, cakirtufan@hotmail.com

depremi “C02065” bileşeni dikkate alınarak ANSYS programı ile gerçekleştirilmiştir. Analizlerden elde edilen sonuçlar tablo ve grafikler halinde sunulmuştur. Elde edilen sonuçlar konsol dayanma duvarlarının deprem davranışlarının dolgu etkileşimi nedeniyle önemli mertebelerde değişebileceğini göstermektedir.

Anahtar kelimeler: Dolgu-duvar etkileşimi, Konsol dayanma duvarı, Sonlu elemanlar modeli, Viskoz sınırlar, Zemin-yapı modeli

1. GİRİŞ

Depreme maruz kalmış yapıların hasar dağılımları incelendiğinde, hasarlara neden olan en önemli etkenlerden birinin tekrarlı ve dinamik yük etkisinde kalmış zemin etkisinin olduğu görülmektedir (Kramer, 1996). Deprem dalgaları zemin tabakalarının içerisinden geçerken zemin tabakalarının özelliklerini değiştirebilmekte, bu da zeminlerin gerilme, şekildeğiştirme ve mukavemet özelliklerinin değişmesi anlamına gelmektedir. Ayrıca deprem dalgaları zemin içerisinden geçerken, zemin, yapılara gelecek olan deprem ivmelerinin genliklerini ve frekans içeriğini de değiştirebilmektedir (Ansal vd., 1999). Dolayısıyla zemin-yapı sistemlerinin deprem esnasındaki davranışlarını daha iyi anlayabilmek için tabakaları oluşturan zemin cinslerinin detaylı olarak incelenmesi ve zeminlerin fiziksel ve mekanik özelliklerinin doğru bir şekilde belirlenmesi gerekmektedir.

Dayanma duvarlarının deprem davranışları duvar tipi, deprem kaynağı, zemin koşulları ve zeminin mekanik özellikleri ile yakından ilişkilidir. Zemin ve yapının karşılıklı etkileşimi, yapı ve yerel zeminin dinamik karakteristiklerini etkilemektedir. Ayrıca zemin-yapı etkileşimi yapıda kütle ve rijitlik dağılımını etkilediğinden sistemin bütününde periyot ve mod şekillerinin değişimine neden olmaktadır. Tüm bunlardan anlaşılabileceği gibi, birçok farklı tasarımda farklı yüklerin ve zeminlerin etkisindeki dayanma duvarlarının deprem davranışlarının önemli farklılıklar göstereceği rahatlıkla söylenebilir. Oysa ülkemizde genellikle bu yapılar için tip projelerin uygulanıyor olması, ifade edilen farklılıkların tasarımda pek de önemsenmediğinin bir göstergesi olarak algılanabilir.

Dayanma yapılarının sismik analizi ve tasarımı için teknik literatürde karşılaşılan yöntemleri değişik araştırmacılar tarafından kullanılan teori ve yaklaşımlara dayanarak; “tam plastik çözümler (limit durum analizleri)”, “elastik dalga teorisine dayanan çözümler” ve “elasto-plastik ve doğrusal olmayan teoriye dayanan çözümler” olmak üzere üç kategoriye ayırmak mümkündür. Geçmişten günümüze bu üç kategoriye giren çalışmaların çoğu, değişik araştırmalarda (Nazarian ve Hadjian, 1979; Veletsos ve Younan, 1994; Theodorakopoulos vd., 2001a; Gazetas vd., 2004; Psarropoulos vd., 2005; Madabhushi ve Zeng, 2007; Giarlelis ve Mylonakis, 2011) ayrıntılı bir şekilde karşılaştırmalı olarak değerlendirildiğinden burada tekrarlanmamaktadır. Ancak günümüz tasarım teknolojilerini ortaya koyabilmek maksadıyla yakın geçmişte gerçekleştirilen analitik, sayısal ve deneysel çalışmalardan bazıları aşağıda kısaca özetlenmektedir.

Veletsos ve Younan (1997) konsol dayanma duvarlarının dinamik analizi için bir çözüm tekniği geliştirerek duvar yerdeğiştirmelerini, duvar basınçlarını, kesme kuvvetlerini ve eğilme momentlerini araştırmışlardır. Younan ve Veletsos (2000) esnek duvarların dinamik analizi için bir yöntem önererek, depremin yatay bileşeni nedeniyle oluşan duvar yerdeğiştirmelerinin büyüklüğünün ve dağılımının, duvar basınçlarının ve ilgili kuvvetlerin duvar esnekliğine oldukça duyarlı olduğunu göstermişlerdir. Theodorakopoulos vd.

(2001a, 2001b) ve Theodorakopoulos (2003) iki fazlı poro-elastik bir ortam olarak modellenmiş yarı sonsuz ve üniform bir zemini tutan rijit bir dayanma duvarının sismik davranışını incelemişlerdir. Choudhury vd. (2004) zemin dayanma yapılarının ve temellerin depreme dayanımlı tasarımı için sismik zemin basınçlarını belirlemeye yönelik kullanılan farklı yöntemleri değerlendirmişler ve daha iyi bir tasarım için kuvvete dayalı analizlerden ziyade yerdeğiştirmeye dayalı analizlerin kullanılması gerektiğini vurgulamışlardır. Psarropoulos vd. (2005) rijit ve esnek dayanma duvarlarına etkiyen dinamik zemin basınçlarını belirleyebilmek için sonlu elemanlar yöntemini kullanarak bir çalışma gerçekleştirmişler ve elde edilen sonuçları analitik yöntemlerle karşılaştırmışlardır. Choudhury ve Nimbalkar (2006) dolgu içerisindeki faz farkını ve zamanı dikkate alarak kohezyonsuz bir dolgu nedeniyle rijit dayanma duvarına etkiyen sismik aktif zemin basınçlarının dağılımını belirlemek için sözde dinamik bir yöntem kullanmışlardır. Nakamura (2006) dayanma duvarlarının sismik davranışını belirleyebilmek için santrifüj deneyleri gerçekleştirmiş ve Mononobe-Okabe yönteminin dayanma duvarı-dolgu sisteminin gerçek sismik davranışını yansıtamayacağını ifade etmiştir. Tsompanakis vd. (2007) zeminin doğrusal olmayan davranışının rijit dayanma duvarının sismik davranışını nasıl ve ne oranda etkilediğini araştırmışlar ve doğrusal olmayan zemin davranışının hem dinamik zemin basınçları hem de ivme büyültmesi üzerinde oldukça etkili olduğunu vurgulamışlardır. Mylonakis vd. (2007), Evangelista vd. (2010) ve di Santolo ve Evangelista (2011) toprak basıncı katsayılarının hesabı için gerilme çözümleri önermişler ve mevcut yöntemlerle bazı karşılaştırmalar yapmışlardır. Al Atik ve Sitar (2010) konsol dayanma duvarlarına etkiyen sismik yatay toprak basınçlarının dağılımını ve büyüklüğünü belirleyebilmek için santrifüj deneyleri ve iki boyutlu doğrusal olmayan sonlu eleman analizleri gerçekleştirmişlerdir. Callisto ve Soccodato (2010) doğrusal olmayan bir model üzerinden sayısal analizler gerçekleştirerek kaba daneli zemin içerisine gömülü konsol dayanma duvarlarının sismik davranışını incelemişlerdir. Giarlelis ve Mylonakis (2011) literatürde var olan deneysel çalışma sonuçları ile elastodinamik ve limit analiz sonuçlarından yararlanarak rijit ve esnek dayanma duvarlarının dinamik davranışını incelemişler ve klasik tasarım yöntemlerinde hesaba katılmayan duvar esnekliğinin, duvara etkiyen sismik itkinin etkime noktasının belirlenebilmesi için mutlaka dikkate alınması gerektiğini vurgulamışlardır. Giri (2011) kuru kohezyonsuz bir dolgu zemini nedeniyle rijit konsol bir dayanma duvarına etkiyen sismik zemin basıncının dağılımını belirleyebilmek için sözde dinamik bir yöntem kullanmış ve dolgu yüzeyi eğiminin aktif toprak basıncının büyüklüğünü önemli mertebelerde etkileyebileceğini vurgulamıştır. Shukla ve Bathurst (2012) rijit dayanma duvarları üzerine kohezyonlu dolgu zemininden ötürü etkiyen dinamik aktif itkinin hesabı için dolgu içerisindeki çekme çatlaklarını dikkate alabilen sözde statik yaklaşım üzerine kurulu bir analitik yöntem sunmuşlardır. Çakır ve Livaoğlu (2012, 2013) dolgu zemini-dikdörtgen kesitli depo dış duvarı-sıvı sistemlerinin sismik analizi için analitik, sayısal ve deneysel incelemeler gerçekleştirerek sonuçların uyum içerisinde olduğunu göstermişlerdir. Kloukinas vd. (2012) konsol dayanma duvarlarının dinamik davranışını belirleyebilmek için ölçeklendirilmiş modeller üzerinde bir seri sarsma tablası deneyleri gerçekleştirmişler ve sonuçların teorik modellerden elde edilenlerle uyum içerisinde olduğunu göstermişlerdir. Çakır (2013) konsol dayanma duvarlarının dinamik analizi için zemin-yapı etkileşimini dikkate alarak üç boyutlu bir doğrusal olmayan sonlu elemanlar modeli önermiştir. Bu modeli kullanarak deprem frekans içeriğinin ve zemin-yapı etkileşiminin dinamik davranış üzerindeki etkilerini ayrıntılı olarak değerlendirmiştir.

Dinamik yük etkisindeki dayanma duvarlarının, üzerlerinde oluşan sismik yanal zemin basınçları nedeniyle sıklıkla hasar görebildiği gerek ülkemizdeki örneklerden gerekse de uluslararası gözlemlerden bilinmektedir. Bu hasarlara genellikle dayanma duvarlarının

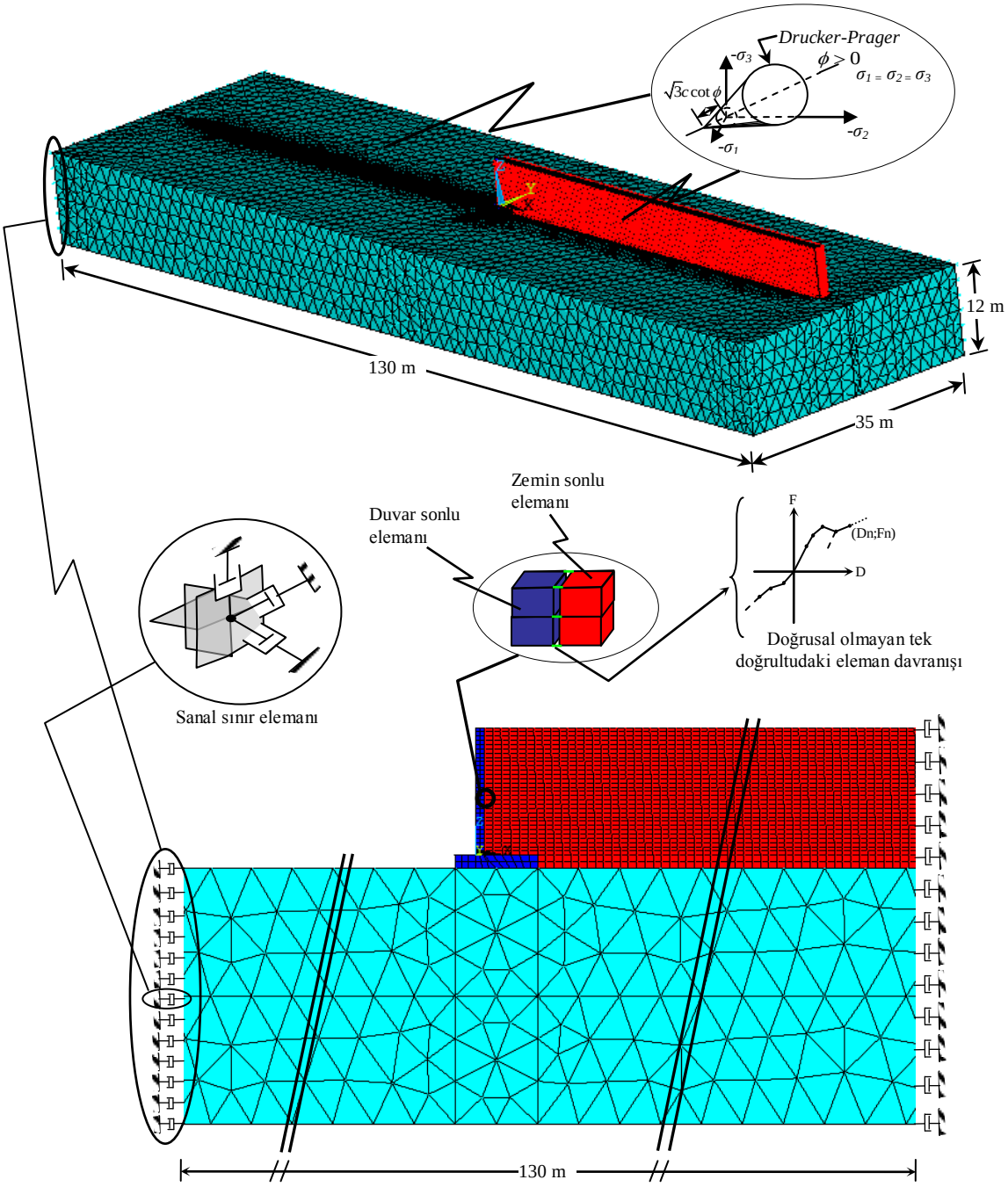
yanal ötelenmesinin, dönmesinin ve eğilmesinin neden olduğu söylenebilir. Deprem esnasında meydana gelen bu dinamik basınçlar nedeniyle dayanma duvarlarında oluşabilecek hasarları azaltabilmek için söz konusu basınçlarla yapıda meydana gelebilecek yerdeğiştirme, ötelenme ve dönmelerin doğru şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Zira deprem anında yer hareketinden dolayı etkiyen dinamik zemin basınçlarının, dağılım ve büyüklük bakımından statik basınçlardan farklı olduğu bilinmektedir. Yukarıdaki literatür incelemesinden de görüleceği üzere, dayanma duvarlarına etkiyen dinamik zemin basınçlarının belirlenmesi, dayanma duvarlarının sismik analizi ve tasarımı çoğunlukla basit kabuller yapılarak Mononobe-Okabe yöntemiyle gerçekleştirilmektedir. Deprem etkisine maruz aktif ya da pasif zemin kamasına, kamanın ağırlığıyla orantılı yatay ve düşey sözde statik kuvvetlerin etki etmesinden ibaret olan bu yöntem ve türevleri günümüzde birçok ülkenin deprem yönetmeliğinde yer almasına rağmen, dalga yayılımı etkilerini ve zemin-yapı etkileşimini dikkate alamamaktadır (Çakır, 2013). Bu çalışmanın temel amacı; zemin-yapı etkileşimini dikkate alarak konsol bir dayanma duvarının dinamik davranışı üzerinde dolgu etkileşim etkilerini incelemektir. Bu amaçla, dört farklı dolgu zemini koşulu dikkate alınarak dolgu-dayanma duvarı-temel/zemin sisteminin dinamik çözümlemeleri gerçekleştirilmektedir.

2. YAPISAL ÖZELLİKLER VE ÖNERİLEN SAYISAL MODEL

İncelemeye konu olan dayanma duvarı, düşey gövde plağı yüksekliği 6 m ve ona mesnetlik eden yatay taban plağı yüksekliği 0.6 m olmak üzere toplam 6.6 m yüksekliğe ve 0.8 m sabit kalınlığa sahiptir. Bu duvarın ön çıkma genişliği 1 m, arka çıkma genişliği 2.6 m'dir. Yarı sonsuz dolgu zemini ortamının davranışını doğru bir şekilde temsil edebilmek amacıyla, duvar yüzünden itibaren kritik uzaklık, literatürde önerilen değerler referans alınarak duvar yüksekliğinin 10 katı olacak şekilde dikkate alınmıştır (Veletsos ve Younan, 1994; Psarropoulos vd., 2005).

Elastik olmayan zemin davranışı ve dolgu-duvar etkileşim yüzeyinde ilişkinin doğrusal olmaması nedeniyle, inceleme konusu sistemin gerçekçi bir sonlu elemanlar modelini oluşturmak oldukça karmaşık bir hal almaktadır. Bu bağlamda, dolgu-duvar etkileşim yüzeyinde doğrusal olmayan ilişkinin ve elastik olmayan zemin davranışının dikkate alınabildiği dolgu-dayanma duvarı-temel/zemin sistemi için Şekil 1'de görülen sayısal model geliştirilmiştir. Geliştirilen bu modelde, tüm fiziksel ortamlar katı (solid) elemanlarla modellenmiştir. Dolgu-duvar etkileşimini modellemek için özel ara yüzey elemanı olarak doğrusal olmayan genelleştirilmiş kuvvet-deplasman kabiliyetine sahip tek doğrultulu eleman kullanılmıştır. Bu elemanın kullanımı ile dolgu ile dayanma duvarı arasında basınç durumunda etkileşimin olduğu, çekme durumunda ise etkileşimin olmadığından hareketle, depo dış duvarına dolgudan kaynaklanan çekme gerilmelerinin gelmesi de önlenmiş olmaktadır. Ayrıca sonlu elemanlar yöntemi zemin-yapı etkileşim problemlerine uygulandığında, sınır koşullarının doğru ve gerçekçi bir şekilde tanımlanması gerekmektedir. Zira oluşturulan modellerde, gerçekte sonsuz büyüklükteki zemin hacmi, sınırlı hacimdeki bir zemin ortamla temsil edilmeye çalışılmaktadır. Sınırsız zemin hacmini bu şekilde sonlu hacimle belirtmek, sistem enerjisini belirli bir bölgede sınırlamak anlamına gelmektedir. Bu durum ise, dinamik sistemde dalgaların sınır koşullarına bağlı olarak sürekli bir şekilde yansımasına ve yapay dinamik etkilerin ortaya çıkmasına neden olmaktadır (Hadjian vd., 1974). Yapay dinamik etkiler, sınırların yapıdan çok uzakta seçilmesiyle veya zemin ortamda sanal sınırların kullanılmasıyla giderilebilmektedir. Sınırların yapıdan çok uzakta seçilmesi ile, yayılan enerji malzeme iç

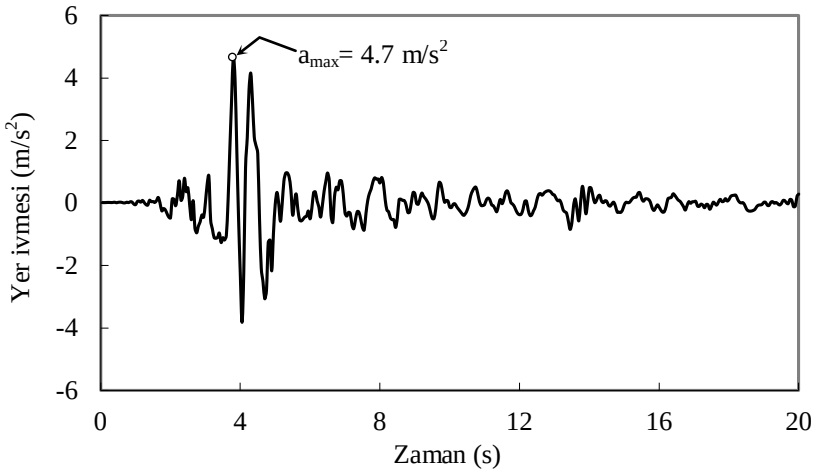
sönümü etkisiyle sınırlara gelmeden absorbe edilebilmektedir. Ancak bu yaklaşım tarzı çok miktarda eleman ve serbestlik derecesi gerektireceğinden çözüm zamanı açısından ekonomik olmamaktadır. Buradan hareketle, sonsuz ortamda radyasyonla yayılan enerjiyi absorbe edebilen birçok sanal sınır modeli geliştirilmiştir. Bu çalışmada yayılmaya bağlı sönüm etkilerinin dikkate alınabilmesi ve yansıma etkilerinin önüne geçilebilmesi için Lysmer ve Kuhlemeyer (1969) tarafından önerilen viskoz sanal sınırlar kullanılmakta ve zeminin malzeme bakımından doğrusal olmayan davranışı da Drucker-Prager kırılma ölçütüyle ifade edilmektedir. Tüm bu modellemelerin ve çözümlemelerin gerçekleştirilebilmesi için ANSYS programından yararlanılmıştır (ANSYS 10, 2006).



Şekil 1. Dolgu-Konsol Dayanma Duvarı-Temel/Zemin Sisteminin Sonlu Elemanlar Modeli

3. DİNAMİK ANALİZ

İncelemeye konu olan sistemin dinamik çözümlemeleri zaman ortamında doğrudan integrasyon yöntemlerinden Newmark yaklaşımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bu çözümlemelerde sistemin sönümü Rayleigh sönümü ile temsil edilmiştir. Yer hareketi olarak 1966 Parkfield depremi "C02065" bileşeni dikkate alınmıştır (Şekil 2). Söz konusu deprem kaydı için en büyük yer ivmesi 4.7 m/s^2 olarak kaydedilmiştir. Analizlerde dayanma duvarına ait elastisite modülü 28000 MPa, Poisson oranı 0.20, birim hacim ağırlık 25 kN/m^3, kuru kohezyonsuz temel zeminine ait elastisite modülü 500 MPa, Poisson oranı 0.35, birim hacim ağırlık 19 kN/m^3 olarak dikkate alınmıştır. Dinamik davranış üzerinde dolgu etkileşim etkilerini değerlendirebilmek maksadıyla dikkate alınan dolgu zemini özellikleri Tablo 1'de sunulmaktadır.



Şekil 2. 1966 Parkfield Depremi C02065 Bileşeni (PEER, 2013)

Tablo 1. Analizlerde Dikkate Alınan Dolgu Zemini Özellikleri

Zemin sistemi	E (kN/m^2)	G (kN/m^2)	υ	γ (kg/m^3)	v_s (m/s)	v_p (m/s)
S1	300000	111111	0.35	1900	241.83	503.40
S2	150000	55556	0.35	1900	171.00	355.96
S3	75000	26786	0.40	1800	121.99	298.81
S4	35000	12500	0.40	1800	83.33	204.12

4. BULGULAR VE TARTIŞMA

Zemin-yapı etkileşim modelinin verilen deprem yükü etkisi altında dört farklı dolgu zemini koşulu için çözümlenmesinden elde edilen en büyük yatay yerdeğiştirmeler ve gerilmeler ile bu tepkilerin gerçekleşme zamanları Tablo 2'de verilmektedir. Burada verilen yerdeğiştirmeler, yer seviyesine göre hesaplanan izafi yerdeğiştirmeleri göstermektedir. Tablo 2'de verilen değerlere bakıldığında, dolgu zemini özelliklerindeki değişime bağlı olarak yatay yerdeğiştirme ve gerilme tepkilerinin şiddetlerinde farklılıklar olduğu açıkça görülmektedir. Dikkate alınan dayanma duvarı için hem yerdeğiştirme tabanlı hem de gerilme tabanlı irdelemeler aşağıdaki alt başlıklarda grafiksel olarak verilmektedir.

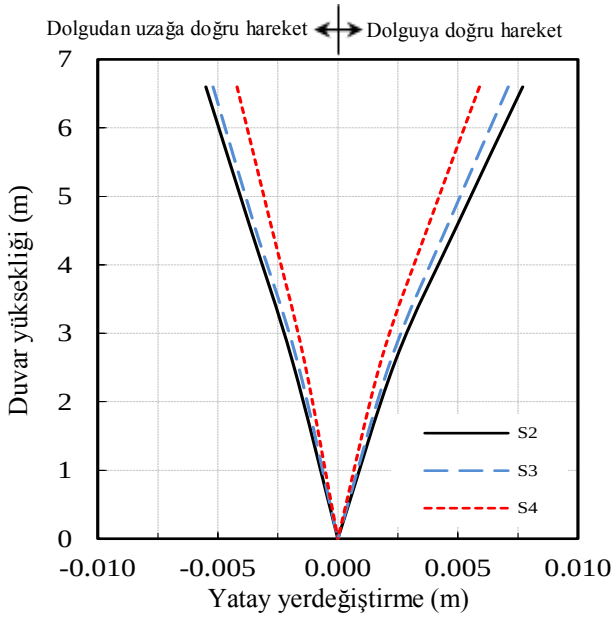
Tablo 2. Dinamik Analiz Sonuçları

Zemin sistemi	S1		S2		S3		S4	
	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer	t (s)	Değer
u_t (m)	4.55	0.0075	4.55	0.0077	4.55	0.0071	4.50	0.0059
S_{zb} (MPa)	4.40	-4.5107	4.40	-4.4981	4.40	-4.1970	4.40	-3.5492
S_{yb} (MPa)	4.40	-0.8284	4.40	-0.7916	4.40	-0.7364	4.40	-0.6021
S_{xb} (MPa)	4.50	-4.1821	4.50	-4.1508	4.50	-3.8753	4.45	-3.1771
S_{zf} (MPa)	4.40	4.2325	4.40	4.2723	4.40	4.0137	4.40	3.4111
S_{yf} (MPa)	4.40	0.3589	4.40	0.3424	4.40	0.3147	3.90	0.2698
S_{xf} (MPa)	3.85	1.3047	3.90	1.2556	3.90	1.1809	3.90	1.0094

u_t : Dayanma duvarının tepe noktasının yatay yerdeğiştirmesi; S_{zb}, S_{yb} and S_{xb} : Dayanma duvarının arka yüzünde (dolgu tarafı) *z*, *y* ve *x* doğrultularında hesaplanan gerilmeler; S_{zf}, S_{yf} and S_{xf} : Dayanma duvarının ön yüzünde *z*, *y* ve *x* doğrultularında hesaplanan gerilmeler.

4.1. Yerdeğiştirmeler

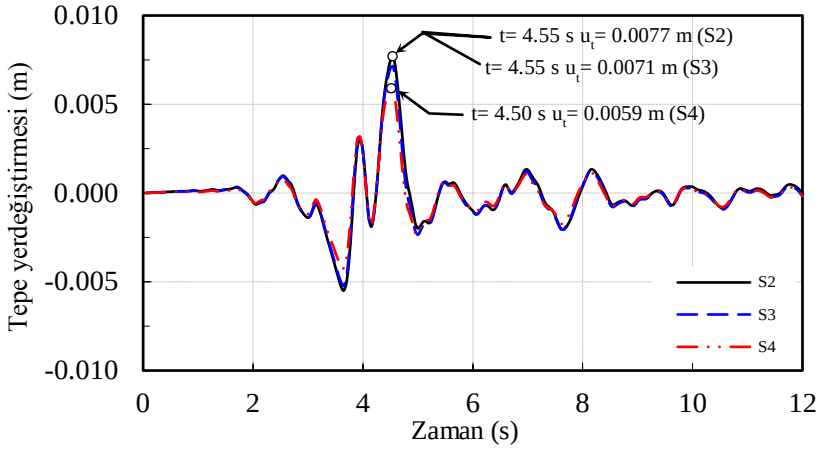
Gerçekleştirilen farklı analizlerden elde edilen yatay yerdeğiştirmelerin yükseklikle değişimleri Şekil 3'de verilmektedir. Bu şekilden de görülebileceği gibi, dolgu zemini özelliklerindeki değişime bağlı olarak, deprem yükü etkisi altındaki dayanma duvarının yerdeğiştirmeleri önemli ölçüde artmakta ya da azalmaktadır. Buradaki yerdeğiştirmelerin negatif değerleri duvarın dolgudan uzağa doğru hareketini, pozitif değerleri ise dayanma duvarının dolguya doğru hareketini temsil etmektedir.



Şekil 3. Farklı Dolgu Zemini Koşullarına Göre Dayanma Duvarı Yerdeğiştirmelerinin Yükseklik Boyunca Değişimleri

Farklı dolgu zemini koşullarında dayanma duvarının tepe yerdeğiştirmelerinin zamanla değişimleri Şekil 4'de verilmektedir. Bu şekilden görüldüğü üzere, dolgu zemini

sistemindeki değişimlere bağlı olarak oluşan yerdeğiştirmelerin eşlenik bir karakter sergilediği söylenebilir. Ancak yerdeğiştirmelerin maksimum değerlerinde önemli farklılıklar gözlenmektedir. Örneğin; en büyük yerdeğiştirme S4 zemin sisteminde 0.0059 m düzeyinde gerçekleşirken, dolgu rijitliğindeki değişime bağlı olarak S2 zemin sisteminde 0.0077 m olarak meydana gelmektedir. Bu durum, dikkate alınan zemin sistemleri arasında, dolgu etkileşimi nedeniyle söz konusu tepkinin yaklaşık %30 oranında arttığını göstermektedir.



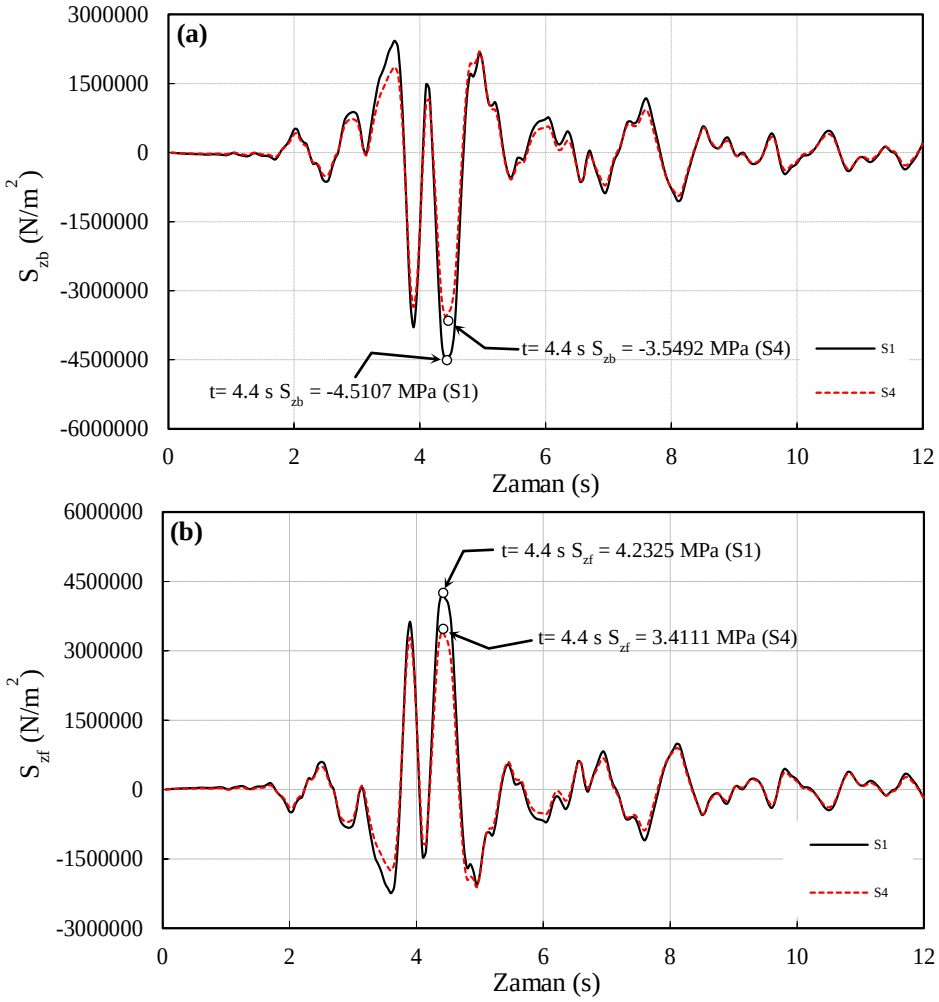
Şekil 4. Farklı Dolgu Zemini Koşullarına Göre Dayanma Duvarı Tepe Yerdeğiştirmelerinin Zamanla Değişimleri

4.2. Gerilmeler

Gerçekleştirilen hesaplamalar sonucunda; dört farklı dolgu zemini sistemi için dayanma duvarı ön ve arka yüzlerinde tespit edilmiş olan kritik kesitlerde oluşan gerilmeler değerlendirilerek bu kesitler için en büyük gerilme değerleri ve gerilmelerin zamanla değişimleri elde edilmiştir. İncelenen farklı durumlarda, dolgu etkileşimi nedeniyle bu gerilmelerin şiddetlerinin değişebildiği görülmektedir.

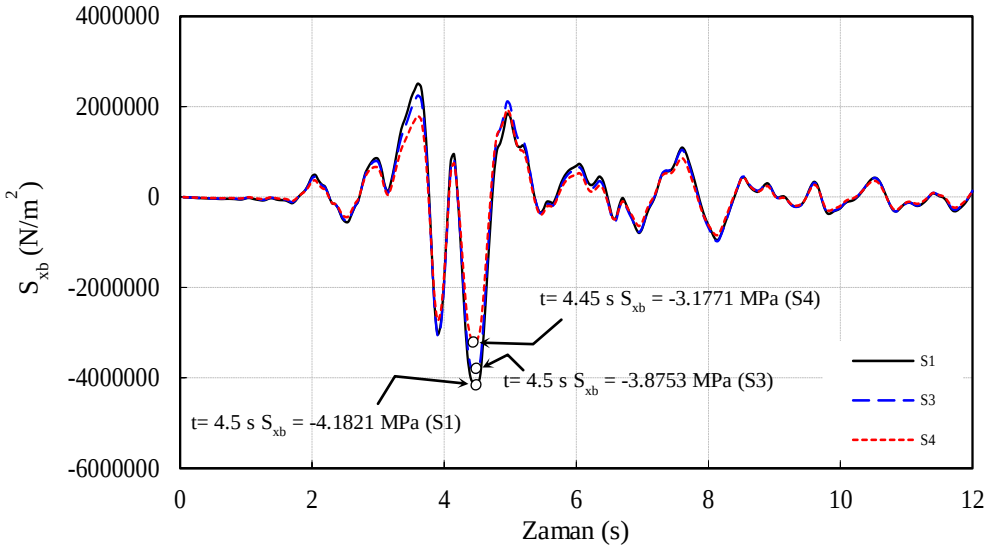
Dikkate alınan farklı dolgu zemini sistemleri için *z* doğrultusunda dayanma duvarının arka ve ön yüzlerinde meydana gelen gerilmelerin zamanla değişimleri Şekil 5'de karşılaştırmalı olarak verilmektedir. Gerilmelerin zamanla değişimleri incelendiğinde, dolgu zemini koşullarındaki değişimlere bağlı olarak oluşan gerilmelerin eşlenik bir karakter sergilediği söylenebilir. Kritik kesitlerdeki gerilmelerin maksimum değerleri değerlendirilecek olursa, dayanma duvarı arka yüzünde, en az rijitliğe sahip S4 zemin sistemi için en büyük gerilme basınç olarak 3.5492 MPa düzeyinde hesaplanırken, bu değer en fazla rijitliğe sahip S1 zemin sisteminde yaklaşık %27 oranında bir artışla yine basınç olarak 4.5107 MPa mertebesinde gerçekleşmektedir. Benzer karşılaştırma dayanma duvarının ön yüzünde oluşan gerilmeler üzerinden yapılırsa, S4 zemin sisteminde en büyük gerilmenin çekme olarak 3.4111 MPa düzeyinde, S1 zemin sisteminde ise yaklaşık %24 oranında bir artışla yine çekme olarak 4.2325 MPa düzeyinde gerçekleştiği görülebilir. Bu bağlamda, burada vurgulanması gereken önemli bir husus, elde edilen en büyük tepkiler bakımından, farklı rijitliğe sahip dolgu zemini koşulları için gerilmelerin yön değiştirmediği, gerilmelerin ön yüzde tümüyle çekme, arka yüzde ise tümüyle basınç gerilmelerinin oluştuğudur. Ayrıca en büyük tepkilerin gerçekleşme zamanları

incelendiğinde, konsol dayanma duvarının ön ve arka yüzlerinde, tüm dolgu zemini koşullarında bir farklılığın olmadığı ve tüm tepkilerin 4.40 s civarında meydana geldiği görülmektedir.



Şekil 5. Farklı Dolgu Zemini Koşullarına Göre Dayanma Duvarının a) Arka Yüzünde b) Ön Yüzünde *z* Doğrultusundaki Gerilmelerin Zamanla Değişimleri

z doğrultusundaki gerilmelere benzer olarak *x* doğrultusundaki gerilmeler de karşılaştırılabilir. Şekil 6'da üç farklı dolgu zemini sistemi için dayanma duvarı arka yüzünde *x* doğrultusundaki gerilmelerin zamanla değişimleri verilmektedir. Bu şekilden de eğilimin benzer olduğu ve dolgu-duvar etkileşimine bağlı olarak kesme etkisinin önemli ölçüde artabildiği görülmektedir. Örneğin; S4 zemin sistemi en büyük gerilme 4.45 s'de basınç olarak 3.1771 MPa seviyesinde hesaplanırken, S1 zemin sistemi için yaklaşık %32 oranında bir artışla 4.5 s'de yine basınç olarak 4.1821 MPa mertebesinde gerçekleşmektedir. Yapılan tüm bu irdelemeler bu çalışmada incelenen zemin-yapı sistemi için konsol dayanma duvarının sismik davranışı üzerinde dolgu-duvar etkileşim etkilerini açık bir şekilde ortaya koymaktadır.



Şekil 6. Farklı Dolgu Zemini Koşullarına Göre Dayanma Duvarının Arka Yüzünde *x* Doğrultusundaki Gerilmelerin Zamanla Değişimleri

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, geliştirilen üç boyutlu doğrusal olmayan bir sonlu elemanlar modeli vasıtasıyla, dolgu ve temel zemini etkileşimlerine maruz konsol bir dayanma duvarının dinamik davranışı, dolgu zemininin fiziksel ve mekanik özelliklerindeki değişime bağlı olarak incelenmiştir. Önerilen sayısal model ile konsol dayanma duvarının dinamik davranışı; elasto-plastik zemin davranışı ve dolgu-dayanma duvarı etkileşim yüzeyinde doğrusal olmayan ilişki belirli bir yaklaşıklıkla dikkate alınarak incelenebilmektedir. Ayrıca söz konusu model ile yayılmaya bağlı (radyasyonel) sönüm etkilerini gerçekçi bir şekilde hesaba katmak mümkün olabilmektedir.

Konsol dayanma duvarının dinamik davranışı, duvar tepe noktasının yatay yerdeğiştirmeleri ile duvar ön ve arka yüzlerinde kritik kesitlerde meydana gelen gerilmeler üzerinden değerlendirilmiştir. Söz konusu bu tepkilerin irdelenmesinden, duvar deprem davranışının dolgu zemini özelliklerindeki değişime bağlı olarak kayda değer bir biçimde değişebileceği görülmüştür. Bu bağlamda, dolgu etkileşimi güvenilir bir tasarım için tasarım aşamasında mutlaka dikkate alınmalıdır.

Elde edilen bulgular, bu çalışma kapsamında incelenen zemin-yapı sistemi ve dikkate alınan deprem kaydı için geçerlidir. Bu bakımdan sonuçların genelleştirilebilmesi için parametrik çalışmaların ve uygulama alanının daha da genişletilmesi gerekmektedir. Zira bu tür yapısal sistemlerin dinamik davranışları, deprem ile yerel zemin koşullarının karmaşık ve karşılıklı etkileşiminden oldukça etkilenebilmektedir. Bu bağlamda farklı duvar tiplerine, duvar geometrilerine, duvar kalınlıklarına, temel zemini özelliklerine ve yer hareketlerine göre de analizler gerçekleştirmek suretiyle bu çalışmada elde edilen sonuçlar genelleştirilebilir.

KAYNAKLAR

Al Atik, L. ve Sitar, N. (2010), "Seismic Earth Pressures on Cantilever Retaining Structures", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 136 (10), 1324-1333.

Ansal, A., Erken, A., Yıldırım, H., İyisan, R., Okur, V., Güllü, H., Bayraklı, Y. ve Özçimen, N. (1999), "Zeminlerin Tekrarlı Gerilmeler Altında Davranışları ve 17 Ağustos Kocaeli Depremi", Türkiye Mühendislik Haberleri, Vol. 44 (404), 23-33.

ANSYS 10 (2006), "ANSYS Inc.", Canonsburg, PA.

Callisto, L. ve Soccodato, F.M. (2010), "Seismic Design of Flexible Cantilevered Retaining Walls", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 136 (2), 344-354.

Choudhury, D., Sitharam, T.G. ve Subba Rao, K.S. (2004), "Seismic Design of Earth-Retaining Structures and Foundations", Special section:Geotechnics and Earthquake Hazards, Current science, Vol. 87, 1417-1425.

Choudhury, D. ve Nimbalkar, S.S. (2006), "Pseudo-Dynamic Approach of Seismic Active Earth Pressure Behind Retaining Wall", Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 24, 1103-1113.

Çakır, T. ve Livaoğlu, R. (2012), "Fast Practical Analytical Model for Analysis of Backfill-Rectangular Tank-Fluid Interaction Systems", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 37, 24-37.

Çakır, T. (2013), "Evaluation of The Effect of Earthquake Frequency Content on Seismic Behavior of Cantilever Retaining Wall Including Soil-Structure Interaction", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 45, 96-111.

Çakır, T. ve Livaoğlu, R. (2013), "Experimental Analysis on FEM Definition of Backfill-Rectangular Tank-Fluid System", Geomechanics and Engineering, Vol. 5 (2), 165-185.

di Santolo, A.S. ve Evangelista, A. (2011), "Dynamic Active Earth Pressure on Cantilever Retaining Walls", Computers and Geotechnics, Vol. 38, 1041-1051.

Evangelista, A., di Santolo, A.S. ve Simonelli, A.L. (2010), "Evaluation of Pseudostatic Active Earth Pressure Coefficient of Cantilever Retaining Walls", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 30, 1119-1128.

Gazetas, G., Psarropoulos, P.N., Anastasopoulos, I. ve Gerolymos, N. (2004), "Seismic Behaviour of Flexible Retaining Systems Subjected to Short-Duration Moderately Strong Excitation", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 24, 537-550.

Giarlelis, C. ve Mylonakis, G. (2011), "Interpretation of Dynamic Retaining Wall Model Tests in Light of Elastic and Plastic Solutions", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 31, 16-24.

Giri, D. (2011), "Pseudo-Dynamic Approach of Seismic Earth Pressure Behind Cantilever Retaining Wall With Inclined Backfill Surface", Geomechanics and Engineering, Vol. 3 (4), 255-266.

Hadjian, A.H., Luco, J.E. ve Tsai, C.N. (1974), "Soil-Structure Interaction: Continuum or Finite Element", Nuclear Engineering and Design, Vol. 31, 151-167.

Kloukinas, P., Penna, A., di Santolo, A.S., Bhattacharya, S., Dietz, M., Dihoru, L., Evangelista, A., Simonelli, A.L., Taylor, C.A. ve Mylonakis, G. (2012), "Experimental Investigation of Dynamic Behavior of Cantilever Retaining Walls", Second International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, Taormina, Italy, May 28-30, paper no. 13.08.

Kramer, S.L. (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.

Lysmer, J. ve Kuhlemeyer, R.L. (1969), “Finite Dynamic Model for Infinite Media”, Engineering Mechanics Division Journal, ASCE, Vol. 95, 859-877.

Madabhushi, S.P.G. ve Zeng, X. (2007), “Simulating Seismic Response of Cantilever Retaining Walls”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 133, 539-549.

Mylonakis, G., Kloukinas, P. ve Papantonopoulos, C. (2007), “An Alternative to the Mononobe-Okabe Equations for Seismic Earth Pressures”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 27, 957-969.

Nakamura, S. (2006), “Re-Examination of Mononobe-Okabe Theory of Gravity Retaining Walls Using Centrifuge Model Tests”, Soils and Foundations, Vol. 46 (2), 135–146.

Nazarian, H.N. ve Hadjian, A.H. (1979), “Earthquake-Induced Lateral Soil Pressures on Structures”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, 1049-1066.

PEER (2013), http://peer.berkeley.edu/svbin/GeneralSearch, 10 Nisan 2013.

Psarropoulos, P.N., Klonaris, G. ve Gazetas, G. (2005), “Seismic Earth Pressures on Rigid and Flexible Retaining Walls”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 25, 795-809.

Shukla, S.K. ve Bathurst, R.J. (2012), “An Analytical Expression for The Dynamic Active Thrust from c-φ Soil Backfill on Retaining Walls With Wall Friction and Adhesion”, Geomechanics and Engineering, Vol. 4 (3), 209-218.

Theodorakopoulos, D.D., Chassiakos, A.P. ve Beskos, D.E. (2001a), “Dynamic Pressures on Rigid Cantilever Walls Retaining Poroelastic Soil Media. Part I. First Method of Solution”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 21, 315-338.

Theodorakopoulos, D.D., Chassiakos, A.P. ve Beskos, D.E. (2001b), “Dynamic Pressures on Rigid Cantilever Walls Retaining Poroelastic Soil Media. Part II. Second Method of Solution”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 21, 339-364.

Theodorakopoulos, D.D. (2003), “Dynamic Pressures on A Pair of Rigid Walls Retaining Poroelastic Soil”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering Vol. 23, 41-51.

Tsompanakis, Y., Psarropoulos, A.S., Zania, V. ve Tsimpourakis, S. (2007), “Effects of Soil Non-Linearity on the Seismic Response of Rigid Non-Sliding Retaining Walls”, 4th International Conference on Earthquake Engineering, June, Thessaloniki, Greece, paper no:1271.

Veletsos, A.S. ve Younan, A.H. (1994), “Dynamic Soil Pressures on Rigid Vertical Walls”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23 (3), 275-301.

Veletsos, A.S. ve Younan, A.H. (1997), “Dynamic Response of Cantilever Walls”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 123 (2), 161-172.

Younan, A.H. ve Veletsos, A.S. (2000), “Dynamic Response of Flexible Retaining Walls”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 29, 1815-1844.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ANKRAJLA DESTEKLENMİŞ AĞIRLIK TİPİ İSTİNAT DUVARLARININ SİSMİK DAVRANIŞI: ANALİTİK BİR YAKLAŞIM

SEISMIC BEHAVIOR OF ANCHORED GRAVITY RETAINING WALLS: AN ANALYTICAL APPROACH

Aurelian C. TRANDAFIR [1] **Özgür L. ERTUĞRUL [2]**

ABSTRACT

In this study, the effectiveness of ground anchors in reducing the seismic displacements of gravity retaining walls supporting dry homogeneous fill slope is investigated through Newmark sliding block analyses. Sliding failure along the base of the wall and translational failure along a planar slip surface of the active wedge within the fill material behind the wall were considered in the formulation, whereas the anchor load was taken as a line load acting on the face of the gravity retaining wall. The effects of magnitude and orientation of anchor load on the yield acceleration of the wall-backfill system and seismically induced wall displacements were examined. It was found that for the same anchor orientation, the yield acceleration increases in a quasi-linear manner with increasing the anchor load, whereas an anchor load of a given magnitude acting at various orientations produces essentially identical yield accelerations.

Key Words: Gravity retaining wall, ground anchors, Newmark Sliding Block Analysis

ÖZET

Bu çalışmada, kohezyonsuz granüler dolgu şevini destekleyen ağırlık tipi istinat duvarlarında sismik yer değiştirmelerin azaltılması maksadıyla zemin ankrajı kullanılması durumu Newmark Kayan Blok Analizleriyle irdelenmiştir. Geri dolguda oluşan aktif kayma kamasının doğrusal bir yenilme yüzeyi üzerinde hareket ettiği kabul edilmiş, ankraj kuvveti ise istinat duvarının yüzeyine etki eden bir çizgi yük olarak düşünülerek analizler gerçekleştirilmiştir. Ankraj yükünün büyüklüğü ve orientasyonunun, yenilme ivmesi ve sismik yer değiştirmeler üzerindeki etkileri araştırılmıştır. İstinat duvarı-geri dolgu sistemi için hesaplanan yenilme ivmeleri, aynı orientasyona sahip ankrajlarda kuvvet büyüklüğündeki artışa bağlı olarak kuasi-lineer tarzda yükselmiştir.

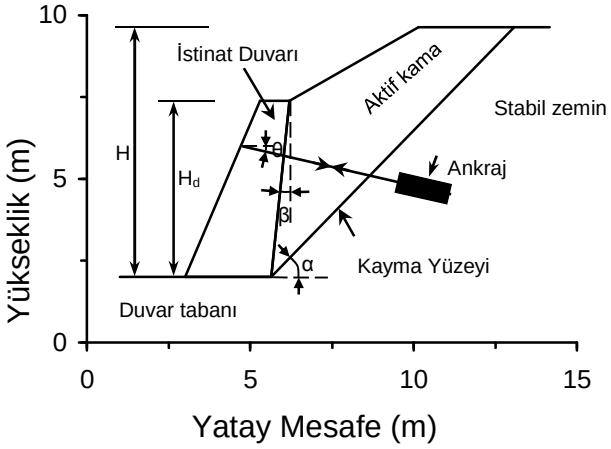
Anahtar Kelimeler: Ağırlık tipi istinat duvarı, zemin ankrajı, Newmark Kayan Blok Analizi

---

[1] *Senior Engineer, Fugro GeoConsulting, Inc., 6100 Hillcroft Ave., Houston, TX 77081, USA,*
E-mail: atrandafir@yahoo.com; atrandafir@fugro.com
[2] *Yrd. Doç.Dr., Mersin Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, 33343, Ciftlikkoy, Mersin,*
E-mail: ozgurertugrul@hotmail.com; ertugrul@mersin.edu.tr

1. GİRİŞ

Deprem etkisine maruz kalan ağırlık tipi istinat duvarlarında oluşan yanal yer değiştirmeler, desteklenen dolgu üzerinde yer alan yapılarda önemli hasara yol açabilmektedir. Şekil-1'de görüldüğü üzere mevcut istinat duvarlarının kalıcı zemin ankrajlarıyla desteklenmesi, sismik yer değiştirmelerin önlenmesi hususunda etkin bir yöntem teşkil edebilir. Ankrajlı iksa sistemleri duraysız şevlerin ve kazıların desteklenmesi maksadıyla yaygın olarak kullanılmakta olup, bu konuda literatürde çok sayıda araştırma mevcuttur.



Şekil 1 Ankrajlı ağırlık tipi istinat duvarı

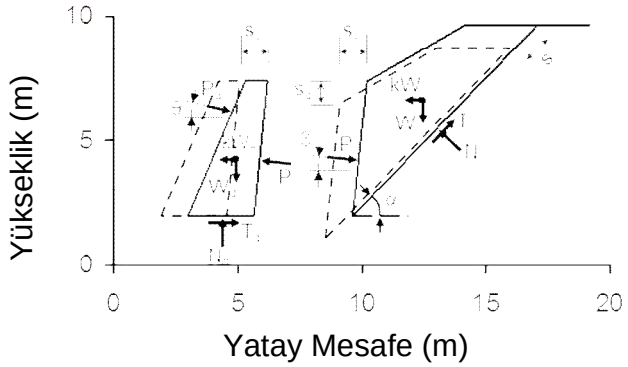
Ağırlık tipi istinat duvarları, kayma düzlemi dışında kalan stabil zemine kalıcı ankrajlar ya da zemin çivileri ile bağlanabilmektedir. Çekmeye çalışan ankraj elemanları, deprem etkisiyle kayma kamasına etkiyen kaydırıcı kuvvetin bir bölümünü stabil zeminde yer alan kök bölgesinde oluşturulan sürtünme kuvvetleri vasıtasıyla karşılayarak, istinat duvarının yapacağı sismik yer değiştirmelerin azaltılabilmesine olanak sağlayabilmektedir.

Bu çalışmada, farklı ankraj kuvvetlerinin ağırlık tipi istinat duvarlarının sismik davranışı üzerindeki etkileri dinamik yer değiştirme analizleri ile irdelenmiştir. İstinat duvarı yüksekliği H_d = 5.4 m olarak alınmış, duvar tabanı ile şev üst kotu arasında **Error! Reference source not found.**'de görüldüğü üzere H = 7.6 m kot farkı olduğu düşünülmüştür. Analizlerde, kuru ve kohezyonsuz art dolgu malzemesinin birim hacim ağırlığı γ = 17 kN/m^3, içsel sürtünme açısı ϕ = 27°, kohezyon c = 10 kPa olarak kabul edilmiştir. Duvar tabanındaki sürtünme açısı ϕ_b = 28° ve duvarı oluşturan malzemenin birim hacim ağırlığı γ = 23 kN/m^3 olarak alınmıştır. Duvar geometrisi göz önüne alınarak istinat yapısının toplam ağırlığı W_d = 220.4 kN olarak hesaplanmıştır.

2. NEWMARK KAYAN BLOK FORMÜLASYONU VE YENİLME İVMESİ

Error! Reference source not found.'de gösterilen ankrajlı ağırlık tipi istinat duvarı için oluşturulan hareket denklemi, ilk olarak Newmark (1965) tarafından önerilen ve sonrasında Richards ve Elms (1979) tarafından istinat duvarlarının sismik performansını incelemek amacıyla kullanılan kayan blok formülasyonuna dayanarak geliştirilmiştir. Richards ve Elms (1979) tarafından yapılan çalışmaya benzer olarak, bu çalışmada kayma kamasının ve istinat duvarının rijit olarak hareket ettiği, duvar tabanında ve kayma düzleminde kayma mukavemetinin tam olarak mobilize olması durumu kabul edilmiştir. **Error! Reference source not found.**'de gösterilen kayma mekanizması düşünülerek hareket denklemleri elde edilmektedir. Analizlerde doğrusal kayma düzleminin yatayla yaptığı açı *a* olarak alınmıştır. Ankrajların kök bölgesinde kayma mukavemetinin tam olarak mobilize olduğu ve deprem sırasında meydana gelecek normal yük değişimlerinden etkilenmediği varsayılmaktadır. İkinci olarak ise, ankrajların duvar-art dolgu temas yüzeyinde deprem etkisiyle meydana gelen deplasmanlara bağlı olarak oluşan kesme kuvvetlerinin de ankraj üzerindeki etkileri ihmal edilmektedir. Bu varsayımlar doğrultusunda ankraj kuvvetinin, P_a sabit büyüklüğünde ve ankrajın birim uzunluktaki çekme dayanımına eşit olduğu kabul edilebilir.

Analizlerde yapılan bir diğer kabul ise, deprem kaynaklı duvar hareketlerinin art dolgudan dışarı doğru olduğu ve kayma kamasının **Error! Reference source not found.**'de gösterildiği üzere yalnızca duvar istikametinde hareket ediyor olduğudur. İstinat duvarlarının art dolguya doğru hareket edebilmesi ve duvar gerisinde pasif kayma kamasının oluşabilmesi için oldukça yüksek yatay yer ivmelerine maruz kalması gerektiğinden, bu kabul pek çok pratik uygulama için yeterlidir.



Şekil 2 Kayma kaması ve istinat duvarına etkiyen kuvvetler

Analizlerde sürtünmesiz bir duvar-art dolgu yüzeyi düşünülmüş olup, **Error! Reference source not found.**'de gösterilen *P* duvar itkisinin temas yüzeyine dik olarak etki ettiği düşünülmektedir. Duvar yüzeyinin eğimine bağlı olarak *P* itkisi ile yatay arasındaki β açısı, **Error! Reference source not found.**'de gösterildiği üzere duvar yüzeyinin düşey ile yaptığı açıya eşittir. Bu çalışma kapsamında yapılan analizlerde β = 6° olarak alınmıştır. Ankraj kuvveti, duvar dış yüzeyine etki eden ve yatay ile θ açısı yapan çizgisel bir kuvvet olarak düşünülmüştür. Error! Reference source not found.'de gösterilen diğer kuvvetler,

duvar ağırlığı (W_d), duvara etkiyen psödo-statik yatay atalet kuvveti (kW_d), kayma kaması ağırlığı (W), kayma kamasına etkiyen yatay eylemsizlik kuvveti (kW), duvar tabanındaki normal tepki kuvveti (N_d), duvar tabanında oluşan sürtünme kuvveti (T_d), doğrusal kayma düzleminde oluşan normal kuvvet (N) ve sürtünme kuvveti (T) olarak belirlenmiştir. Psödo-statik eylemsizlik kuvvetlerinin hesaplanmasında kullanılan k katsayısı yatay deprem ivmesi katsayısı olarak adlandırılmaktadır.

Error! Reference source not found.'de gösterilen ağırlık tipi istinat duvarı için yazılan hareket denkleminde, değişken parametre duvarın yatay yer değiştirmesi (s_y) olarak belirlenmiştir. **Error! Reference source not found.**'de gösterilen kuvvetler dikkate alındığında, istinat duvarının bağıl ivmesi, $\ddot{s}_y$ Newton'un ikinci hareket yasası kullanılmak suretiyle aşağıdaki gibi elde edilebilmektedir:

$$\frac{W_d}{g}\ddot{s}_y = P\cos b + kW_d - T_d - P_a\cos q \qquad 2\text{-}1$$

Denklem-1'de, g değeri yer çekimi ivmesini göstermektedir. Duvarın kayma anında, tabandaki kayma direncinin tam olarak mobilize olduğu düşünülürse:

$$T_d = N_d \tan f_b = (W_d - P\sin b + P_a \sin q)\tan f_b \qquad 2\text{-}2$$

olarak elde edilmektedir. Duvar gerisinde yer alan aktif kayma kamasının hareket denkleminin elde edilebilmesi için kayma yüzeyindeki bağıl hareket (s) denklem parametresi olarak kullanılmaktadır. İstinat duvarı ve kayma kaması aynı yatay yer değiştirme hareketini yapacağına göre, s_y ve s parametreleri arasında aşağıdaki bağıntı yazılabilmektedir:

$$s_y = s\cos a \qquad 2\text{-}3$$

2-1 - 2-3 kullanılarak aşağıdaki ifade elde edilmektedir:

$$\frac{W_d}{g}\ddot{s}\cos a = W_d(k - \tan f_b) - P_a\frac{\cos(f_b - q)}{\cos f_b} + P\frac{\cos(f_b - b)}{\cos f_b} \qquad 2\text{-}4$$

Error! Reference source not found.'de gösterilen kuvvetler göz önüne alınarak aktif kayma kaması için yatay ve düşey yönde dinamik denge denklemlerinin yazılması durumunda:

$$\frac{W}{g}\ddot{s}\cos\alpha = kW - T\cos\alpha + N\sin\alpha - P\cos\beta \qquad 2\text{-}5$$

$$\frac{W}{g}\ddot{s}\sin\alpha = W - T\sin\alpha - N\cos\alpha + P\sin\beta \qquad 2\text{-}6$$

elde edilmiştir. 2-5 ve 2-6 ile birlikte kayma yüzeyi boyunca yenilmeye uğrayan art dolgu kütlesi için 2-7'de gösterilen Mohr-Coulomb yenilme kriterinin uygulanması neticesinde 2-8 elde edilmiştir:

$$T = N\tan\phi + cH/\sin\alpha \qquad \text{2-7}$$

$$\frac{W}{g}\ddot{\alpha}\cos\phi = W\left[k\cos(\alpha-\phi)+\sin(\alpha-\phi)\right] - cH\frac{\cos\phi}{\sin\alpha} - P\cos(\beta+\alpha-\phi) \qquad \text{2-8}$$

2-4 ve 2-8'in birleştirilerek eşitlikten P'nin kaldırılması durumunda:

$$\begin{aligned}\frac{\ddot{\alpha}}{g}\left[W\frac{\cos f}{\cos(b+a-f)} + W_{\mathrm{w}}\cos a\frac{\cos f_{\mathrm{b}}}{\cos(f_{\mathrm{b}}-b)}\right] &= k\left[W\frac{\cos(a-f)}{\cos(b+a-f)} + W_{\mathrm{d}}\frac{\cos f_{\mathrm{b}}}{\cos(f_{\mathrm{b}}-b)}\right] + \\ &+\left[W\frac{\sin(a-f)}{\cos(b+a-f)} - W_{\mathrm{d}}\frac{\sin f_{\mathrm{b}}}{\cos(f_{\mathrm{b}}-b)} - \frac{cH}{\sin a}\frac{\cos f}{\cos(b+a-f)} - P_{\mathrm{a}}\frac{\cos(f_{\mathrm{b}}-q)}{\cos(f_{\mathrm{b}}-b)}\right]\end{aligned} \qquad \text{2-9}$$

elde edilmiştir. 2-9 kullanılarak aktif kayma kamasının bağıl ivmesi $\ddot{\alpha}$, kapalı formda ifade edilebilmektedir:

$$\ddot{\alpha} = C_{\mathrm{w}}(a - k_{\mathrm{y}}g) \qquad \text{2-10}$$

2-10'da ortaya çıkan *a* değeri deprem ivmesi büyüklüğünü ($a = kg$), k_{y} ise istinat duvarı ve aktif kayma kaması için yenilme ivmesi büyüklüğünü göstermekte olup C_{w} sabiti aşağıda tanımlanmıştır:

$$C_{\mathrm{w}} = \frac{W\dfrac{\cos(\alpha-\phi)}{\cos(\beta+\alpha-\phi)} + W_{\mathrm{w}}\dfrac{\cos\phi_{\mathrm{b}}}{\cos(\phi_{\mathrm{b}}-\beta)}}{W\dfrac{\cos\phi}{\cos(\beta+\alpha-\phi)} + W_{\mathrm{w}}\cos\alpha\dfrac{\cos\phi_{\mathrm{b}}}{\cos(\phi_{\mathrm{b}}-\beta)}} \qquad \text{2-11}$$

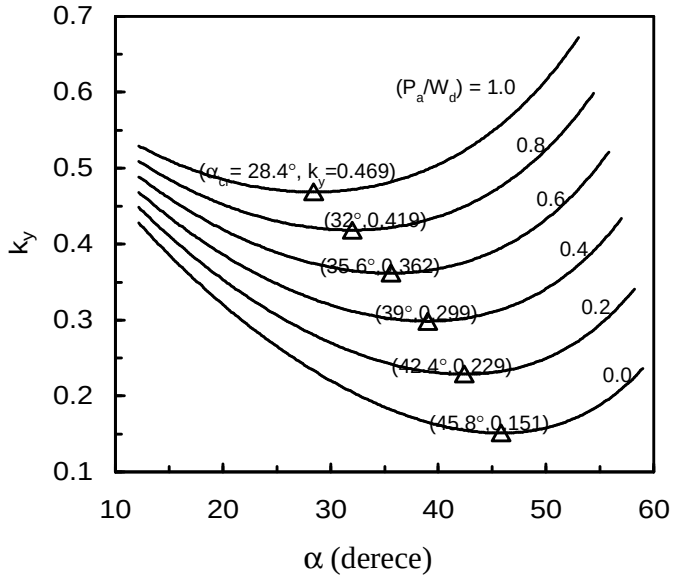
Deprem sırasında gözlenen yer ivmesi, yenilme ivme değerine ($k_{\mathrm{y}}g$) ulaştığında, istinat duvarı-aktif kayma kaması için herhangi bir yer değiştirme hareketi söz konusu olmamaktadır ancak istinat duvarının temelinde ve kayma düzlemi üzerinde oluşabilecek olan en yüksek kayma direnci bu aşamada mobilize olmuş durumdadır.

Duvar ve kayma kamasının limit denge durumunda olduğu düşünülerek 2-10'da yer alan yenilme ivme değeri (k_{y}), 2-9'da $\ddot{\alpha} = 0$ ve k=k_{y} değerlerini yerine koymak suretiyle açık formda aşağıdaki gibi elde edilebilmektedir:

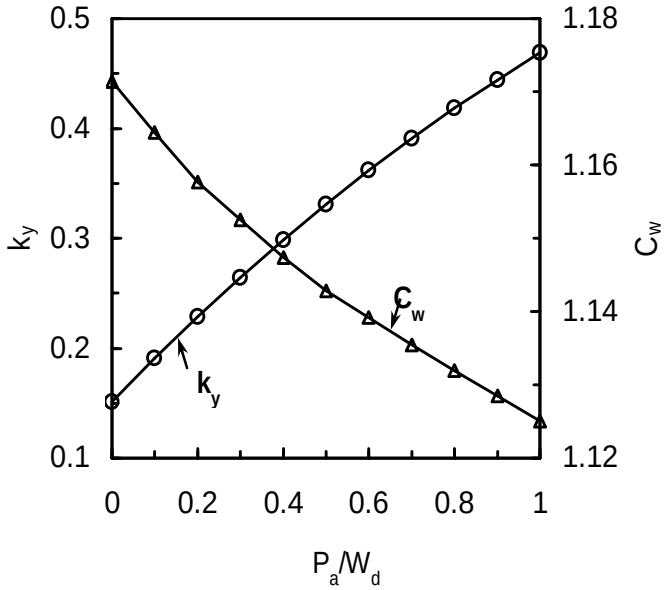
$$k_{\mathrm{y}} = \frac{P_{\mathrm{a}}\dfrac{\cos(f_{\mathrm{b}}-q)}{\cos(f_{\mathrm{b}}-b)} + \dfrac{cH}{\sin a}\dfrac{\cos f}{\cos(b+a-f)} - W\dfrac{\sin(a-f)}{\cos(b+a-f)} + W_{\mathrm{w}}\dfrac{\sin f_{\mathrm{b}}}{\cos(f_{\mathrm{b}}-b)}}{W\dfrac{\cos(a-f)}{\cos(b+a-f)} + W_{\mathrm{w}}\dfrac{\cos f_{\mathrm{b}}}{\cos(f_{\mathrm{b}}-b)}} \qquad \text{2-12}$$

Aktif kayma kamasının deprem hareketi etkisiyle yapacağı kalıcı yer değiştirmesi *(s)*, 2-9'da verilen bağıl ivme bağıntısından ($\ddot{\alpha}$), Trandafir ve Sassa (2005) tarafından önerilen sayısal integrasyon yöntemiyle elde edilebilmektedir. Hesaplanan *s* değeri kullanılarak

Error! Reference source not found.'de gösterilen kayma kaması için düşey ve yataydaki yer değiştirmeler $s_d = s \sin\alpha$, $s_y = s \sin\alpha$ bağıntıları vasıtasıyla bulunabilir.
2-12 kullanılarak farklı ankraj açıları (θ) ve kuvvet büyüklüklerinin (P_a), duvar-art dolgu sisteminin yenilme ivmesi üzerindeki etkileri değerlendirilmiştir. Optimum ankraj eğiminin, 2-12'de en yüksek k_y değerini vermek üzere, $\cos(\phi_b-\theta) = 1$ ya da $\theta = \phi_b$ durumu için elde edilebileceği görülmektedir. En düşük yenilme ivmesi katsayısını veren kritik kayma düzleminin eğimi (α_{cr}), 2-12 kullanılarak

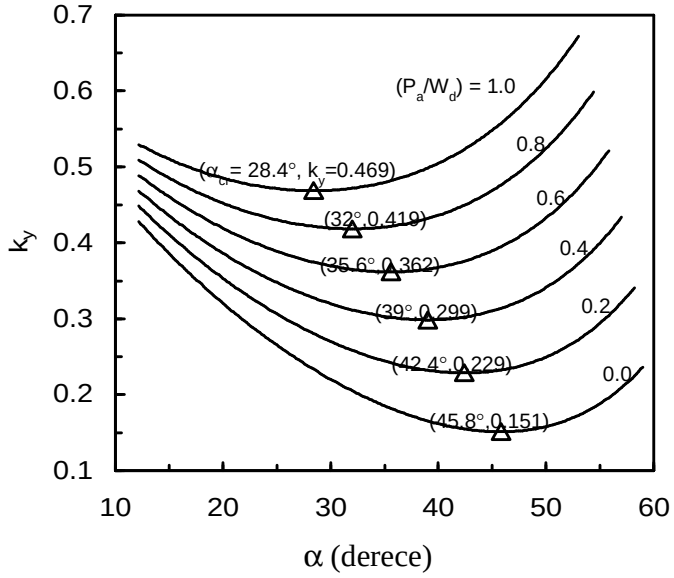


Şekil 3'de gösterildiği gibi grafiksel olarak belirlenebilmektedir. Optimum açıyla çalışan ($\theta=\phi_b$) farklı ankraj kuvvetleri için oluşturulan eğriler incelendiğinde α_{cr} değerinin ankraj yükündeki artışa bağlı olarak küçüldüğü görülmektedir. Bu durumda, yüksek ankraj kuvvetleri, yer hareketi esnasında daha büyük hacimlerdeki kayma kamalarının yer değiştirdiğini ortaya koymaktadır. Ankraj kuvvetinden kaynaklanan bu dolaylı etki, sismik stabilitenin arttırılması yönünden olumlu etkiye sahiptir.

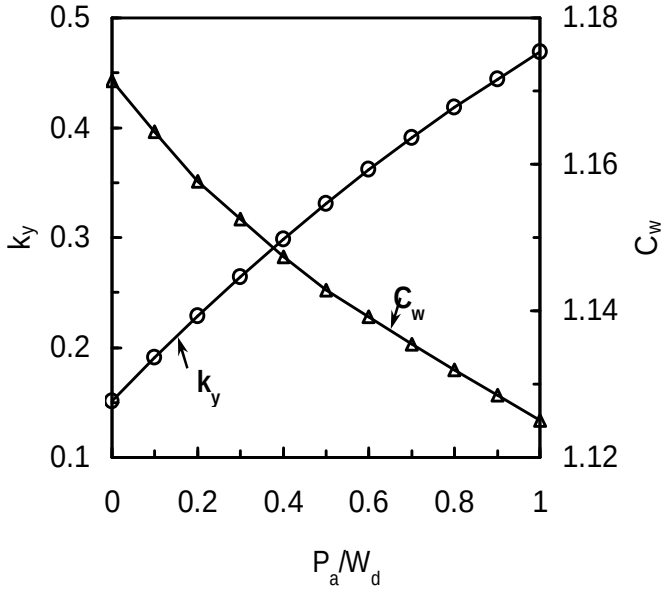


Şekil 4'de $\alpha = \alpha_{cr}$ ve $\theta = \phi_b$ durumu içim k_y ve C_w parametrelerinin ankraj kuvvetinin (P_a) istinat duvarının ağırlığı ile normalize edilmiş haliyle olan ilişkisi sunulmaktadır. Ankraj

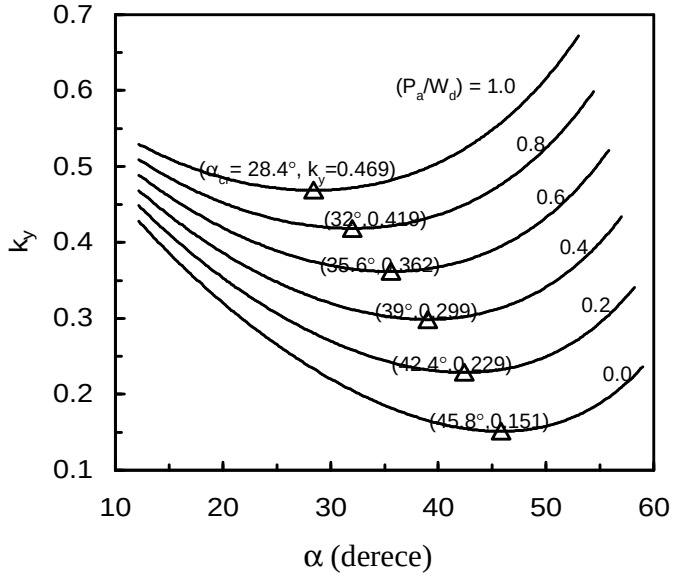
kuvvetindeki artış, 2-11'de yer alan C_w parametresini azaltarak deprem anındaki daha geniş bir yüzeyde kayma kuvvetlerinin mobilize olmasına imkan vererek istinat yapısının sismik performansını arttırıcı yönde hizmet etmektedir.



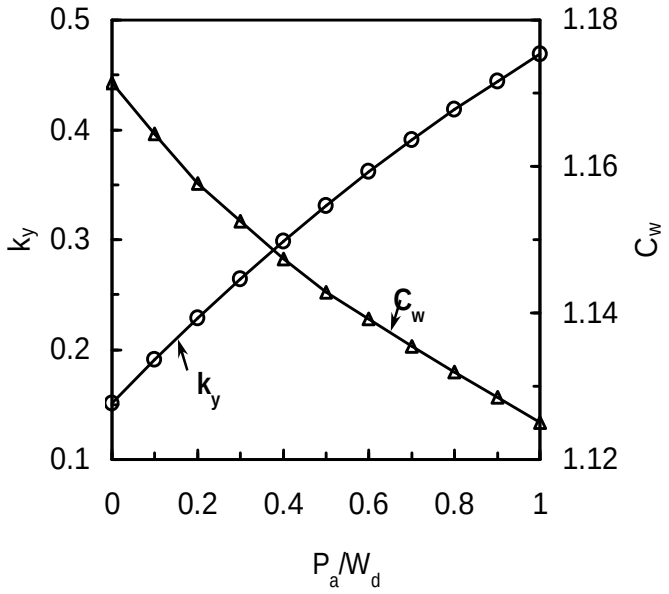
Şekil 3 ve



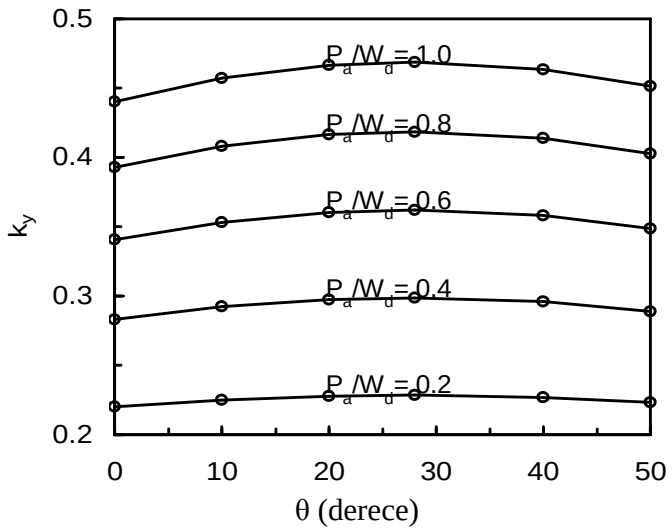
Şekil 4'ün incelenmesi neticesinde ankraj kuvvetlerindeki artış, 2-10'da yer alan yenilme ivmesi değerini (k_y) yükseltmekte ve C_w sabitini azaltarak, deprem etkisiyle dolguda meydana gelecek bağıl ivme ve deplasmanların azaltılabilmesine olanak verebilmektedir.



Şekil 3 Kritik kayma kaması açısının grafiksel olarak belirlenmesi

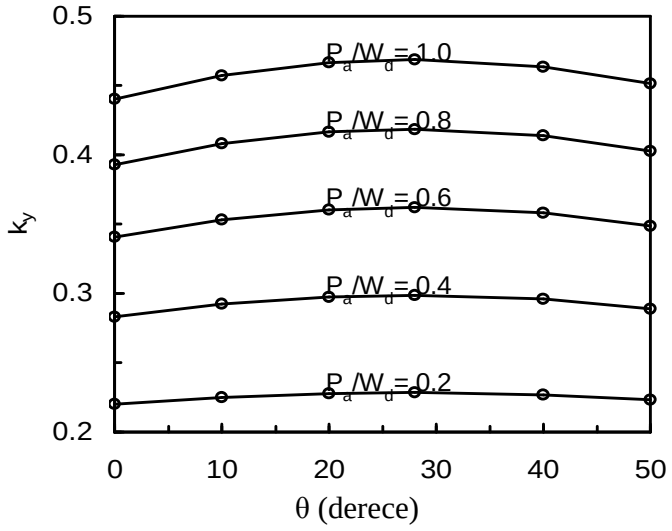


Şekil 4 C_w ve k_y katsayılarının P_a/W_d parametresine bağlı değişimi



Şekil 5 Yenilme ivmesi (k_y) ve ankraj açısı (θ) arasındaki ilişki

Ankraj açısının (θ), duvar-art dolgu sisteminin en düşük yenilme ivmesi değeri üzerindeki etkisi farklı ankraj kuvvetleri göz önünde bulundurulmak suretiyle



Şekil 5'de sunulmaktadır. Yüksek ankraj kuvvetleri uygulanması durumunda, ankraj açısının yenilme ivmesi üzerinde küçük bir etkisi olduğu ancak bu etkinin genel itibariyle ihmal edilebilecek mertebede olduğu görülmüştür.

3. SONUÇLAR

Ankrajlı ağırlık tipi istinat duvarlarında, ankraj kuvveti büyüklüğünün ve yatayla yaptığı açının, istinat yapısının sismik davranışı üzerindeki etkileri Newmark (1965) tarafından önerilen kayan blok yaklaşımını baz almakta olan yer değiştirmelere dayalı bir yöntem ile irdelenmiştir. Teorik bulgular, ankrajların kalıcı duvar ötelenmelerinin azaltılmasına katkıda bulunduğunu göstermiştir. Ankrajlar, deprem etkisi altında istinat duvarına etkiyen kaydırıcı kuvvetin bir bölümünü ortadan kaldırdığı gibi, hareketlenen aktif kayma kamasının hacmini de arttırmakta ve buna bağlı olarak art dolgu içerisinde kaydırıcı

kuvvete direnen kesme kuvvetlerinin daha yüksek oranda mobilize olmasına imkan verebilmektedir. Nispeten düşük ankraj kuvvetlerinin uygulanması durumunda mevcut istinat duvarlarının sismik davranışlarının büyük oranda iyileştirilebildiği görülmektedir. Büyük ankraj kuvvetleri ise kabul edilebilir yer değiştirmelerin çok düşük olması durumunda tercih edilmelidir.

KAYNAKLAR

Newmark, N.M. (1965) Effects of earthquakes on dams and embankments, Géotechnique, 15(2), 139-159.

Richards, R. and Elms, D.G. (1979) Seismic behavior of gravity retaining walls, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105(4), 449-464.

Trandafir, A.C. and Sassa, K. (2005) Seismic triggering of catastrophic failures on shear surfaces in saturated cohesionless soils, Canadian Geotechnical Journal, 42(1), 229-251.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

FARKLI YAKLAŞIMLAR ESASINDA SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF LIQUEFACTION POTENTIAL AS BASED ON DIFFERENT METHODS

Hasan SAVAŞ [1] **Evren SEYREK [2]** **Murat TÜRKÖZ [3]**
Ahmet ORHAN [4] **Hasan TOSUN [5]**

ÖZET

Bu çalışma kapsamında Eskişehir ili Çifteler ilçesindeki sıvılaşma analizleri yerel zemin koşulları dikkate alınarak hem basitleştirilmiş yöntem hem de tepki analizi sonuçları değerlendirilerek yapılmıştır. Öncelikli olarak çalışma alanı ve çevresi için detaylı sismik tehlike analizleri gerçekleştirilmiş ve zemin tepki analizlerinde kullanılacak olan sentetik ivme-zaman kayıtları elde edilmiştir. Zemin tepki analizleri Shake2000 yazılımı kullanılarak yapılmıştır. Seçilen iki ayrı sondaj kuyusu için farklı yöntemlere dayalı sıvılaşma analizi sonuçları mukayese edilmiştir. Sonuç olarak güvenlik sayıları arasında belirgin farklar olduğu görülmüştür.

Anahtar kelimeler: Çifteler, deprem, sıvılaşma

ABSTRACT

In this study, Liquefaction analyses were performed considering both results of simplified methods and site response analysis according to local soil conditions for Çifteler district of Eskişehir. Principally, detailed seismic hazard analyses for the study area and its surrounding were actualized and the synthetic acceleration-time records to be used for site response analyses were obtained. Site response analyses were performed by using Shake2000 software. For two different boreholes the results of liquefaction analyses based on different methods were compared. Consequently, it was seen that significant differences between the factors of safety was available.

Keywords: Çifteler, earthquake, liquefaction

[1]Yrd. Doç. Dr., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, hsavas@ogu.edu.tr
[2] Yrd. Doç. Dr., Dumlupınar Üniversitesi, evren.seyrek@dpu.edu.tr
[3] Yrd. Doç. Dr., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, mtukoz@ogu.edu.tr
[4] Yrd. Doç. Dr., Nevşehir Üniversitesi, ahmet.orhan@nevsehir.edu.tr
[5] Prof. Dr., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, htosun@ogu.edu.tr

1. GİRİŞ

Zeminler dinamik ve statik yüklemeler altında diğer inşaat mühendisliği malzemelerinden oldukça farklı davranış gösterirler. Zeminlerin geoteknik özelliklerinin bölge içinde farklılıklar göstermesi nedeni ile yerleşime açılacak yeni alanların yerleşime uygunluk bakımından değerlendirilmesi veya yerleşim bölgelerinin depremden nasıl etkileneceğinin belirlenmesi ve değerlendirilmesi için bu bölgelere ait jeolojik tanımlamanın yapılması ve yerel zemin koşullarının ayrıntılı bir şekilde etüd edilmesi gerekmektedir (Ansal vd., 2001; 2010).

Temel zemininin deprem sırasındaki davranışını etkileyen en önemli işlemlerden biri, sıvılaşmadır. Son birkaç yüzyılda çok önemli sıvılaşma hasarlarının meydana geldiği büyük depremler oluşmuştur (Bardet vd., 1995; Holzer, 1998; Yuan vd., 2003). Sıvılaşma, esas itibariyle kil ihtiva etmeyen kumlu siltlerde oluşur. Eğer bu zeminler gevşek bir yapıya sahipse ve yeraltısuyu ihtiva ediyorsa, deprem anında katı bir cisim yerine viskoz bir sıvı gibi davranır. Deprem salınımı esnasında sıvılaşma, genellikle sığ zonlarda oluşur. Sıvılaşma açısından en genel kaynak tabakası derinliği, birkaç metre ile 10 m aralığında değişmektedir (Tosun,2002). Obermeier (1996); yeraltısuyunun yüzeyden birkaç metre derinlikte olduğu halde, sıvılaşma için optimal derinliğin yaklaşık olarak 2 ile 4 m arasında yer aldığını ifade etmiştir.

Sıvılaşma analizi arazi deney sonuçlarına bağlı olarak basitleştirilmiş yöntem veya kapsamlı zemin tepki analizi sonuçları kullanılarak tekrarlı gerilme oranına dayalı olarak yapılabilmektedir. Literatürde, Ansal ve Tönük (2006) tarafından yapılan bir çalışmada tekrarlı gerilme oranı her iki yönteme göre de belirlenerek mukayese elde edilmiştir. Yazarlar iki ayrı yöntemin sonuçları arasında farklılıklar olduğunu ve bu farklılık üzerinde zemin tabakalanma durumu, kayma dalga hızı profili ve maksimum yer ivmesi değerinin etkili olduğunu belirtmiştir.

Bu bildiri kapsamında Eskişehir ili Çifteler ilçesi ve çevresi için detaylı bir sismik tehlike analizi yapılmıştır. Bu amaçla, bölgedeki sismik kaynak zonları belirlenmiş, her kaynak zonu için sismik aktivite incelenmiş ve probabilistik yöntem kullanılarak sismik tehlike analizi gerçekleştirilmiştir. Analiz sonuçları ile uyumlu sentetik ivme kayıtları üretilerek iki ayrı sondaj kuyusunda hem basitleştirilmiş yöntem hem de zemin tepki analizlerine dayalı sıvılaşma analizleri gerçekleştirilmiş ve güvenlik sayısı esasında mukayese yapılmıştır.

2. ÇALIŞMA ALANI JEOLOJİK VE GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

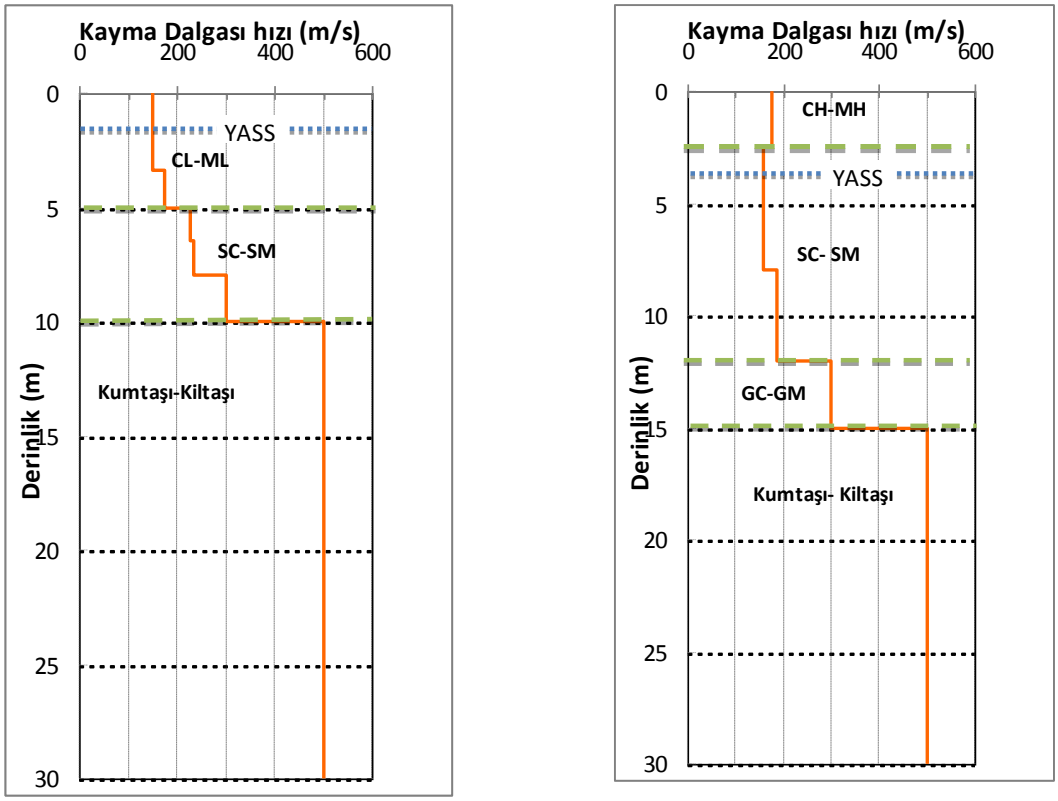
İnceleme alanı genel olarak karmaşık bir jeolojik yapıya sahip olmayıp, sahaya hakim olan Kuvaterner Alüvyon daha çok bölgenin orta kesimlerinde ve Bardakçı çayı çevresinde gözlemlenmiştir. Alüvyon; kil, kum, silt ve çakıldan oluşmuş olup, yer yer kireçtaşı blokludur. Sahanın çevresindeki az eğimli hafif yükseltilerde ise kil- kiltaşı ardalanmaları ve kireçtaşı bulunmaktadır.

İnceleme alanındaki temel zemininin büyük bir bölümünü, üstte ince taneli ve altta iri taneli malzemeden oluşan ve daha önceki çalışmalarda “alüvyon” olarak nitelendirilen zemin kaplamaktadır. İnceleme alanında alüvyon olarak tanımlanan zemin 3 farklı seviye

halinde değerlendirilmiştir. Bunlar; yüzeyden itibaren yüksek plastisiteli kil-silt (CH, MH ve CH-MH), düşük plastisiteli kil-silt (CL, ML ve CL-ML) ve killi siltli kum (SC, SM, SC-SM ve yer yer GC-GM) olarak tasnif edilmiştir.

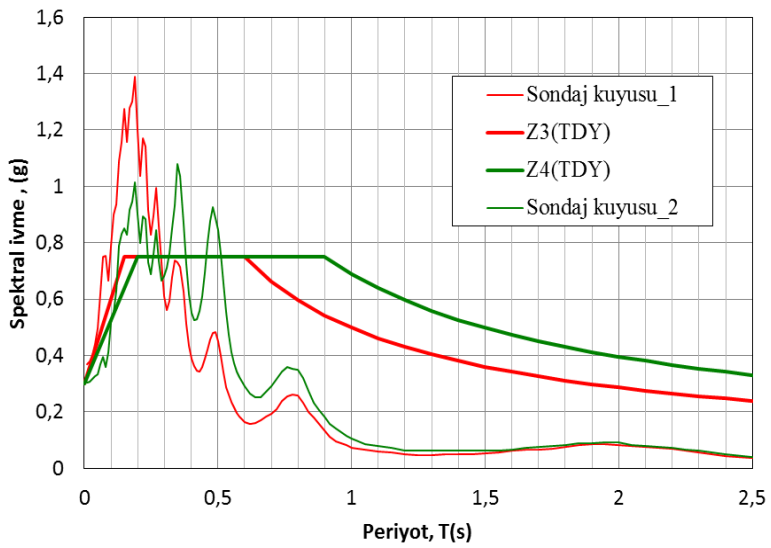
3. ZEMİN TEPKİ ANALİZLERİ

Çalışma alanı olan Çifteler ilçesi Eskişehir'in 70 km güneydoğusunda yer almaktadır. İnceleme alanı, 588.000-591.000 doğu boylamları ile 4.359.250-4.362.250 kuzey enlemleri (UTM Zon 36) arasında bulunan yaklaşık 10 km^2 lik bir alanı kaplamaktadır. Çifteler ilçesi, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü tarafından hazırlanmış sismik tehlike haritasında 2. derece deprem bölgesi içinde yer almaktadır. Bu tanımlamaya göre, bölge 0.30g en büyük yer ivmesi (PGA) değerine maruz kalacaktır. İnceleme alanı ve çevresi için Seyrek (2009) tarafından önerilen sismo-tektonik harita dikkate alınmıştır. Sekiz ayrı azalım ilişkisi (Campbell 1981; Boore vd. 1993; Campbell ve Bozorgnia 1994; Ambraseys 1995; Boore vd. 1997; Gülkan ve Kalkan 2002; Kalkan ve Gülkan 2004; Ambraseys vd. 2005) esasında olasılıksal sismik tehlike analizleri gerçekleştirilmiştir. 475 yıllık dönüş periyodu için ortalama maksimum yer ivmesi değeri 0.228 g olarak belirlenmiştir. Çalışma alanı için olasılıksal esasta elde edilen ortalama tepki spektrumu değerleri kullanılarak zemin büyütme analizlerinde kullanılacak olan sentetik ivme zaman kaydı elde edilmiştir. Bu ivme kaydı kullanılarak zemin tepki analizleri gerçekleştirilmiştir. Çalışma alanında seçilen iki ayrı sondaj kuyusunda temsili zemin profilleri ve analizler sonucunda elde edilen spektral ivmelerin değişimi sırasıyla Şekil 1 ve 2'de sunulmaktadır. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelikte Z3 ve Z4 yerel zemin sınıfları için verilen spektrum grafikleri de Şekil 2 üzerinde sunulmaktadır.



(Sondaj Kuyusu-1) (Sondaj Kuyusu-2)

Şekil 1. Seçilen iki ayrı sondaj kuyusundaki temsili zemin profili ve kayma dalgası hız profilleri



Şekil 2. Zemin yüzeyinde elde edilen ivme-zaman kayıtlarının spektral değerlerinin değişimi.

Yapılan zemin tepki analizleri sonucunda 1 ve 2 nolu sondaj kuyularında yüzeydeki en büyük ivme değerleri sırasıyla 0.36g ve 0.30g olarak belirlenmiştir. Büyütme analizi esasında bulunan bu ivme değerleri basitleştirilmiş yönteme dayalı sıvılaşma analizleri için tekrarlı kayma gerilmelerin hesaplandığı denklemlerde yüzeydeki a_{maks} değerleri olarak dikkate alınmıştır.

4. SIVILAŞMA ANALİZİ VE TARTIŞMA

Sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde arazi ve laboratuvar deneylerine bağlı birçok analiz yöntemi önerilmiştir. Yapılan çalışmada dört değişik arazi deneyi yöntemi ile sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinin mümkün olacağı belirtilmiştir (Youd vd., 2001). Bu arazi deneylerinden; Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) ve Konik Penetrasyon Deneyi (CPT) en yaygın olarak kullanılan arazi deneyleri olup, Beker Penetrasyon Deneyi (BPT), Kayma Dalga Hızına (V_s) bağlı analiz yöntemleri de sıvılaşma analizlerinde kullanılmaktadır. Bu yöntemler arasında SPT deney yöntemi en eski ve en sık kullanılan deney yöntemi olması nedeniyle bu çalışmada tercih edilmiş ve bu esasla inceleme alanının sıvılaşma olasılığının belirlenmesinde SPT deney yöntemi için önerilen yaklaşımlar kullanılmıştır.

Sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi, zeminin sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısının belirlenmesi esasına dayanmaktadır. Güvenlik katsayısı, zeminin sıvılaşması için gerekli tekrarlı direnç oranının (CRR), depremin oluşturduğu tekrarlı gerilme oranına (CSR) bölünmesi ile bulunur. Belirli bir alanda, tekrarlı gerilme oranı (CSR) Seed and Idriss (1971) tarafından önerilen aşağıdaki eşitlik kullanarak hesaplanabilmektedir.

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}}\right) = 0.65.\left(\frac{a_{maks}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\right).r_d \qquad (1)$$

Bu eşitlikte a_{maks}= depremin neden olduğu yüzeydeki maksimum ivme; g= yerçekimi ivmesi (9.81 m/sn^2); σ'_o ve σ_o sırasıyla efektif ve toplam gerilme ve r_d= derinlikle değişen

gerilme azaltma faktörü olup, en yaygın olarak kullanılan derinlik azaltma faktörünü hesaplamada Youd (2001) tarafından önerilen eşitlik kullanılmaktadır (Eşitlik 2).

$$r_d = \frac{1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^{2}} \qquad (2)$$

CSR değeri ayrıca zemin tepki analizlerine dayalı olarak her bir zemin tabakası için elde edilebilmektedir. Ancak basitleştirilmiş yönteme kıyasla daha kapsamlı arazi ve laboratuvar çalışmasına ihtiyaç duyulmaktadır.

Bu bildiride, seçilen iki ayrı sondaj kuyusu için sıvılaşma analizleri farklı yaklaşımlar kullanılarak hesaplanmıştır. Depremin oluşturduğu tekrarlı gerilme oranı (CSR) değerleri zemin tepki analizlerinden (Shake2000) ve Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilen Eşitlik 2 kullanılarak hesaplanmıştır. İlgili eşitlikteki r_d (gerilme azaltma faktörü) değeri ayrıca Çetin vd. (2004) ve Idriss ve Boulanger (2006) tarafından önerildiği şekli ile dikkate alınmıştır. Analiz sonucunda CSR değerlerinin değişimi Şekil 3'de sunulmaktadır. Tekrarlı direnç oranı (CRR) değerleri ise Youd vd. (2001) tarafından ince tane düzeltmesine dayalı olarak önerilen aşağıdaki eşitlik kullanılarak hesaplanmıştır.

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{\left(10(N_1)_{60cs} + 45\right)^2} - \frac{1}{200} \qquad (3)$$

CRR değerleri 7.5 büyüklüğündeki depremler için ($CRR_{7.5}$) geçerli olup incelenen bölgede deprem büyüklüğüne göre düzeltilmesi gerekmektedir. Youd and Idriss (1997) tarafından önerilen büyüklük ölçeklendirme faktörü (MSF) Eşitlik 4'e göre hesaplanmaktadır.

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5}\right)^{-2.56} \qquad (4)$$

Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı (FS) ise Eşitlik 5 kullanılarak belirlenmektedir.

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \times MSF \qquad (5)$$

Çalışma kapsamında iki ayrı sondaj kuyusuna ait sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarının değişimi Şekil 4'de sunulmaktadır.

FS<1 ve FS>1 durumları için sırasıyla zeminler sıvılaşabilir ve sıvılaşamaz olarak sınıflandırılmakta FS=1 durumu ise limit denge durumu olarak değerlendirilmektedir. FS bir zemin tabakası için hesaplanabilir olmasına rağmen sıvılaşma potansiyeline sahip alanların haritalandırılmasında çok kesin değerler sunduğundan, potansiyel alanların durumunu değerlendirememektedir. Bu anlamda Iwasaki vd. (1982) tarafından sıvılaşma potansiyeli indeksi (LPI) tanımlanarak sıvılaşma olma olasılığı çok yüksekten çok düşüğe dereceli olarak değerlendirilmiştir. LPI değerinin hesabı için Eşitlik 6 önerilmiştir.

$$LPI = \int_0^{20m} Fw(z)dz \qquad LPI = \sum_{i=1}^{n} \left(F.w.H\right)_i \qquad (6)$$

LPI değeri 0-100 arasında değişmektedir. Bu eşitlikte; n: tabaka sayısı, z: zemin yüzeyinden itibaren tabaka orta noktasının derinliği (m), H: tabaka kalınlığıdır (m).

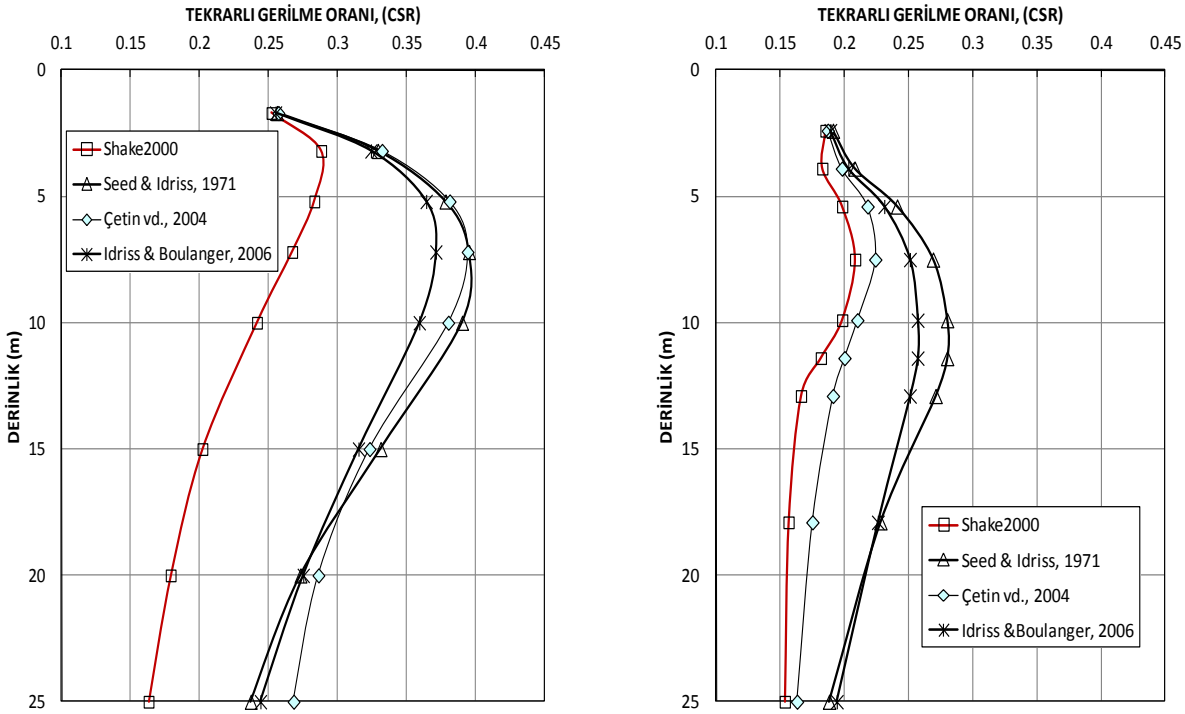
F değerlerinin değişimi; FS < 1 ise, F=1-FS; FS ≥ 1 ise, F=0 olarak dikkate alınmaktadır. w değerleri ise; z < 20m için, w=10-0.5z ; z ≥ 20m için, w=0 olarak dikkate alınmaktadır.

Tablo 1'de LPI değerlerine bağlı olarak sıvılaşma potansiyeli derecesi sunulmaktadır.

Tablo 1. Sıvılaşma potansiyeli indeksine göre potansiyel dereceleri

LPI	Sıvılaşma potansiyeli derecesi
0	Çok düşük
0<LPI≤5	Düşük
5<LPI≤15	Yüksek
LPI>15	Çok yüksek

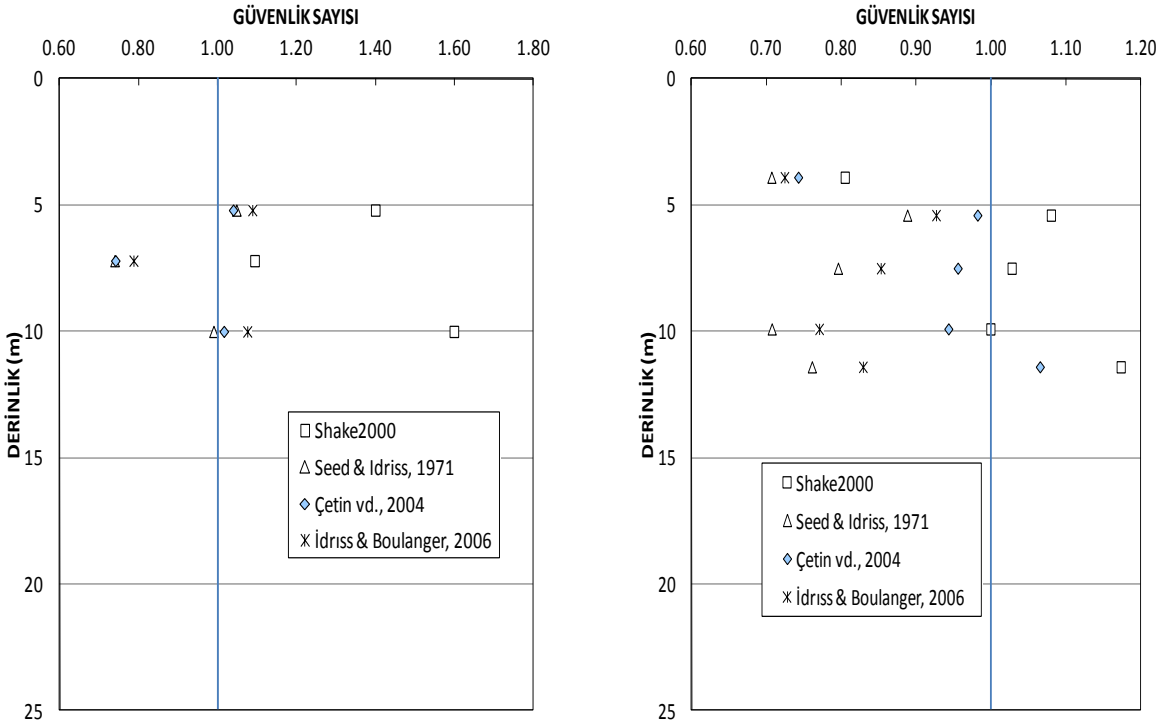
CSR değerlerinin derinlikle değişiminin gösterildiği Şekil 3 incelendiğinde, tepki analizleri sonucunda bulunan CSR değerlerinin (Shake2000), basitleştirilmiş yöntem esasında farklı araştırmacılar tarafından önerilen r_d değerlerinin kullanılması durumunda bulunan CSR değerlerine göre daha düşük olduğu görülmektedir.



(Sondaj Kuyusu-1) (Sondaj Kuyusu-2)

Şekil 3. İki ayrı sondaj kuyusu için tekrarlı Gerilme Oranının (CSR) derinlikle değişimi

Büyütme analizi sonucunda bulunan yüksek yüzey ivmesine bağlı olarak CSR değerleri arasındaki fark daha da büyümüştür. Güvenlik sayılarının değerlendirildiği Şekil 4 incelendiğinde de büyütme analizleri kullanılarak belirlenen daha düşük CSR değerlerin bağlı olarak, daha yüksek güvenlik sayılarına ulaşılmıştır. Basitleştirilmiş yöntem kullanılarak belirlenen güvenlik sayıları daha küçük ve dar bir aralıkta değişmiştir.



(Sondaj Kuyusu-1) (Sondaj Kuyusu-2)

Şekil 4. Güvenlik sayılarının (FS) derinlikle değişimi

Analizler sonucunda farklı yaklaşımlarla elde edilen LPI değerleri ve derecelerinin karşılaştırıldığı sonuçlar Tablo 2'de sunulmaktadır. İlgili tablo incelendiğinde Sondaj Kuyusu-1 için sıvılaşma potansiyeli derecesi basitleştirilmiş yöntem yaklaşımlarının tümünde "düşük"; zemin tepki analizi kullanıldığında ise "çok düşük" olarak belirlenmiştir. 2 nolu sondaj kuyusunda ise zemin tepki analizi ve Çetin vd. (2004) tarafından önerilen yaklaşım "düşük sıvılaşma potansiyeli" diğer iki yaklaşım ise "yüksek sıvılaşma potansiyeli" olarak tanımlanmıştır. Bu durum üzerinde zemin profilinin değişiminin yanı sıra; LPI değişimlerinin bir aralık içinde tanımlanmasının da etkili olduğu anlaşılmaktadır.

Tablo 2.Seçilen iki ayrı sondaj kuyusu için belirlenen LPI ve derecelerinin karşılaştırılması

Sondaj Kuyusu	Sıvılaşma potansiyeli indeksi(LPI) ve derecesi			
	Shake2000	Seed ve Idriss, 1971	Çetin vd., 2004	Idriss ve Boulanger, 2006
1	0-ÇOK DÜŞÜK	4.26-DÜŞÜK	3.93-DÜŞÜK	3.32-DÜŞÜK
2	2.51-DÜŞÜK	12.73-YÜKSEK	4.70-DÜŞÜK	10.02-YÜKSEK

5. SONUÇLAR

Bildiri kapsamında Eskişehir İli Çifteler ilçesi temel zemininde sıvılaşma analizleri farklı yaklaşımlar esasında iki ayrı sondaj kuyusu için değerlendirilmiştir. Zemin tepki analizleri esasında yapılan sıvılaşmaya karşı güvenlik sayıları, basitleştirilmiş yöntem esas alınarak farklı araştırmacılar tarafından önerilen r_d değerleri kullanılarak belirlenen güvenlik sayılarından daha yüksek bulunmuştur. Analizlerde kullanılan a_{maks} değerine bağlı olarak

bu fark yüksek yüzey ivmesi değerlerinde daha belirgin olarak görülmüştür. 1 numaralı sondaj kuyusu için tepki analizi sonuçları ile basitleştirilmiş analizlerden elde edilen LPI değerleri ve derecelerine göre elde edilen sonuçların birbiri ile uyumlu olduğu görülmektedir. 2 numaralı sondaj kuyusu için ise Shake2000 ve Çetin vd. (2004) tarafından önerilen yaklaşıma göre LPI dereceleri düşük diğer yaklaşımlar ise yüksek olarak bulunmuştur. Ancak bu sonuçların genelleştirilemeyeceği ve seçilen iki ayrı sondaj kuyusu için geçerli olduğu belirtilmelidir. Özellikle zemin profili ve kayma dalga hızı değişiminin sonuçlar üzerindeki etkisinin incelenmesi gerekir. Ayrıca deprem kaydının frekans içeriğinin de etkisi unutulmamalıdır.

KATKI BELİRTME

Bu çalışma, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri tarafından 201015012 No'lu proje kapsamında desteklenmiştir.

6. KAYNAKLAR

Ambraseys, N. N. (1995), The Prediction Of Earthquake Peak Ground Acceleration In Europe, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24, 467-490.

Ambraseys, N.N., Douglas, J., Karma, S.K. and Smit, P.M. (2005), Equations for the estimation of strong ground motions from shallow crustral earthquakes using data from Europe and the Middle East: horizontal peak ground acceleration and spectral acceleration, Bulletin of Earthquake Engineering, 3, 1-53.

Ansal, A., Biro, Y., Erken, A., Gülerce, Ü. ve Özçimen, N. (2001), Seismic Zonation in İstanbul: A Case Study, Geotechnical Earthquake Engineering and Microzonation Seminar, İstanbul.

Ansal A, Tönük, G. (2006), Evaluation of liquefaction suspectibility for microzonation and urban planning, Geohazards.

Ansal A, Kurtuluş A., Tönük, G. (2010), Seismic microzonation and earthquake damage scenarios for urban areas, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30: 1319-1328.

Bardet, J. P., Oka, F., Sugito, M., and Yashima, A. (1995), The Great Hanshin Earthquake disaster. Preliminary Investigation Rep., Dept. of Civil Engineering, Univ. of Southern California, Los Angeles, USA.

Boore, D. M., Joyner, W. B.and Fumal, T. E. (1993), Estimation of Response Spectra and Peak Accelerations from Western North American Earthquakes: An interim report, U.S. Geol. Surv. Open-File Rept. 93-509, 72 p.

Boore, D. M., Joyner, W. B. and Fumal, T. E. (1997), Equations For Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes: A Summary of Recent Work, Seismological Research Letters, 68, 128-153.

Campbell, K. W. (1981), Near-source attenuation of peak horizontal acceleration, Bulletin Seism. Soc. Am., 71, 6, 2039-2070.

Campbell, K. W. and Bozorgnia, Y. (1994), Near-source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration from Worldwide Accelerograms Recorded from 1957 to 1993, Proc. Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering 3, Chicago, Illinois, July 10-14, 1994, 283-292.

Cetin, K.O., Seed, R.B., and Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder, L.F:, Kayen, R.E. Moss, R.E.S. (2004), "Standard penetration Test-Based Probabilistic and

Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential," ASCE, JGGE, 130(12):1314-1340.

Gülkan, P. and Kalkan, E. (2002), Attenuation Modeling of Recent Earthquakes in Turkey, Journal of Seismology, 6 (3), 397-409.

Holzer, T. L. (Ed.) (1998), The Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989 – Liquefaction, USGS Professional Paper 1551-B, 314 pp.

Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2006). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, Soil Dynamics and Earthquake engineering, 26, 115-130.

Iwasaki T, Tokida K, Tatsuoka F, Watanabe S, Yasuda S, Sato H. (1982), Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods vol 3. In: Proceedings of 3rd international conference on microzonation, Seattle, pp: 1319–1330.

Kalkan, E. and Gülkan, P. (2004), Site-dependent spectra derived from ground motion records in Turkey, Earthquake Spectra, Vol. 20, No. 4, 1111-1138.

Obermeier, S.F. (1996), Use of Liquefaction-Induced Features for Paleoseismic Analysis-An Overview of How Seismic Liquefaction Features Can Be Distinguished from Other Features and How Their Regional Distribution and Properties of Source Sediment Can Be Used to Infer the Location and Strength of Holocene Paleo-Earthquakes: Engineering Geology ,44, 1-76.

Seed, H.B., and Idriss I.M. (1971), A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Journal of the SMFE Div., ASCE, Vol.97, No.SM9, s:1249-1274.

Seyrek, E. (2009), Baraj Yeri Sismik Tehlike Analizlerinde Sayısal Çözümleme Modelleri ve Bir Uygulama, Doktora Tezi, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.

Shake 2000 (2011), A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites; by Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B. Report No. UCB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December, (1972)., User's Manual, revised by Gustavo A. Ordonez.

Tosun, H. (2002), Dolgu Baraj Depremselliği ve Tasarım Esasları" DSİ Genel Müdürlüğü Yayınları, Teknik Rehber, Ankara, 208 s.

Youd, T.L., Idriss,I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Chrıstıan, J. T., Dobry, R., Fınn. W.D.L., Harder, L. F., Hynes, M.E., Ishıhara, K., Koester, J.P., Lıao, S. S. C., Marcusson, W. F., Martın, G.R., Mıtchell, J. K., Morıwakı, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R. B., Stokoe, K.H. (2001), Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of Liquefaction resistance of soils", J. Of Geotech. and Geoenvr. Engrg., ASCE, 817- 833.

Youd, T.L and Idriss, I.M (1997). "Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of saoils"., National Center for Earthquake Engineering Research, Techical Report No: NCEER-97-0022, December 31.

Yuan, H., Yang, S. H., Andrus, R. D., and Juang, H. (2003), Liquefaction induced ground failure: A study of the Chi Chi earthquake cases, Eng. Geol., 17(1–2), 141–155, doi:10.1016/S0013- 7952(03)00130-3.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

MİKROTREMOR ÖLÇÜMLERİNE DAYALI BİR MİKROBÖLGELEME ÖRNEĞİ

A MICROZONATION CASE STUDY BASED ON MICROTREMOR MEASUREMENTS

Recep İYİSAN[1] M. Emre HAŞAL[2] Murat ÇEKMECELİ[3] Ayşegül BAYIN[4]

ABSTRACT

The evaluation of site response during earthquakes is one of the most important problems in geotechnical earthquake engineering. The most common and simple method for estimating dynamic behavior of soil layers under earthquake excitation is one dimensional dynamic analysis based on vertical shear wave propagation. One of the commonly used methods for estimating the amplification characteristics of ground motion is the analysis of microtremor measurements. In this study, a microzonation study was performed based on single point microtremor measurements in Guzelyali district of Bursa city located in northwestern Turkey. The spatial distribution of site amplifications, predominant periods and ground vulnerability indices were obtained for the study area by using the results of microtremor measurements. Also the effective shear strain values near ground surface were estimated for a strong ground motion corresponding to an earthquake excitation with 475 years. The results of microtremor measurements and other in-situ data were evaluated by Geographic Information System-GIS techniques in order to produce seismic microzonation maps and compare findings.

Keywords: Microtremor, Predominant Period, Amplification, Vulnerability Index, Effective Shear Strain, GIS

ÖZET

Depremler sırasında meydana gelen yerel zemin hareketinin belirlenmesi işlemi geoteknik deprem mühendisliğinde karşılaşılan en önemli problemlerden biridir. Bu amaçla kullanılan en genel ve basit yöntem, düşeyde kayma dalgası yayılımı esasına dayanan tek boyutlu dinamik analizdir. Yerel zemin tabakalarının zemin büyütmesi ve hakim periyot gibi özelliklerinin belirlenebilmesi amacıyla geoteknik mühendisliğinde kullanılan yöntemlerden biri de mikrotremor ölçümlerinin analizidir. Bir bölgedeki zemin tabakalarının dinamik davranışının yerel değişiminin farklı ölçeklerde haritalandırılması

[1] Doç. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi, Geoteknik Mühendisliği, İstanbul iyisan@itu.edu.tr
[2] Dr., İnşaat Yüksek Mühendisi, Bursa Büyükşehir Belediyesi, Bursa murat.hasal@bursa.bel.tr
[3] Jeodezi ve Fotogrametri Mühendisi, Bursa Büyükşehir Belediyesi, Bursa murat.cekmeceli@bursa.bel.tr
[4] Araş. Gör. Yük. Müh., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, Geoteknik Mühendisliği, İstanbul aysegbayin@itu.edu.tr

işlemine sismik mikrobölgeleme denilmektedir. Bu çalışmada, Kuzeybatı Anadolu'da yer alan Bursa şehrinin Güzelyalı beldesinde yürütülmüş olan tekil mikrotremor ölçümüne dayalı bir mikrobölgeleme araştırmasına ait sonuçlar değerlendirilmiştir. Çalışma alanında düzenlenen mikrotremor ölçümleri ile ilgili sahada sondaj kuyularında düzenlenmiş SPT deneylerinin sonuçları Coğrafi Bilgi Sistemi (GIS) tekniği kullanılarak değerlendirildikten sonra bulguların kolaylıkla karşılaştırılabilmesi amacıyla bölge için sismik mikrobölgeleme haritaları oluşturulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Mikrotremor, Hakim Periyot, Zemin Büyütmesi, Hasar Görebilirlik İndisi, Efektif Kayma Şekil Değiştirmesi, GIS

1. GİRİŞ

Dünyada her yıl meydana gelen büyük depremler can ve mal kayıplarına yol açmakta, günlük hayatı olumsuz etkilemekte ve ülkelerde büyük ekonomik sıkıntılara neden olmaktadır. Deprem sırasında meydana gelen yapısal hasarı etkileyen faktörler deprem kaynak özellikleri, yerel zemin koşulları ve yapısal özelliklerdir. Zemin büyütmesi ve hakim periyot gibi yerel koşullar depreme dayanıklı yapıların tasarlanmasında önemli rol oynamaktadırlar. Yerel zemin tabakalarının deprem hareketi karşısında gösterdikleri dinamik davranışı belirlemenin en doğru yolu kuvvetli yer hareketi kayıtlarının analizi ve yorumlanmasıdır. Ancak böyle bir çalışmanın başarılı olabilmesi için deprem hareketi karşısındaki davranışı belirlenecek bölgede yeterli sayıda ivmeölçer yerleştirilip, kuvvetli yer hareketi kayıtlarının alınmış olması gerekmektedir.

Mikrotremor ölçümlerinin analizi ve yorumlanması, bir sahadaki yer hareketi karakteristiklerinin belirlenebilmesini sağlayan alternatif bir yöntemdir. Mikrotremorlar; genlikleri 10^{-2}~10^{-3} mm ve periyotları 0.01~20 s arasında değişen çok zayıf ve kaynakları tam olarak belirlenemeyen titreşimlerdir. Mikrotremorların kaynakları doğal veya suni olabilir. Doğal kaynaklar; rüzgar, deniz dalgaları, jeotermal hareketlilik, küçük depremlerin etkisini içermekte olup, suni kaynaklar; endüstriyel gürültü, trafik vb. gibi kültürel etkileri kapsamaktadır. Geçtiğimiz yüzyılın sonunda teknolojide meydana gelen yenilikler neticesinde, mikrotremor ölçüm cihazlarında birçok gelişme meydana gelmiş, böylece mikrotremor ölçüm yöntemlerinin etkinliği ve uygulanabilirliği artmıştır. Deprem hareketi karşısında yerel zemin tabakalarının dinamik davranışının değerlendirilmesinde kullanılan zemin büyütmesi, hakim periyot, sismik anakaya derinliği, 30 m derinlik için ortalama kayma dalgası hızı (V_{s30}) gibi yerel zemin karakteristiklerinin mikrotremor ölçümleriyle elde edilebilmesi için yeni teknikler ortaya atılmıştır. Günümüzde, sismik mikrobölgeleme çalışmalarında mikrotremor ölçümlerinin kullanılması; yerleşim alanlarının seçiminde ve imar uygulama planlarının hazırlanmasında, mevcut yapı stoğunun yapı-zemin etkileşimi açısından değerlendirilmesine yönelik veri toplama işlemlerinde en çok tercih edilen yöntemlerden biri haline gelmiştir (Ansal ve diğ., 2001, 2004). Mikrotremor ölçümleri tekil olarak uygulandığında; yerel zemin hakim periyodu ve büyütmesi gibi karakteristiklerin elde edilmesi yanında, eş zamanlı mikrotremor ağ ölçümü tekniği yardımıyla; kayma dalgası hızı profili ve sismik anakaya derinliği de belirlenebilmektedir (Yamanaka ve diğ., 2002). Mikrotremorların özellikleri ile kuvvetli yer hareketi karakteristikleri arasındaki kuramsal farklılığa rağmen, kuvvetli yer hareketi verilerinin sayısal analizi ile hesaplanan zemin büyütmesi ve hakim periyot değerlerinin, mikrotremor ölçümlerinden elde edilen sonuçlar ile uyum gösterdiği bilinmektedir. Bu durum mikrotremor ölçümlerinin, yer hareketi açısından sismik mikrobölgeleme

çalışmalarında başarıyla kullanılabileceğini göstermektedir. Göreli olarak kısa ölçüm süresi, uygulama kolaylığı ve düşük maliyeti, mikrotremor ölçümlerinin geoteknik deprem mühendisliğinde güvenilir ve etkin bir yöntem olarak rağbet görmesini sağlamaktadır.

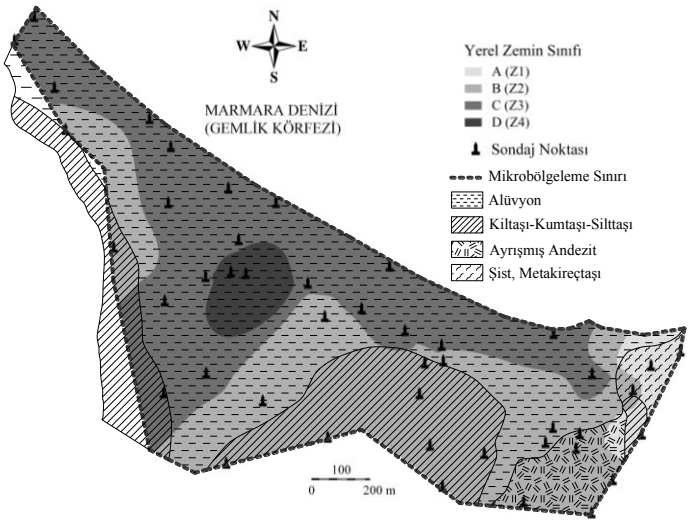
Bu çalışmada, Kuzeybatı Anadolu'da yer alan Bursa ilinin Güzelyalı beldesindeki zemin tabakalarının deprem hareketi karşısındaki davranış karakteristiklerinin belirlenebilmesi amacıyla mikrotremor ölçümlerine dayalı sismik mikrobölgeleme yapılmıştır. İlgili çalışma sahası, "Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası (1996)"ya göre 1.derece deprem bölgesinde yer almaktadır. Bu çalışma kapsamında; başlangıçta, Güzelyalı beldesinde yapılmış olan zemin etüdü sondajlarında düzenlenmiş olan Standart Penetrasyon Deneyi verileri (SPT-N) derlenmiştir. Bu verilerin değerlendirilmesi ve coğrafi bilgi sistemi (GIS) analiz yöntemleri yardımıyla işlenmesiyle, çalışma sahasındaki yerel zemin sınıfları hem "Eurocode 8" hem de "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik"e göre haritalandırılmıştır. Daha sonra, çalışma alanı boyutları 150 m×150 m olan kare şeklindeki hücrelere bölünerek, mikrobölgeleme amaçlı ağ oluşturulmuştur ve ağın içindeki yaklaşık her bir hücrede tekil mikrotremor deneyi düzenlenmiştir. Tekil mikrotremor kayıtlarının alınması ve değerlendirilmesi sırasında Sesame (2004) ölçütlerine uyulmuştur. Bütün mikrotremor ölçümleri Nakamura Yöntemi (H/V) ile analiz edilmiş ve zemin büyütmesi ile hakim periyot değerlerinin mikrobölgeleme sahasındaki değişimi belirlenmeye çalışılmıştır. Söz konusu bu değerlerin birlikte dikkate alınmasıyla zemin yüzeyi için Nakamura indisleri (sismik hasar görebilirlik indisi) hesaplanmıştır (Nakamura, 1997; 2001). Ayrıca, Güzelyalı beldesi çevresindeki 75 km yarıçapındaki dairesel alanda meydana gelmiş tarihsel ve aletsel dönemlere ait depremler birlikte değerlendirilerek, çalışma alanı için olasılıksal sismik tehlike analizi düzenlenmiştir. Analiz sonuçları ile mikrotremor ölçümlerinden elde edilen Nakamura indislerinin birlikte değerlendirilmesi neticesinde, mikrobölgeleme sahasında yer alan yüzeye yakın zemin tabakaları için 475 senelik kuvvetli yer hareketine karşılık gelen efektif kayma şekil değiştirmesi değerleri hesaplanmaya çalışılmıştır. Elde edilen zemin büyütmesi, hakim periyot, Nakamura indisi ve efektif kayma şekil değiştirmesi değerleri daha sonra coğrafi bilgi sistemi analizi (GIS) yöntemiyle haritalandırılmış, böylece söz konusu bu değerlerin mikrobölgeleme sahasındaki yerel değişimleri yorumlanabilirlik ve anlaşılabilirlik açısından uygun hale getirilmiştir.

2. ÇALIŞMA ALANININ YEREL ZEMİN KOŞULLARI

Sismik mikrobölgeleme çalışmasının yapıldığı Güzelyalı Beldesi Marmara Denizi'nin güneydoğusunda ve Bursa İli sınırları içerisinde kalmaktadır. Saha, Gemlik Körfezi'nin güneybatı kısmı boyunca uzanmakta olup alanı yaklaşık 2 km^2'dir. Bölgenin büyük bir kısmında topografik yapı düz olmakla birlikte, iç ve batı kısımlarda eğim % 10-30 değerleri arasında değişebilmekte ve çalışma alanının doğusunda dik yamaçlar gözlenmektedir.

Sahada daha önce yapılmış olan 15~20 m derinliğe ulaşan zemin sondajlarından derlenen veriler, bölgedeki yüzeyaltı profilinin genelde alüvyon birim olarak tanımlanabileceğini göstermektedir. Bazı derinliklerde çakıl içeriği de yüksek olan kumlu kil ve killi siltli kum tabakaları içermektedir. Alüvyon birimin yüzeye yakın kısımlarında SPT-N değerleri 5~12 arasında değişmekle birlikte, daha derinde bulunan zemin tabakaları ile çakıl içeren tabakalarda 25~30 değerlerine ulaşmaktadır. Yapılmış olan sondajlardan ve arazi deneylerinden Eurocode 8 ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında

Yönetmelik (DBYBHY)'e göre yerel zemin sınıflarının bölgedeki dağılımı belirlenmiştir. Yerel zemin sınıflarının çalışma sahasındaki dağılımı uzaysal veri haritalama tekniğine dayalı coğrafi bilgi sistemi (GIS) kullanılarak elde edilmiş olup, bu işlemin yapılabilmesi için Mapinfo yazılımı kullanılmıştır. Yapılan değerlendirmeler sonucunda; çalışma sahasının sahil şeridine yakın ve paralel uzanan kısımlarındaki yerel zemin sınıfının Eurocode 8'e göre C ve DBYBHY'e göre Z3 olduğu olduğu, iç kısımlarda yer alan sığ alüvyon ve ayrışmış-yumuşak kayaçlar üzerinde kalan bölümlerin yerel zemin sınıflarının ise sırasıyla B ve Z2 olarak belirlenmiştir. Şekil 1'de mikrobölgeleme yapılan sahanın jeolojik koşulları ve Eurocode 8 ile ülkemizde yürürlükte olan DBYBHY'de tanımlanmış yerel zemin sınıfları gösterilmektedir.



Şekil 1. Çalışma alanının jeolojik yapısı ve bölgenin yerel zemin sınıfları

Kuvaterner devre ait alüvyon, sahil çökelleri ve Neojen döneme ait konglomera, kumtaşı, silttaşı, kiltaşı, kireçtaşı ve marn birimler ana jeolojik yapıyı teşkil etmektedirler. Sahanın batı ve güney sınırlarında kiltaşı, silttaşı, marn, kumtaşı, kireçtaşı ve konglomera ardalanmaları mevcuttur. Sahil çökellerinden oluşan birim, sahil çizgisi boyunca uzanmakta olup, bu çökellerle mikrobölgeleme sahasının sınırına yakın bölümlerde yer alan tortul, başkalaşım ve volkanik kayaçlar arasında, çalışma bölgesinin büyük bölümünü kaplayan alüvyon birim yer almaktadır. Alüvyon birim; mikrobölgeleme yapılan alanda kuzeybatı-güneydoğu doğrultusunda şerit biçiminde yer almakta ve çalışma alanının merkezinde güneybatı yönünde genişlemektedir. Alüvyon genelde katı kıvamlı, kumlu orta plastisiteli kil (CI) ve yer yer çakıl içerikli orta sıkı siltli kumdan oluşmakta, bölgedeki dere yataklarının yakın çevresinde ve deltalarda; yumuşak-orta katı siltli kil ve gevşek siltli kum tabakalarından oluşan yığınlar bulunmaktadır. Doğu tarafında, şist ve yarı kristalize kireçtaşından oluşan orta rijit ve sert anakaya mostraları gözlenebilmektedir. Güneydoğu kısmında ise dış püskürük (volkanik) kayaçlar bulunmakta olup, bunların büyük bölümü ise Eosen çağa ait andezitlerdir. Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası (1996)'ya göre, Gemlik Körfezi'nde yer alan saha 1. Derece Deprem Bölgesi olarak sınıflandırılmaktadır. Gemlik Fayı; Kuzey Anadolu Fay Hattı'nın güney Marmara kolunu oluşturan yanal atımlı aktif bir faydır. Gelişmiş Mercalli Şiddet Ölçü Cetveli'ne göre yaklaşık 9 şiddetine sahip tarihsel bir depremin yaklaşık 1000 yıl önce Gemlik Fayı'nda meydana gelmiş olduğu bilinmekte olup; 24.10.2006 ve 21.08.2013 tarihlerinde oluşan sırasıyla 5.2 ve 4.1 büyüklüğündeki daha güncel depremler, söz konusu faydaki hareketliliğin devam ettiğine işaret etmektedirler (http://www.deprem.gov.tr/sarbis/Shared/Default.aspx).

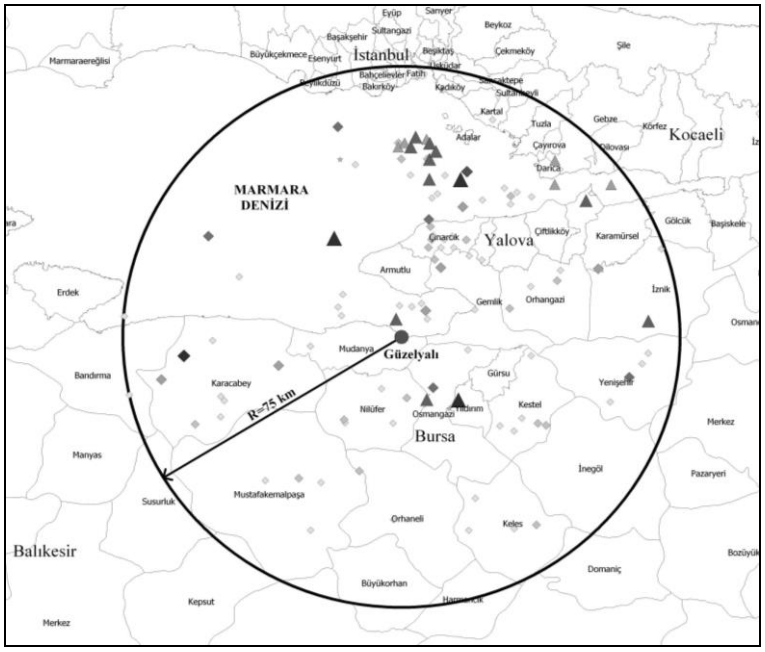
3. BÖLGENİN DEPREMSELLİĞİ VE SİSMİK TEHLİKE

Bir bölgede depremselliğin ve sismik tehlikenin değerlendirilmesi, seçilen bir yapı ömrü süresi içinde o bölgede oluşabilecek yer hareketi parametrelerinin aşılma olasılıklarının bulunması yardımıyla yapılabilmektedir. Bu çalışmada, belirtilen yaklaşım kullanılarak çalışma alanı için sismik tehlike değerlendirilmesi yapılmıştır.

3.1. Depremselliğin İncelenmesi

Sahayı etkileyebilecek bir depremin 75 km yarıçapında bir alan içinde olacağı kabul edilmiştir. Şekil 2'de gösterilmiş olduğu gibi, WGS84 datumunda 28.918° doğu boylamı ve 40.356° kuzey enlemi coğrafi koordinatları merkez kabul edilerek R=75 km yarıçaplı bir daire içerisinde kalan alan sismotektonik bölge olarak seçilmiştir. Daha uzak merkez üstü uzaklıklarında oluşacak depremlerden kaynaklanacak hasarın çok sınırlı olacağı düşünülmüştür. Bu alan içindeki 0 ile 1900 yılları arası tarihsel ve 1900 ile 2013 arası aletsel dönemlerde oluşmuş depremler belirlenip birlikte değerlendirilerek, aşılma olasılıkları cinsinden anakaya ivmesinin yüzeydeki değeri hesaplanmıştır. Tarihsel döneme ait olan deprem kayıtları T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Deprem Dairesi Başkanlığı internet sitesinden (http://www.deprem.gov.tr) elde edilmiştir. Bu dönemdeki kayıtların deprem şiddeti cinsinden verilmiş olması nedeniyle Türkiye için geliştirilmiş olan aşağıdaki bağıntı kullanılarak şiddet (I_0) değerleri büyüklük değerlerine dönüştürülmüştür (Celep ve Kumbasar, 1993).

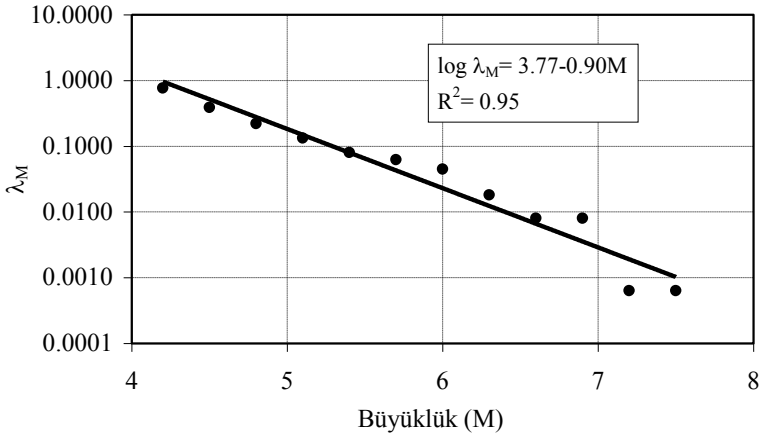
$$M=0.593\ I_0 + 1.63 \qquad (1)$$



Şekil 2. Çalışma alanı etrafındaki sismik etkinlik

Tarihsel döneme ait deprem kayıtlarının özelliklerine bağlı olarak, sismik tehlike analizinin büyük depremlere göre yapılması daha güvenilir olmaktadır. Bu nedenle yapılan

hesaplarda sadece şiddeti ($I_0 \geq VIII$) yani büyüklüğü ($M \geq 6.4$) olan deprem kayıtları kullanılmıştır. Aletsel döneme ait deprem kayıtları yine T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Deprem Dairesi Başkanlığı internet sitesinden elde edilmiştir. Bu kayıtlar incelenerek yukarıda tanımlanmış bölge içinde büyüklüğü ($M \geq 4.1$) olan bütün depremler belirlenmiştir. Bu depremler sismik tehlike analizinde kullanılmak üzere büyüklüklerine göre gruplara ayrılmıştır. Sismik tehlike analizinde sadece aletsel depremlerin kullanılmasındaki bir eksiklik, derlenmiş verilerin bölgede binlerce yıldan beri devam eden sismik oluşumu temsil etmeyen göreli olarak çok kısa bir zaman dilimi içinde elde edilmiş olmalarıdır. Diğer bir eksiklik ise, depremlerin büyüklüklerine göre istatiksel olarak düzenli bir yayılım göstermemeleri ve seçilen olasılık dağılım modelini etkileyen çok sayıda küçük büyüklükte depremlerin bulunmasıdır. Daha uzun bir dönem için derlenmiş olan tarihsel veriler deprem dış merkezleri, büyüklükleri ve tarihleri açısından çok doğru olmayabilir. Bu nedenle sadece tarihsel veya sadece aletsel deprem verileri kullanılarak yapılan sismik tehlike analizleri çok güvenli olmayabilir. Daha güvenilir bir sismik tehlike analizi için, hem aletsel hem de tarihsel depremlerin birlikte değerlendirilmesi daha doğru olmaktadır. Bu yaklaşımla uyumlu olarak, tarihsel depremlerin %40, aletsel depremlerin %60 ağırlıklı olarak alındığı bir ortalama yöntemi kullanılmıştır. Gutenberg - Richter sıklık-büyüklük ilişkisindeki a ve b katsayıları tarihsel ($I_0 \geq VIII$, $M \geq 6.4$) ve aletsel ($M \geq 4.1$) dönemlere ait verilerin birlikte değerlendirilmesiyle regresyon analizi yapılarak hesaplanmıştır (Şekil 3).



Şekil 3. Çalışma alanı merkezi için Gutenberg-Richter sıklık-büyüklük ilişkisi

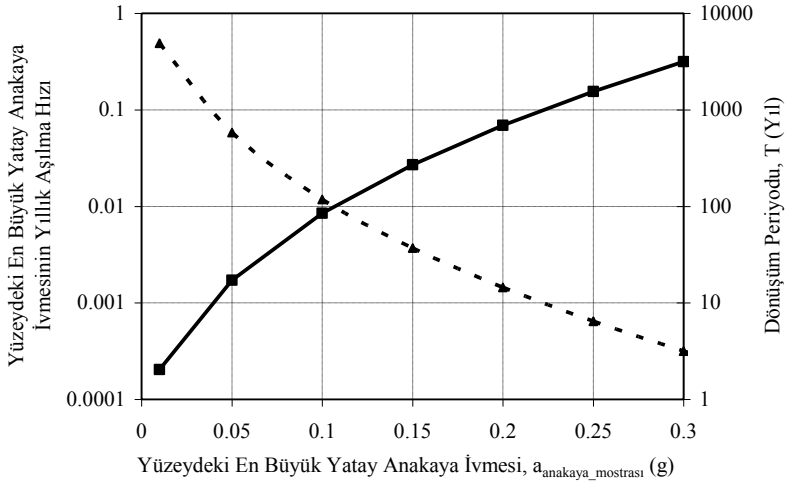
3.2. Sismik Tehlike ve Yüzeydeki Ana kaya için Tasarım İvmesi Değeri

Bu çalışma kapsamında Güzelyalı beldesi için tarihsel ve aletsel depremselliğin birlikte dikkate alındığı olasılıksal bir yaklaşım kullanılarak sismik tehlike analizi düzenlenmiştir. Bölgede oluşabilecek deprem büyüklükleri ve merkez üssü uzaklıklarının olasılık dağılımlarının bulunmasından sonra, Güzelyalı beldesinde oluşabilecek ana kaya ivmesinin hesaplanabilmesi için geriye uygun bir azalım ilişkisinin seçilmesi kalmaktadır. Bölgedeki sismotektonik ve jeolojik yapıyla uyumlu olması açısından Kalkan ve Gülkan (2004, 2005) tarafından Türkiye kuvvetli yer hareketi kayıtları kullanılarak elde edilmiş olan;

$$\ln a\,(g) = 0.393+0.576\,(M-6)-0.107\,(M-6)^2-0.899\,\ln\,(r^2+6.91^2)^{0.5}-0.2\,\ln\,(V_S/1112) \qquad (2)$$

bağıntısı, yüzeydeki en büyük yatay ana kaya ivmesinin hesaplanmasında kullanılmıştır. Bağıntıda a en büyük yatay ivme, M depremin büyüklüğü, r yaklaşık merkez üstü uzaklığı,

V_s ortalama kayma dalgası hızıdır ve yüzey ana kayası için V_s=700 m/s olarak verilmektedir. Bu azalım ilişkisi için standart sapma değeri 0.612'dir. Yapılan sismik tehlike analizi sonucunda, eşdeğer kayma dalgası hızının (V_{s30}) 700 m/s'den büyük olduğu sismik ana kaya mostrası için tasarım yer hareketinin en büyük yatay ivme değerinin yaklaşık 180 gal olacağı hesaplanmıştır (Şekil 4). En büyük yatay sismik ana kaya ivme değerinin, ana kaya mostrası için hesaplanan en büyük yatay ivme değerinin yarısının alınması sonucunda yaklaşık 90 gal olacağı öngörülmüştür.



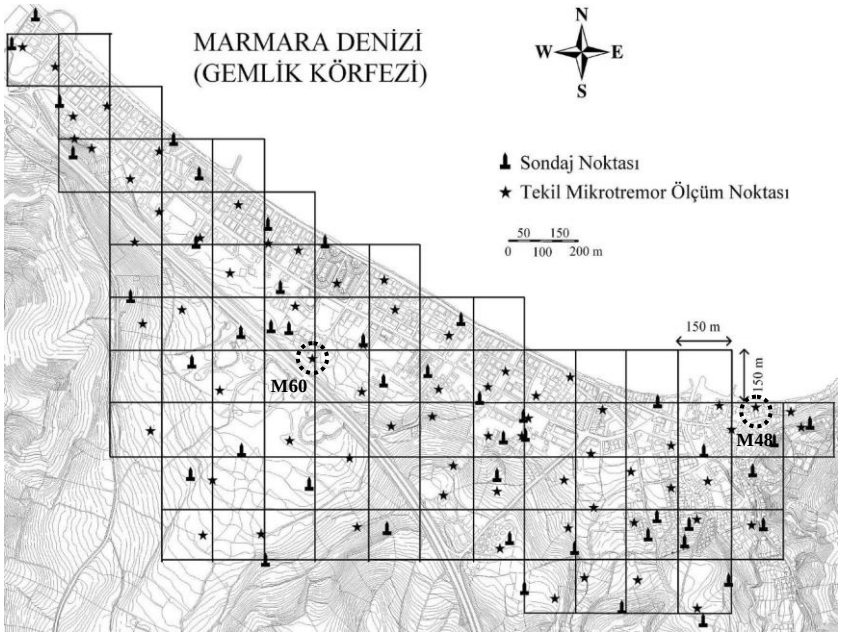
Şekil 4. Yüzeydeki en büyük yatay ana kaya ivmesi-dönüşüm periyodu ilişkisi

4. MİKROTREMOR ÖLÇÜMLERİ

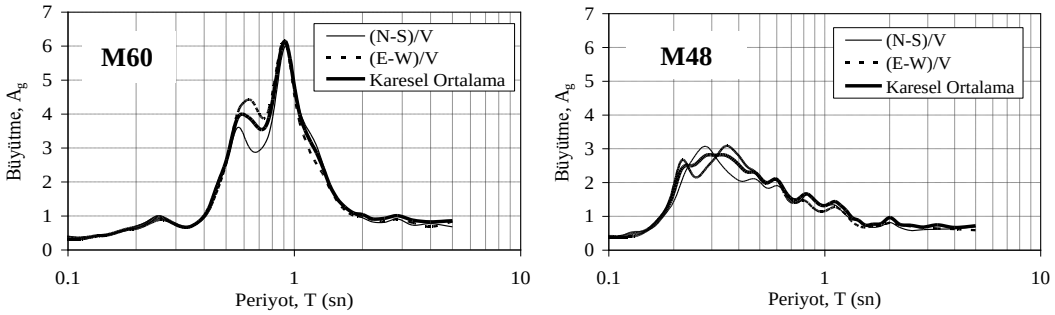
Deprem bölgelerindeki yerel zemin sınıflarının tanımlanması, kuvvetli yer hareketi sırasında yapıların dinamik davranışının belirlenmesinde önemli rol oynamaktadır, ayrıca sismik riskin azaltılması ile önlenmesi çalışmaları için de gereklidir. Zemin tabakalarının dinamik davranışının ve sismik tehlike parametrelerinde buna bağlı meydana gelebilecek değişimlerin belirlenmesi amacıyla çalışma sahasının alt bölümlere ayrıklaştırılması işlemi, yer hareketi açısından mikrobölgeleme araştırmalarının ana amacını oluşturmaktadır. Yer hareketi açısından sismik mikrobölgeleme çalışmasının düzenlenmesine bağlı olarak; yapı-zemin etkileşimi açısından gerekli parametreler belirlenmek suretiyle, mevcut yapıların deprem hareketi karşısındaki performansı ve hasar görebilirliği değerlendirilebilmektedir (İyisan vd., 2008). Bu durum dikkate alındığında; mikrotremor ölçümleri yardımıyla etkin olarak elde edilebilen yerel zemin büyütmesi ve hakim periyot gibi parametrelerin büyük öneme sahip oldukları anlaşılmaktadır. Zemin hakim periyodu ve büyütmesi gibi zemin tabakalarının deprem hareketi karşısındaki davranışında belirleyici olan parametrelerin çalışma sahasındaki değişiminin elde edilebilmesi için, Güzelyalı beldesinde belirlenen bölgede tekil mikrotremor ölçümleri düzenlenmiştir. İlgili proje sahası; her bir hücresi 150m×150m boyutlarında kareden oluşan ağ geometrisi biçiminde düzenlenmiş olup, yaklaşık her bir hücrede tekil mikrotremor ölçümü yapılmıştır. Mikrotremor ölçüm noktaları ve zemin sondajlarının yerleri Şekil 5'te gösterilmiştir.

Bu araştırmada geniş bantlı üç bileşenli sismometre (Guralp CMG-40T), 24 bit sayısallaştırıcı (Guralp CMG-DM24), 12 Volt akü ve GPS'ten oluşan taşınabilir mikrotremor ölçüm sistemi kullanılarak yaklaşık 70 noktada tekil mikrotremor ölçümü yapılmıştır. Ölçümlerde kullanılan sismometre (hızölçer) 0.5 Hz ve 100 Hz standart frekans aralığına sahiptir ve sayısallaştırıcı yardımıyla belirli aralıklarla elde edilen hız

verilerini toplayabilmek için dizüstü bilgisayar kullanılmıştır. Mikrotremor verileri tekrarlı çevresel gürültülerin en düşük olduğu zamanda kaydedilmeye çalışılmış olup, ölçümlerde kullanılan veri zaman aralığı 0.01 saniyedir. Böylece, her bir ölçüm noktasında 15~20 dakika süresince kayıt alınmış olup, kayıtlar her bir bileşen için 9000~12000 adet veri içermektedir. Kaydedilen mikrotremor verileri; mikrotremorların yatay bileşenlerinin (N-S, E-W) Fourier spektrumlarının, düşey bileşeninin (V) Fourier spektrumuna oranlarının alınması esasına dayanan Nakamura yöntemi kullanılarak analiz edilmiştir. Bu çalışmada, kaydedilen Mikrotremor verilerinin analiz edilmesi için hem J-Sesame hem de Geopsy yazılımları kullanılmıştır. Yerel zemin büyütmesi ve hakim periyot değerleri; her bir mikrotremor ölçüm noktası için birbirine dik iki doğrultu (N-S, E-W) için hesaplanan Fourier spektrumu oranlarının (H/V) karesel ortalamalarının elde edilmesiyle bulunmuştur (Nakamura, 2001). Nakamura yöntemi kullanılarak elde edilen spektral büyütme değerlerini gösteren örnek iki istasyona ait sonuçlar Şekil 6'da gösterilmiştir.



Şekil 5. Çalışma sahasında mikrotremor ölçüm noktalarının ve zemin sondajlarının yerleri



Şekil 6. Mikrotremor analizi sonucu elde edilen spektral büyütmeler

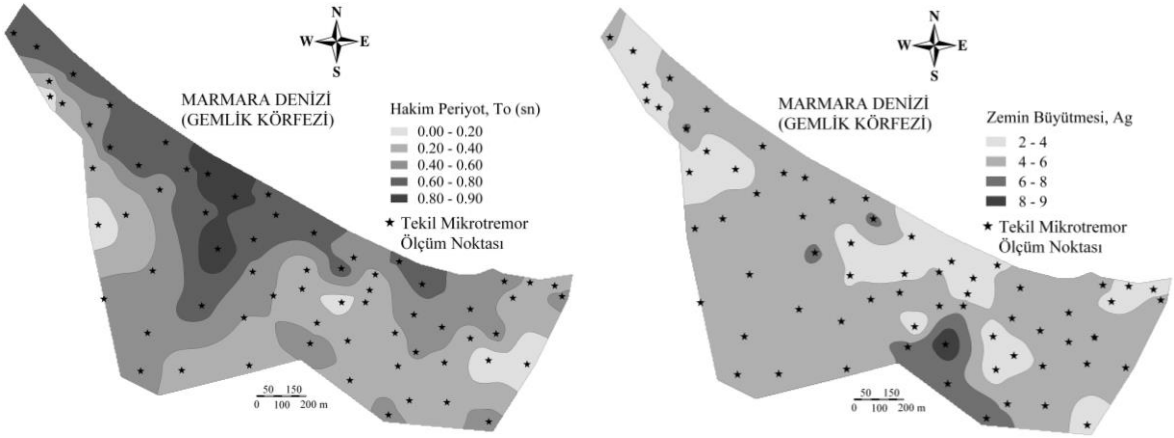
5. MİKROTREMOR ANALİZLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Mikrotremor verilerinin analizlerinin Nakamura yöntemiyle (H/V) yapılmasından sonra, hesaplanan zemin büyütmesi ve hakim periyot değerleri mikrobölgeleme alanı için oluşturulmuş ağdaki hücrelere atanmıştır. Zemin büyütmesi ve hakim periyot değerlerinin

çalışma sahası içindeki değişimini gösterebilmek amacıyla, GIS ve uzaysal veri haritalama araçlarının kullanılmasıyla haritalar oluşturulmuştur. Coğrafi Bilgi Sistemi (GIS); bir yere ait verilerin alınması, saklanması, analiz edilmesi, yönetilmesi ve sunulması için gerekli haritalama araçlarını içeren sistem olarak tanımlanabilir. GIS araçlarının kullanılması sayesinde, sismik mikrobölgeleme yapılan saha için ulaşılan sonuçlar daha etkin biçimde yönetilebilmekte ve ayrıca görsel biçimde sunulabilmektedir. Böylece, ulaşılan sonuçlar daha anlaşılabilir ve yorumlanabilir hale gelmektedir.

5.1. Yerel Zemin Büyütmeleri ve Hakim Periyotlar

Zemin tabakalarının deprem hareketi karşısındaki davranışına etki eden yerel zemin karakteristiklerinin haritalandırılması işlemi sırasında; mikrobölgeleme sahasında oluşturulan ağ içindeki sürekli uzaysal verilerin yönetilmesi, yorumlanması ve gösterilmesi için Mapinfo yazılımı kullanılmıştır. Yapılan analizlerin sonucunda, çalışma sahasındaki yerel zemin hakim periyot ve zemin büyütmesi değerlerinin değişimi Şekil 7'deki gibi sunulabilir hale gelmiştir. Mikrobölgeleme sahasındaki yerel zemin hakim periyotlarının 0.05 sn ile 0.90 sn arasında değiştiği bulunmuştur. Sahil hattı boyunca GD-KB doğrultusunda hesaplanan zemin hakim periyotları genellikle 0.6~0.8 sn aralığında değişmekle birlikte, alüvyondan oluşan alanın merkezinde 0.9 sn gibi yüksek değerler de elde edilmiştir. Bununla birlikte, mikrobölgeleme sahasının yüzey eğiminin yüksek olduğu iç kısımları için hesaplanan zemin hakim periyotları, 0.05~0.50 sn arasında değişen daha düşük değerlerden oluşmaktadır. Çalışma sahasının iç kısımlarındaki göreli olarak daha sert ve sıkı zemin koşulları ve alüvyonel yığınların derinliğinin azalması, yerel zemin hakim periyodu değerlerindeki azalmayı da beraberinde getirmektedir. Mikrotremor verileri kullanılarak hesaplanan yerel zemin hakim periyotları ve SPT-N darbe sayılarına bağlı elde edilen yerel zemin sınıfları birlikte dikkate alındığında; mikrotremor verilerinin analizinden elde edilen yerel zemin hakim periyodu değerlerinin, ölçümlerin düzenlendiği noktalardaki yerel zemin sınıfları için Eurocode 8'de verilen elastik ivme spektrumlarının sabit spektral ivme bölgelerine karşılık gelen periyot aralıklarının üst sınır değerlerine (T_C) çok yaklaştıkları görülebilmektedir.



Şekil 7. Mikrotremor ölçümlerinden elde edilen hakim periyot ve büyütmeler

Bu sismik mikrobölgeleme çalışmasında zemin büyütmesi değerleri, mikrotremor verilerinin Nakamura Yöntemi (H/V) kullanılarak analiz edilmesi yardımıyla elde edilmiştir. Çalışma alanındaki zemin büyütmesi değerleri saçılma göstermekle birlikte, mikrobölgeleme sahasının yaklaşık %70'i için 4~6 arası değişen büyütme değerleri hesaplanmıştır. Alüvyondan oluşan alanın merkezinde ve çalışma sahasının güneyinde yer

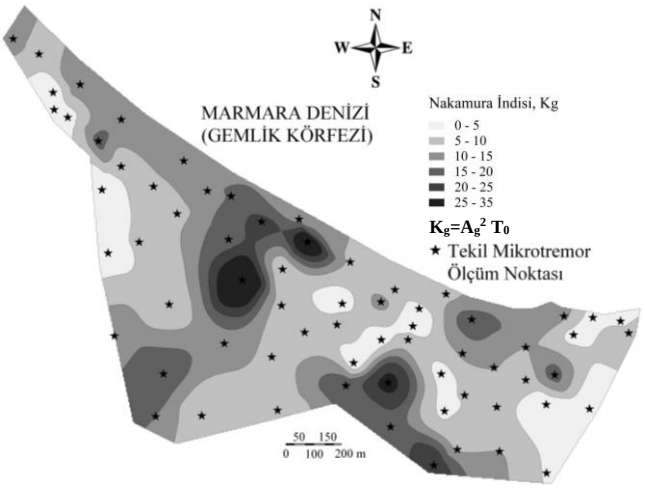
alan yamaçtaki çok ayrışmış neojen devre ait birimin üstünde alınan mikrotremor kayıtlarının analizi sonucunda ilgili bölgeler için hesaplanan büyütme değerleri 6'dan daha yüksektir. Söz konusu neojen devre ait birim, çok ayrışmış kiltaşı ve kumtaşı tabakalarının ardalanmasıyla meydana gelmiştir ve en üst kısmı çok katı-sert kıvamlı yüksek plastisiteli kilden oluşmaktadır. Doğal ve kültürel gürültü kaynaklı mikrotremorlar genellikle göreli olarak çok küçük genlikli titreşimler oldukları için, zemin tabakalarının doğrusal elastik davranışlarını yansıtmaktadırlar. Bununla birlikte kuvvetli yer hareketi oluşması durumunda; zemin tabakalarında hareketin şiddetine bağlı olarak meydana gelebilecek doğrusal olmayan davranış sebebiyle, mikrotremor ölçümlerinden elde edildiği oranda yüksek zemin büyütmesi değerleri muhtemelen meydana gelmeyecektir.

5.2. Zemin Yüzeyi için Sismik Hasar Görebilirlik İndisi (K_g değeri)

Nakamura (1997, 2001) tarafından önerilmiş olan sismik hasar görebilirlik indisi yönteminde; yüzeyde yer alan zemin tabakalarının deprem hareketi karşısındaki şekil değiştirmesi, mikrotremor ölçümlerinden belirlenen zemin büyütmesi (A_g) ve hakim periyot (T_0) değerlerinin kullanılmasıyla hesaplanır. Yüzeydeki zemin tabakalarında olası bir kuvvetli yer hareketi sırasında oluşacak efektif kayma şekil değiştirmesi değeri (γ_e) zemin yüzeyine ait sismik hasar görebilirlik indisinin ($K_g=A_g^2\ T_o$) tasarım yer hareketine ait en büyük sismik anakaya ivme değeri (a_{maks}) ile çarpılmasıyla elde edilmektedir.

$$\gamma_e = K_g\ a_{maks} = (A_g^2\ T_o)\ a_{maks} \qquad (3)$$

Mikrobölgeleme sahasının sismik hasar görebilirlik indisi haritası Şekil 8'de gösterilmiştir. Sismik hasar görebilirlik indisi için en yüksek değerler; alüvyondan oluşan bölgenin merkezi ve ayrıca yamaç boyunca uzanan neojen devre ait çok ayrışmış kiltaşı birimin en üstünde yer alan sert kumlu kil tabakası için elde edilmiş olup, zemin büyütmesi değerlerinin mikrobölgeleme sahasındaki değişiminde de benzer davranış gözlenmiştir.

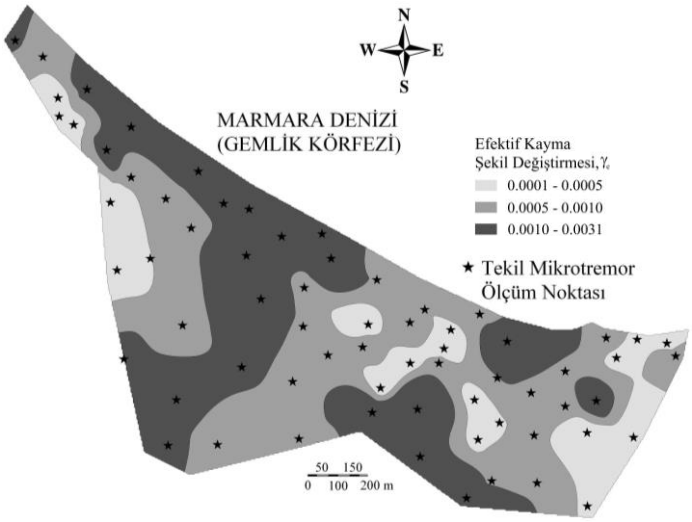


Şekil 8. Sismik hasar görebilirlik indisinin bölge içinde dağılımı

5.3. Yüzeydeki Zemin Tabakaları için Efektif Kayma Şekil Değiştirmesi Değerleri

Mikrobölgeleme sahası için efektif kayma şekil değiştirmesi değerleri; Nakamura (1997) tarafından önerilen yaklaşım çerçevesinde en büyük sismik anakaya ivme değeri ile zemin hasar görebilirlik indislerinin birlikte değerlendirilmesi esasına dayanılarak elde edilmiştir.

Çalışma sahası için elde edilen efektif kayma şekil değiştirmesi değerlerinin bölgedeki değişimi Şekil 9'da gösterilmiştir. Efektif kayma şekil değiştirmesi değerinin (γ_e) 10^{-3}'e eşit olması halinin yüzeydeki zemin tabakaları için orta ve büyük şekil değiştirme davranışlarını ayıran bir eşik değer olduğu kabul edilmiştir (Ishihara, 1996). Örneğin, yerel zemin sınıfının Z4 (D) olması ve yeraltı su seviyesinin de yüksek olması durumunda, γ_e'nin 10^{-3}'ten yüksek değerler alması özellikle bu bölgede yer alan gevşek kötü derecelenmiş kum, siltli kum ve plastik olmayan siltler için tasarım yer hareketi karşısında sıvılaşma ihtimalini ortaya çıkarmaktadır. İnce daneli zeminler için de taşıma gücü kaybı potansiyeline işaret etmektedir. Şekil 1 ve 9 birlikte dikkate alındığında; mikrobölgeleme sahasındaki alüvyon bölgenin merkezinde yer alan zemin tabakalarının sıvılaşma veya taşıma gücü kaybına maruz kalabileceği anlaşılmaktadır. Bununla birlikte yerel zemin sınıfının B (Z2) olduğu bölgeler için hesaplanan yüksek K_g değerleri, kuvvetli yer hareketi karşısında yüksek spektral ivme değerlerinin meydana gelmesi olasılığına işaret etmektedir. B (Z2) tipi yerel zemin sınıfı diğerleriyle karşılaştırıldığında daha yüksek rijitliğe sahip olduğu için, kuvvetli yer hareketi sırasında göreli olarak doğrusal elastik davranış gösterir ve böylece yüksek eylemsizlik kuvvetlerinin oluşmasına sebep olur. Üstte belirtilenler birlikte dikkate alındığında, zemin hasar görebilirlik indisi değerinin yerel zemin sınıfı ile birlikte dikkate alınması gerektiği kolayca anlaşılabilmektedir.



Şekil 9. Mikrotremor ölçümlerinden elde edilen efektif kayma şekil değiştirmeleri

SONUÇLAR

Geoteknik mühendisliğindeki ana kullanım amacı, yerel zemin büyütmesi ve hakim periyot değerlerinin belirlenebilmesi olan mikrotremor ölçümleri, zemin tabakalarının dinamik davranışının anlaşılabilmesi için alternatif bir yöntemdir ve sismik mikrobölgeleme çalışmalarında da kullanılmaktadır. Bu çalışmada, mikrotremor ölçümlerine dayalı bir sismik mikrobölgeleme projesi yürütülmüş ve elde edilen sonuçlar yorumlanmıştır. Sismik mikrobölgeleme sahası olarak seçilen bölgede daha önceden yapılmış geoteknik çalışmalar derlenmiş, Eurocode 8 ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'e göre yerel zemin sınıflandırması yapılmıştır. İnceleme uygun boyutta karesel hücrelere bölünmüş ve bir hücrede tekil mikrotremor kayıtları alınmıştır. Mikrotremor kayıtları Nakamura Yöntemi kullanılarak analiz edilmiş yerel zemin büyütmesi, hakim periyot, zemin için hasar görebilirlik indisi ve tasarım yer hareketi için efektif kayma şekil değiştirmesi değerleri belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar Coğrafi Bilgi Sistemi (GIS)

teknik ve araçları yardımıyla haritalandırılmıştır. Mikrotremor ölçümlerine bağlı oluşturulan yerel zemin hakim periyodu haritası ve bölgede yapılmış olan zemin etüdü sondajlarından elde edilen SPT-N darbe sayılarına bağlı oluşturulan yerel zemin sınıfı haritaları birlikte dikkate alındığında mikrotremor analizlerinden elde edilen zemin hakim periyodu değerlerinin, ölçüm noktalardaki yerel zemin sınıfları için Eurocode 8'de verilen elastik ivme spektrumlarının sabit spektral ivme bölgelerine karşılık gelen periyot aralıklarının üst sınır değerlerine (T_C) çok yaklaştıkları görülebilmektedir. Elde edilen bu sonuç mikrotremor ölçümlerinin özellikle 1 s'den daha kısa yerel zemin hakim periyoduna sahip sahalarda yerel zemin sınıfının tespit edilebilmesi amacıyla etkin bir yardımcı yöntem olarak kullanılabileceğini işaret etmektedir. Çalışma bölgesindeki zemin etüdü sondajlarının sayılarının ve derinliklerinin sınırlı olması, ayrıca ölçüm noktalarındaki kayma dalgası hızı profillerinin belirlenmemiş olması sebebiyle, mikrobölgeleme alanında yer alan zemin tabakaları için dinamik analiz düzenlenememiştir. Bu nedenle, sismik mikrobölgeleme çalışması kapsamında sunulan haritalar mikrotremor ölçümlerinden toplanan verilerden elde edilen analiz sonuçlarına dayanmaktadır.

KAYNAKLAR

Ansal, M.A., İyisan, R. and Güllü, H. (2001). Microtremor Measurements for the Microzonation of Dinar. Pure and Applied Geophysics, 158, 2525-2541.

Ansal, A., Biro, Y., Erken, A. and Gulerce, U. (2004), "Seismic Microzonation: A Case Study", Recent Advances in Earthquake Geotechnical Engineering and Microzonation, Kluwer Academic Publishers, Netherlands, pp. 253-266.

Celep, Z. ve Kumbasar, N. (1993), "Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı", ISBN 975-95405-2-5.

Ishihara, K. (1996), "Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics", Oxford University Press, ISBN:0198562241.

İyisan, R., Haşal, M. E., Kepçeoğlu, Ö. (2008), "Bursa İli Güzelyalı Beldesinde Yapılan Mikrotremor Ölçüm Sonuçları" Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Komitesi 12. Ulusal Kongresi, 16-17 Ekim, 123-132, Konya, Türkiye.

Kalkan, E. and Gülkan, P. (2005), "Erratum: Site Dependent Spectra Derived From Ground Motion Records in Turkey", Earthquake Spectra, 21(1), 283.

Nakamura, Y. (1997), "Seismic Vulnerability Indices for Ground and Structures Using Microtremor", World Congress on Railway Research in Florence, Italy.

Nakamura, Y. (2001), "Clear Identification of Fundamental Idea of Nakamura's Technique and Its Applications", Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Eng. 12WCEE, 2656, Auckland, New Zealand.

Sesame (2004), "Guidelines for the Implementation of the H/V Spectral Ratio Technique on Ambient Vibrations, Measurements, Processing and Interpretation", SESAME European Research Project WP12-Deliverable D23.12.

Yamanaka, H., Kato, M., Hashimoto, M., Gulerce, U., Iyisan, R. and Ansal, A. (2002), "Microtremor and Earthquake Observations in Adapazari and Duzce, Turkey, for Estimations of Site Amplifications", Proc. Assessment of Seismic Local-Site Effects at Plural Test Sites, Ministry of Education, Research No:11694134, Japan, 129-136.

http://www.deprem.gov.tr/sarbis/Shared/Default.aspx

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

FARKLI ARAZİ DENEY YÖNTEMLERİ SONUÇLARINA DAYALI ZEMİN BÜYÜTME ANALİZİ

SOIL AMPLIFICATION ANALYSIS BASED ON THE RESULTS OF DIFFERENT IN-SITU TESTING METHODS

Murat TÜRKÖZ[1] **Hasan SAVAŞ [2]** **Evren SEYREK [3]**
Ahmet ORHAN [4] **Hasan TOSUN [5]**

ABSTRACT

One of the most important effects on the ground surface due to strong ground motion is soil amplification affecting the structural damage. Soil amplification can be determined both by dynamic analyses performed according to analytical methods based on local soil conditions and obtained with investigations based on the results of in-situ testing methods. Therefore, the effects of local soil conditions are considered to evaluate the properties of ground motion for seismic design of important structure firstly. In this study, soil properties of İnönü district are evaluated based on SPT and multi-channel analysis of the surface wave method (MASW) which is one of the geophysical methods. İnönü is located at the west of Eskişehir surrounded with numerous active fault systems and subjected to very intensive tectonic activities in geological history. Soil amplification analyses are performed with Shake2000 software comparatively by taking into considerations data from in-situ testing methods and effects due to available seismic source zones.

Keywords: İnönü, MASW, SPT, Local Site Condition, Soil Amplification

ÖZET

Kuvvetli yer hareketinin zemin yüzeyinde meydana getirdiği en önemli etkilerden birisi de yapısal hasara etki eden zemin büyütmesidir. Zemin büyütmesi yerel zemin koşullarına bağlı olarak analitik modellere göre yapılan dinamik analizlerle belirlenebileceği gibi arazi deney sonuçlarına dayanan incelemelerle de elde edilebilmektedir. Bu nedenle, önemli yapıların sismik tasarımı için yer hareketi özelliklerinin değerlendirilmesinde yerel zemin şartlarının etkisi öncelikle dikkate alınmaktadır. Bu çalışmada, jeolojik tarih içinde çok yoğun tektonik aktivitelere maruz kalmış ve çok sayıda aktif fay sistemi ile çevrelenen Eskişehir ili batısında yer alan İnönü İlçesi zemin özellikleri, SPT ve jeofizik yöntemlerden biri olan yüzey dalgalarının çok kanallı analiz (MASW) yöntemi esasında değerlendirilmeye çalışılmıştır. Arazi deney yönteminden elde edilen veriler ile birlikte

[1]Yrd. Doç. Dr., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, mturkoz@dpu.edu.tr
[2] Yrd. Doç. Dr., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, hsavas@ogu.edu.tr
[3] Yrd. Doç. Dr., Dumlupınar Üniversitesi, evren.seyrek@dpu.edu.tr
[4] Yrd. Doç. Dr., Nevşehir Üniversitesi, ahmet.orhan@nevsehir.edu.tr
[5] Prof. Dr., Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, htosun@ogu.edu.tr

mevcut sismik kaynak zonlarının neden olacağı etkiler de dikkate alınarak, zemin büyütme analizleri Shake 2000 programı kullanılarak karşılaştırmalı olarak yapılmıştır.

Anahtar kelimeler: İnönü, MASW, SPT, Yerel Zemin Koşulu, Zemin Büyütmesi

1. GİRİŞ

Deprem esnasında yer hareketi büyüklüğünün ve bu hareketin yapıda yarattığı hasarların, yerel jeoloji ve temel zemin şartları tarafından önemli ölçüde etkilendiği uzun yıllardan beri tespit edilmiş bulunmaktadır (Sancio vd. 2002). Deprem yer hareketlerinin karakteristikleri ve dolayısıyla yapı hasarları üzerinde yerel zemin şartları etkisinin büyüklüğü, sismik tasarımda önemle dikkate alınmaktadır. Ancak, deprem esnasında zemin davranışının tamamını temsil etme zorluğu oluştuğu için, konuyla ilgili yapılan analizler iki temel alanda yoğunlaşmıştır. Bunlardan birincisini, deprem yer hareketi karakteristikleri üzerinde zemin şartlarının etkisini kapsayan çalışmalar oluştururken, ikincisini ise zemin depozitlerin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirmesinde kullanılan yöntemleri kapsayan çalışmalar oluşturmaktadır (Ansal, 1998; Hwang vd., 2000; Topal vd., 2003; Idriss ve Boulanger, 2006; Selçuk ve Çiftçi, 2007).

Yerkürenin kabuk bölgesinde değişik nedenlerle ortaya çıkan enerjinin yarattığı yer hareketinin tahmini, hızlı bir şekilde genişleyen ve geoteknik ve yapı mühendisliği, sismoloji, jeofizik ve jeoloji gibi farklı disiplinlerin içinde yer alan bilgilerin yorumlanması ile yapılabilmektedir. Konuyla ilgili bilgiler, çok hızlı bir artış eğilimine sahip olmasına rağmen, hala bazı belirsizlikler mevcuttur.

Deprem yükü etkisi altında zemin davranışının modellenmesi için yarı sonsuz tabakalı viskoelastik bir ortamda dalga yayılması esasına dayanarak hazırlanmış paket programlar kullanılmaktadır (Idriss vd. 1992; Bardet vd. 2000). Bu programlarla yapılan dinamik analiz sonucunda istenilen noktalarda spektral ivme, spektral hız ve büyütmeler hesaplanabilmektedir. Zemine ait büyütme değerleri ayrıca ampirik yöntemler kullanılarak da hesaplanabilmektedir (Midorikawa, 1987; Borcherdt, 1994). Zemin tabakalarının depremler sırasındaki davranışının sayısal analiz yöntemleri ile incelenmesinde en önemli adım zemin tabakalarının geoteknik, jeolojik ve jeofizik özelliklerinin belirlenmesidir ve bu aşamada, gerek laboratuvar gerekse arazi deneylerinden elde edilen verilerin güvenilir olması çok önemlidir.

Dinamik zemin özelliklerinin ölçülmesinde çeşitli laboratuar ve arazi yöntemleri kullanılmaktadır. Arazi uygulamalarında yaygın olarak Standart Pentrasyon Deney (SPT) yöntemi tercih edilmekte ancak uygulama maliyetleri ve zorlukları nedeniyle çok özel projelerde jeofizik yöntemlerden yararlanılmaktadır. Buna karşın diğer jeofizik yöntemlerle karşılaştırıldığında daha ucuz ve fonksiyonel olan yüzey dalgalarının çok kanallı analizi (MASW) yöntemi sağladığı avantajlar nedeniyle geoteknik mühendisliği uygulamalarında artan bir şekilde kullanılmaktadır (Park vd. 1999; Zhang vd. 2004; Xu vd. 2006). Yüzey dalgalarının çok kanallı analizi yöntemi (Park vd. 1999; Xia vd. 1999) geoteknik arazi incelemeleri sırasında ana kaya üzerindeki zeminin kayma dalgası hızını değerlendirmek için tahribatsız sismik deney yöntemi olarak ortaya çıkmış ve geoteknik mühendisliği uygulamalarında kullanılmaya başlanmıştır (Penumadu ve Park, 2005; Long ve Donahue, 2007).

Deprem hasarlarının yumuşak çökeller üzerinde ana kaya üzerindekine oranla genellikle daha büyük olduğu uzun zamandır bilinmektedir. Eskişehir İnönü ilçesini de kapsayan birçok yerleşim alanın böyle yeni çökelmiş yumuşak ve genç yüzey depozitleri üzerindeki nehir yatakları boyunca oluşmuştur.

Bu çalışmada, çok sayıda aktif fay sistemi ile çevrelenen Eskişehir ili batısında yer alan İnönü İlçesi zemin özellikleri SPT ve son tekniklerden biri olan, geoteknik uygulamalarında kullanılmaya başlanan, yüzey dalgalarının çok kanallı analiz (MASW) yöntemi esasında değerlendirilmeye çalışılmıştır. Arazi deney yönteminden ve laboratuar tanımlama deneylerinden elde edilen veriler ile birlikte mevcut sismik kaynak zonlarının yaratacağı depremler de dikkate alınarak, zemin büyütme analizleri Shake 2000 programı kullanılarak karşılaştırmalı olarak yapılmıştır.

2. ÇALIŞMA ALANI JEOLOJİK VE GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

Bu çalışma kapsamında yürütülen arazi çalışmaları iki aşamada yapılmıştır. Birinci aşama arazi çalışması, yüksek deformasyon deneyi olarak da değerlendirilen Standart Penetrasyon deneyi esasında yapılmıştır. Çalışmanın ikinci aşamasında, ilgili sondaj lokasyonlarını da dikkate alacak şekilde düşük deformasyon deneyleri olarak tanımlanan jeofizik arazi deneyleri gerçekleştirilmiştir.

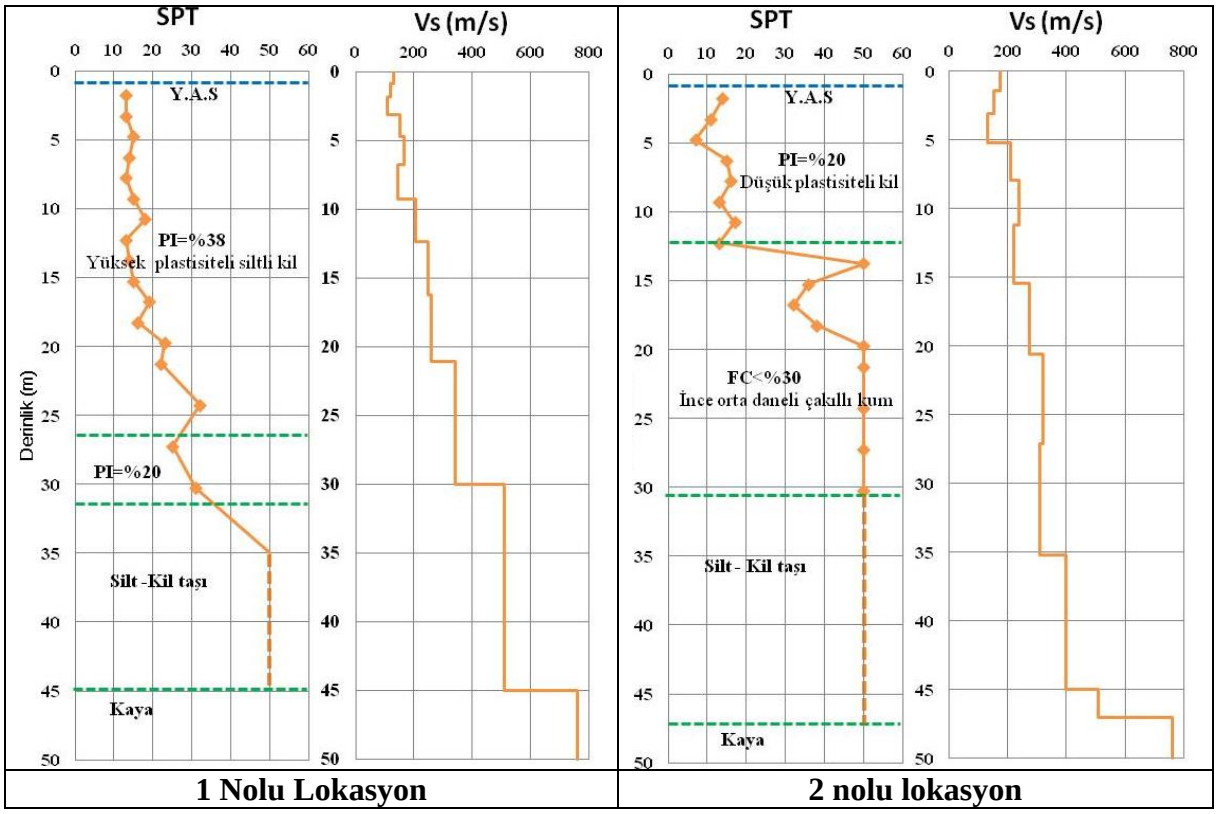
İnceleme alanında yer alan alüvyonal zemin birimlerinin tanımlanması amacıyla yoğun deneysel çalışmalar gerçekleştirilmiş ve bu deneysel çalışmalara bağlı olarak zemin sınıflaması yapılmış ve tabakalanma durumu ortaya konulmuştur. Çalışma alanı ve yakın çevresi içinde Palezoyik yaşlı şist ve mermerler, Neojen yaşlı kireçtaşı ve Kuvaterner yaşlı alüvyon gözlenmektedir. Çalışma alanının büyük bir bölümünü, üstte ince taneli ve altta iri taneli malzemeden oluşan ve "alüvyon" olarak nitelendirilen zemin kaplamaktadır. Çalışma alanında alüvyon olarak tanımlanan zemin yüzeyden itibaren yüksek plastisiteli kil-silt (CH, MH ve CH-MH), düşük plastisiteli kil-silt (CL, ML ve CL-ML) ve killi siltli kum (SC, SM, SC-SM, SP) ve en alt bölümü ise yer yer killi siltli çakıl (GC-GM) olarak tasnif edilmiştir. Alüvyon zemin içerisinde ortalama %7 çakıl, %33 kum ve %60 ince (silt-kil) malzeme bulunmaktadır.

İnceleme alanı içinde yer alan ince taneli zeminlerin kıvam indisleri oldukça değişkendir. Likit limit değerleri % 25 ile % 83 arasında değişmekte olup, ortalama değeri %57'dir. İlgili zemin numunelerinin plastisite indisi değerleri de geniş bir aralıkta yer almaktadır (PI=%6-59). Ancak ortalama değer % 30 olarak gerçekleşmiştir. Bu veriler ışığında, ortalama değerlerin plastisite kartındaki yeri A-hattının üzerinde ve LL=%50 sınır çizgisinin sağında kalmaktadır. Buna göre çalışma alanındaki zemin genellikle yüksek plastisiteli kil-silt özelliği taşımaktadır. Alüvyonun en alt zonunu teşkil eden kum-çakıl zemin oldukça sıkı bir konuma sahip olup zeminin derecelenmesi değişkendir. Bu zemin, silt-kiltaşı birimleri üzerinde yer almaktadır. Silt-kiltaşı birimleri üzerinde yapılan tek eksenli basınç dayanımı deneyinden artan derinlikle birlikte, en düşük 10 MPa en yüksek 45 Mpa basınç dayanımı değerlerine ulaşılmıştır.

Arazi çalışmalarının ikinci aşamasında jeofizik yöntemlerden biri olan yüzey dalgalarının çok kanallı analizi (MASW) yöntemi ile derinlik boyunca değişen Vs hız profilleri elde edilmiştir. MASW yönteminde temel işlem adımları veri toplama, dispersiyon eğrisinin

elde edilmesi ve ters çözüm işlemiyle Vs dağılımının belirlenmesidir. MASW yöntemi, tabakalı yerküre modeli için Rayleigh dalgasında baskın bir etkisi olan S-dalga hızına dayanır. Dönüşmüş faz hızları ile derinliğe bağlı bir boyutlu S-dalga hızı fonksiyonunu tanımlayan S-dalga hızı profilleri elde edilir. MASW yönteminde, gürültüyü etkili bir şekilde kontrol etmek olasıdır. Bu çalışmadaki yüzey dalgası analizinde 10 tabakalı çözümleme yapılmış, parametreler hesaplanmış, dispersiyon eğrileri ve Vs hızlarının derinlikle değişimleri belirlenmiştir.

Elde edilen analizler sonucunda, öncelikli olarak seçilen lokasyonlar için temsili zemin profilleri oluşturulmuştur. Seçilen iki lokasyona ait zemin profilleri, arazi deneylerinden elde edilen SPT sayıları ve kayma dalgası hız (Vs) profilleri Şekil 1'de sunulmaktadır.



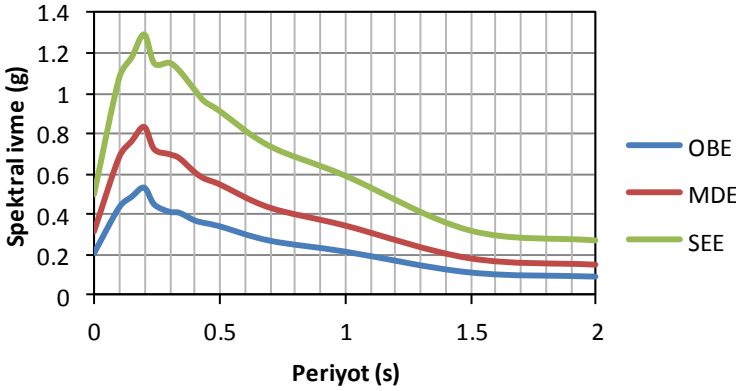
Şekil 1. Seçilen iki adet lokasyon için temsili zemin profilleri, SPT sayıları ve kayma dalgası hız (Vs) profilleri.

3. İNCELEME ALANI SİSMO-TEKTONİK YAPISI

Çalışma alanı olan İnönü ilçesi Eskişehir'in 35 km batısında yer almaktadır. İnönü ilçesi, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü tarafından hazırlanmış sismik tehlike haritasında 2. derece deprem bölgesi içinde yer almaktadır. Bu tanımlamaya göre, bölge 0.30g en büyük yer ivmesi (PGA) değerine maruz kalacaktır. İnceleme alanı ve çevresi için Seyrek (2009) tarafından önerilen sismo-tektonik harita dikkate alınmıştır. Bu amaçla, bölgedeki sismik kaynak zonları belirlenmiş ve her kaynak zonu için sismik aktivite incelenmiş ve sekiz ayrı azalım ilişkisi (Campbell 1981; Boore vd. 1993; Campbell ve Bozorgnia 1994; Ambraseys 1995; Boore vd. 1997; Gülkan ve Kalkan 2002; Kalkan ve Gülkan 2004; Ambraseys vd. 2005) esasında olasılıksal sismik tehlike analizleri

gerçekleştirilmiştir. Analizlerde Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Deprem Araştırma ve Uygulama Merkezi tarafından geliştirilen yazılım kullanılmıştır.

Bölge için yapılan olasılıksal sismik tehlike analizleri sonucunda 144, 475 ve 2475 yıl dönüş periyotları için ortalama maksimum yer ivmesi değerleri sırasıyla 0.201 g, 0.330 g ve 0.525 g olarak belirlenmiştir Bu dönüşüm süreleri sırasıyla OBE, MDE ve SEE koşulları olarak tanımlanmıştır. Analiz sonucunda elde edilen kayadaki ortalama tepki spektrumu değerleri Şekil 2'de sunulmaktadır.



Şekil 2. Anakayada elde edilen ortalama tepki spektrumu (5% sönüm oranı).

Zemin büyütme analizlerindeki tehlike spektrumu ile uyumlu ivme-zaman grafiği kullanılmaktadır. Olasılıksal esasta elde edilen ortalama tepki spektrumu değerleri kullanılarak zemin büyütme analizlerinde kullanılacak olan sentetik ivme zaman kayıtları elde edilmiştir.

4. ANALİZ SONUÇLARI VE TARTIŞMA

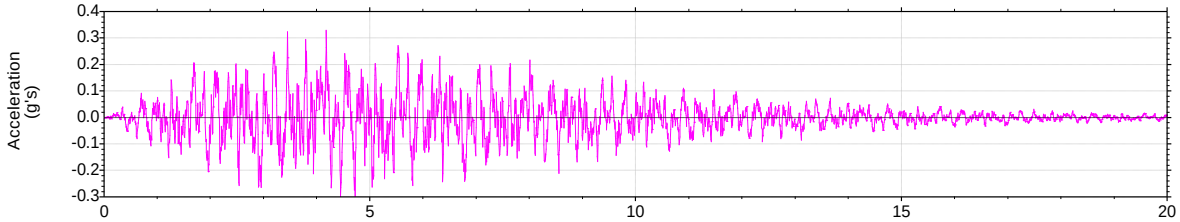
Modellenen profillerdeki zeminlerin lineer olmayan davranışının, tekrarlı prosedüre dayalı eşdeğer lineer yaklaşımlarla belirlenmesinde, kayma modülü ve sönüm oranlarının kayma deformasyonuna bağlı olarak değişiminin bilinmesi gereklidir. Literatürde, kayma modülü oranı (G/G_{max}) ve sönüm oranının kayma birim deformasyonu ile değişimi cinsinden, farklı zeminlerin dinamik davranışlarına ait modeller önerilmektedir. Literatürde yapılmış çeşitli çalışmaların sonuçlarından plastisite indisinin, kayma modülü oranı ve birim kayma genliğine etki eden ana faktör olduğu sonucuna varılmıştır (Vucetic ve Dobry, 1991).

Bu çalışmada analizlerde kullanılan zeminlerin dinamik davranış modelleri ise Tablo 1'de sunulmaktadır.

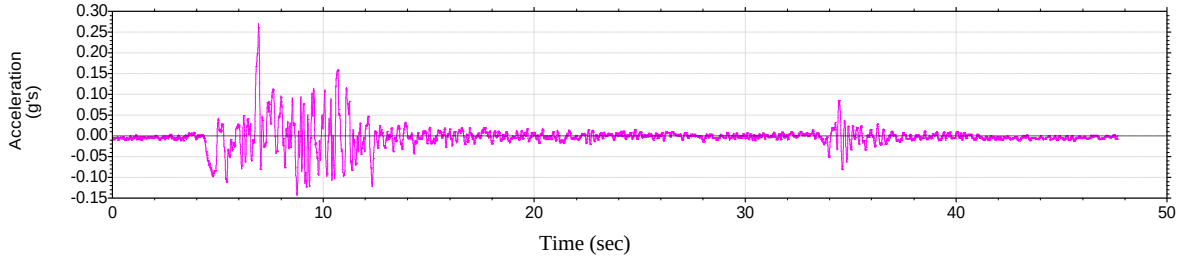
Çalışmada dinamik analizlerde, en önemli girdi parametrelerinden biri olan kuvvetli yer hareketi verileri öncelikle bölge için yapılan sisimik tehlike analizinden elde edilen sentetik ivme kayıtları ve ilaveten 17 Ağustos 1999 yılında meydana gelen Kocaeli depreminin Gebze istasyonunda ölçülen gerçek ivme kaydına ait en büyük ivme değeri bölge için hesaplanan 475 yıllık tekerrüre sahip (MDE) yer hareketinin ivmesine göre ölçeklendirilmiş ivme kaydı zemin büyütme analizlerinde referans girdi hareketleri olarak kabul edilmiştir.

Tablo 2. Çalışma kapsamında kullanılan zemin grupları

Zemin tanımı		**Zemin grupları**	**Dinamik davranış modeli**
Alüvyon	Yüksek plastisiteli kil-silt	CH, MH	Plastisite İndisine dayalı olarak Vucetic ve Dobry (1991)
	Düşük plastisiteli kil-silt	CL, ML	Plastisite İndisine dayalı olarak Vucetic ve Dobry (1991)
	Killi siltli kum (çakıllı)	SM, SC, GC, GM	İnce oranı <%30 ise, Seed ve Idriss İnce oranı>%30 ise Plastisite İndisine dayalı olarak Vucetic ve Dobry (1991)
Neojen	Kumtaşı	-	EPRI Rock 2 (Shake, 2000)
	Silt-Kiltaşı	-	EPRI Rock 2 (Shake, 2000)



Şekil 3. Anakaya ivme değerleri (475 yıllık tekerrür-MDE).



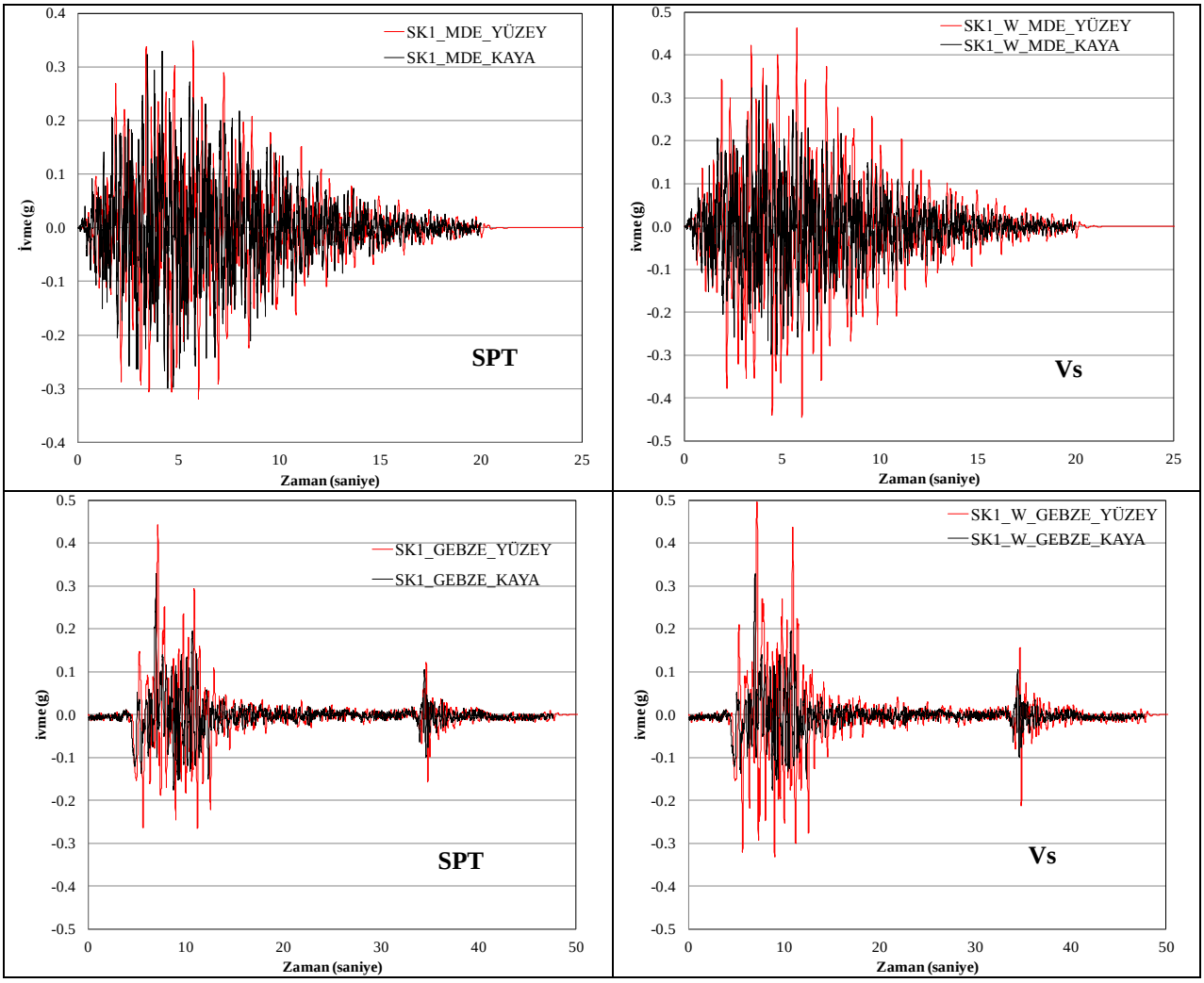
Şekil 4. Anakaya ivme değerleri (GEBZE- ölçeklendirilmemiş, orjinal kayıt).

Şekil 4'den GEBZE yer harektinin zamanı bağlı değişimini üretebilen bir baskın frekansının olduğu görülebilmektedir. MDE koşulunu temsil eden yer hareketi seviyeleri ise çok değişik frekanslar içeren ve daha girintili çıkıntılı, zamana göre düzensiz değişen hareketler sunmaktadır (Şekil 3).

Şekil 3 ve 4'te gösterilen anakaya ivme kayıtları kullanılarak, Shake 2000 paket programında zemin büyütme analizleri SPT ve Vs verileri esasında yapılmıştır. 1 nolu lokasyon için iki ayrı deprem koşulu altında (MDE ve GEBZE) SPT ve Vs verileri kullanılarak yapılan analizler sonucunda anakayada ve zemin yüzeyinde elde edilen ivme-zaman değerlerinin değişimi Şekil 5'de sunulmaktadır. Şekil 5'ten, kil zeminin hakim olduğu bu lokasyonda SPT verilerine oranla Vs verileri kullanılarak yapılan analiz sonuçlarında yüzeyde daha büyük ivme değerlerine ulaşıldığı görülmektedir.

Zemin büyütmesinin en güvenilir şekilde elde edilmesi, kuvvetli yer hareketleri sırasında kaydedilen ivmelerin spektral analizi sonucunda olmaktadır (İyisan ve Haşal, 2011). İlgili lokasyonlar için zemin yüzeyinde elde edilen ivme-zaman kayıtlarının spektral değerleri farklı deprem koşulları (MDE ve GEBZE) altında iki ayrı deney sonucu verileri kullanılarak da elde edilmiştir. Seçilen iki lokasyon için spektral ivmelerin değişimi, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelikte Z2 ve Z3 yerel zemin sınıfları için verilen spektrum grafikleri ile birlikte Şekil 6 ve Şekil 7'de sunulmaktadır.

Şekil 6 ve 7'de sunulan bu spektral değerlerin 0.1 sn – 1 sn periyot aralığında kalan değerlerin ortalaması alınarak Tablo 2'deki değerler elde edilmiştir.



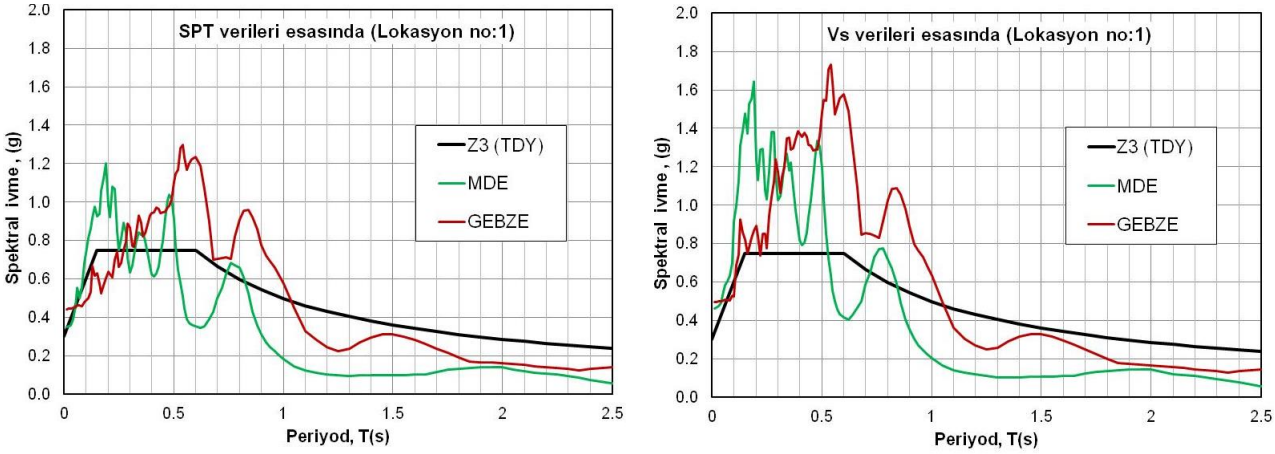
Şekil 5. Çalışma alanındaki 1 nolu lokasyon için SPT ve Vs verileri kullanılarak yapılan analizler sonucunda anakayada ve zemin yüzeyinde elde edilen ivme-zaman kayıtları

Tablo 2. Zemin büyütme analiz sonuçlarının karşılaştırılması

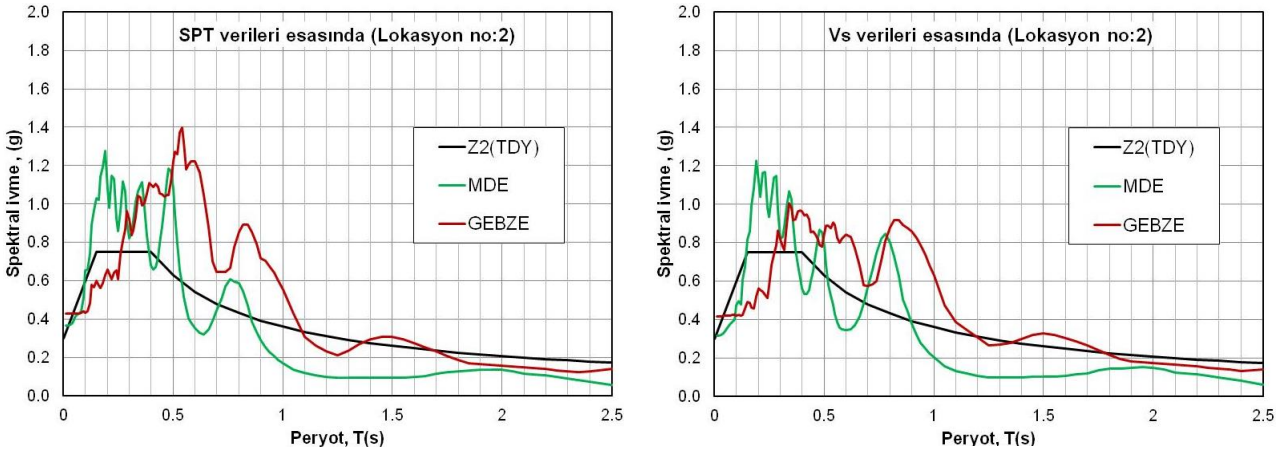
Lokasyon	Yer hareketi seviyesi	Zemin yüzeyindeki spekral ivme (g)			
		SPT esasında		Vs esasında	
		Ortalama	Enbüyük	Ortalama	Enbüyük
1	MDE	0.685	1.203	0.905	1.643
	GEBZE	0.845	1.298	1.107	1.734
2	MDE	0.746	1.276	0.695	1.226
	GEBZE	0.874	1.396	0.748	1.005

Analiz sonuçları bir bütün olarak değerlendirildiğinde; 1 nolu lokasyonda Vs verileri kullanılarak yapılan analiz sonucunda daha büyük ortalama spektral yüzey ivmesi değerine ulaşılırken, 2 nolu lokasyonda da SPT verileri kullanılarak yapılan analiz sonucunda daha büyük ortalama spektral yüzey ivmesi değerlerine ulaşılmıştır. SPT verileri kullanılarak

daha büyük ortalama spektral yüzey ivmesi bulunan 2 nolu lokasyonda 1 nolu lokasyondan farklı olarak temsili zemin profilinde farklı kalınlıklarda değişen kum tabakalarının varlığı etkili olmuştur.



Şekil 6. 1 No'lu lokasyonda zemin yüzeyinde SPT ve Vs verilerinden elde edilen ivme-zaman kayıtlarının spektral değerlerinin değişimi (%5 sönüm)



Şekil 7. 2 No'lu lokasyonda zemin yüzeyinde SPT ve Vs verilerinden elde edilen ivme-zaman kayıtlarının spektral değerlerinin değişimi (%5 sönüm)

GEBZE ve MDE depremlerinin anakayadaki ivme değerleri aynı olmasına rağmen farklı frekans içeriğine sahip depremlerdir. Analizlerde sentetik ivme kaydına ilaveten gerçek ivme kayıtlarının da kullanılmasıyla büyütme analizlerinde deprem frekans içeriğinin önemi de görülmüştür.

5.SONUÇLAR

Zemin yüzeyinde elde edilen ortalama spektral ivme değerleri karşılaştırıldığında, MASW yönteminden elde edilen Vs verileri esasında yapılan analizlerde yüzeyde kil ve bu kil tabakanın altında ayrışmış kayadan oluşmuş zemin profillerinde, SPT verileri kullanılarak yapılan analizlerde ise genel olarak yüzeyde yaklaşık 10 m kalınlığında kil, altında 10 m kalınlığında kum ve bu tabakanın altında da yine bir kil tabakasından oluşan profillerde büyük ortalama spektral ivme değerleri hesaplanmıştır. Diğer bir ifadeyle, kum

tabakalarının hakim olduğu lokasyonlarda SPT deney sonuçları, kil zeminin hakim olduğu lokasyonlarda da MASW deney sonuçlarının kullanıldığı analizlerde büyük ortlama spektral ivme değerleri hesaplanmıştır. Çalışma alanında yeraltısuyu seviyesinin oldukça yüksek olmasının da sonuçlar üzerinde etken olduğu düşünülmektedir.

KATKI BELİRTME

Bu çalışma, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri tarafından 201115024 No'lu proje kapsamında desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

Ambraseys, N. N. (1995), "The Prediction Of Earthquake Peak Ground Acceleration In Europe", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24, 467-490.

Ambraseys, N.N., Douglas, J., Karma, S.K. and Smit, P.M. (2005), "Equations for the estimation of strong ground motions from shallow crustral earthquakes using data from Europe and the Middle East: horizontal peak ground acceleration and spectral acceleration", Bulletin of Earthquake Engineering, 3, 1-53.

Ansal,A.M. (1998), "Zeminlerin Tekrarlı Gerilmeler Altında Davranışları ve Depremlerde Yerel Zemin Koşullarının Etkisi", Hamdi Peynircioğlu Konuşması, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Yedinci Ulusal Kongresi, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul

Bardet, J.P., Ichii, K., and Lin, C. H., (2000), "EERA: A computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits", University of Southern California, Los Angeles,

Boore, D. M., Joyner, W. B.and Fumal, T. E. (1993), "Estimation of Response Spectra and Peak Accelerations from Western North American Earthquakes: An interim report", U.S. Geol. Surv. Open-File Rept. 93-509, 72 p.

Boore, D. M., Joyner, W. B. and Fumal, T. E. (1997), "Equations For Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes: A Summary of Recent Work", Seismological Research Letters, 68, 128-153.

Borcherdt R.D. (1994), "Estimates of Site Dependent Response Spectra for Design (Methodology and Justification)", Earthquake Spectra, 10, 617-654

Campbell, K. W., (1981), "Near-source attenuation of peak horizontal acceleration", Bulletin Seism. Soc. Am., 71, 6, 2039-2070.

Campbell, K. W. and Bozorgnia, Y., (1994), "Near-source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration from Worldwide Accelerograms Recorded from 1957 to 1993", Proc. Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering 3, Chicago, Illinois, July 10-14, 1994, 283-292.

Gülkan, P. and Kalkan, E. (2002), "Attenuation Modeling of Recent Earthquakes in Turkey", Journal of Seismology, 6 (3), 397-409.

Hwang, H., Wang, L., Yuan, Z. (2000), "Comparison of liquefaction potential of loess in Lanzhou, China, and Memphis, USA", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 20, Issues 5-8, pp. 389-395.

Idriss, I.M. and Sun,J.I. (1992), "Shake91, A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil

Deposits" Modified based on the original SHAKE program Published in December 1972 by Schnabel, Lysmer and Seed.

Idriss, I.M., and Boulanger, R.W. (2006), "Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes" Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 26, Issues 2-4, pp.115-130.

İyisan, R., Haşal, M.E. (2011), "Zemin büyütmesi ve yerel koşulların spektral ivmeye etkisi", İTÜ Dergisi/ D Mühendislik, 10: 4, 47-56.

Kalkan, E. and Gülkan, P. (2004), "Site-dependent spectra derived from ground motion records in Turkey", Earthquake Spectra, Vol. 20, No. 4, 1111-1138.

Long, M., and Donohue, S. (2007), "In situ shear wave velocity from multi-channel analysis of surface waves (MASW) tests at eight Norwegian research sites." Canadian Geotechnical Journal, 44(5), 533-544.

Midorikawa, S. (1987), "Prediction of Isoseismal Map in Kanto Plain due to Hypothetical Earthquake", Journal of Structural Dynamics, 33B, 43-48.

Park, C.B., Miller, R.D., and Xia, J. (1999), "Multi-channel analysis of surface waves", Geophysics,Vol. 64(3), pp 800-808.

Penumadu, D., and Park, C. B. (2005), "Multi-channel analysis of surface wave method (MASW) for geotechnical site characterization." American Society of Civil Engineers Geotechnical Special Publication, Issue 130, 956-967.

Sancio, R. B., Bray, J. D, Stewart, J. P., Youd, T. L., Durgunoğlu, H. T., Önalp, A., Seed, R. B., Christensen C., Baturay, M. B., Karadayılar, T., (2002), "Correlation Between Ground Failure And Soil Conditions in Adapazarı,Turkey", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 22, pp. 1093-1102.

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970), "Soil moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses," Report EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley,.

Selçuk, L., Çiftçi, Y. (2007), "Microzonation of the Plio-Quaternary soils: a study of the liquefaction risk potential in the Lake Van Basin, Turkey", Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol.66, pp.161-176.

Seyrek, E., (2009), "Baraj Yeri Sismik Tehlike Analizlerinde Sayısal Çözümleme Modelleri ve Bir Uygulama", Doktora Tezi, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.

Shake 2000, (2011), "A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites"; by Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B. Report No. UCB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December, (1972)., User's Manual, revised by Gustavo A. Ordonez.

Topal, T., Doyuran, V., Karahanoğlu, N., Toprak, V., Süzen, M.L.,Yeşilnacar, E., (2003), "Microzonation for earthquake hazards: Yenişehir settlement, Bursa, Turkey". Engineering Geology, Vol.70, pp. 93–108.

Vucetic, M. ve Dobry, R. (1991), "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 1, 89-107.

Zhang, S.X., L.S. Chan, and Xia, J. (2004), "The selection of field acquisition parameters for dispersion images from multichannel surface wave data", Pure and Applied Geophysics, 161, pp 185-201, .

Xu,Y., Xia, J. and Miller, R.D. (2006), "Quantitative estimation of minimum offset for multichannel surface-wave survey with actively exciting source", Journal of Applied Geophysics,Vol.59, No. 2, pp.117-125,.

Xia, J., Miller, R. D., and Park, C. B. (1999), "Estimation of near-surface shear-wave velocity by inversion of Rayleigh waves." Geophysics, 64(3), 691-700.

ERZİNCAN İL MERKEZİ VE ÇEVRESİNDEKİ ZEMİNLERİN SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF LIQUEFACTION POTENTIAL OF ERZINCAN CITY CENTER AND ITS VICINITY SOILS

Esra SUBAŞI DUMAN[1] S. Banu İKİZLER [2] Zekai ANGIN [3] Gökhan DEMİR[4]

ABSTRACT

This study includes determination of liquefaction potential in Erzincan city center and its vicinity. Due to the proximity of the North Anatolian Fault Zone, in a probable earthquake, Erzincan Province is thought to be affected. In this context, the earthquake scenarios were produced using the empirical expressions. Liquefaction potential for different earthquake magnitudes was determined. These earthquake magnitudes were selected as 6.0, 6.5, 7.0, 7.5, respectively. Liquefaction potential was investigated using Standard Penetration Test (SPT) data. The first stages of the study, 63 boreholes in different locations were drilled and Standard Penetration Tests (SPT) were performed. Disturbed and undisturbed soil samples were taken from these boreholes. Laboratory testing was performed to determine physical properties of soil samples Liquefaction potential analyses were examined using Seed and Idriss (1971) method. In order to complete the liquefaction analyses within a short time, MATLAB program were written. Liquefaction potential analyses were carried out with the MATLAB program. At the final stage of this study, liquefaction potential maps were prepared for different earthquake magnitudes. Result of the analyses indicates that the presence of ground water and sandy-silty soils increases the liquefaction potential with the seismic features of the region.

Key Words: Liquefaction, Liquefaction potential, Erzincan, Standard Penetration Test (SPT), Seed and Idriss (1971)

ÖZET

Bu çalışma Erzincan ili ve çevresinin sıvılaşma potansiyelini değerlendirilmesini içermektedir. Kuzey Anadolu Fay Hattına olan yakınlığı nedeniyle, Erzincan ilinin olası bir depremde etkilenebileceği düşünülmektedir. Bu amaçla çalışmada, Erzincan ili ve çevresi için ampirik ifadeler kullanılarak deprem senaryoları üretilmiş, 6.0, 6.5, 7.0 ve 7.5 deprem büyüklükleri için sıvılaşma potansiyelleri belirlenmiştir. Sıvılaşma potansiyeli standart penetrasyon deneyi (SPT)

[1] Arş.Gör., Gümüşhane Üniversitesi, subasi_esra_53@hotmail.com
[2] Yrd. Doç.Dr., Karadeniz Teknik Üniversitesi, banuh73@gmail.com
[3] Yrd. Doç.Dr., Karadeniz Teknik Üniversitesi, angin@ktu.edu.tr
[4] Yrd. Doç.Dr., Ondokuz Mayıs Üniversitesi, gokhan.demir61@omu.edu.tr

verileri kullanılarak araştırılmıştır. Çalışmanın ilk aşamasında, farklı yerlerde 63 sondaj kuyusu açılmış ve standart penetrasyon deneyleri (SPT) yapılmıştır. Sondaj kuyularından örselenmiş ve örselenmemiş zemin numuneleri alınmış, bu numuneler üzerinde, zeminin fiziksel özelliklerini belirlemek amacıyla deneyler yapılmıştır. Sıvılaşma potansiyel analizleri Seed ve Idriss (1971) metodu kullanılarak yapılmıştır. Sıvılaşma analizlerinin kısa bir süre içerisinde tamamlanması amacıyla, MATLAB programlama dili kullanılarak, sıvılaşma analiz programı hazırlanmış ve sıvılaşma analizleri bu program üzerinden yapılmıştır. Çalışmanın son aşamasında ise farklı deprem büyüklükleri için sıvılaşma potansiyeli haritaları hazırlanmıştır. Analiz sonuçları, yer altı suyu ve kumlu-siltli zeminlerin varlığında, bölgenin sismik özellikleri nedeniyle sıvılaşma potansiyelinin artacağını göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Sıvılaşma, Sıvılaşma potansiyeli, Erzincan, Standart Penetrasyon Deneyi (SPT), Seed ve Idriss (1971)

1.GİRİŞ

Suya doygun kohezyonsuz zeminlerde, deprem sırasında gelişen tekrarlı gerilmelerin etkisiyle meydana gelen zemin sıvılaşması ve sıvılaşmaya bağlı deformasyonlar, Geoteknik Mühendisliğinde karşılaşılan önemli problemlerdendir. Geçmişten günümüze kadar birçok depreme maruz kalan ülkemizde, sıvılaşma konusu ilk kez 1992 Erzincan depreminde gündeme gelmiş ve 1999 Adapazarı depremiyle konunun önemi bir kez daha anlaşılmıştır.
Türkiye Deprem Bölgeleri Haritasına göre 1. derece deprem bölgesinde yer alan Erzincan ili, sıvılaşma olayının sıklıkla görüldüğü yerlerdendir. Bu çalışma, Erzincan ili şehir merkezi ve çevresi için sıvılaşma potansiyeli olan bölgelerin belirlenebilmesini amaçlamaktadır. Sıvılaşma analizlerinin yapılabilmesi için bölgeye ait jeoloji, tektonik özellikler, depremsellik, zeminlerin mühendislik özellikleri gibi birçok faktör hakkında bilgi sahibi olunması gerekmektedir. Bu amaçla, bu çalışmada, ilk olarak inceleme alanına ait SPT (Standart Penetrasyon Deneyi) verileri elde edilmiştir. Elde edilen verilere dayanılarak sıvılaşma analizi yöntemi belirlenmiş ve hesaplamaların hızlı bir şekilde yapılabilmesi için MATLAB programlama dili ile analiz programı hazırlanmıştır. Program kullanılarak yapılan sıvılaşma analizlerine ait sonuçlar, tablolar halinde oluşturulmuştur. Analizler sonucunda elde edilen veriler ArcGIS programı kullanılarak inceleme alanına ait sıvılaşma potansiyel haritaları oluşturulmuştur.

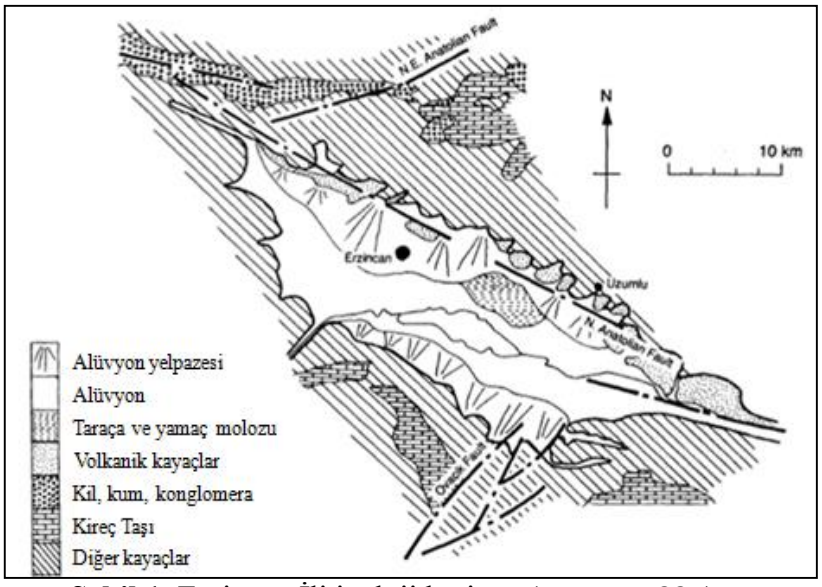
2.İNCELEME ALANININ TANITILMASI

İncelemenin yapıldığı alan olan Erzincan İli, Doğu Anadolu Bölgesinde 39°.15’ - 39°.50’ boylamları ile 39°.32’ - 39°.52’ enlemleri arasında yer almaktadır. Doğu batı yönünde uzanan ve 11.903 km^2’lik bir alana sahiptir. Kuzeybatı – Güneydoğu doğrultusunda 45–50 km uzunluğunda, 5–20 km genişliğinde uzanan ovanın tamamı, Erzincan İli sınırları içerisindedir. Ovanın denizden yüksekliği 1140 m’dir. Erzincan Ovası, kuzeyde 3500 m yüksekliğindeki Keşiş, güneyde 3500 m’yi aşan Munzur, batıda ise Karadağlarla çevrilmiştir. Fırat nehrinin bir kolu olan Karasu ve onu besleyen akarsular Erzincan ovasında geniş düzlükler meydana getirmişlerdir (Akyıldırım, 1993).

2.1. İnceleme Alanının Jeolojisi ve Depremselliği

Erzincan ve çevresi Türkiye’nin jeolojik açıdan en karmaşık bölgelerinden biridir. Bölge, bu karmaşık yapısını, Mesozoyik başından Tersiyer ortasına kadar süren farklı okyanus açılma

ve kapanma dönemlerinde kazanmıştır. Yaklaşık olarak tabanı 25 km, tavanı ise 50 km uzunluğunda bir yamuk şeklindeki Erzincan Ovası bölgedeki farklı yanal atılımlı fayların ortaklaşa etkisi ile gelişmiş bir çek-ayır havzadır (Bayrak, 2011). Erzincan havzası, gerek jeolojik devirlerde gerekse günümüzde, havzaya akan derelerin taşımış olduğu çakıl, kum, silt ve kil karışımından oluşan gevşek bir sediment paketiyle doldurulmuştur. Havzaya sediment taşınma süreci günümüzde de hızla sürmektedir. Başlıca alüvyon yelpazeleri olarak tanımlanan bu sedimanların kalınlığı 30 m ile 1.5 km arasında değişmektedir. Ayrıca, bu dolgu malzemelerini oluşturan tanelerin boyutu havza kenarlarında yer yer 1 m'den havza ortalarına doğru kil boyutuna değişmektedir (Orhan ve Ulusu, 2001). Şekil 1'de Erzincan Ovası ve çevresinin jeoloji haritası görülmektedir.



Şekil 1. Erzincan İli jeoloji haritası (EEFIT, 1992)

Kuzey Anadolu Fay Zonu (KAFZ) üzerinde yer alan Erzincan havzası ve çevresi, sismolojik olarak çok etkin bir özelliğe sahiptir. Tarihsel dönem boyunca çeşitli büyüklükte birçok depremin meydana gelmiştir (Kaypak, 2002). Tablo 1'de, Erzincan havzası ve çevresinde geçmiş dönemlerde meydana gelen bazı depremler verilmiştir.

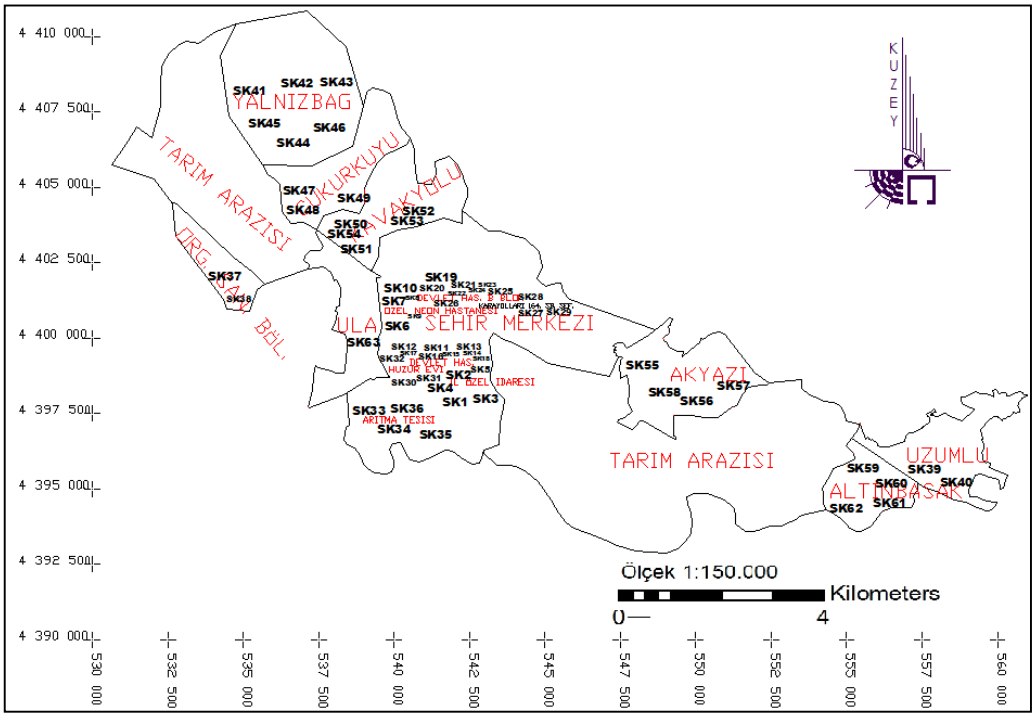
Tablo 1. Tarihi Erzincan depremleri (Akyıldırım, 1993; Şaylan,2006)

Tarih	Deprem Büyüklüğü	Tarih	Deprem Büyüklüğü
1907	4.9	1960	5.9
1929	5	1961	4.5
1930	5.6	1964	4.9
1935	5	1965	5.6
1937	4.7	1966	4.6
1939	7.9	1967	5.9
1940	5.2	1968	4.5
1941	5.9	1969	4.7
1949	5.3	1970	5.3
1950	4.9	1979	4.6
1954	4.6	1980	4.6
1957	5.1	1983	5
1958	5.1	1992	6.8

Erzincan ilinde bilinen en yıkıcı depremlerden biri, hiç kuşkusuz ki 26 Aralık 1939 günü, saat 23:57'de meydana gelen depremdir. Büyüklüğü 7.8 olan depremde yaklaşık 33.000 can kaybı yaşanmıştır. Demiryolunun güneyinde bulunan Erzincan şehri birkaç yapı dışında tamamen yıkılmıştır. Bu deprem sonucunda Erzincan'dan Erbaa'ya, oradan da Amasya'ya kadar uzanan yaklaşık 360 km uzunlukta yüzey kırığı gelişmiştir (Gürsoy vd., 2006). Erzincan Havzası'ndaki diğer bir önemli deprem ise 13 Mart 1992'de meydana gelen depremdir.13 Mart Erzincan Depremi, oluşum şekli, sismik özellikleri ve meydana getirdiği hasarla, 1939 büyük felaketinden sonra meydana gelen en şiddetli deprem niteliğindedir. Büyüklüğü 6.8 olan deprem ve onu izleyen artçı sarsıntılar Erzincan havzası ve çevresiyle Tunceli'nin kuzeyini etkilemiştir. Resmi açıklamalara göre 590 can kaybı meydana gelirken, 2800 kişi yaralanmış, 11000 konut çeşitli derecelerde (ağır-orta-hafif) hasar görmüş ve 35000 insan evsiz kalmıştır. Hasarın en yoğun olarak görüldüğü yer şehir merkezi olmuştur (Akyıldırım, 1993).

2.2. İnceleme Alanının Geoteknik Özellikleri

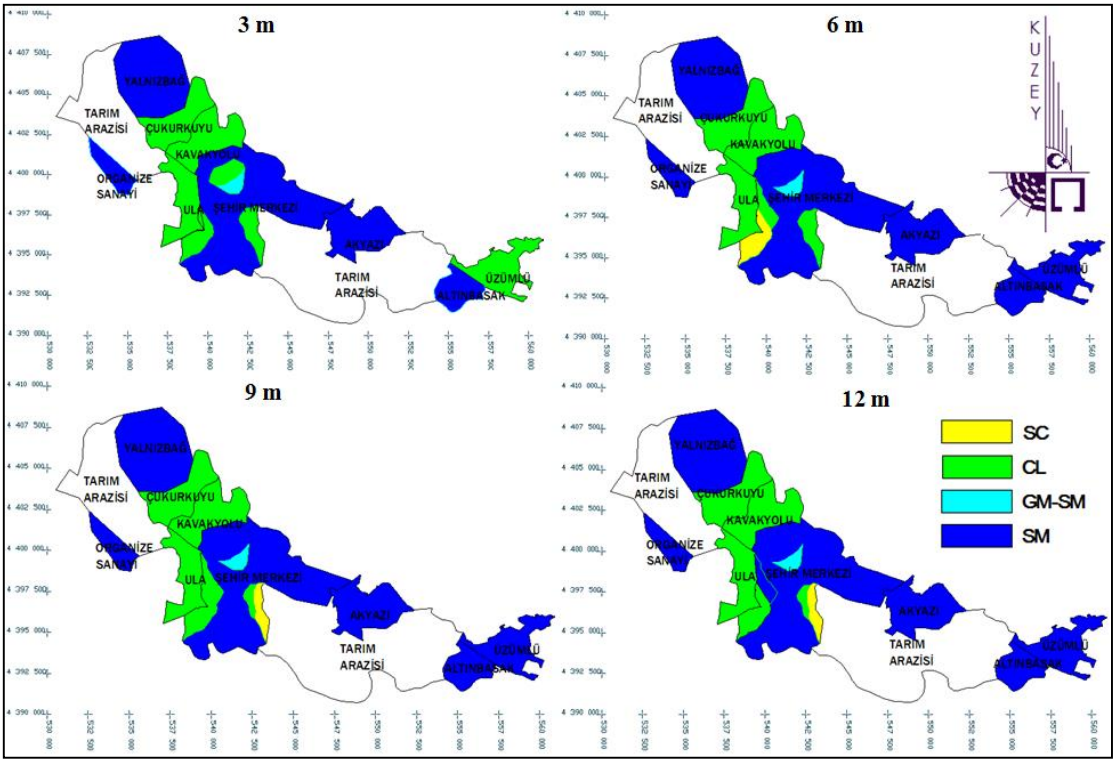
Bu çalışma kapsamında, Erzincan ili şehir merkezi ve çevresi inceleme alanı olarak seçilmiştir. İnceleme alanı içerisinde yer alan bölgeler şu şekildedir: Erzincan ili şehir merkezi(İl Özel idare, Özel Neon hastanesi, Devlet hastanesi, Devlet hastanesi B-blok, Karayolları 164. Şube Şefliği, Huzurevi, Arıtma tesisi), Organize sanayi bölgesi, Üzümlü, Yalnızbağ, Akyazı, Çukurkuyu, Kavakyolu, Ula, Altınbaşak. Arazi çalışmalarında, inceleme alanına, zeminin geoteknik özelliklerini belirlemek amacıyla Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) uygulanmış, farklı bölgelerden, derinlikleri 1.5 m ile 20 m arasında değişen 63 sondaj verisi elde edilmiştir. İnceleme alanı içerisinde açılan sondaj kuyularını gösteren harita Şekil 2'de verilmiştir. Sondaj çalışmaları esnasında zeminlerin yer altı su seviyeleri belirlenmiş, ayrıca zeminlerin fiziksel özelliklerini belirlemek amacıyla örselenmiş ve örselenmemiş zemin numuneleri alınmıştır. Bu çalışmalar sırasında inceleme alanlarında farklı zemin türleri gözlenmiştir.



Şekil 2. İnceleme alanı içerisindeki sondaj kuyuları

İnceleme alanı zeminlerinde yapılan geoteknik sondaj çalışmalarından elde edilen SPT- N_{arazi} değerlerine bakıldığında, genelinde homojen bir yapı olduğu görülmektedir. Zemin yüzeyinden ilk 3 metreye kadar olan seviyelerde, zemin yumuşak ve / veya gevşek bir yapı sergilediği için SPT- N_{arazi} değeri belirlenememiştir. Daha derinlere inildikçe katılık ve / veya sıkılık durumu değişkenlik göstermektedir. Çoğu bölgede ölçülen SPT- N_{arazi} değerlerinin 17–35 arasında değiştiği, bazı bölgelerde ise bu değerlerin 40 ve üzerinde olduğu gözlenmiştir. Bazı deriliklerde ise SPT- N_{arazi} değeri, R(refü) şeklinde gösterilmiştir. Bu durum ölçülen SPT- N_{arazi} değerlerinin 50'den büyük ve zeminin çok sıkı durumda olduğunu göstermektedir. Yapılan çalışmalar sonucu belirlenen yer altı su seviyesi (YASS) değerleri incelendiğinde bu değerlerin inceleme alanına göre 1 m-47 m arasında değişiklik gösterdiği gözlenmiştir.

Sondaj kuyularından elde edilen örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde, zeminin fiziksel özelliklerini belirlemek amacıyla, doğal birim ağırlık (γ_n), su muhtevası (w), plastik limit (PL), likit limit (LL) ve elek analizi deneyleri yapılmıştır. İnceleme alanı zeminleri üzerinde yapılan elek analizi deney sonuçlarına göre, USCS (Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemi)' ye göre iri taneli zeminlerden SM (siltli kumlar), GM (siltli çakıllar) türü zeminlere, ince taneli zeminlerden CL (inorganik killer) türü zeminlere rastlanmıştır. Şekil 3'de derinliğe göre zemin sınıfları haritalandırılarak gösterilmiştir.



Şekil 3. Derinliğe göre zemin sınıfları haritaları

Yapılan doğal birim ağırlık (γ_n), su muhtevası (w), plastik limit (PL), likit limit (LL) deneylerinin sonuçlarına göre, birim ağırlık değerlerinin 18-20 kN/m^3 arasında değiştiği, su muhtevası (w) değerinin ise %10-%30 arasında değiştiği gözlenmiştir. Plastik limit (PL) ve likit limit (LL) deney sonuçlarına bakıldığında ise, inceleme alanı içerindeki zeminlerinin genelinin non-plastik (NP) özellikte olduğu gözlenmiştir. Zeminlerin likit limit (LL) değerleri %38-%42 arasında, plastik limit değerleri ise %18-%24 arasında değişmektedir. Ortalama

plastisite indeksi (PI) değeri %20-25 arasında değişmektedir. İnceleme alanı zeminlerinin geoteknik özellikleri Tablo 2' de gösterilmiştir.

Tablo 2. İnceleme alanı zeminlerinin geoteknik özellikleri

Yer	Derinlik (m)	Sondaj nok.	N_{spt}	YASS (m)	USCS	Birim ağırlık (γ_n) kN/m^3	Su içeriği (w) %	Plastik limit (PL) %	Likit Limit (LL) %	Plastisite indeksi (I_p) %
İl Özel İdare	4-8	SK1-SK5	22-35	12	CL	18.5	25	41	20	21
	8-20				SC			NP	-	-
Özel Neon Has.	1.5-3	SK6-SK10	22-35	22	CL	19	20	42-46	20-26	19-24
	3-18				SM			NP	-	-
Devlet Has. B Blok	3-7.5	SK11-SK18	41-55	30	CL	18.6	12	28-42	6-8	22-34
Devlet Hastanesi	3-20	SK19-SK26	25-48	30	GM-SM	19	27	NP	-	-
Karayolları 165. Şb. Şef.	3-6	SK27-SK29	14-47	19	GC	20	13	NP	-	-
	6-9				SM			NP	-	-
Huzurevi	3	SK30-SK32	26-50	9.5	SM	18.9	12	NP	-	-
	4.5-9				CL			40-44	21-23	19-21
	9-20				SM			NP	-	-
Arıtma Tesisi	3-4.5	SK34-SK36	19-30	1	CL	18.9	15	40-42	20-24	18-20
	6				SC			38	18	20
	7.5-10.5				SM			44	24	20
Organize Sanayi	3-20	SK37-SK38	26-49	33	SM	18.6	11	NP	-	-
Üzumlü	6-7.5	SK39-SK40	23-44	3	SM	18.7	12	NP	-	-
Yalnızbağ	3-24	SK41-SK46	18-36	33	SM	18.6	12	NP	-	-
Çukurkuyu	3-7.5	SK47-SK49	21-50	47	CL	18.6	12	28-42	6-8	22-34
Kavakyolu	3-7.5	SK50-SK54	23-50	30	CL	18.6	12	28-42	6-8	22-34
Akyazı	3-9	SK55-SK58	26-50	31	SM	18.6	13	NP	-	-
Altınbaşak	3-12	SK59-SK62	17-38	1	SM	18.3	10	NP	-	-
Ula	3-6	SK63	28-50	11	CL	19	25	42-45	19-20	23-25

3.İNCELEME ALANININ SIVILAŞMA POTANSİYELİ

Deprem bölgelerinde bulunan suya doygun gevşek granüler zeminlerde, sıvılaşma olayı büyük bir problemdir. Geçmişten günümüze kadar birçok araştırmacı bu konu üzerinde çalışmalar yapmış ve sıvılaşma analizleri için arazi ve laboratuar deneylerine dayanan çeşitli ampirik ifadeler türetmişlerdir. Sıvılaşma analizlerinde yaygın olarak kullanılan arazi deneyi Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)'dir. Bu çalışma kapsamında sıvılaşma analizleri, Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) verileri kullanılarak, Seed ve Idriss (1971) yöntemi ile yapılmıştır.
Zeminlerin sıvılaşma dirençlerinin belirlenmesi, iki değişkenin hesaplanmasını veya tahmin edilmesini gerektirmektedir. Bunlar: Zemin tabakasındaki sismik talebi ifade eden devirsel gerilme oranı (CSR) ve zeminin sıvılaşmaya karşı direncini gösteren devirsel direnç oranı (CRR). Bu ifade, bir emniyet faktörü cinsinden aşağıdaki şekilde açıklanmaktadır (Seed ve Idriss; 1971)

$$\mathrm{FS} = \frac{\mathrm{CRR}}{\mathrm{CSR}}\mathrm{MSF} \qquad (1)$$

Magnitüd düzeltme faktörü (MSF), Seed ve Idriss (2003) tarafından önerilen eşitlik kullanılarak hesaplanmıştır. Devirsel gerilme oranı (CSR) hesaplanmasında Seed ve Idriss (1971) tarafından

önerilen eşitlik kullanılmıştır. Devirsel gerilme oranı hesaplanmasında kullanılan maksimum yatay yer ivmesi (a_{max}) değeri, Türkiye'de oluşabilecek depremler için Aydan vd. (1996) tarafından önerilen eşitlik kullanılarak hesaplanmıştır. Ayrıca hesaplamalarda kullanılan r_d (gerilme azaltma katsayısı) ve devirsel direnç oranı (CRR) değerleri Youd vd., (2001) tarafından önerilen eşitliklerle hesaplanmıştır.
Çözümü karmaşık ve uzun zaman alan sıvılaşma analizlerinin kısa bir süre içerisinde tamamlanması amacıyla, MATLAB programlama dili kullanılarak, sıvılaşma analiz programları hazırlanmış ve sıvılaşma analizleri, bu program üzerinden yapılmıştır. SPT-N_{arazi} değerlerinin düzeltilmesinde kullanılan katsayılar Tablo 3'te verilmiştir. Üst tabaka yükü düzeltme katsayısının (C_N) hesaplanmasında Liao ve Whitman (1986) tarafından önerilen eşitlik kullanılmıştır.

Tablo 3. SPT-N_{arazi} değerlerinin düzeltilmesinde kullanılan katsayılar

Düzeltme Katsayısı	Değer
Tij boyu düzeltme katsayısı (C_R)	1.0
Numune alma yöntemi katsayısı (C_S)	1.0
Kuyu çapı düzeltme katsayısı (C_B)	1.05
Enerji oranı düzeltme katsayısı (C_E)	1.0

Sıvılaşma analizler sırasıyla M=6.0, M=6.5, M=7.0 ve M=7.5 deprem büyüklükleri için yapılmıştır. M=6.0, M=6.5, M=7.0, M=7.5 deprem büyüklükleri için program tarafından hesaplanan a_{max} (zeminde en büyük yatay yer ivmesi) ve MDF (Magnitüd düzeltme faktörü) değerleri Tablo 4'de verilmiştir. Aydan vd. (1996)'nin önerdiği a_{max} değerinin hesaplanmasında kullanılan R değeri, 1992 Erzincan depreminde 7.7 olarak belirlenmiştir (Saatcıoglu and Bruneau, 1993). Hesaplamalarda bu değer dikkate alınmıştır.

Tablo 4. a_{max} ve MSF değerleri

Deprem Büyüklüğü (M)	a_{max} (zeminde en büyük yatay yer ivmesi)	MSF (Magnitüd düzeltme faktörü)
6.0	0.52g	1.77
6.5	0.82g	1.44
7.0	1.27g	1.19
7.5	2.00g	1.00

MATLAB programı üzerinden, M=6.0, M=6.5, M=7.0, M=7.5 deprem büyüklükleri için yapılan hesaplamalar sonucu elde edilen sonuçlar, tablo halinde oluşturulmuştur. Tablo 5 oluşturulurken, sondaj loglarındaki en düşük SPT-N_{arazi} değerleri dikkate alınmış ve elde edilen sonuçlar gösterilmiştir. Tamamı killi yapı gösteren Devlet hastanesi, Kavakyolu, Ula, Çukurkuyu zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli göstermeyeceği kabul edilerek ve bu alanlar sıvılaşma analizlerine dahil edilmemiştir.
Sıvılaşma analizlerinde kullanılan formüller birçok değişkene bağlıdır. Bu değişkenlerden en önemlileri deprem büyüklüğüne göre değişen maksimum yatay yer ivmesi (a_{max}), YASS ve SPT-N_{arazi} değerleridir. Sıvılaşma olayının yeraltı su seviyesinin 20 m den az olduğu bölgelerde gözlenmeyeceği tahmin edilir. bu çalışmada YASS değeri 20' den büyük olduğu durumlarda bile sıvılaşma gözlemlenen bölgeler tespit edilmiştir. Bunun nedeni, deprem büyüklüğüne göre değişen maksimum yatay yer ivmesi (a_{max}) ve düşük SPT-N_{arazi} değerleridir.

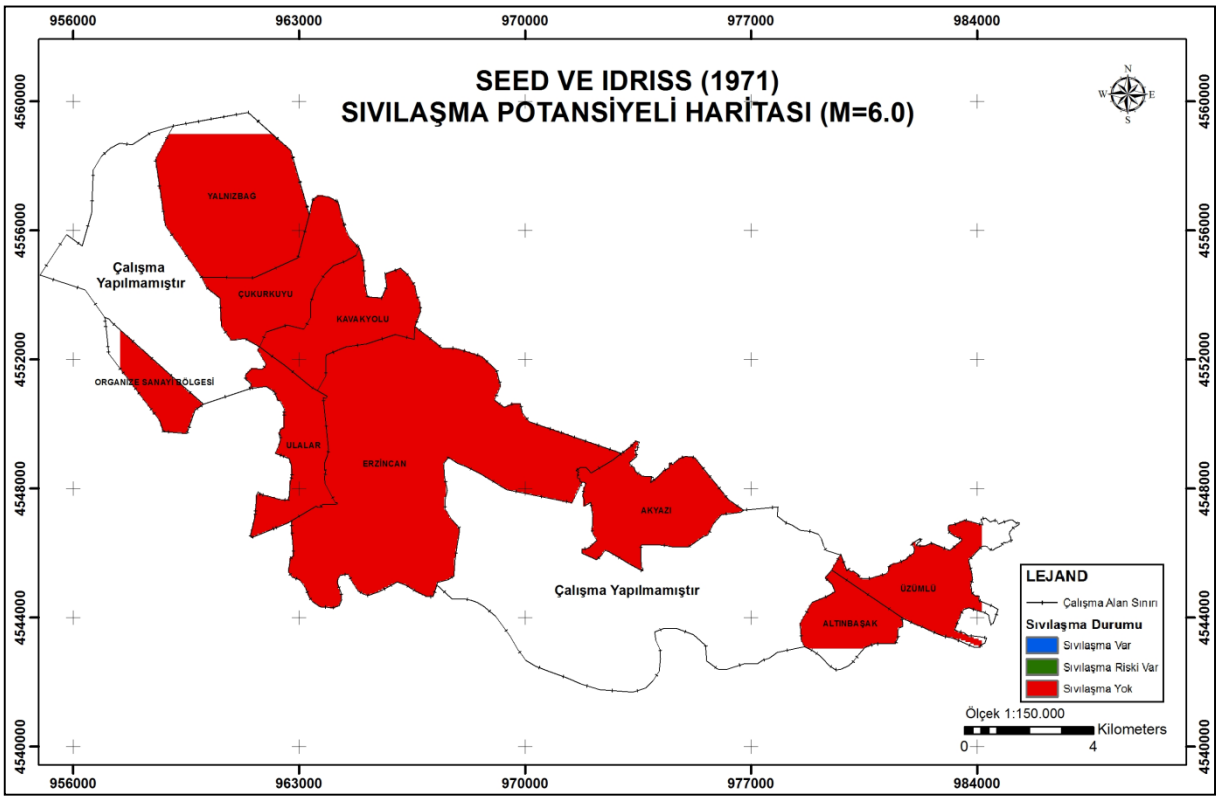
Tablo 5. Deprem büyüklüklerine göre sıvılaşma analiz sonuçları

Yer	Derinlik (m)	M=6.0 FS	M=6.5 FS	M=7.0 FS	M=7.5 FS
İl özel idare	4	2.37	1.22	0.64	0.34
	8	1.55	0.78	0.41	0.22
	12	1.35	0.69	0.37	0.19
	16	1.33	0.68	0.36	0.19
	20	1.26	0.65	0.34	0.18
Özel Neon Has.	12	1.24	0.64	0.33	0.18
	15	1.33	0.69	0.36	0.19
	18	1.38	0.72	0.37	0.21
Devlet Has. B-Blok	3	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30
	7.5	1.67	0.86	0.46	0.25
Karayolları 165. Şb. Şef.	3	1.16	0.60	0.31	0.16
	6	1.42	0.73	0.38	0.20
	9	1.28	0.66	0.35	0.18
Huzurevi	3	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30
	6	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30
	9	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30
	12	1.48	0.76	0.40	0.21
Arıtma Tesisi	3	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30
	6	1.32	0.68	0.36	0.19
	9	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30
Organize Sanayi	3	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30
	4.5	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30
Üzümlü	3	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30
	4.5	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30
	6	1.77	0.92	0.48	0.25
	7.5	0.99	0.52	0.27	0.14
Yalnızbağ	3	2.05	1.08	0.58	0.31
	6	1.29	0.68	0.36	0.19
	9	1.21	0.62	0.33	0.17
Akyazı	3	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30
	6	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30
	9	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30	$(N_1)_{60}$>30
Altınbaşak	3	1.62	0.84	0.44	0.24
	6	1.17	0.61	0.32	0.17
	9	1.15	0.59	0.31	0.16
	12	0.94	0.48	0.25	0.13

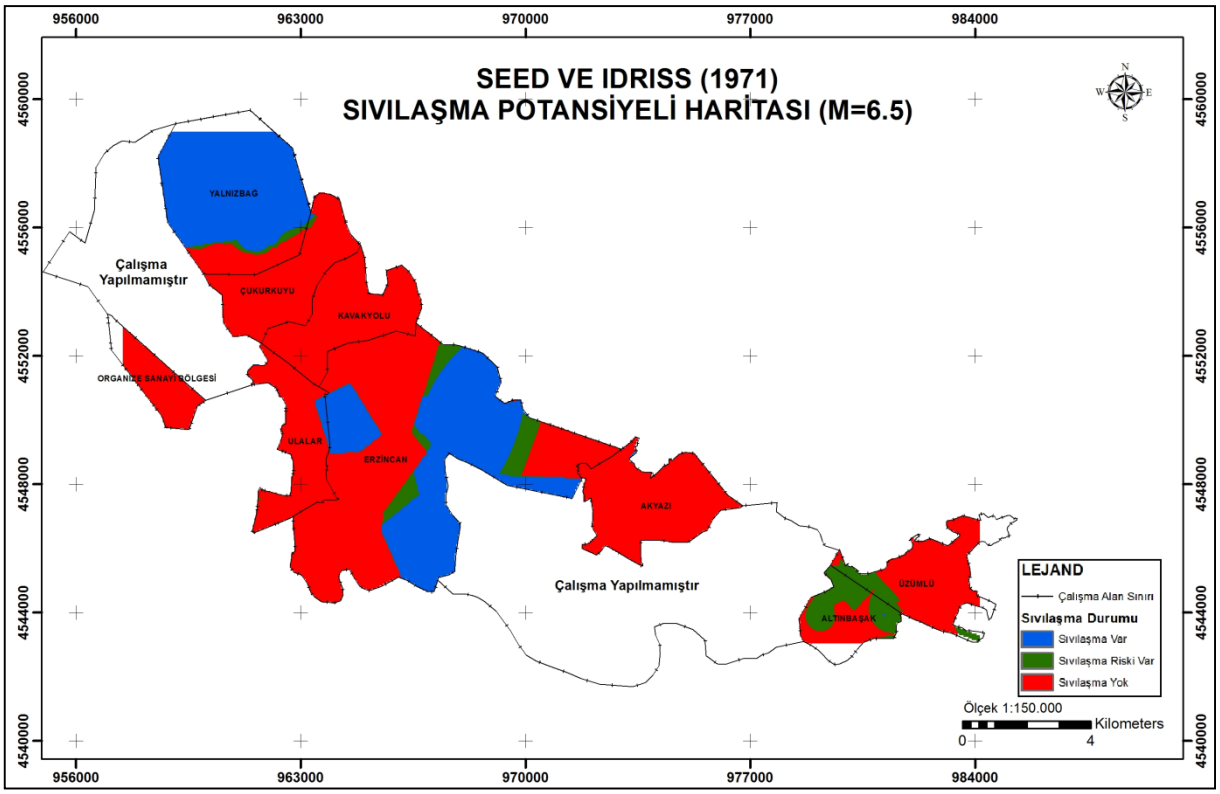
Seed ve Idriss (1971) yöntemine göre yapılan sıvılaşma analizleri sonuçlarına göre, M=6.0, M=6.5, M=7.0, M=7.5 deprem büyüklükleri için sıvılaşma potansiyeli haritaları, ArcGIS programı kullanılarak hazırlanmıştır. Haritalar ArcGIS 10 programının Arcinfo modülünün spatial analysis arctoolbox'indan dünyada en yaygın olarak kullanılan interpolasyon analizleri olan kriging, idw ve spline interpolasyonlarından biri olan idw (inverse distance weighted technique) kullanılarak nokta veriler bölgelendirilerek hazırlanmıştır.

Sıvılaşma potansiyeli haritaları, inceleme alanı zeminlerine ait 63 sondaj verisi için hesaplanan FS (Emniyet faktörü) değerlerinin interpolasyon yapılarak elde edilen en uygun değerine göre hazırlanmıştır. Bu duruma göre EF değerinin 1.2 ‘den büyük olan bölgede sıvılaşma meydana gelmeyeceği, 1.0 ve 1.2 arasında olduğu değerlerde bölgenin sıvılaşma riski taşıdığı, 1.0’dan küçük olduğu değerde ise bölgede sıvılaşmanın meydana geleceği kabul edilmiştir. Seed ve

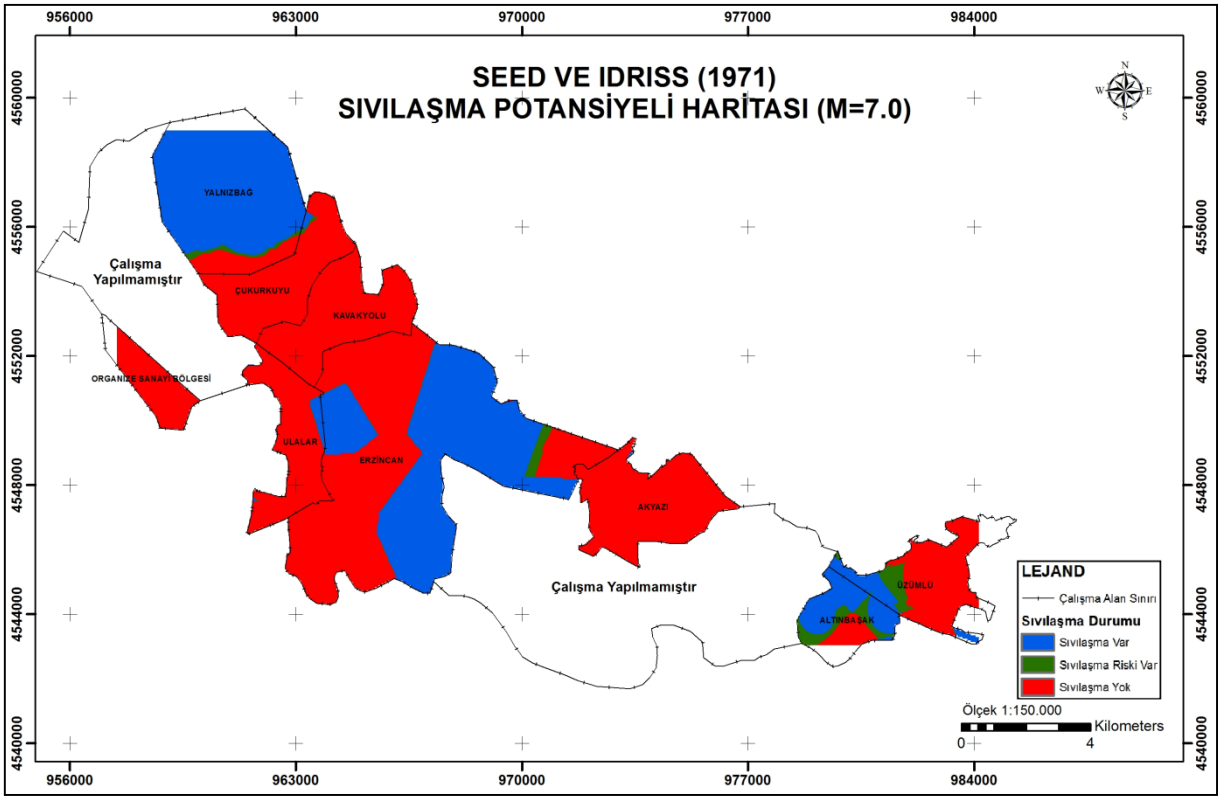
Idriss (1971) yöntemi sıvılaşma analizleri sonuçlarına göre hazırlanan haritalar Şekil 4-6 ve 7'de görülmektedir.



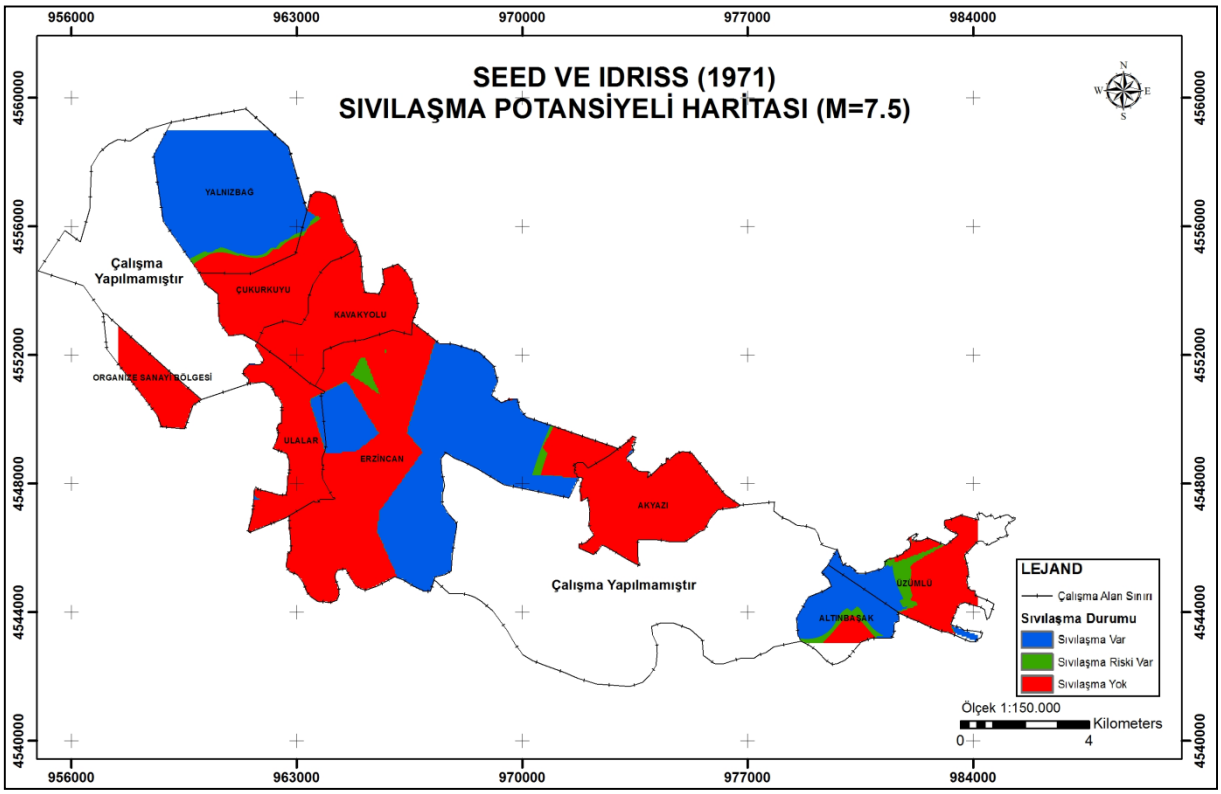
Şekil 4.M=6.0 deprem büyüklüğüne göre sıvılaşma potansiyeli haritası



Şekil 5.M=6.5 deprem büyüklüğüne göre sıvılaşma potansiyeli haritası



Şekil 6.M=7.0 deprem büyüklüğüne göre sıvılaşma potansiyeli haritası



Şekil 7. M=7.5 deprem büyüklüğüne göre sıvılaşma potansiyeli haritası

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Erzincan şehir merkezi ve çevresindeki zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi amacıyla, inceleme alanı içerisinde derinlikleri 1.5 m ile 20 m arasında değişen 63 sondaj çalışması ile Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) yapılmış ve bu deneyden elde edilen veriler kullanılarak, farklı deprem büyüklükleri için (M=6.0, M=6.5, M=7.0, M=7.5) Seed ve Idriss (1971) yöntemine göre sıvılaşma analizleri yapılmıştır. M=6.0, M=6.5, M=7.0 ve M=7.5 deprem büyüklükleri için a_{max} değerleri tespit edilmiştir. Tamamı killi yapı gösteren Devlet hastanesi, Kavakyolu, Ula, Çukurkuyu zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli göstermeyeceği kabul edilmiş ve bu bölgeler için analizler yapılmamıştır. Analizlerden elde edilen sonuçlara göre, ArcGIS programı kullanılarak, farklı deprem büyüklükleri için sıvılaşma potansiyeli haritaları çizilmiştir. Sıvılaşma potansiyeli haritaları, inceleme alanı zeminlerine ait 63 sondaj verisi için hesaplanan FS (Emniyet faktörü) değerlerinin interpolasyon yapılarak elde edilen en uygun değerine göre hazırlanmıştır. Analizlere ait sonuçlar ve hazırlanan haritalarda da görüldüğü üzere, 6.0 deprem büyüklüğü için sıvılaşmanın meydana gelmeyeceği tespit edilmiştir. 6.5 deprem büyüklüğünde sıvılaşma olayı, Yalnızbağ, Altınbaşak ve şehir merkezi zeminlerinin bazı bölgelerinde gözlemlenmeye başlamıştır. 7.0 ve 7.5 deprem büyüklüklerinde ise sıvılaşma gözlemlenen zemin bölgeleri çoğalmış, ayrıca 6.5 deprem büyüklüğünde sıvılaşma riski taşıyan zeminler, 7.0 ve 7.5 deprem büyüklükleri için sıvılaşan zemin olarak tespit edilmiştir. Analiz sonuçları göstermektedir ki; Deprem büyüklüğü arttıkça inceleme alanı zeminlerinin genelinde sıvılaşma tehdidi de artmaktadır. Bunun nedeni, yer altı suyu ve kumlu-siltli zeminlerin varlığı, özellikle de bölgenin sismik özellikleridir.

Sıvılaşma potansiyeli haritaları göz önüne alındığında, sıvılaşma meydana gelebilecek bölgelerde yapılaşma sırasında zemin temel etütleri hassas bir şekilde yapılmalı ve yapının inşa edileceği zeminde mutlaka gerekli önlemler alınmalıdır. Detaylı sıvılaşma analizleri yapılarak, sıvılaşma riski belirlenen yerlerde dinamik kompaksiyon, sıkıştırma enjeksiyonu veya drenaj teknikleri gibi yöntemlerden bir veya birkaçı beraber uygulanarak sıvılaşmaya karşı önlem alınabilir.

KAYNAKLAR

Akyıldırım, A.K., 1993, ‘‘Mühendislik Jeolojisi Açısından Erzincan Şehir Alanının Yerleşime Uygunluğunun Araştırılması’’, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Aydan, Ö., Sezaki, M. and Yarar, R., 1996, ‘‘The Seismic Characteristic of Turkish Earthquakes’’, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Mexico, 1025 p.

Bayrak, Ö., 2011, ‘‘Binaların Deprem Risklerinin Birinci Kademe Değerlendirme Yöntemiyle Belirlenmesi Üzerine Bir Saha Çalışması: Erzincan İli Örneği’’, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.

EEFIT (Earthquake Engineering Field Investigation Team), 1992, ‘‘The Erzincan, Turkey earthquake of 13 March 1992’’.

Gürsoy, H., Akpınar, Z., Tatar, O., Koçbulut, F., Sezen, T.F., Mesci, B.L., Polat, A., Kavak, K.Ş., Tunçer, D. ve Yaman, S., 2006, ‘‘1939 Erzincan Depremi Yüzey Kırığı Haritalama Çalışmaları (Reşadiye Batısı-Koyulhisar Arası): İlk Gözlemlere ait Bulgular’’, ATAG10-Aktif Tektonik Araştırma Grubu 10. Toplantısı.

Kaypak, B., 1996, ‘‘13 Mart 1992 Erzincan Depremi Artsarsıntıları Kaynak Parametreleri’’, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Liao, S.S.C. and Whitman, R. V., 1986, ‘‘Overbuden Correction Factor for SPT in Sand’’, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, **Vol.** 112 **(3),** 373-377.

Orhan, M., ve Ulusu, H., 2001, ‘‘Erzincan Şehir Merkezi Kuzey-Batı Bölümü Zeminlerinin Bazı Özelliklerinin Deneysel Olarak Belirlenmesi’’, Niğde Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi, **Vol.** 5 **(1),** 21-34.

Saatcioglu, M. and Bruneau, R., 1993, ‘‘Performance of Structures During the 1992 Erzincan Earthquake’’, Can. J. Civ. Eng. Vol 20, 305-325.

Seed, H. B. and Idriss, I. M., 1971, ‘‘Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential’’, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, **Vol.** 97 **(9),** 1249-1273.

Seed, R. B., et al. 2003, ‘‘Recent advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework’’, EERC, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, Calif.

Şaylan, F. S., 2006, ‘‘Erzincan Ovasının Kayma Dalga Hızına Bağlı Potansiyel Sıvılaşma Analizi’’, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Tosun, H., Seyrek E., Orhan A., Savaş, H. and Türköz, M., 2011, ‘‘Soil Liquefaction Potential in Eskişehir, NW Turkey’’, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., Vol 11, 1071-1082.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Liam Finn, W. D., Harder, L. F., Jr., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Laio, S. S. C., Marcuson, W. F., III, Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B. and Stokoe, K. H., 2001, ‘‘Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils’’, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, **Vol.** 127 **(10),** 817-833.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

SANTRİFÜJ MODELLEME İLE TÜNEL STABİLİTESİ VE OTURMALARIN ARAŞTIRILMASI

THE INVESTIGATION OF STABILITY OF TUNNELS AND SETTLEMENTS WITH CENTRIFUGE MODELLING

Tuğçe ERTAN[1] **Wei WU[2]** **Ayfer ERKEN[3]** **Gregor IDINGER[4]**

ABSTRACT

In most of the larger cities underground transportation systems have been getting desired. Regardless of the method of construction, creation of deformations during tunneling is inevitable. Tunneling operation in soft ground is generally performed with mechanized tunnel boring machines(TBM). Working principle of these machines hinges on the fact that ground deformations can notably be brought down if tunnel face excavated while applying a pressure. Theoretically, if the active earth pressure acting on the excavating face could be perfectly balanced by the TBM, there would be no deformations. However, inasmuch as the increase in pressure in the tunnel surface lead to an increase in construction times and costs, generally the correct pressure is not set during the construction phase and surface deformations are observed.

Deformations can easily be computed by many numerical analysis softwares. However, major changes which occur in small areas in the parameters of the ground obstruct the determination of deformations and lead to obtain solely approximate results. This occurrence, may lead to uncertainties in large-scale projects and in particular, in surfaces with SPT value smaller than fifty as well as during the construction of shallow tunnels. Eliminating cited uncertainties is possible solely through the virtue of a real modeling.

During the evaluation of these experiments, changes incident to settling on the ground surface depending on the surcharge load on the ground, different ground conditions improvement in the peripheries of the tunnel and depth of the tunnel from the surface were examined.

Key words: Centrifuge Modelling, Tunnel, Settlements

[1]T. Ertan, Yıldız Teknik Üniversitesi/Temeltas. Ins., Türkiye , tugceertan@hotmail.com
[2] W. Wu , Bodunkultur Universitesi ,Avusturya, wei.wu@boku.ac.tr
[3] A. Erken , Istanbul Teknik Üniversitesi, Türkiye , erken@itu.edu.tr
[4]G. Idinger , Bodunkultur Universitesi ,Avusturya, gregor.idinger@boku.ac.tr

ÖZET

Şehirlerin yoğunluğunun artması, ulaşım için yer altı sistemlerinin kullanımını zorunlu hale getirmektedir.
İnşaat metodu ne olursa olsun, tünel açımı sırasında şekil değiştirmelerin meydana gelmesi kaçınılmazdır. Gevşek yerleşimli kumlu zeminler veya yumuşak killi zeminlere genellikle tünel açma makineleri (TBM) kullanılmaktadır. Tünellerin açılması sırasında, tünel yüzeylerine uygulanan basınçların artması, inşaat sürelerinin ve maliyetlerinin artmasına neden olduğu için, genellikle inşaat aşamasında basınçlar ayarlanamamakta ve zeminde şekil değiştirmeler gözlenmektedir. Bu şekil değiştirmeler çevre yapılarda büyük hasarlar meydana getirebileceğinden, inşaat öncesinde ne kadar şekil değiştirmenin oluşacağı hesaplanmalı ve gerekli önlemler alınmalıdır.
Günümüzde birçok sayısal analiz programı yardımıyla bilgisayar ortamında şekil değiştirmeler rahatlıkla hesaplanabilmektedir. Ancak, zemin parametrelerinde küçük alanlarda oluşabilen büyük değişiklikler kesin şekil değiştirmerinn bulunmasını engellemekte, yaklaşık sonuçlar elde edilmesine olanak sağlamaktadır. Bu durum büyük projelerde sığ tünellerin inşaatı sırasında belirsizlikler yaşanmasına neden olabilmektedir. Belirsizliklerin giderilebilmesi ancak gerçek bir modelleme ile mümkündür.
Bu çalışmada deney düzeneği yardımı ile, parametre değişimlerinin (zemin yüzeyinde yük olup olmaması, farklı zemin koşulları, tünel yapımı sırasında yapılan destekler, tünelin yüzeyden derinliği) tünel yüzey basıncı ve oturmalar üzerindeki etkisi incelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Santrifuj modelleme, tünel, oturma

1. GİRİŞ

Gevşek ve orta yerleşimli kumlu zemin tabakalarının hakim olduğu yerlerde TBM veya diğer makineler ile açılan tüneller sırasında tünel çevresinden başlayıp zemin yüzeyine kadar ulaşabilen zemin deformasyonları oluşabilmektedir. Oluşabilecek zemin deformasyonlarının önceden belirlenebilmesi sayısal analiz yöntemlerinin kullanılması ya da laboratuvar deneyleri ile yapılabilmektedir. Her iki durumda da iyi bir modellemenin yapılması önemlidir. Arazi koşullarının laboratuvar ortamında modellenmesi Santrifüj deney sistemleri ile daha gerçekçi olabilmektedir. Bu nedenle bu araştırmada deneyler, Bodunkultur Üniversitesi, Viyana geoteknik laboratuarında bulunan ve Trio-Tech tarafından 1989 yılında üretilmiş kiriş tipi santrifüj makinesi kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Çalışmalar sırasında, gerçek boyutlar N kat küçültülmüş, deney sisteminde mevcut arazi koşulları, yer çekimi ivmesinden N kat büyük merkez kaç ivmesi uygulanarak sağlanmıştır.
Modelleme kapsamında, yüzey oturmaları ve tünel çeper basıncı değişimi, zemin yüzeyinde yük koşullarına (yapı var, yok vb.), farklı dane dağılımlarına, tünel inşaatı sırasında kullanılan iyileştirme yöntemine ve tünel derinliğine bağlı olarak 7 adet deney ile incelenmiştir.

2. SANTRİFÜJ MODELLEME

Santrifüj modelleme, gerçekte varolan bir durumun N kat küçültülerek modellenmesidir. Arazideki benzer koşullar N kat büyütülmüş merkezkaç ivmesi uygulanarak sağlanır. Örneğin gerilme formülünü,

$\sigma_{vp} = \rho g\, h_p$

olarak yazarsak, modelde oluşacak gerilme

$\sigma_{vm} = \rho\, N\, g\, h_m$

olarak tanımlanır. Arazideki tabaka kalınlığı h_p, prototipteki tabaka kalınlığı h_m ile tanımlandığında, zemine ait özgül ağırlık (ρ) ve yerçekimi ivmesi (g) parametreleri sabit değer aldığından $\sigma_{vm} = \sigma_{vp}$ eşitliğini sağlayabilmek için;

tabaka kalınlığı (h), $h_m = h_p N^{-1}$ eşitliği baz alınarak değişmelidir. Buna göre, aynı gerilme durumunun sağlanabilmesi için tabaka kalınlığı model üzerindekinden N kat küçük olmalıdır. Bu yöntem ile tüm büyüklükler N'in katları ile orantılı olarak küçültülebilir.

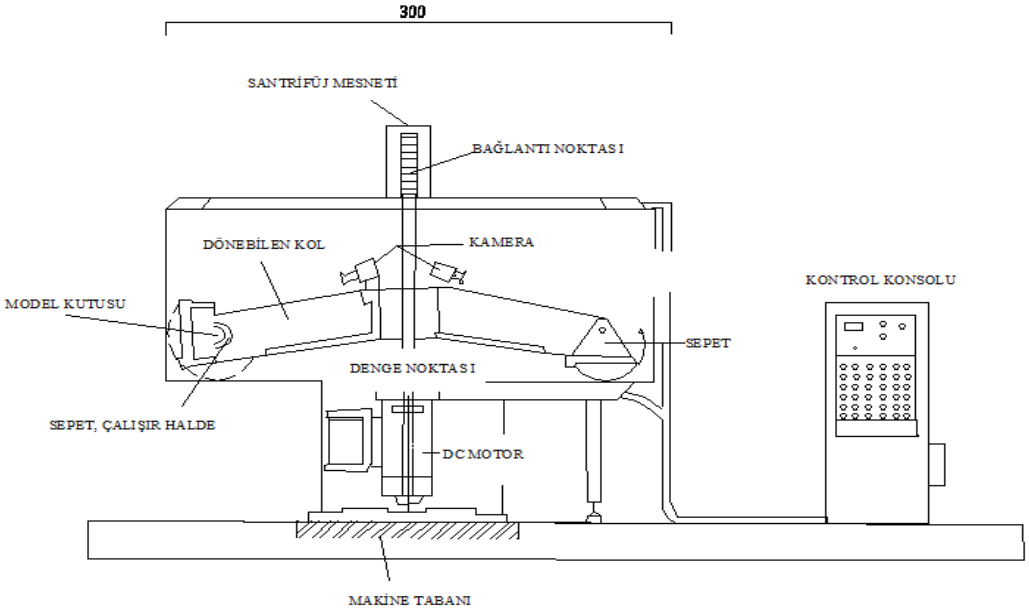
Tablo 1. Fiziksel değer-küçültme oranı çizelgesi (Ferstl, 1998)

Fiziksel Değer ya da Oran	Model Boyutu	Santrifüj Modeli İçindeki Boyutu (N*g)
Yer Çekimi	1	N
Uzunluk	1	1/N
Yer Değiştirme	1	1/N
Alan	1	$1/N^2$
Hacim	1	$1/N^3$
Gerilme	1	1
Şekil Değiştirme	1	1
Kuvvet	1	$1/N^2$
Hız	1	N
İvme	1	N^2
Kütle	1	$1/N^3$
Enerji	1	$1/N^3$
Yoğunluk	1	1
Zaman	1	$1/N^2$
Frekans	1	N

3. DENEY DÜZENEĞİ

3.1.Geoteknik Santrifüj

Bu çalışmada kullanılan deney sistemi Bodunkultur Üniveristesi, Viyana geoteknik laboratuarlarında bulunmakta olan Trio- Tech tarafından 1989 yılında üretilmiş bir kiriş santrifuj makinesidir (Şekil 1).



Şekil 1. Trio-Tech santrifüj makinesinin basit planı (Ferstl, 1998)

Her bir dönen kolun sonunda sallanan bir sepet bulunur, bu sepetlerden birine model, simetriyi bozmamak için diğerine modele eş büyüklükte ağırlık yerleştirilir. Merkezkaç ivmesi yerçekimi ivmesinin N katına eşdeğer oluncaya kadar santrifüjün dairesel hızı arttırılır (Tablo 2).

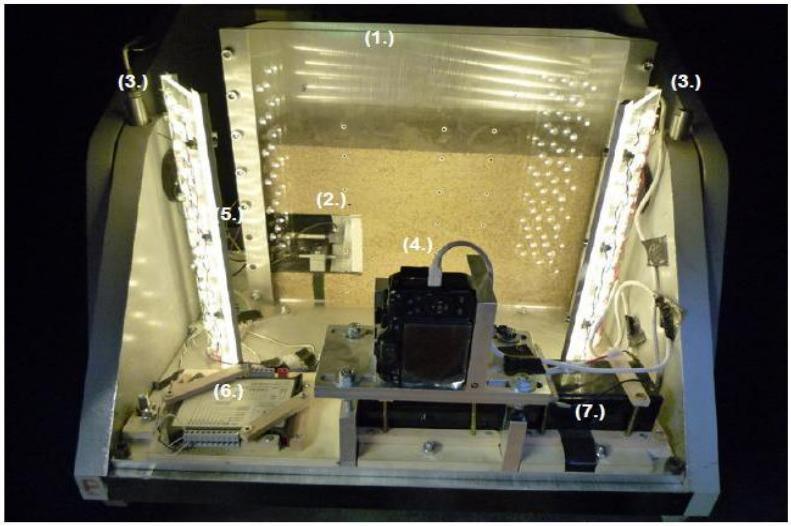
Tablo 2. Merkezkaç ivmesinin N kat büyütülebilmesi için dönebilen kola uygulanan hız

N (-)	Dönebilen kolun kendi etrafındaki tur sayısı [[1/dak]]	Dönme hızı [km/sa]	N (-)	Dönebilen kolun kendi etrafındaki tur sayısı [[1/dak]]	Dönme hızı [km/sa]
5	61,05	35,05	45	183,15	105,16
10	86,34	49,57	50	193,05	110,85
15	105,74	60,72	75	236,44	135,76
20	122,10	70,11	100	273,02	156,77
25	136,51	78,38	125	305,24	175,27
30	149,54	85,86	150	334,38	192,01
35	161,52	92,74	175	361,17	207,38
40	172,67	99,15	200	386,10	221,70

3.2. Model Kutusunun Oluşturulması

Deney düzeneğini oluşturmak için üç adet aluminyum plaka ve bir adet 10 cm kalınlığında cam kullanılarak 441x 155 cm iç ebatlarında bir kutu hazırlanmış ve kutu santrifüj makinesi üzerine sabitlenmiş bir aluminyum plaka üzerine yerleştirilmiştir. Kutunun iç

kısmına maksimum şekil değiştirmelerin oluştuğu bölgeyi görebilmek için, tünel eksenine dik kesilmiş olarak modellenen yarım tünel düzeneği yerleştirilmiştir. Tünel modeli deney düzeneği lineer tetikleyici, yük hücresi, deformasyon ölçer, CCD kamera ve aydınlatma birimlerini kapsamaktadır (Şekil 2). Aydınlatma düzeneği, hazırlanan kutunun sol ve sağ tarafına led ışıklar monte edilerek sağlanmıştır.



Şekil 2. (1) Model kutusu, (2) Tünel, (3) Led ışıklar, (4) Kamera, (5) motor, (6) yönledirici, (7) batarya (Idinger, 2010)

3.3. Malzeme

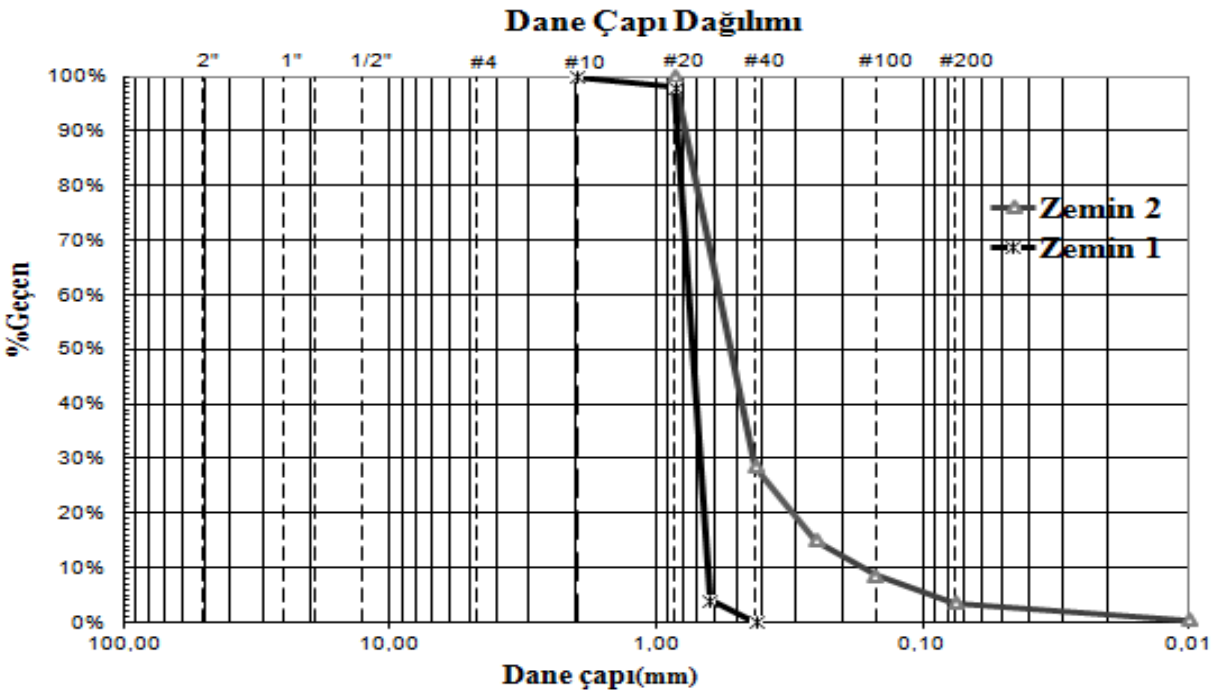
Dane çapı dağılımının model üzerindeki etkisini inceleyebilmek için iki farklı temiz kum kullanılmıştır (Şekil 3.).

Tablo 3. Norman kumu (S1) parametreleri

Özgül yoğunluk ρ s [g/ cm^3]	2,65	Üniformluk katsayısı C_u	1,4
Birim hacim ağırlığı ρ_{min}, ρ_{maks} [g/cm^3]	1,44 - 1,65	Süreklilik katsayısı C_r	1,03
Boşluk oranı e_{min}, e_{maks}	0,607-0,844	İçsel sürtünme açısı φ [°]	34
Relatif sıkılık, Dr (%)	32	Kohezyon c [kN/ m^2]	0

Tablo 4. İnce daneli kum (S2) parametreleri

Özgül yoğunluk ρ s [g/ cm^3]	2,65	Üniformluk katsayısı C_u	3,25
Birim hacim ağırlığı ρ_{min}, ρ_{maks} [g/cm^3]	1,47 - 1,62	Süreklilik katsayısı C_r	1,94
Boşluk oranı e_{min}, e_{maks}	0,640-0,804	İçsel sürtünme açısı φ [°]	35
Relatif sıkılık, Dr (%)	25	Kohezyon c [kN/ m^2]	0



Şekil 3. Dane çapı dağılımı

4.STANDART DENEY YÖNTEMİ

Deney düzeneğinin kurulumu tamamlandıktan sonra, model kutusu bir vinç yardımı ile santrifüj makinesinin sepeti üzerine dikkatlice yerleştirilip, sepete 4 noktadan sabitlenmiştir. Toplam ağırlığı ölçülmüş zemin, model kutusu hacmi içerisine bir huni yardımı ile daha önce belirlenmiş üst kot seviyesine kadar doldurulmuş zeminin yerleştirilmesi tamamlandıktan sonra kalan malzemenin ağırlığı tekrar ölçülerek deney sisteminde ne kadar kum kullanıldığı belirlenmiştir. Her deney için model kutusunda kullanılan zeminin birim hacim ağırlığı belirlenerek tüm deneylerde aynı kuru birim hacim ağırlığında kum numune hazırlanmıştır. Numunenin hazırlanmasından sonra, santrifüj kollarının orta noktasında bulunan denge kolu çevrilip, kol denge haline gelene kadar, modelin karşısında bulunan sepete çelik çubuklar yerleştirilmiştir.

Santrifüj makinesi aksında, model platformu üzerine sabitlenen, dijital kamera kontrol odasından çalıştırılarak 6 saniyede bir fotoğraf çekecek şekilde ayarlanmış. kameranın net görüntü alabilmesi iki adet led ışık ünitesi monte edilerek sağlanmıştır.

Deney çalışmaları sırasında model, 1/75 oranında boyutlandırıldığı için, santrifuj makinesinin hızı N değerinin 5 katından 75 katına (135,76 km/saat) ulaşana kadar beşerli kademeler halinde, her hız adımında 5 dakika beklenerek kontrol odasından arttırılmıştır.

75 kat büyütülmüş merkezkaç ivmesi sisteme etkitildikten sonra, tünel çeperi içerisine yerleştirilmiş hareketli piston,0.01 mm/ adım şekil değiştirmeyi oluşturacak şekilde toplam 5 mm (500 adım) tünel yüzeyinden içeriye çekilmiştir.

Deneyin başlangıcından, deney sonunan kadar 6 saniye'de bir çekilen fotoğraflardan seçilen 10 fotoğraf üzerinde PIV (parçacık görüntü velosimetrisi) programı yardımı ile zemin hareketi incelenmiştir

4.1. Deney Parametreleri

Araştırma kapsamında, relatif sıkılığı Dr=%25 ile DR=%32 olan temiz kum içine yerleştirilmiş tünel modelleri üzerinde, büyütme faktörü 75, tünel çapı (D) 10 cm olarak şekilde 7 adet deney yapılmıştır.
Chambon vd. (1991) araştırmasına göre, oturmaların yüzeye ulaşması için, tünel çeperi ile zemin yüzeyi arasında kalan mesafe kritiktir. Tünel merkezi ile zemin yüzeyi arasındaki mesafe C, tünel çapı D olarak dizayn edildiğinde C/D oranı 0,5‘e eşit veya küçük ise, zemin oturmaları yüzeye ulaşır, bununla beraber C/D oranı 0,5’den büyük ise zemin oturmaları yüzeye göreceli olarak küçük değerlerde etkimektedir.
6. ve 7. deneyler haricinde, tünel çeperi üzerindeki (C) 5 cm olacak şekilde tabaka kalınlığı oluşturulmuştur. Bu yöntem ile tabaka kalınlığı /tünel çapı oranı (C/D) 0,5 olarak sabitlenerek, şekil değiştirmelerin zemin yüzyine ulaşması hedeflenmiştir. 6. ve 7. deneylerde ise tünel üzerindeki tabaka kalınlığı 10 cm olarak modellenerek tabaka kalınlığının şekil değiştirme üzerindeki etkisi incelenmiştir.
5. ve 7. deneylerde, tünel yüzeyine tekstil malzemesi yerleştirilerek, tünel hattı boyunca tünel üzerinde yapılacak iyileştirme çalışmalarının oturmalar üzerindeki etkisi araştırılmıştır.
2. ve 4. deneylerde, zemin yüzeyine yaklaşık olarak 5 katlı bina ağırlığına denk gelecek sürşarj yükü yerleştirilerek, yüzeydeki oturmaların değişim incelenmiştir.

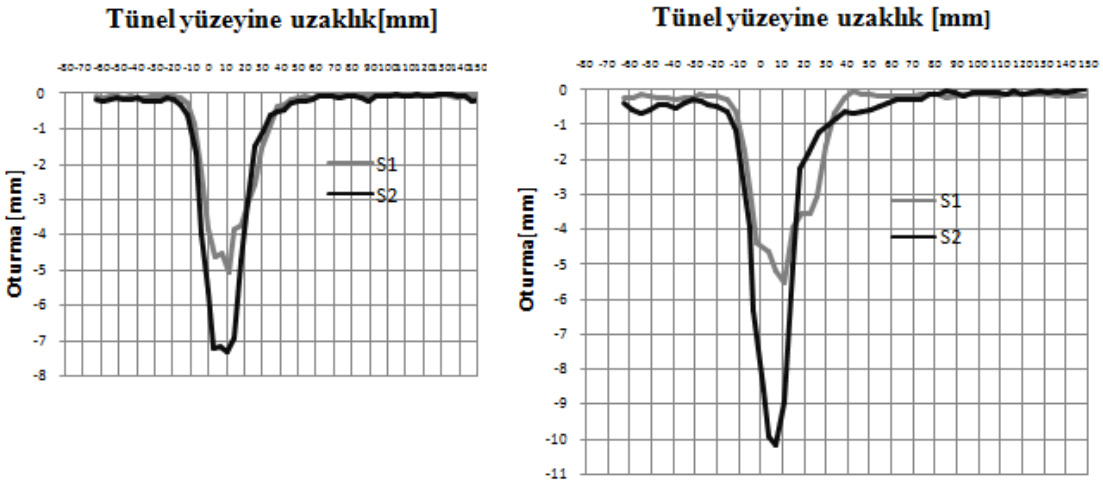
Tablo 5. Deney Parametreleri Özet Tablosu

Deney No	Zemin 1 (S1)	Zemin 2 (S2)	H=5 (cm)	H=10 (cm)	Sürşarj Yükü var	Sürşarj Yükü yok	Tekstil var	Tekstil yok
1	X		X			X		X
2	X		X		X			X
3		X	X			X		X
4		X	X		X			X
5	X		X			X	X	
6	X			X		X	X	
7	X			X		X		X

5.SONUÇLAR

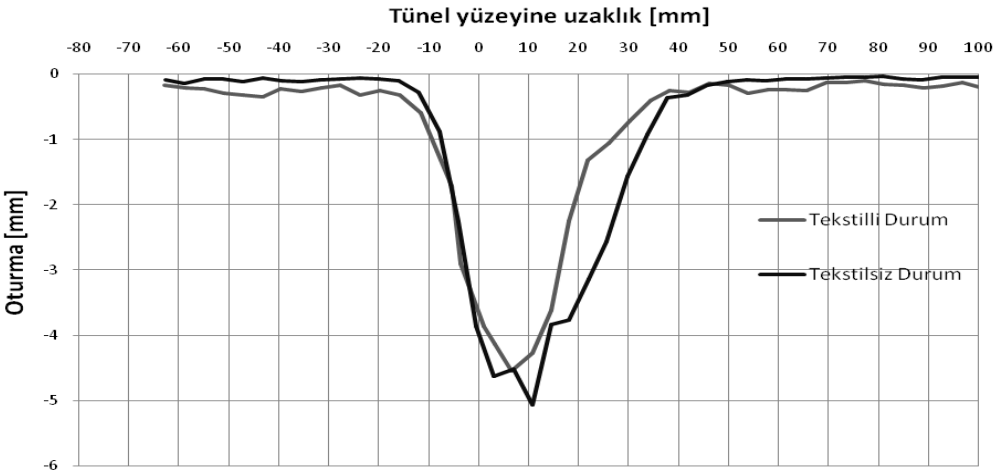
5.1 Zemin Yüzeyinde Meydana Gelen Oturmalar

Deney sonuçlarına göre:Norman Kumunun (S1) kullanıldığı ve sürşarj yükünün bulumadığı 1. deneyde, maksimum zemin yüzeyi oturması 5 mm, sürşarj yükünün eklendiği 2. deneyde ise 5,5 mm olarak ölçülmüştür. Zemin yüzeyinde sürşarj yükü olması halinde, maksimum oturma değerinin arttığı görülmektedir. 3. ve 4. deneylerde, ince daneli temiz kum (S2) kullanılmıştır. Sürşarj yükünün etkimediği durumda, yüzeyde oluşan maksimum oturma değeri 7,3 mm sürşarj yükünün eklenmesi halinde maksimum oturma değeri 10,2 mm olarak ölçülmüştür (Şekil 4). Arazi koşullarında bu değerlerin 75 kat büyütülmesi halinde gerçekçi sonuçlara ulaşılabilecektir.



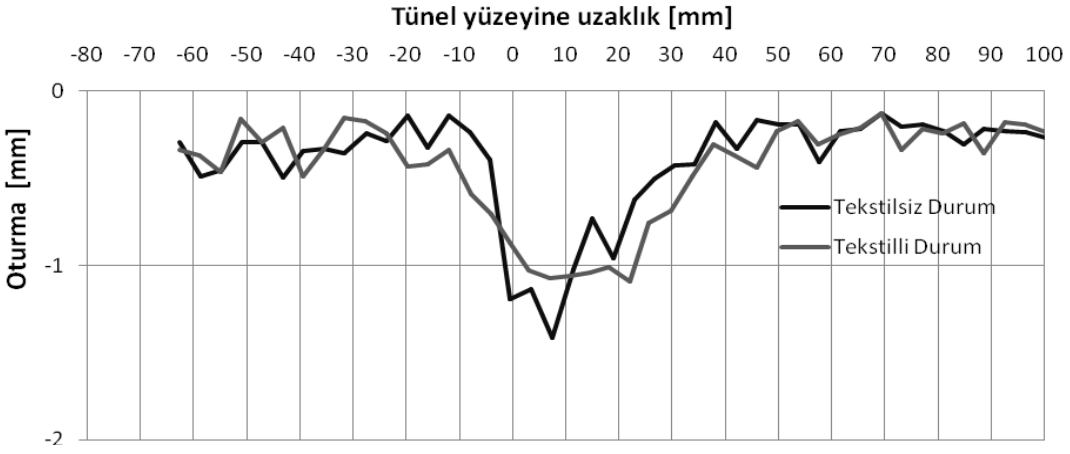
Şekil 4. C/D=0.5 a) 5 mm piston yerdeğiştirmesi sonrası yüzey oturması; S1 zemini maksimum oturma 5 mm; S2 zemini maksimum oturma 7,3 mm b) (Sürşarj yükü olması halinde) 5 mm piston yerdeğiştirmesi sonrası yüzey oturması; S1 zemini 5,5 mm; S2 zemini 10,2 mm

5. deneyde (Norman kumu (S1), sürşarj yükü yok), C/D oranı 0,5 iken; tünel yüzeyine tekstil malzemesi yerleştirilmiş ve bu deney ile tünel çeperi üzerindeki zemin iyileştirmesinin yüzeye ulaşan oturmalar üzerinde etkisi olup olmadığı araştırılmıştır. Şekil 5 de görülebileceği gibi 5.deney sonucunda, zemin yüzeyindeki maksimum oturma değeri 4,5 mm olarak ölçülürken, aynı koşullarda iyileştirmenin yapılmadığı 1. deney'de maksimum oturma 5,0 mm olarak belirlenmiştir. Günümüzde, tünel çeperi üzerindeki zemin iyileştirmesi, enjeksiyon ile (Umbrella) sağlanmaktadır.



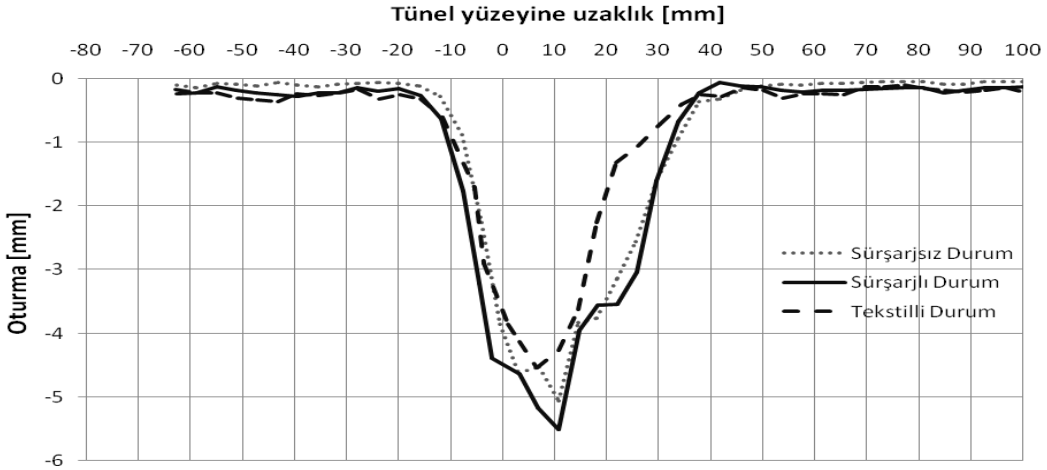
Şekil 5. C/D=0.5-S1 a) 5 mm piston yerdeğiştirmesi sonrası maksimum yüzey oturması; a) tekstilsiz durum 5,0 mm b) tekstilli durum 4,5 mm

6. ve 7. deneylerde (Norman kumu, Sürşarj yükü yok), C/D oranı 1 olacak şekilde, tünel çeperi üzerine 10,0 cm kalınlığında zemin tabakası ve 7. deneyde tünel çeperi üzerine tekstil malzeme yerleştirilmiştir. Deney sonuçlarına göre, 6. deneyde maksimum yüzey oturması 1,4 mm, 7. deneyde ise 1,1 mm olarak hesaplanmıştır (Şekil 6).



Şekil 6. C/D=1.0-S1 5,0 mm piston yerdeğiştirmesi sonrası yüzey oturması; a)tekstilsiz durum 1.4 mm b)tekstilli durum 1.1 mm

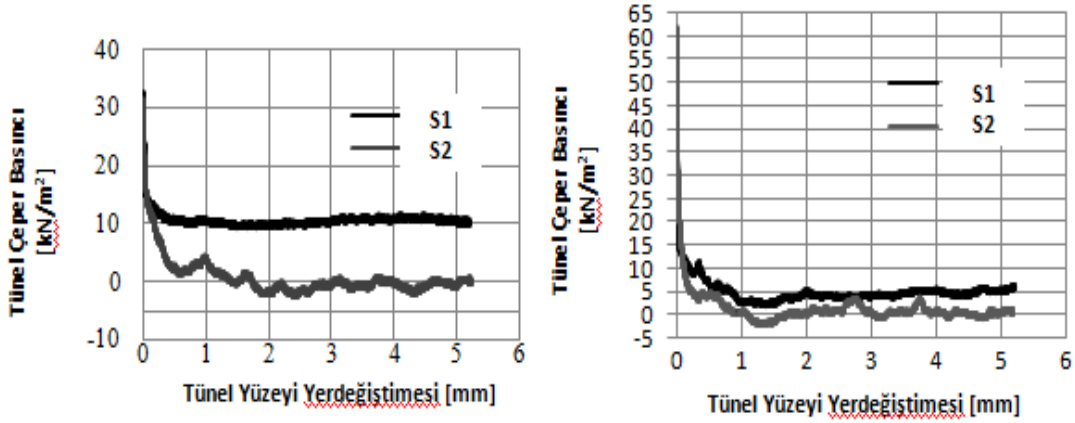
Sonuçlar karşılaştırılıdığında, tekstil malzemesinin kullanılması, yüzeye ulaşan oturma miktarının azaltılmasında etkili olmuştur, aynı şekilde tünel derinliğinin arttırılması da yüzeydeki oturma miktarını azaltmıştır.



Şekil 7. C/D=0.5-S1 5 mm piston yerdeğiştirmesi sonrası yüzey oturması; a) sürşarj yükü olmadığı durumda maksimum oturma 5,0 mm b)sürşarj yükü olması halinde 5,5 mm c) tekstil kullanılması halinde oturma 4.5 mm

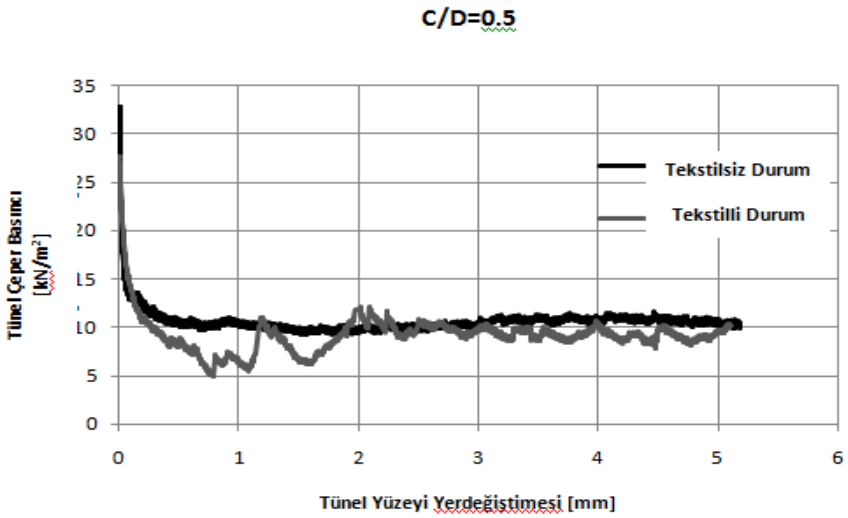
5.2.Tünel Çeper Basıncı

Deneyler sırasında, pistona gelen yükler, piston arkasına gelen yük hücresi yardımı ile kaydedilmiştir. Bu verilerin değerlendirilmesi amacı ile, deneylere başlamadan önce, 75 g ivme altında pistonun hareketi sırasındaki sürtünme değerleri ölçülmüştür. Daha sonra bu değerler optimize edilerek, deney sırasında ölçülen değerlerden çıkarılmıştır.
1.deneyde (Sürşarj yükü yok, S1, C/D=0,5), maksimum çeper basıncı 32,5 kN/m^2, minimum çeper basıncı ise 10 kN/m^2 olarak ölçülmüştür. 3. Deneyde (Sürşarj yükü yok, S2, C/D=0,5), ise maksimum çeper basıncı 31,5 kN/m^2, minimum çeper basıcı ise 0 kN/m^2 değerini almıştır (Şekil 8).



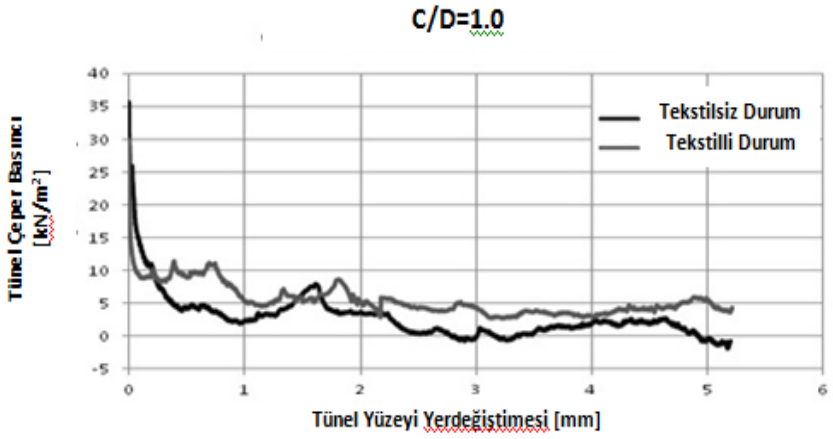
Şekil 8. C/D=0.5 a) 5 mm piston yerdeğiştirmesi sonucu tünel çeperi basıncı; a): S1 zemini pf=10.0 kN/m²; S2 zemini pf=0.0 kN/m² b) (sürşarj etkisinde) 5 mm piston yerdeğiştirmesi sonucu tünel çeperi basıncı; S1 zemini pf=5.0 kN/m²; S2 zemini pf=0.0 kN/m²

2.Deneyde (sürşarj yükü mevcut, S1, C/D=0.5) maksimum çeper basıncı 45 kN/m^2 değerine kadar artarken, minimum çeper basıncı 5kN/m^2 olarak ölçülmüştür. 4. deneyde (sürşarj yükü mevcut, S2, C/D=0.5) ise maksimum çeper basıncı 62 kN/m^2 değerine ulaşmış, minimum çeper basınçı ise 0 kN/m^2 olarak belirlenmiştir. Sürşarj yükünün zemin yüzeyine yerleştirilmesi ile, maksimum çeper basıncı değeri artarken, minimum çeper basıncı değeri düşmüştür.
1.deneyde maksimum çeper basıncı 32,5 kN/m^2, minimum çeper basıncı 10 kN/m^2 olarak belirlenmiştir, Çeper üzerine tekstil malzeme yerleştirildiği durumda ise maksimum çeper basıncı 27,0 kN/m^2 değerine düşmüş, minimum çeper basıncı 10 kN/m^2 olarak ölçülmüştür (Şekil 9).



Şekil 9. C/D=0.5-S1 5 mm piston yerdeğiştirmesi sonucu tünel çeperi basıncı; a) tekstilsiz durum pf=10.0 kN/m² b) tekstilli durum pf= 10.0 kN/m²

6 deneyde, maksimum çeper basıncı 36 kN/m^2 , minimum çeper basıncı 5 kN/m^2'dir, aynı şekilde çeper üzerine tekstil yerleştirilmesi ile maksimum çeper basıncı 30 kN/m^2 değerine düşerken, minimum çeper basıncı 5 kN/m^2 olarak belirlenmiştir (Şekil 10).



Şekil 10. C/D=1.0-S1 5 mm piston yerdeğiştirmesi sonucu tünel çeperi basıncı; a)tekstilli durum 5.0 kN/m² b)tekstilsiz durum pf= 5.0 kN/m²

5.2.Sonuçların Yorumlanması

Bu çalışma ile, iki farklı kum içerisine yerleştirilmiş tünel modeli üzerinde santrifüj deneyleri yaparak zeminde oluşan oturmalar ve tünel çeperi üzerinde oluşan basınçlar üzerinde dane dağılımının, sürşarj yükünün ve tünel çeperi üzerinde zemin iyileştirmesinin, etkileri incelenmiştir. Bulunan sonuçlar;

1) Zemin yüzeyinde, yapı ya da yükün var olması durumunda yüzeyde meydana gelen oturma değerleri artış göstermektedir.
2) Zemin dane dağılımının değişmesi sonucu yüzey oturmalarındaki artış, sürşarj yükünün etkisinden daha fazladır.
3) Tünel çeperlerinde yapılan iyileştirme çalışmaları, yüzey oturmalarının önlenmesinde etkili olabilmektedir.
4) Tünel derinliğinin arttırılabildiği durumlarda, zemin yüzeyinde oluşan oturma miktarı azalabilir.
5) Zemin yüzeyinde yapı yükünün olması durumunda, maksimim yüzey basıncı yüke bağlı olarak değişmektedir.
6) Tekstil kullanımı, tünel çeperi üzerindeki basınçları azaltmaktadır.

KAYNAKLAR

Taylor, R.N., ed. (1995) Geotechnical centrifuge technology, Blackie Academic and Professional, Glasgow.

Ferstl, F. (1998) Modellversuche zum Erddruck, PhD Thesis, Universität für Bodenkultur, Vienna.

Trio-Tech, (1988) Technical proposal for a geophysical test centrifuge model 1231, Trio-Tech International, San Francisco, CA.

Idinger, G. (2010) Investigation on the Face Stability of Shallow Tunnels in Dry Sand, MSc Thesis, Universität für Bodenkultur, Vienna.

Leca, E. (2007) ITA/ AITES Report on 2006 Settlements induced by tunneling in soft Ground ,Tunnelling and Underground Space Technology Vol.22, pp. 119-149

Chambon, P., Corté, J-F., Garnier, J., König, D. (1991) Face stability of shallow tunnels in granular soils, Proceedings of the Centrifuge'91 Conference, 13-14 June, Boulder, Colorado, pp. 99-106.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

SIĞ DERİNLİKTEKİ İNSAN YAPIMI MAĞARALARIN İKİ BOYUTLU SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE DURAYLILIK ANALİZİ

STABİLİTY ANALAYSİS OF MAN MADE CAVES AT SHALLOW DEPTH WİTH 2D FEM

Hanifi ÇANAKÇI[1] **Serdar ALLI [2]**

ABSTRACT

In this study, Gaziantep seyrantepe caves were discussed as an example. Back stability analysis of the caves were performed. The sizes of the caves were measured in the field. Numerical calculations were performed using two-dimensional finite element package program. Hoek-Brown failure criterion was used to compare the geotechnical properties of the rock mass with back analysis. Failure points obtained from the back analysis of the caves were compared with the real failure points in the field and it was seen that the results are quite compatible.
Keywords: Caves, Stability, Back Analysis

ÖZET

Bu çalışmada Gaziantep seyrantepe mağaraları örnek olarak ele alınmıştır. Mağaraların geriye dönük duraylılık analizi yapılmıştır. Mağaraların boyutları yerinde ölçülmüştür. Numerik hesaplar iki boyutlu sonlu elemanlar paket programı kullanılarak yapılmıştır. Hoek-Brown yenilme ölçütü kaya kütlesinin geoteknik parametrelerinin geriye dönük analizlerle karşılaştırılmasında kullanılmıştır. Mağaraların geriye dönük analizi sonucunda elde edilen yenilme bölgeleri mağarada gözlemlenen gerçek göçme şekliyle karşılaştırılmış ve sonuçların oldukça uyumlu olduğu görülmüştür.
Anahtar Kelimeler: Mağaralar, Duraylılık, Geriye Dönük Analiz

1. GİRİŞ

Gaziantep'te sığ derinlikte açılmış pek çok mağara bulunmaktadır. Özellikle kentin jeolojik formasyonunun inşaat yapı malzemesi olarak kullanılabilen kireçtaşını içermesi şehirde değişik boyut ve ebadlarda pek çok kireçtaşı mağaralarının açılmasına sebep olmuştur. Geçmişte bu mağaralardan çıkarılan taşlar eski Antep evlerinde kesme taş olarak kullanılmıştır. Yaklaşık 200 yaşında olan bu mağaraların taş ocağı işlevlerinden sonra

[1] Doç. Dr., Gaziantep Üniversitesi, canakci@gantep.edu.tr.
[2] Arş. Gör., Bartın Üniversitesi, salli@bartin.edu.tr.

işyeri, mesken, depolama alanı, hayvan barınağı gibi değişik kullanım alanları olmuştur. Kentin nüfusunun hızla artması ve çarpık yapılaşmayla birlikte pek çok yapı geoteknik inceleme yapılmadan bu mağaraların üzerine inşa edilmiştir. Geçmişte üzerine yapılaşma olan bu mağaraların göçmesine bağlı olarak şehirde pek çok trajedilerin yaşandığı bilinmektedir.

28 Mart 2003'te Gaziantep'in Aydınbaba Mahallesi'nde Karakabir Mağarası olarak bilinen mağara göçmüş bu göçükte 5 ev hasar görmüş, 1 kişi ölmüş, 1 kişi de yaralanmıştır. 13 Nisan 2005'te Gaziantep'in Şıhcan Mahallesi'nde Hamdi Kutlar Mağarası olarak bilinen mağara göçmüş, bu göçükte herhangi bir can ve mal kaybı bildirilmemiştir (Canakci 2008). 14 Ocak 2012'de Gaziantep'in Delbes Mahallesi'nde Üzümcü Mağarası olarak bilinen mağaranın bir kısmı göçmüş, bu göçükte 3 ev yıkılmış, 10 ev zarar görmüş, 1 kişi de yaralanmıştır (Şekil 1a). 30 Ocak 2012'de Gaziantep'in Çamlıca Mahallesi Nuripazarbaşı Caddesi'nde bulunan bir mağara göçmüş, bu göçükte 2 işyeri zarar görmüştür (Şekil 1b). 3 Şubat 2012'de ise Gaziantep Büyükşehir Belediyesi Asri Mezarlığı'nda bulunan mağaranın göçmesiyle yer yüzeyinde devasa bir çukur oluşmuştur (Şekil 1c). Bundan 1 gün sonra da Gaziantep'in Kılınçoğlu Mahallesi Şahin Çıkmazı'nda bulunan mağara göçmüş, bu göçükte 1 ev tamamen yıkılmış, 7 ev hasar görmüştür (Şekil 1d). Şehirde daha pek çok kaydına ulaşılamayan bu gibi afetlerin yaşandığı bilinmektedir.

Şekil 1. (a) Üzümcü mağarasındaki göçük; (b) Nuripazarbaşı caddesindeki mağaradaki göçük; (c) Gaziantep Büyükşehir Belediyesi Asri Mezarlığı'ndaki göçük; (d) Kılınçoğlu Mahallesi Şahin Çıkmazındaki göçük

Son yıllarda göçük sayısının artması şehirde kaygı ve endişleri artırmıştır. Bölgede yaşayan insanlar can ve mal güvünliğinden endişe eder hale gelmiştir. Dolayısıyla can ve mal güvünliğinin korunması ve ileride bu gibi afetlerin yaşanmaması amacıyla bu mağaraların duraylılıkları üzerinde dikkatlice durulması gerekmektedir.

Bu çalışmada Gaziantep'in seyrantepe mahallesinde yer alan seyrantepe mağaraları örnek olarak ele alınmıştır. Mağaraların geriye dönük duraylılık analizi yapılmıştır. Hoek-Brown yenilme ölçütü, kaya kütlesinin geoteknik parametrelerinin geriye dönük analizlerle karşılaştırılmasında kullanılmıştır. Mağaraların geriye dönük analizi sonucunda elde edilen yenilme bölgeleri mağarada gözlemlenen gerçek göçme şekliyle karşılaştırılmış ve sonuçların oldukça uyumlu olduğu görülmüştür.

2. SEYRANTEPE MAĞARALARI

Seyrantepe mağaraları Gaziantep şehir merkezininin doğusunda seyrantepe mahallesinde yer almaktadır. Birbiriyle bağlantılı hücrelerden oluşan bu mağralar bölgede oldukça geniş bir alanı kaplamaktadır (Şekil 2). Eskiden ahır olarak kullanılan bu mağaraların günümüzde Gaziantep Büyükşehir Belediyesi tarafından restore edilerek turizme kazandırılması amaçlanmaktadır. Ancak gerek şehirde geçmişte yaşanan facialar gerekse de bu mağaralarda son zamanlarda artan çatlak ve mağara tavanlarından kopan kaya blokları mağaraların duraylılığını gözden geçirmemizi sağlamıştır.

Mağaralar bölgesinde yapılan incelemeler neticesinde numerik hesaplarda kullanılmak üzere mağaraların kaya kütlesi sınıflandırmaları ile mühendislik özellikleri ile ilgili değerlendirmelerde bulunulmuştur. Bu değerlendirmeler aşağıdaki paragraflarda ifade edilmektedir.

Şekil 2. Gaziantep seyrantepe mağaralarının genel görünüşü

2.1. Kaya Kütlesi Özellikleri

Mağaralar bölgesinde yapılan incelemelerde seyrantepe mağaralarının bölgede Gaziantep formasyonu olarak bilinen oldukça sağlam marnlı kireçtaşı birimlerinden açıldığı gözlenmektedir. Normalde oldukça sağlam olan bu birimin zamanla atmosferik etkilerle

dayanımında azalma olmuş, bu durum mağaralaradaki taze çatlak ve kırıklarla da gözlenmiştir.

Mağaraların yapımları zamanında kaya kütlesinin RMR değerinin 90 üzeri bir kalite değerine sahip olduğu tahmin edilmektedir. Bu en üst kaliteli kaya kütlesine karşı gelmekte olup, bu değerle yaklaşık 20 m'lik bir açıklık 100 sene tahkimatsız duraylı olarak kalabilmektedir. Nitekim mağarada yapılan ölçümlerde mağaraların en geniş açıklığı 38,5 metre olarak bulunmuş ve hala duraylı bir görünümü olduğu gözlenmiştir.

Seyrantepe mağaraları kaya kütleleri için her sondajdan elde edilen ve bu sondajlardaki litolojileri temsil eden karot numuneleri için yapılan laboratuvar deneyleri, Gaziantep Büyükşehir Belediyesi tarafından yaptırılmış olup, sonuçlar Tablo 2.1'de verilmektedir.

Tablo 2.1 Mağara kaya ortamı için sondajlardaki litolojileri temsil eden karot numuneleri için yapılan laboratuvar deney sonuçları

Sondaj No	Numune Tipi	Derinlik (m)	B.H.A. γ_n gr/cm^3 (TSE-8615)	Su İçeriği w (%)	Serbest Basınç Dayanımı kg/cm^2(qu) (ISRM1985)	MODÜL HESAPLAMA	
						Elastisite Modülü GPa	Poisson Oranı
SK-1 ISLAK	CR	2,00	2,18	18,69	27,9	8,0	0,12
SK-2 ISLAK	CR	3,00	2,21	18,01	28,5	8,2	0,13
SK-3 ISLAK	CR	2,00	2,17	18,16	27,2	8,4	0,14
SK-4 ISLAK	CR	3,00	2,19	18,60	26,5	8,1	0,13
SK-5 ISLAK	CR	2,00	2,20	19,12	26,6	7,9	0,14
SK-6 ISLAK	CR	3,00	2,20	19,60	25,9	8,3	0,12
SK-7 ISLAK	CR	2,00	2,21	17,23	26,5	8,4	0,12
SK-8 ISLAK	CR	3,00	2,18	17,30	26,1	8,0	0,13
SK-9 ISLAK	CR	2,00	2,17	18,36	26,5	7,9	0,14
SK-10 ISLAK	CR	3,00	2,19	18,45	27,5	7,9	0,11
SK-1 KURU	CR	2,00	1,88	-	41,5	9,2	0,17
SK-2 KURU	CR	3,00	1,87	-	42,5	10,3	0,19
SK-3 KURU	CR	2,00	1,89	-	41,0	9,1	0,18
SK-4 KURU	CR	3,00	1,85	-	40,0	9,8	0,17
SK-5 KURU	CR	2,00	1,88	-	42,9	9,9	0,18
SK-6 KURU	CR	3,00	1,87	-	43,2	10,1	0,19
SK-7 KURU	CR	2,00	1,88	-	40,8	10,2	0,20
SK-8 KURU	CR	3,00	1,89	-	41,1	10,5	0,19
SK-9 KURU	CR	2,00	1,85	-	41,9	9,5	0,18
SK-10 KURU	CR	3,00	1,86	-	40,8	9,9	0,19

2.2. Kaya Kütlelerinin Dayanımlarının Belirlenmesi

Kaya kütlelerinde inşa edilen yeraltı yapılarının tasarımında karşılaşılan başlıca problemler kaya kütlesinin yerinde dayanım ve deformasyon özelliklerinin belirlenmesidir. Özellikle eklemli kaya kütleleri için bu özelliklerin nasıl tayin edileceği konusunda teorik ve deneysel güçlüklerle karşılaşılmaktadır. Sağlam kaya kütlelerinden alınan numuneler üzerinde tek eksenli basınç deneyi, kesme dayanımı ve çekme dayanımı deneyleri yapılmaktadır. Ancak içerdiği süreksizliklerle birlikte kaya kütlelerinden laboratuvar deneyleri için örnek alınamaması, kaya kütlelerinin davranışının hem kayaç malzemesi hem de süreksizlikler tarafından ortaklaşa bir biçimde kontrol edilmesi pratikte önemli

güçlükler yaratmaktadır. Bu bağlamda, Hoek ve Brown sağlam (intact) kayaçların dayanımı ile ilgili yayınlanmış bilgileri incelemiş ve kayalar için deneysel bir yenilme ölçütü önermişlerdir.

Hoek-Brown yenilme ölçütü günümüzde basit olarak 3 ana ilkeye dayanmaktadır. Bunlar örselenmemiş kaya kütlesi için tek eksenli basınç dayanımı (σ_{ci}), Hoek-Brown kaya sabiti değeri (m_i) ve Jeolojik Dayanım İndeksidir (GSI). Bu üç parametrenin bilinmesiyle kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon özellikleri hesaplanabilmektedir.

Bu çalışmada Hoek-Brown yenilme ölçütü, kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon özelliklerinin güvenilir olarak belirlenmesinde ve kayma dayanımı parametrelerinin hesaplanmasında kullanılmıştır. Kireçtaşı için Hoek-Brown kaya sabitinin (m_i) 7, Jeolojik Dayanım İndeksinin (GSI) 85 olduğu varsayılmıştır. Örselenmemiş kaya kütlesi için tek eksenli basınç dayanımı ise sondaj karot numuneleri (kuru) üzerinde yapılan tek eksenli basınç deney sonuçlarının ortalaması (4,08 MPa) olarak alınmıştır.

Hoek-Brown yenilme ölçütünü kullanarak kaya kütlesine ait Mohr Coulomb kayma direnci parametreleri ile çekme dayanımı RocLab programı kullanılarak belirlenmiştir. Sonuçları Tablo 2.2'de verilmektedir. Buradan elde edilen Mohr Coulomb kayma direnci parametreleri daha sonra mağraların geriye dönük analizlerinden elde edilen kayma direnci parametreleriyle karşılaştırılmıştır.

Tablo 2.2. Hoek-Brown yenilme ölçütüne göre kaya kütlesinin geoteknik özellikleri

Geoteknik Özellikler	Değerler
Örselenmemiş kaya dayanımı (MPa)	4,08
Hoek-Brown sabiti m_i	7
GSI değeri	85
Sıkışma Faktörü, D	0
Hoek-Brown sabiti m_b	4,097
Hoek-Brown sabiti s	0,1889
Hoek-Brown sabiti a	0,5
σ_{3max} (MPa)	0,7
Deformasyon Modülü (MPa)	8663,64
Kohezyon (c; kPa)	397
İçsel sürtünme açısı (ø;˚)	39,38
Kaya kütlesinin çekme dayanımı (MPa)	0,188

3. MAĞARALARININ GERİYE DÖNÜK ANALİZİ

Bu bölümde seyrantepe mağaralarının en gayri müsait kesitinin (açıklığının en geniş, örtü tabakası kalınlığının en az olduğu kesit) geriye dönük duraylılık analizi yapılmıştır. Kesite ait yenilme bölgeleri gösterilmiştir. Kesitin geriye dönük duraylılık analizi mağaradaki gerçek göçme şekliyle karşılaştırılmıştır. Hoek-Brown yenilme ölçütüyle elde edilen kayma mukavemeti parametrelerinin geçerliliği test edilmiştir.

Kesitin geriye dönük duraylılık analizi Plaxis 8.2 iki boyutlu sonlu elemanlar paket programı kullanılarak yapılmıştır. Programda kaya kütlesinin yenilme kriteri için Mohr Coulomb yenilme kriteri seçilmiştir. Kaya kütlesinin elasto-plastik davranış gösterdiği varsayılmıştır. Yatay birincil gerilmenin düşey birincil gerilmeye oranı sukünetteki toprak basıncı katsayısı yaklaşımı (Ko=1-sinϕ) ile 0,357 olarak alınmıştır (ϕ=40˚). Seyrantepe mağaralarının tek düze bir jeolojik formasyon içerdiği varsayılıp üst kısımdaki kalınlığı 0 ila 0,20 metre arasında değişen bitkisel toprak tabakası kalınlığı gözardı edilmiştir. Analizlerde bitişik parsellerdeki yapı yükleri mağaralar bölgesine uzaklığından ötürü hesaba katılmamış, yalnızca mevcut durumdaki kaya yükü dikkate alınmıştır.

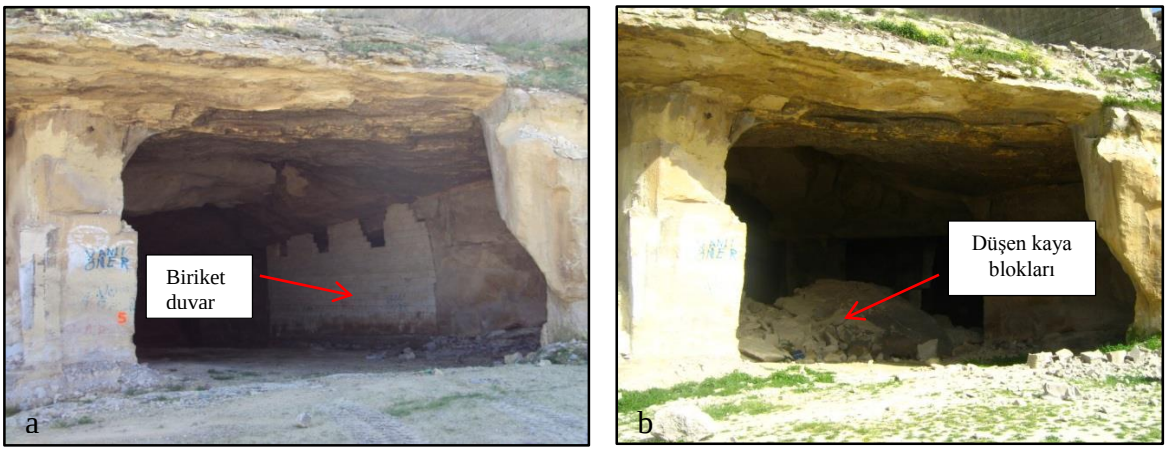
Mağaraların en gayri müsait kesiti Şekil 3.3'te 1-1 ile gösterilen kesittir. Bu kesit boyunca numerik analizlerde kullanmak üzere mağara açıklıkları yerinde ölçülmüş ve Şekil 3.3'te verilen mağara planında gösterilmiştir. Kesit boyunca mağaraların ortalama yüksekliği 5,6 m. kadardır. Mağaraların en geniş açıklığı 38,5 m. olarak ölçülmüş, kesit üzerindeki örtü tabakası yüksekliği ise 9 m. olarak belirlenmiştir. Yakın zamanda mağaranın bu açıklığında tavanda lokal bir göçük olmuş bu göçüğün yeri Şekil 3.3'te ayrıca gösterilmiştir. Mağarada göçüğün oluşmadan önceki ve oluştuktan sonraki hali ise Şekil 3.1a ile Şekil 3.1b 'de gösterilmektedir. Burada dikkat edilirse göçüğün oluştuğu yerde biriketten yapılmış bir bölme duvarın olduğu görülmektedir. Yapılan numerik analizlerde biriket duvarın Tablo 3.1 'de belirtilen özelliklere sahip olduğu varsayılmıştır (Köksal vd., 2004). Geriye dönük analizde kullanılan kaya kütlesine ait özellikler ise Tablo 3.2' de verilmektedir.

Tablo 3.1. Geriye dönük analizde kullanılan biriket duvara ait özellikler

Malzeme	Elastisite Modülü, E MPa	Duvar Genişliği, d (m)	EA(kN/m)	EI (kNm^2/m)	w (kN/m/m)	ν (poisson oranı)
Duvar	2500	0,2	$5x10^5$	1666,67	7	0,3

Tablo 3.2. Geriye dönük analizde kaya kütlesine ait özellikler

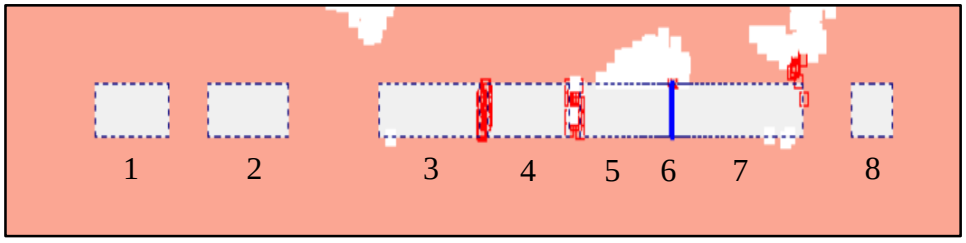
Malzeme	Birim Hacim Ağırlık (kN/m^3)	Deformasyon Modülü (MPa)	ν (Poisson Oranı)	c Kohezyon (kPa)	ϕ İçsel Sürtünme Açısı	σ_t Çekme Dayanımı (kPa)
Kaya	18,34	8663,64	0,18	400	40	185



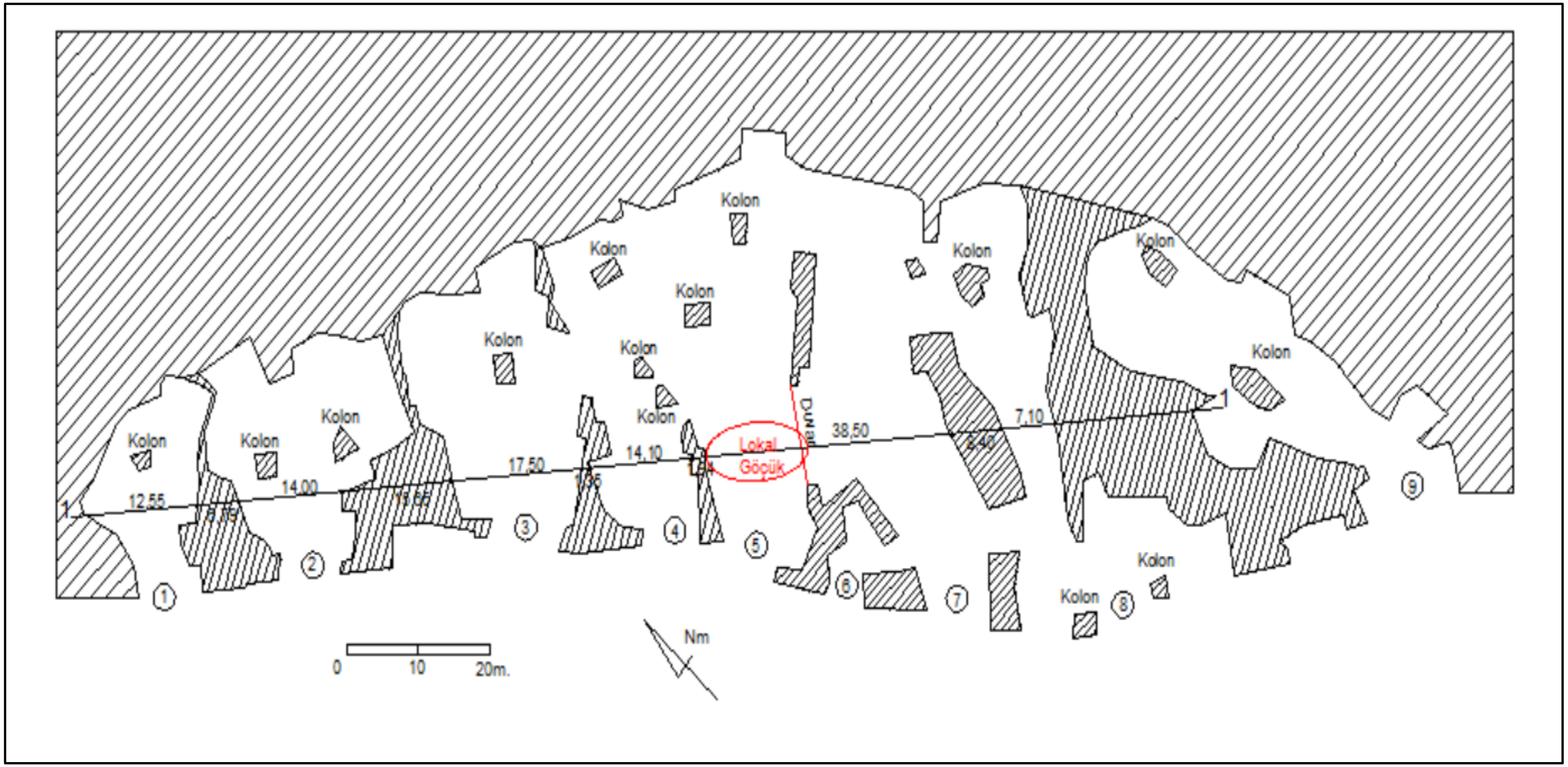
Şekil 3.1. (a) 5 nolu mağara açıklığının göçmeden önceki durumu; (b) 5 nolu mağara açıklığının göçmeden sonraki durumu.

Kaya kütlelerinin birim hacim ağırlık ile poisson oranı değerleri Tablo 2.1' den kuru sondaj karot numuneleri için bulunan değerlerin ortalaması alınarak elde edilmiştir. Deformasyon modülü ise Hoek-Brown yenilme kriterine göre Tablo 2.2 ' den alınmıştır.

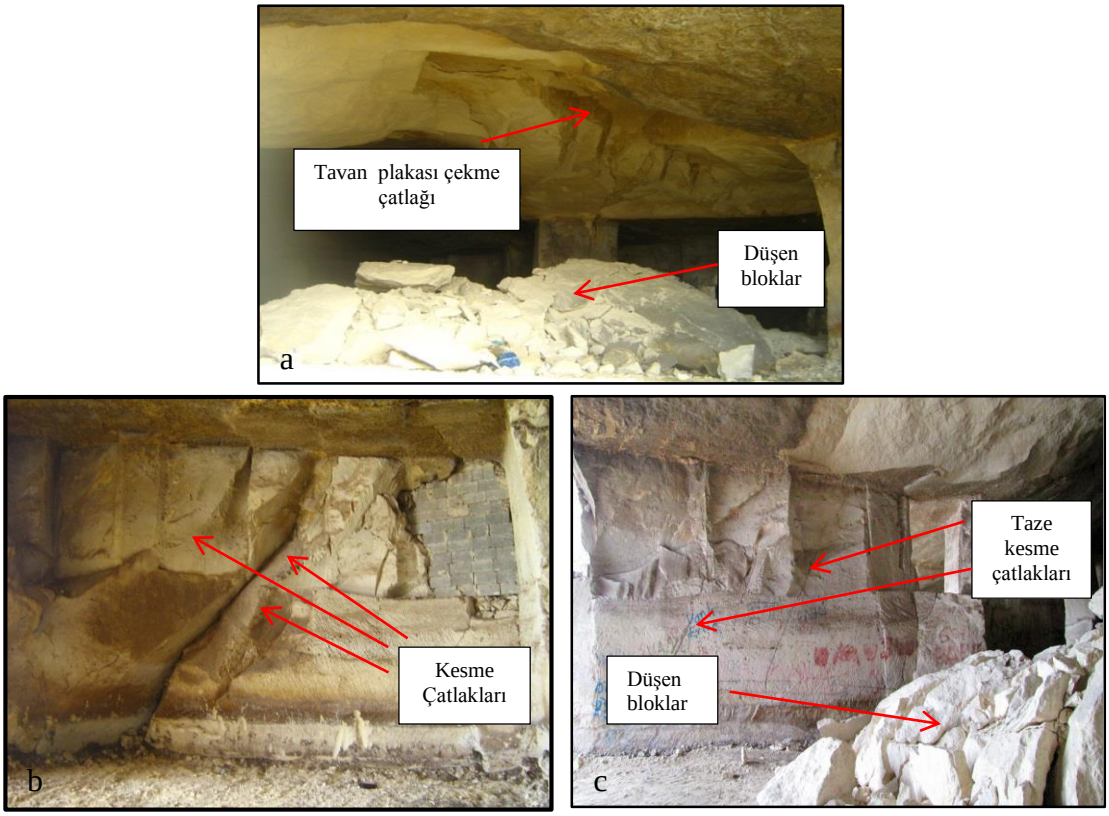
Seyrantepe mağaralarının geriye dönük analizlerinde c=400 kPa, ϕ=40˚, σ_t=185 kPa değerleri için mağaradaki gerçek göçme şekliyle oldukça uyumlu sonuçlar elde edilmiştir. Şekil 3.2 'de seyrantepe mağaralarının 1-1 kesitine ait yenilme bölgeleri gösterilmektedir. Burada beyaz renkli yerler çekme yenilme bölgelerini, kırmızı renkli yerler ise Mohr-Coulomb yenilme bölgelerini göstermektedir. Yapılan analiz sonucunda 5 nolu açıklığın tavanında Şekil 3.4a' da görüldüğü gibi çekme yenilmesi, 3 ila 4 nolu mağara açıklığı ile 4 ila 5 nolu mağara açıklığı arasındaki duvarlarda Şekil 3.4b ve Şekil 3.4c gösterildiği gibi kesme yenilmesi bulunmuştur. Yapılan geriye dönük analizler mağaralarda gözlemlenen gerçek göçme şekliyle oldukça uyumlu görünmektedir.Ayrıca mağaraların geriye dönük analizlerinde kullanılan kohezyon, içsel sürtünme açısı, ve kaya kütlesinin çekme dayanımı değerleri, Hoek-Brown yenilme ölçütünü kullanarak elde edilen kayma mukavemeti ve kaya kütlesinin çekme dayanımı değeriyle oldukça uyumlu görünmektedir (Bkz. Tablo 3.2-Tablo 2.2).



Şekil 3.2. Mağaranın 1-1 kesitine ait yenilme bölgeleri



Şekil 3.3 Seyrantepe mağaralarının iç planı



Şekil 3.4. (a) 5 nolu mağara açıklığı tavanında gözlemlenen çekme yenilmesi; (b) 3 ila 4 nolu mağara açıklığı arasındaki duvarda gözlemlenen kayma yenilmesi; (c) 4 ila 5 nolu mağara açıklığı arasındaki duvarda gözlemlenen kayma yenilmesi

Kaya kütlesine ait süreksizliklerden ve dayanımlarıyla ilgili varsayımlardan ötürü mağaraların göçmeye karşı güvenlik sayısı (F) 2 olarak göz önünde bulundurulmuştur (Evert Hoek, 'Practical Rock Engineering').Yapılan geriye dönük analizden mağaranın Şekil 3.3' teki 1-1 kesiti için göçmeye karşı güvenlik sayısı (F) 1,4 olarak bulunmuştur. Dolayısıyla mağaranın söz konusu kesiti duraylılık bakımından riskli olarak değerlendirilmektedir.

4. SONUÇ

Bu çalışmada Gaziantepteki seyrantepe mağaraları örnek olarak ele alınmıştır. Mağaraların 1-1 kesiti için geriye dönük analiz yapılmıştır. Hoek-Brown yenilme ölçütü kaya kütlesinin geoteknik özelliklerinin geriye dönük analizlerle karşılaştırılmasında kullanılmıştır. Kaya kütlesine ait Mohr Coulomb kayma direnci parametreleri ile çekme dayanımı RocLab programı kullanılarak belirlenmiştir. Hoek-Brown yenilme ölçütüyle elde edilen kaya kütlesinin dayanım ve deformasyon özellikleri geriye dönük analizlerden elde edilen dayanım ve deformasyon özellikleriyle genel anlamda uyumlu olduğu gözlenmiştir. Mağaraların geriye dönük analizi sonucundaki yenilme bölgeleri mağarada gözlemlenen gerçek göçme şekliyle karşılaştırılmış ve sonuçlarının oldukça uyumlu olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

Bieniawski, Z.T., (1967), “Mechanism of Brittle Fracture of Rocks”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol 4, 395-430.

Canakci, H., Gullu, H., (2004), “Gaziantep İl Merkezindeki Mağaraların Geoteknik Açıdan Bir Ön Değerlendirmesi”, 10th National Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, İTÜ, İstanbul, 232-237.

Canakci, H., (2007), “Collapse of Caves at Shallow Depth in Gaziantep City Center, Turkey: A Case Study”, Environmental Geoleogy, Vol 53, 915-922.

Canakci, H., Gullu, H., (2008), “Development of A Hazard Assessment Model for Near Surface Caves in Limestone”, Engineering Geology, Vol 105, 102-107

Chen, T.C., Yeung, M.R., Mori, N., (2004), “Effect of Water Saturation on Deterioration of Welded Tuff due to Freeze–Thaw Action”, Cold Regions Science and Technology, Vol 38, 127-136.

Hoek, E.,Practical Rock Engineering.

Goodman, R.E., (1989), “Introduction to Rock Mechanics, 2nd edn.”, Wiley, New York.

Hoek, E., (1994), “Strength of Rock and Rock Masses”, ISRM News, **Vol.** 2 **(2),** 4-16.

Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F., (1995), “Support of Underground Excavations in Hard Rock”, 215.

Hoek, E., Brown, E.T., (1997), “Practical Estimates of Rock Mass Strength”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, **Vol.** 37 **(8),** 1165–1186.

Hoek, E., Marinos, P., Benissi, M., (1998), “Applicability of the Geological Strength Index Classification for Very Weak and Sheared Rock Masses”, Bulletin Engineering Geology and Environment, Vol 57, 151-154.

Köksal, E., Köksal, H. O., Yıldırım, H., (2004) “Eksenel Basınç Altında Beton Briket Yığma Prizmaların Sonlu Eleman Analizi.” İMO Teknik Dergi, 3249-3265, Yazı 218.

Marinos, P., Hoek, E., (2001), “ Estimating the Geotechnical Properties of Heterogeneous Rock Masses such as flysch”, Bulletin Engineering Geology and Environment, Vol 60, 85-92.

Marinos, P., Hoek, E., (2000), “GSI: A Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation”, Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Australia, Technomic Publishing Co., 1422-1440.

Plaxis Version 8, User's Manual, Plaxis, Delft, Netherlands.

RocLab. Software for Rock Mass Strength Analysis Using the Hoek-Brown Failure Criterion, (2002), Rocscience Inc., Toronto, Canada.

Waltham, A.C., (1993), “Crown Hole Development in the Sandstone Caves of Nottingham”, Engineering Geology, Vol 26, 243-2

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

GÖMÜLÜ BORU DAVRANIŞININ MODELLENMESİ AMACI İLE KURULAN DENEY TÜMLEŞKESİNİN TANITIMI

PRESENTATION OF THE TEST FACILITY FOR MODELING BURIED PIPE BEHAVIOR

Emre AKINAY [1] **Havvanur KILIÇ**[2] **Babak ROUZEGARI**[3]

ABSTRACT

Large scale laboratory testing is useful for evaluating behavior of buried pipes. For this purpose, a test facility is constructed in Soil Mechanics Laboratory of Yıldız Technical University. All equipment required for instrumentation of the model test tank, soil medium and the pipe was provided. Interface friction between the tank wall and the soil will be reduced by placing lubricated PE sheets on the walls and uniformity of vertical stresses will be obtained by placing a layer of ethyl vinyl acetate (EVA) above the soil surface in order to model a soil medium with the boundary conditions of a soil medium under a deep burial. The soil will be placed in layers and compacted. A Humboldt GeoGauge will be used to measure stiffness and to check compaction uniformity of each layer.
Key word: Buried pipe, Model Test, Instrumentation, Interface treatment, GeoGauge

ÖZET

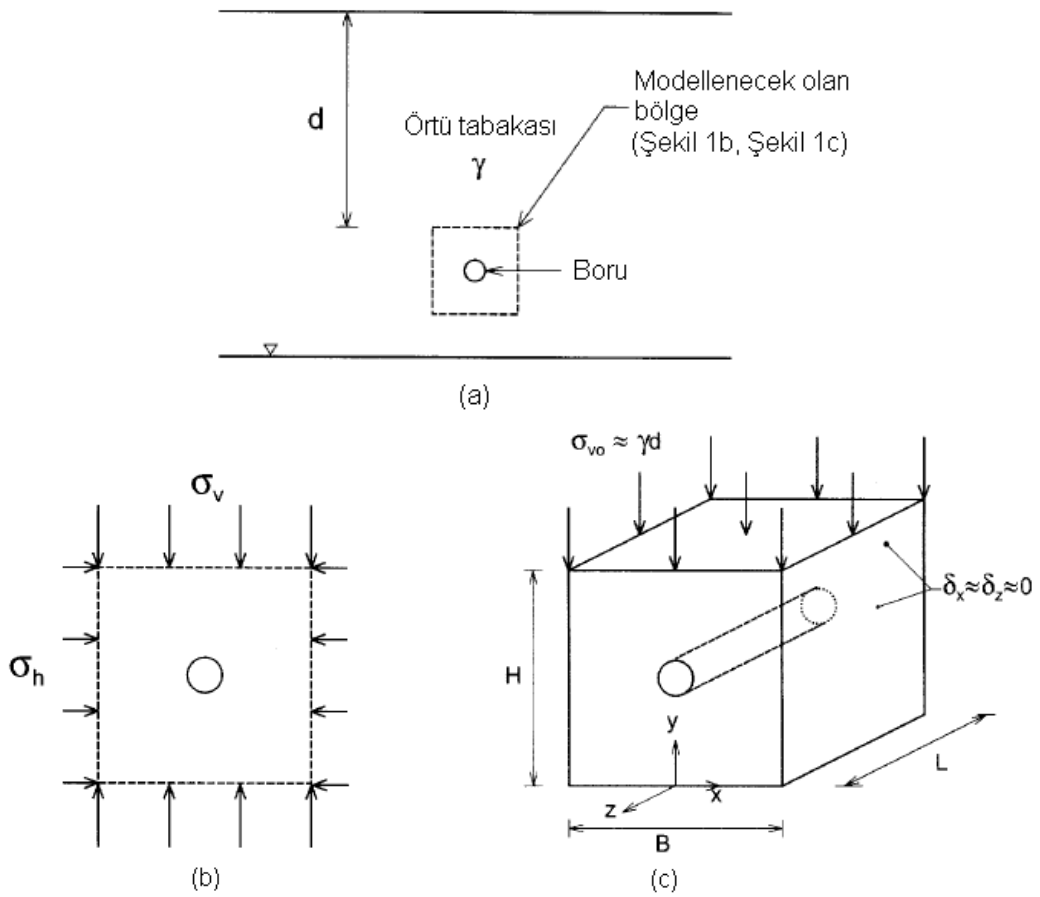
Gömülü boru davranışının değerlendirilmesinde büyük ölçekli laboratuvar deneyleri yararlı olmaktadır. Bu amaç için Yıldız Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda bir deney tümleşkesi kurulmuştur. Deney tankının, zeminin ve borunun enstrumantasyonu için gerekli tüm elemanlar temin edilmiştir. Tank duvarı – zemin arayüzey sürtünmesinin azaltılması için tank duvarlarına kayganlaştırılmış PE filmler yerleştirilecektir. Zemin yüzeyine ise bir etil vinil asetat (EVA) tabakası yerleştirilerek bu sınıra uniform düşey gerilmelerin etkimesi sağlanacaktır. Böylelikle, kalın bir örtü tabakası altında yer alan zemin ortamının koşullarına sahip bir zemin ortamı modellenebilecektir. Zemin, deney tankı içerisine tabakalar halinde yerleştirilecek ve sıkıştırılacaktır. Her bir tabakanın rijitliği ölçmek ve sıkıştırmanın uniformluğu kontrol etmek için bir Humboldt GeoGauge kullanılacaktır.
Anahtar kelimeler: Gömülü boru, Model deney, Enstrumantasyon, Arayüzey iyileştirmesi, GeoGauge

[1] Arş. Gör., Okan Üniv. Müh.-Mim. Fakültesi İnş. Müh. Bölümü, emre.akinay@okan.edu.tr
[2] Doç. Dr., Yıldız Teknik Üniv. İnş. Fakültesi İnş. Müh. Bölümü Geoteknik A.B.D, kilic@yildiz.edu.tr
[3] İnş. Yük. Müh., Yıldız Teknik Üniv. İnş. Fakültesi İnş. Müh. Bölümü Geoteknik A.B.D, babakrouzegari@gmail.com

1. GİRİŞ

1.1. Gömülü Bir Borunun Modellenmesinde Dikkat Edilmesi Gereken Hususlar (Brachman vd, 2000)

Gömülü bir boru, boru-zemin sisteminin bir bileşeni olarak davranış göstermektedir. Bu davranışın borunun ve zeminin rijitliğine ve de bunun sonucunda gelişen yapı-zemin etkileşimine bağlı olduğu bilinmektedir. Yapı-zemin etkileşimini laboratuar ortamında doğru bir biçimde modelleyebilmek için sistemin sınır koşullarını bilmek gerekmektedir. Kalın örtü tabakası altında yer alan bir zemin ortamına etkiyen gerilmeler ve bu ortamın laboratuar idealizasyonu Şekil 1'de verilmiştir.



Şekil 1. (a) Kalın örtü tabakası altında yer alan zemin ortamı (b) Zemin ortamına etkiyen gerilmeler (c) Laboratuar idealizasyonu (Brachman vd. [2000]'den düzenlenmiştir.)

Örtü tabakası kalınlığı nedeni ile oluşan düşey gerilmeler en uygun şekilde model zemin yüzeyinden düzgün yayılı yük uygulanarak temsil edilebilir (Şekil 1c). Elbette ki, model zemin yüzeyine uniform düşey gerilmelerin etkimesi topoğrafyanın eğimli olmadığı bir durum için geçerli olacaktır (Şekil 1a). Kalın örtü tabakası altında sükunetteki durumun geçerli olduğu düşünülebilir. Bir model zemin ortamında, düşey sınırlarda dışa doğru hareketlerinin kısıtlanması ile zemin içerisinde arazi durumunu temsil eden yanal gerilmelerin gelişmesi sağlanır (Şekil 1c). Bu nedenle, düşey yükleme altında düşey sınırlarda dışa doğru hareketin olmaması veya izin verilebilir sınırlar içerisinde olması gerekmektedir.

Model zemin ortamının boyutlarının belirlenmesinde iki önemli hususa dikkat edilmesi gerekmektedir. Birincisi, üst ve alt yüzeylere etkiyen düşey gerilmelerin unifom olabilmesi için bu yüzeylerin borudan yeterli uzaklıkta yer alması gerektiğidir. Boru rijitliği, içinde yer aldığı zeminin rijitliğinden farklıdır. Bu nedenle, boru çevresindeki gerilme dağılımı bu rijitlik farklılığından etkilenmektedir. Model zemin ortamının üst ve alt yüzeylerinde düşey gerilme dağılımının uniform olabilmesi için borunun bu yüzeylerden en az bir boru çapı kadar uzakta yer alması gerekmektedir. İkinci önemli husus ise, düşey sınırlar (model zemin ortamının içinde yer aldığı tankın duvarları) ile zemin arasında gelişecek sürtünmenin neden olduğu kayma gerilmeleridir. Duvar pürüzlülüğünün azaltılması ile arayüzey sürtünmesi de azaltılabilmektedir. Bununla beraber, borunun yer aldığı zonda düşey gerilmelerin yan duvarlarda gelişen kayma gerilmelerinden etkilenmemesi için boru ile yan duvarlar arasında yeterince mesafe olması gerekmektedir. Böylelikle, zemin yüzeyine uygulanan düşey gerilmenin boruya ulaşması sağlanabilir.

1.2. Model Zemin Ortamının Kalibrasyonu (Brachman vd, 2001)

Gömülü boru davranışı laboratuvar model deneyleri ile incelenirken kapsamlı bir enstrumantasyona gereksinim duyulmaktadır. Böylelikle, öncelikli olarak modellenen zemin ortamının kalibrasyonu yapılabilmektedir. Sınır koşullarından etkilenmeyen (düşey ve yatay sınırlarına uniform normal gerilmelerin etkidiği) bir zemin ortamında;

- Aynı yatay düzeye yerleştirilen oturma plakalarında meydana gelen oturmaların aynı büyüklükte olması,
- Herhangi bir yatay düzeyde, tank duvarına yakın bir bölgeye düşey ve yatay yönelimli basınç sensörlerinin yerleştirilmesi durumunda ölçülen yatay gerilmenin ölçülen düşey gerilmeye oranının sükunetteki toprak basıncı katsayısını vermesi,
- Borunun zemin tarafından iyi desteklendiği bir durumda, yatay simetri çizgisi (springline) düzeyinde deformasyonların özdeş olması (simetrik davranışın gözlenmesi),
- Boru duvarı iç yüzeyinde yatay simetri çizgisi düzeyinde sıkışma deformasyonlarının, taç ve taban düzeyinde ise çekme deformasyonlarının meydana gelmesi beklenmektedir (Çift eksenli gerilme durumunun geçerli olduğunun göstergesidir.).

Kapsamlı bir enstrumantasyon modellenen zemin ortamının kalibrasyonunun yanısıra uygulanan yükler altında borunun ve zeminin davranışının incelikli bir şekilde gözlemlenmesine olanak sağlamaktadır.

1.3. YTÜ Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda Kurulan Model Deney Tümleşkesi

Bu çalışmada, Yıldız Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda kurulan model deney tümleşkesinin tanıtımı amaçlanmıştır. İlerleyen bölümlerde;

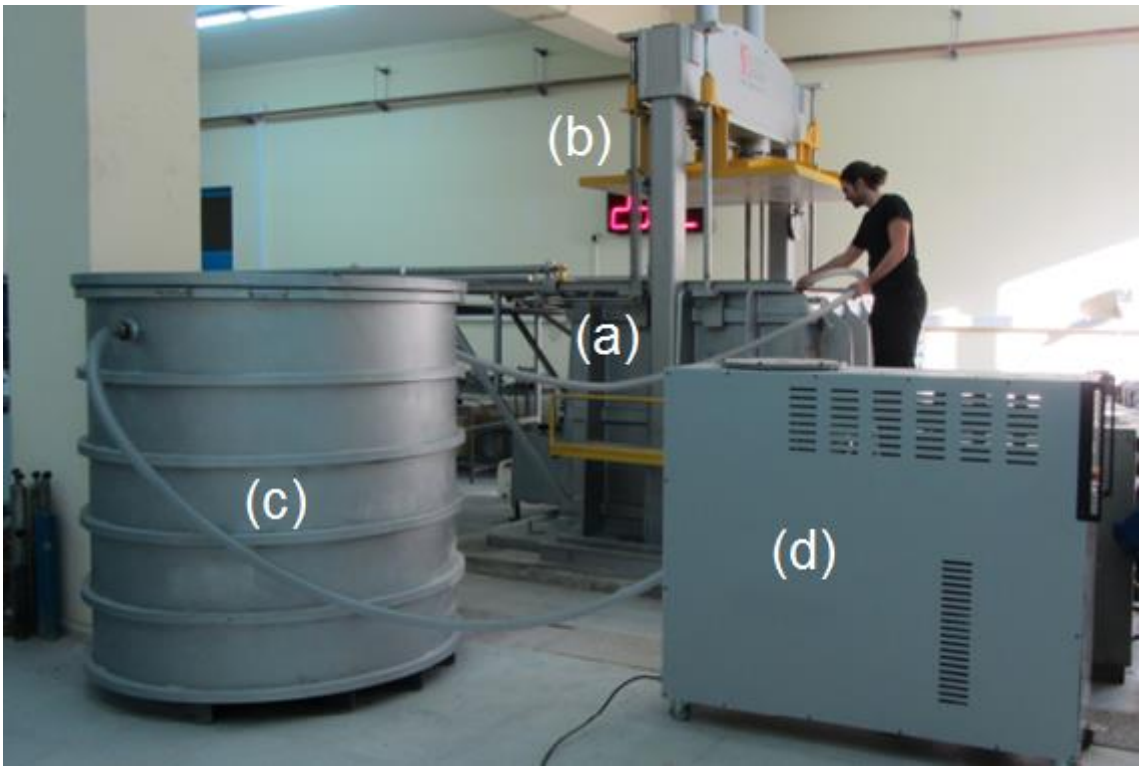
- Deney tümleşkesinin bileşenleri
- Deney tankının, zeminin ve borunun enstrumantasyonu için temin edilen elemanlar
- Davranışı incelenecek olan borunun enstrumantasyonu
- Tank duvarı – zemin arayüzey sürtünmesinin azaltılması için uygulancak iyileştirme
- Zeminin deney tankı içerisine yerleştirilmesinde izlenecek yöntem
- Deney verilerinin toplanması için temin edilen donanım ve yazılım hakkında bilgiler verilmiştir.

2. MODEL DENEY TÜMLEŞKESİNİN TANITIMI

2.1. Tümleşkenin Bileşenleri

Yıldız Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuarında TÜBİTAK desteği ile (1001 - Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Projelerini Destekleme Programı, Proje Grubu/No: MAG/110M673) kurulan model deney tümleşkesi bünyesinde;

- 1.5 m x 1.5 m x 1.5 m boyutlarında (ve ön duvarı pleksiglas olan) deney tankı (Şekil 2a)
- 50 ton kapasiteli hidrolik yükleme sistemi (Şekil 2b)
- Depo tankı (Şekil 2c)
- Zeminin deney tankından depo tankına aktarımını sağlayacak vakum birimi bulunmaktadır (Şekil 2d).



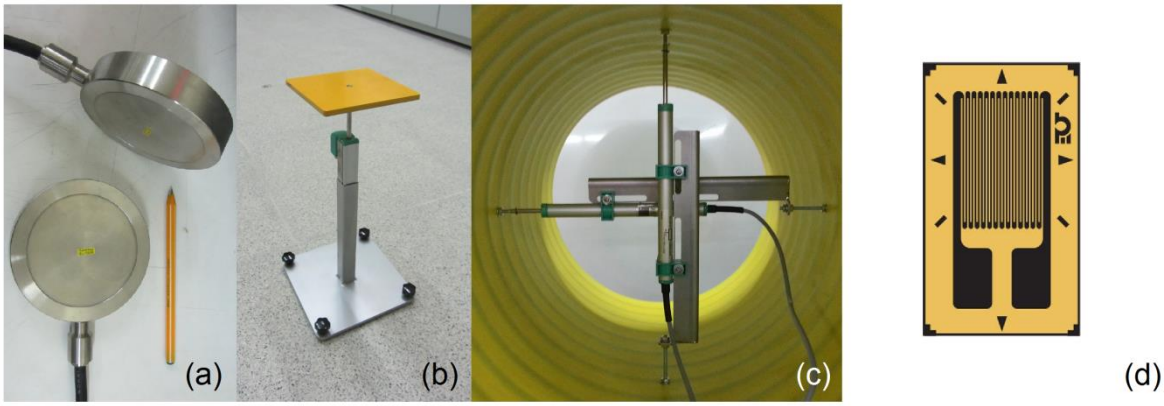
Şekil 2. Model deney tümleşkesinin genel görünümü: (a) Model deney tankı (b) Hidrolik yükleme sistemi (c) Depo tankı (d) Vakum birimi

2.2. Enstrumantasyon için Temin Edilen Elemanlar

Deney tankının, borunun ve zeminin enstrumantasyonu için gerekli olan elemanlar temin edilmiştir. Söz konusu elemanlar aşağıda listelenmiştir:

- Tankın pleksiglas duvarında meydana gelecek hareketi ölçmek için 4 adet komparatör temin edilmiştir.
- Zemin ortamı içerisinde belirli noktalarda meydana gelecek gerilmeleri ölçmek için 4 adet 200 kPa kapasiteli (TML KGD-200KPA) ve 4 adet 500 kPa kapasiteli toprak basıncı hücresi (TML KGD-500KPA) temin edilmiştir (Şekil 3a).

- Zemin ortamı içerisinde belirli noktalarda meydana gelecek oturmaları ölçmek için 5 adet oturma plakası temin edilmek istenmiştir. Ancak kataloglarda istenilen boyutta oturma plakası bulunamamıştır. Bu nedenle 5 adet potansiyometrik deplasman transdüsörü temin edilmiş (Burster 8712-100) ve basit bir modifikasyonun ardından oturma plakası olarak iş görmesi sağlanmıştır (Şekil 3b).
- Boruda yatay ve düşey eksende meydana gelecek hareketleri ölçmek için 2 adet potansiyometrik deplasman transdüsörü (Burster 8709-5100) temin edilmiştir (Şekil 3c).
- Boru duvarı iç ve dış yüzeyinde enine ve boyuna doğrultuda şekil değiştirmeleri ölçmek için 350 adet deformasyon ölçer (Omega SGD-1.5/120-LY11 Precision Strain Gage) temin edilmiştir (Şekil 3d).



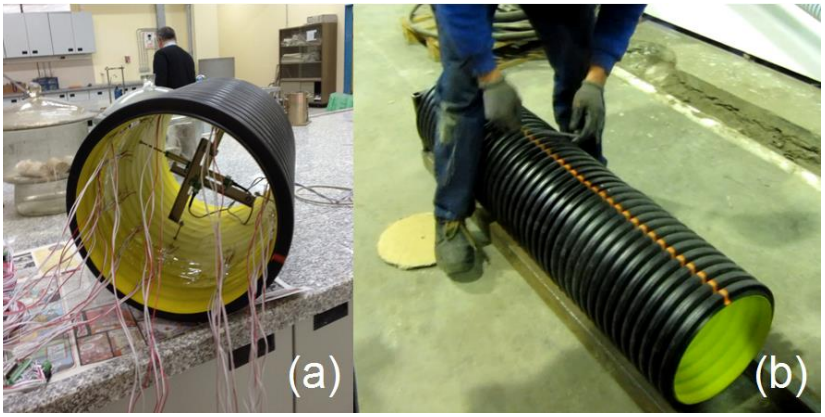
Şekil 3. (a) 200 kPa (TML KGD-200KPA) ve 500 kPa (TML KGD-500KPA) kapasiteli toprak basıncı hücreleri (b) Potansiyometrik deplasman transdüsörü (Burster 8712-100) ve imâl ettirilen oturma plakası (c) Potansiyometrik deplasman transdüsörleri (Burster 8709-5100) ve imâl ettirilen ek parçalar (d) Deformasyon ölçer (Omega SGD-1.5/120-LY11 Precision Strain Gage)

Borunun ve zeminin enstrumantasyonu için kullanılacak elemanların bağlantı kabloları pleksiglas yüzey üzerinde çapı 10 cm olan bir delikten dışarı alınacaktır (Şekil 4).

Şekil 4. Pleksiglas yüzey üzerinde yer alan delik ve borunun olası konumu (kesik çizgili)

2.4. Borunun Enstrumantasyonu

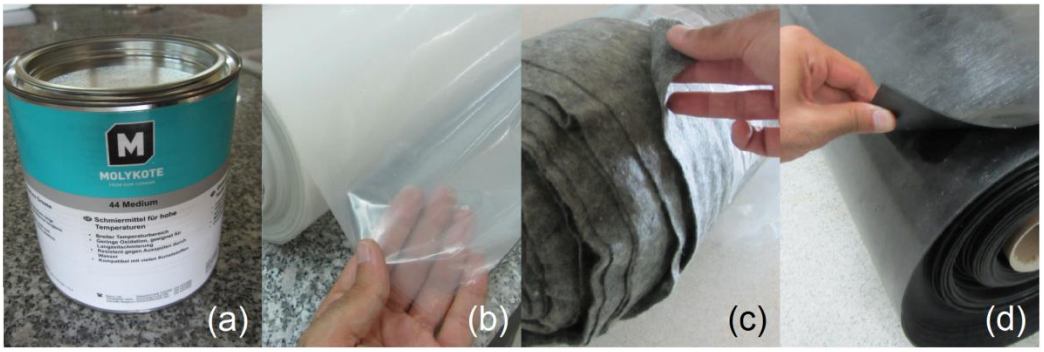
Deneylerde nominal çapı 30 cm olan HDPE boru kullanılacaktır. Boru davranışını incelemek amacı ile borunun orta kısmı enstrumante edilmiştir. Enstrumantasyon elemanlarını borunun içerisine rahatça yerleştirebilmek için boru üç eşit parça halinde temin edilmiştir. Boru duvarı iç yüzeyine 30 derece aralıklar ile enine ve boyuna doğrultuda deformasyon ölçerler yerleştirilmiştir (Şekil 3d) (Şekil 5a). Ayrıca, yatay ve düşey eksende meydana gelecek hareketleri ölçmek için 2 adet potansiyometrik deplasman transdüsörü yerleştirilmiştir (Şekil 3c) (Şekil 5a). Boru içerisinde enstrumantasyonun tamamlanmasının ardından boru parçalarının alın kaynağı (butt welding) ile montajı yapılmıştır (Şekil 5b). Bu işlemin ardından boru duvarı dış yüzeyine 30 derece aralıklar ile enine ve boyuna doğrultuda deformasyon ölçerler yerleştirilmiştir.



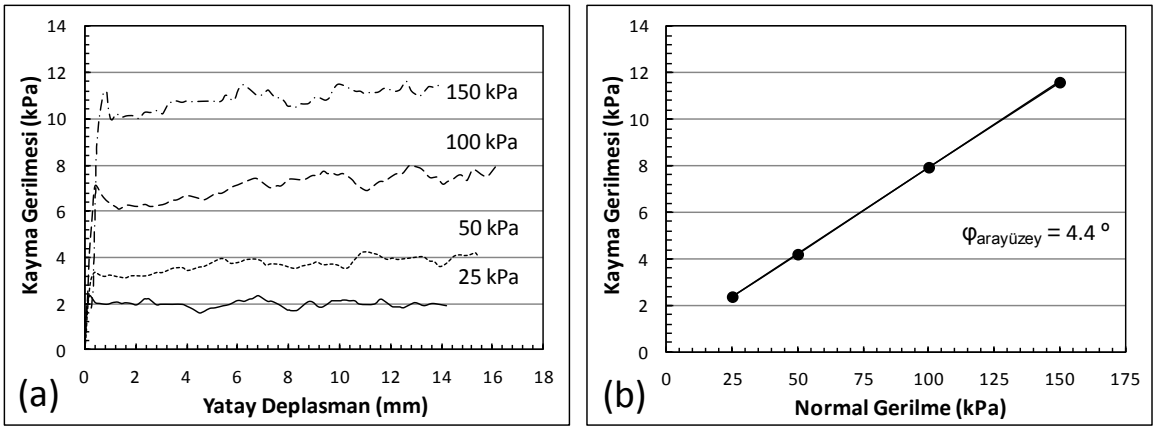
Şekil 5. (a) Boru parçasının iç yüzeyinin enstrumantasyonu (b) Boru parçalarının alın kaynağı ile montajı

2.5. Tank Duvarında Arayüzey Sürtünmesinin Azaltılması

Model zemin ortamının sınırlarına uniform normal gerilmeler etkimelidir. Bunun için tank duvarı – kum arayüzey sürtünmesinin minimuma indirilmesi gerekmektedir. Tank duvarı üzerine arası gres (Dow Corning Molykote 44 High Temperature Bearing Grease - Medium) (Şekil 6a) ile kayganlaştırılmış iki adet 0.08 mm kalınlığında PE film (Şekil 6b), bu tabakanın üzerine koruma amaçlı olarak 150 g/m² ağırlığında iğnelenmiş örgüsüz geotekstil (Şekil 6c) ve 2 mm kalınlığında HDPE geomembran (Şekil 6d) yerleştirilecektir (PE-DC-PE-GT-GM). Bu iyileştirmenin sonucunda tank duvarı – kum arayüzey açısı 5 derecenin altına inecektir (Şekil 7) (Tognon vd, 1999).



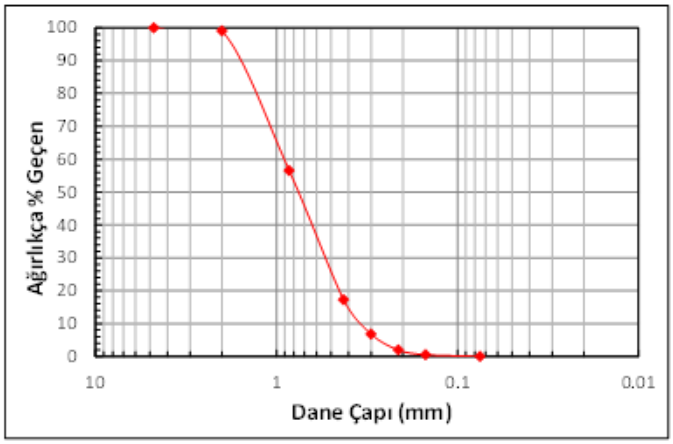
Şekil 6. (a) Gres (b) PE film (c) İğnelenmiş örgüsüz geotekstil (d) HDPE geomembran



Şekil 7. (a) PE-DC-PE-GT-GM ile kum (SP) arayüzeyinin kesme davranışı (b) Pik arayüzey sürtünme açısının belirlenmesi (Tognon vd. [1999]'dan düzenlemiştir.)

2.6. Model Zemin Ortamının Oluşturulması (Zeminin Tank İçerisine Yerleştirilmesi)

Deneylerde kullanılacak olan zemin Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemi'ne göre kötü derecelenmiş kum (SP) olup, granülemetri eğrisi ve endeks özelikleri Şekil 8'de verilmiştir.



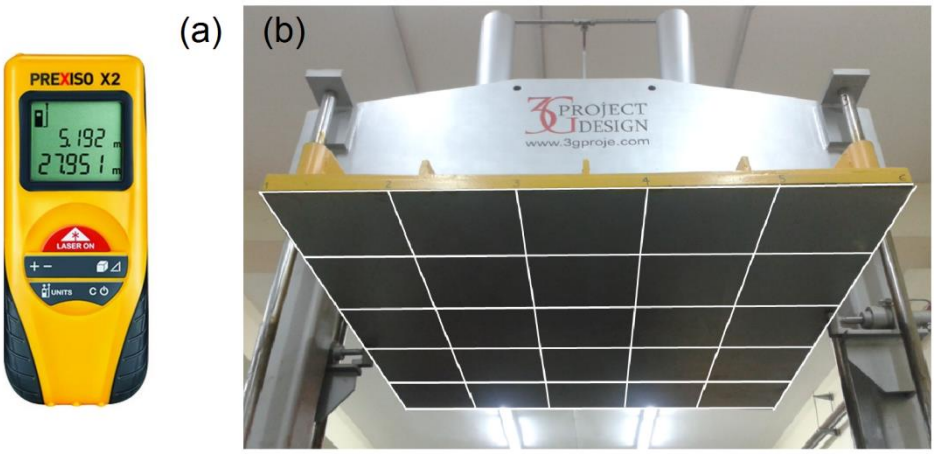
USCS Sınıfı	SP
G_s	2.65
e_{max}	0.81
e_{min}	0.50
D_{50} (mm)	0.76
D_{10} (mm)	0.35
C_u	2.57
C_c	0.92

Şekil 8. Deneylerde kullanılacak olan kumun granülometri eğrisi ve endeks özellikleri

Model zemin ortamını oluşturacak zemin deney tankı içerisine kademeli olarak (tabakalar halinde) ve kontrollü bir şekilde yerleştirilecektir. Tabaka kalınlığının 15 cm olması uygun görülmüştür. Buna göre, istenilen yerleşim sıkılığı (rölatif sıkılık) için tabaka hacmini dolduracak zemin kütlesi belirlenecektir. Zeminin istenilen sıkılık derecesinde yerleşmesi için bir el kompaktörü (Şekil 9) kullanılarak zemin sıkıştırılacaktır. Kompaktör plakasının yüzey alanı 30 cm x 30 cm olup, sıkıştırma işlemi 10 kg kütleli bir silindirin 30 cm yükseklikten bu plakanın üzerine düşürülmesi ile yapılacaktır.

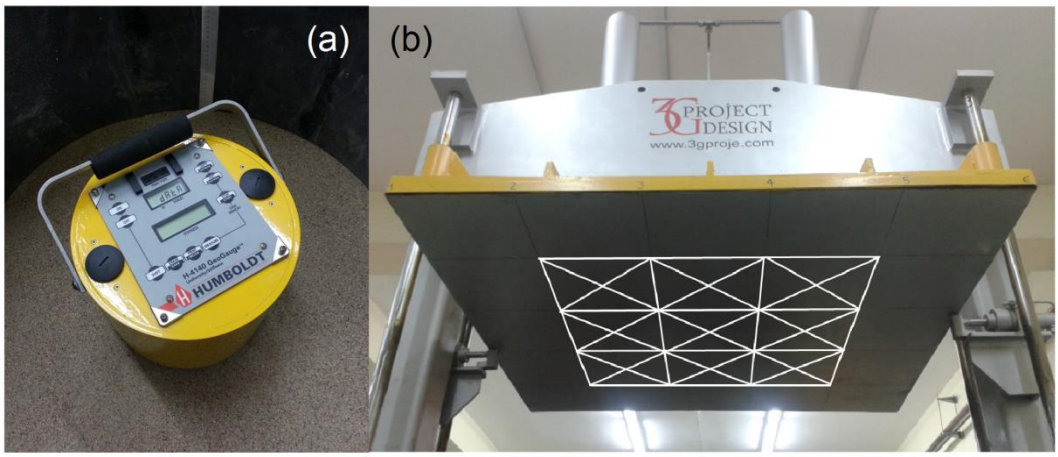
Şekil 9. İmâl ettirilmiş olan el kompaktörü

Sıkıştırma işlemi öncesinde ve sonrasında tabaka kalınlığının doğru bir şekilde tespit edilebilmesi için belirlenen bir referans düzeyinden lazer metre (Prexiso X2) kullanılarak ölçümler alınacaktır (Şekil 10a). Baskı plakasının başlangıç konumu referans düzeyi olarak belirlenmiştir. Baskı plakasının altına 6 x 6'lık bir karelaj çizilmiş olup, her bir tabakanın kalınlığı belirlenirken 36 noktadan alınan ölçümlerin ortalaması alınacaktır (Şekil 10b). İlk olarak referans düzeyi ile tank tabanı arasındaki mesafe bu yöntem ile belirlenecektir. Ardından ilk tabaka için belirlenen miktarda zemin tankın içerisine aktarılacak ve tabakanın yüzeyi tesfiye edilecektir. Tesfiye işleminin ardından lazer metre ile ölçümler alınacaktır. Referans düzeyi ile tank tabanı arasındaki ortalama mesafeden (Y_0) referans düzeyi ile birinci tabakanın yüzeyi arasındaki ortalama mesafenin (Y_1) farkı tabakanın kalınlığını verecektir ($H_1=Y_0–Y_1$). Tabaka kalınlığı istenilen değere (15 cm) ulaşana kadar zemin sıkıştırılacaktır. İkinci ve daha sonraki tabakaların kalınlığı belirlenirken de aynı yöntem uygulanacaktır ($H_{(n)}=Y_{(n-1)}-Y_{(n)}$).



Şekil 10. (a) Lazer metre (Prexiso X2)
(b) Tabaka kalınlığının tespiti için ölçüm alınacak noktalar

Sıkıştırma işleminin tamamlanmasının ardından, tabaka rijitliğinin ölçümü ve sıkıştırma uniformluğunun kontrolü Humboldt GeoGauge kullanılarak yapılacaktır (Şekil 11a). GeoGauge ölçümleri baskı plakasının altına çizilen karelaj dikkate alınarak 25 noktadan alınacaktır (Şekil 11b). Ölçümlerin rijit sınırlardan etkilenmemesi için duvarlar ile en yakın ölçüm noktaları arasında 30 cm mesafe bırakılacaktır (Şekil 11b). Yine aynı gerekçe ile serilen ilk tabakadan ölçüm alınmayacaktır.



Şekil 11. (a) Humboldt GeoGauge (b) Rijitliğin ve yerleşim uniformluğunun tespiti için ölçüm alınacak noktaların baskı plakası üzerindeki izdüşümü

Zeminin yerleştirilmesinin ardından, zemin yüzeyi üzerine 150 cm x 150 cm x 5 cm boyutlarında bir etil vinil asetat (EVA) tabakası yerleştirilecektir. Rijit bir plaka zemin yüzeyinde uniform deplasmanlara neden olacak ve bunun sonucu olarak zemin yüzeyine non-uniform düşey gerilmeler etkiyecektir. Zemin yüzeyi üzerine sıkışabilir bir malzeme olan EVA'nın yerleştirilmesi ile zemin yüzeyine uniform düşey gerilmelerin etkimesi sağlanacaktır.

2.6. Deney Verilerinin Toplanması

Deney verilerinin toplanması için 64 analog kanala sahip olan imc SPARTAN veri toplama birimi (data logger) ve imc Studio yazılımı temin edilmiştir (Şekil 12).

Şekil 12. 64 analog kanala sahip olan imc SPARTAN veri toplama birimi

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada, gömülü boru davranışının modellenmesi amacı ile Yıldız Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda kurulan deney tümleşkesinin tanıtımı amaçlanmıştır. Kalın örtü tabakası altında yer alan bir zemin ortamının sınır koşulları ve model zemin ortamında bu sınır koşullarını sağlayabilmek için yapılması gereken işlemler önceki çalışmalarda ayrıntılı bir şekilde tanımlanmıştır. Bu bilgiler doğrultusunda gerekli görülen tüm ekipman ve sarf malzemesi temin edilmiştir. Davranışı incelenecek olan borunun enstrumantasyonu tamamlanmıştır. Model zemin ortamının hazırlanmasında izlenecek prosedür belirlenmiştir. Model deneylerden edilecek sonuçlar akademik kamuoyu ile paylaşılacaktır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma, Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu tarafından 1001 Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Projelerini Destekleme Programı kapsamında (Proje Grubu/No: MAG/110M673) desteklenmektedir.
Çalışmalarımıza verdiği destekten ötürü Dizayn Grup'a teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

Brachman, R. W. I., Moore, I. D., and Rowe, R. K. (2000) ''The Design of a Laboratory Facility for Evaluating the Structural Response of Small Diameter Buried Pipes.'' Can. Geotech. J., Vol. 37, 281–295.

Brachman, R. W. I., Moore, I. D., and Rowe, R. K. (2001) "The Performance of a Laboratory Facility for Evaluating the Structural Response of Small-Diameter Buried Pipes." Can. Geotech. J., Vol. 38, 260–275.

Tognon, A. R. M., Rowe, R. K. & Brachman, R. W. I. (1999) "Evaluation of Side Wall Friction for a Buried Pipe Testing Facility". Geotextiles and Geomembranes, 17, No. 4, 193–212.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

KUMLARIN DİNAMİK ÖZELLİKLERİNİN BENDER-EXTENDER ELEMANLAR KULLANILARAK BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF DYNAMIC PROPERTIES OF SANDS BY USING BENDER-EXTENDER ELEMENTS

Babak ROUZEGARI [1] **Emre AKINAY [2]** **Havvanur KILIÇ [3]**

ABSTRACT

In Soil Mechanics Laboratory of Yıldız Technical University, a bender-extender test apparatus was set up for the purpose of determining small strain stiffness of soils. In this study, a series of bender-extender tests was performed on uniformly graded (SP) coarse sand samples with varying initial void ratios. Test results show that (i) compression and shear wave velocities increase as the confining effective stress increases (ii) compression and shear wave velocities increase as the relative density increases (iii) Poisson's Ratio decreases as the confining effective stress increases (iv) Poisson's Ratio decreases as the relative density increases.
Keywords: Bender - extender elements, small strain stiffness, maximum shear modulus, maximum constrained modulus, Poisson's Ratio.

ÖZET

Yıldız Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda zeminlerin küçük deformasyon düzeyinde rijitliklerinin belirlenmesi amacı ile bir bender-extender deney düzeneği kurulmuştur. Bu çalışmada farklı başlangıç boşluk oranlarında hazırlanan uniform dağılımlı (SP) kaba kum numuneleri üzerinde bir dizi bender-extender deneyi yapılmıştır. Bu deneylerden elde edilen sonuçlara göre (i) efektif çevre gerilmesi arttıkça sıkışma ve kayma dalgası hızlarının arttığı (ii) rölatif sıkılık derecesi arttıkça sıkışma ve kayma dalgası hızlarının arttığı (iii) efektif çevre gerilmesi arttıkça Poisson Oranı'nın azaldığı (iv) rölatif sıkılık derecesi arttıkça Poisson Oranı'nın azaldığı görülmüştür.
Anahtar Kelimeler: Bender - extender elemanlar, küçük deformasyon rijitliği, maksimum kayma modülü, maksimum sıkışma modülü, Poisson Oranı.

[1] İnş. Yük. Müh., Yıldız Teknik Üniv. İnş. Fakültesi İnş. Müh. Bölümü Geoteknik A.B.D, babakrouzegari@gmail.com
[2] Arş. Gör., Okan Üniv. Müh.-Mim. Fakültesi İnş. Müh. Bölümü, emre.akinay@okan.edu.tr
[3] Doç. Dr., Yıldız Teknik Üniv. İnş. Fakültesi İnş. Müh. Bölümü Geoteknik A.B.D, kilic@yildiz.edu.tr

1. GİRİŞ

Zeminlerin küçük deformasyon düzeyinde rijitliklerinin belirlenmesinde piezoelektrik elemanların (bender eleman, extender eleman, bender-extender eleman) kullanımı yararlı bir yöntemdir. Bu elemanlar, yaygın olarak silindirik formda hazırlanan bir zemin numunesinin üst ve alt yüzeylerine -verici ve alıcı olarak- yerleştirilir. Bir uçtaki eleman, verilen elektrik voltajını mekanik harekete dönüştürerek zemin içerisinde ilerleyen bir dalga oluşturur. Diğer uçtaki eleman ise, gelen dalga tarafından şekil değiştirmeye maruz kalır ve bunun sonucu olarak bir elektrik voltajı oluşturur. Oluşturulan dalganın bir uçtan diğer uca yolculuğu için geçen süre ve elemanlar arasındaki uzaklık dikkate alınarak mevcut yerleşim koşullarındaki zemin için dalga hızı belirlenir. Dalga hızının belirlenmesi ile zeminin küçük deformasyon düzeyindeki rijitlik modülü elastik teori dikkate alınarak hesaplanır. Piezoseramik elemanlar gönderdikleri dalga türüne göre (daha doğrusu gönderdikleri dalga nedeni ile maruz kaldıkları şekil değiştirmeye göre) adlandırılırlar. Sıkışma dalgası gönderen elemana "Extender Eleman", kayma dalgası gönderen elemana "Bender Eleman" ve her iki dalgayı da gönderebilen elemana "Bender-Extender Eleman" denmektedir. Piezoelektrik elemanların kullanımı tahribatsız bir yöntemdir ve bunun yanı sıra deneyin gerçekleştirilmesi oldukça pratiktir.

Bir çok araştırmacı kayma dalgası hızı ölçümü için bender elemanları kullanmıştır (Shirley, 1978) (Viggiani & Atkinson, 1995) (Brignoli vd, 1996) (Jovicic vd, 1996) (Leong vd, 2005) (Valle-Molina, 2006). Bununla beraber, piezoseramik elemanların hem bender eleman hem de extender eleman olarak kullanıldığı çalışmalar da mevcuttur (Lings & Greening, 2001) (Leong vd, 2009) (Kumar & Madhusudhan, 2010a) (Kumar & Madhusudhan, 2010b). Bu çalışmada, Yıldız Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda zeminlerin küçük deformasyon düzeyinde rijitliklerinin belirlenmesi amacı ile kurulan bender-extender deney düzeneğinin tanıtımı amaçlanmıştır. Uniform dağılımlı kaba kum numunelerinin sıkışma ve kayma dalgası hızları ölçülmüştür. Başlangıç boşluk oranı ve çevre basıncının sıkışma ve kayma dalgası hızları (dolayısı ile Poisson Oranı) üzerindeki etkisi incelenmiştir. Deney düzeneğinin kalibre olduğunu kanıtlama amacı ile deney sonuçları uluslararası alanda kabul görmüş bazı çalışmalar (Brignoli vd, 1996; Valle-Molina, 2006) ile karşılaştırılmıştır.

2. BENDER-EXTENDER DENEY DÜZENEĞİ

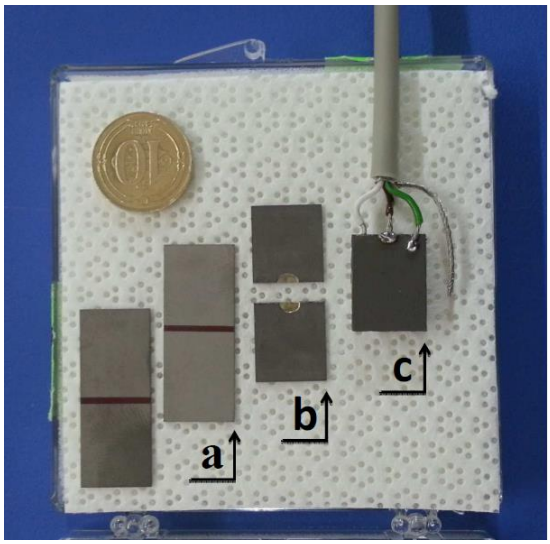
2.1. Elemanların Hazırlanması

Bender-extender deney düzeneği için seçilen piezoseramik elemanların katalog numarası T220-A4-303X and T220-A4-303Y (Piezosystems Inc.) ve katalog boyutları 31.8 mm x 12.7 mm x 0.51 mm'dir (Şekil 1a).

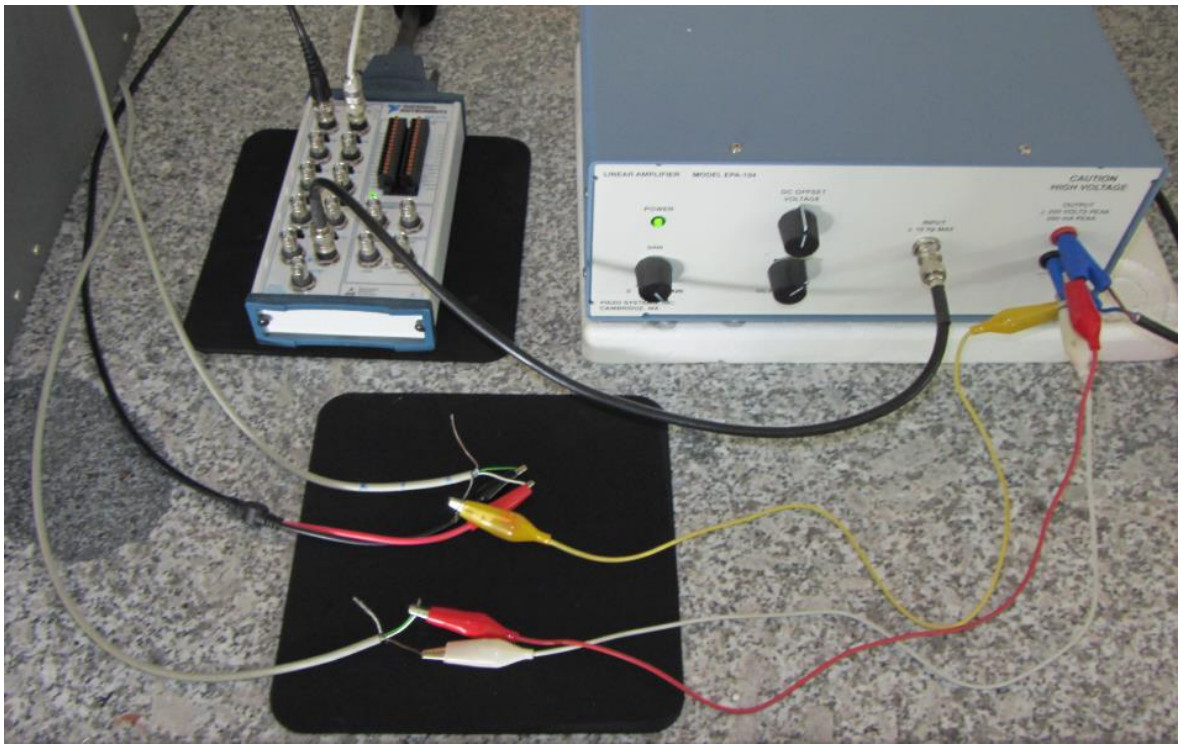
Bilindiği üzere, piezoseramik elemanlara paralel ve seri olmak üzere iki şekilde kablo bağlantısı yapılmaktadır. Seri bağlanmış bir elemanda tahrik voltajı seramik yüzeylere uygulanırken, paralel bağlanmış bir elemanda seramik yüzeylere ve elemanın merkezinde yer alan pirinç katmana uygulanmaktadır. Kayma dalgası gönderen ve/veya alan bir bender eleman üretmek için X ve Y kutuplu elemanların sırası ile seri ve paralel bağlanmış olması gerekir. Sıkışma dalgası gönderen ve/veya alan bir extender eleman üretmek için ise X ve Y kutuplu elemanların sırası ile paralel ve seri bağlanmış olması gerekir (Leong vd, 2009). Eğer X ve Y kutuplu iki piezoseramik eleman üç kablolu konfigürasyon ile bağlanırsa

(Şekil 1c), aynı sistemle hem bender eleman hem de extender eleman deneyi yapılabilir. Bu nedenle hazırlanan elemanların üç kablolu konfigürasyonla bağlanması uygun görülmüştür. Üç kablolu konfigürasyon için elemanın ortasında yer alan pirinç katmana da kablo bağlanması gerekmektedir. Bunun için CNC makinesi yardımı ile eleman modifiye edilmiş ve bu işlemin ardından işaretli yerinden iki parçaya bölünmüştür (Şekil 1b). Ardından da, yukarıda değinildiği üzere üç kablo konfigürasyonu ile bağlanmıştır (Şekil 1c). Deney hücresi içerisindeki her bir elemandan gelen üç adet kablo (2 tanesi seramik yüzeylere ve bir tanesi merkezdeki pirinç katmana kaynaklanmış) Şekil 2'de görülmektedir. Krokodil bağlantı elemanları kullanılarak elemanlar kolaylıkla seri veya paralel olarak bağlanabilmektedir (Şekil 2). Diğer bir deyiş ile, bir piezoseramik eleman kolaylıkla bender elemana veya extender elemana dönüştürülebilmektedir.

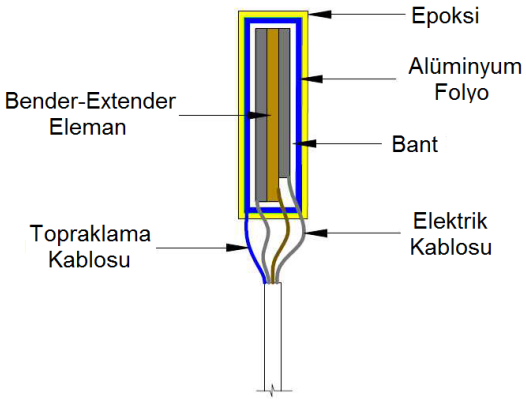
Ölçümlerin ortamdaki elektromanyetik gürültüden etkilenmesini önlemek amacı ile elemanın üzeri alüminyum folyo ile kaplanmıştır. Alüminyum folyo topraklamaya bağlanacağından, bu katmanın elemanın yüzeyine ve kablolara temas etmemesi gerekmektedir. Bu nedenle, alüminyum folyonun kaplanmasından önce elemanın yüzeyi izole bant (duck tape) ile yalıtılmıştır. Elemanın su geçirmezliğini sağlama amacı ile alüminyum tabakanın üzeri ince bir kat epoksi (Devcon 2 Ton Epoxy) ile kaplanmıştır (Şekil 3).



Şekil 1. (a) Piezoseramik eleman (b) Elemanın ikiye kesilmesi ve üç kablolu konfigürasyon için yapılan modifikasyon (c) Bender-extender eleman



Şekil 2. Deney hücresi içerisindeki piezoseramik elemanlardan gelen kablolae ve elemanları paralel veya seri olarak bağlamaya yarayan krokodil bağlantı elemanları



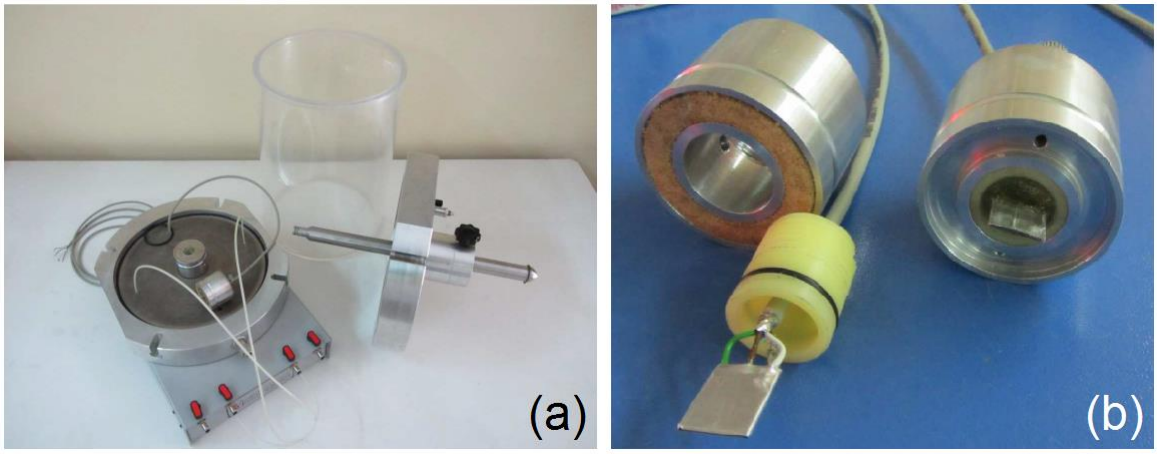
Şekil 3. Bender-extender elemanın kablo konfigürasyonunun ve yalıtımının (ortamdaki elektromanyetik gürültüye ve suya karşı) şematik gösterimi

2.2. İmâl Ettirilen Ekipman

Piezoseramik eleman deneyleri yaygın olarak üç eksenli deney hücresi içerisinde yapılmaktadır (Viggiani & Atkinson, 1995) (Brignoli vd, 1996) (Lings & Greening, 2001) (Leong vd, 2005) (Valle-Molina, 2006) (Leong vd, 2009) (Kumar & Madhusudhan, 2010a) (Kumar & Madhusudhan, 2010b). Bu yöntem, istenilen çevre basınçları altında ve hatta monotonik veya çevrimli kesme sırasında numunenin sıkışma ve kayma dalgası hızlarının ölçümüne olanak sağlamaktadır (Dano vd, 2003) (Baxter vd, 2008). Bu amaç için, bir modifiye üç eksenli deney hücresi ve modifiye deney başlıkları imâl ettirilmiştir (Şekil 4a ve Şekil 4b). Bender-extender eleman plastik silindirik bir yuva içine yerleştirilmiş ve yuva içindeki konumu epoksi yardımı ile sabitlenmiştir (Şekil 5). Ardından, içinde eleman

bulunan yuva modifiye deney başlığın ortasında yer alan silindirik açıklığa yerleştirilmiştir (Şekil 4b).

Deney başlıkları standart olmadığı için poroz taşların da imâl edilmesi gerekmiştir. Deney kumundan (SP) bir miktar 40 no.lu elek altı malzeme alınmış ve ağırlıkça %4 epoksi ile karıştırılarak imâl ettirilen kalıba dökülmüştür. Elde edilen poroz taş (Şekil 4b) üzerinde sabit seviyeli permeabilite deneyi yapılmış ve permeabilite katsayısı $k = 2x10^{-4}$ cm/sn olarak belirlenmiştir.



Şekil 4. İmâl ettirilmiş olan (a) Üç eksenli deneyi hücresi (b) 5 cm çapındaki deney başlıkları, plastik yuva ve poroz taş

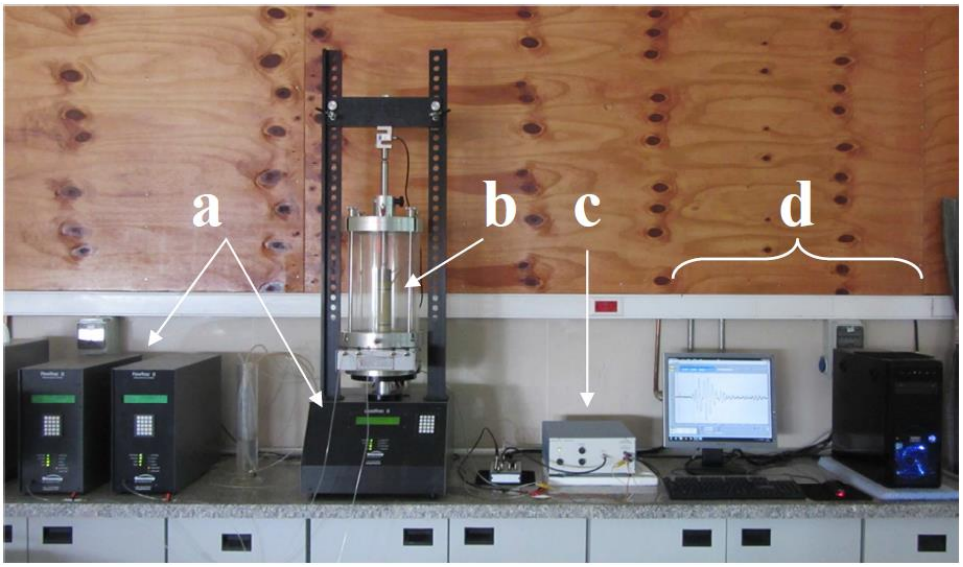
Şekil 5. Plastik yuvaların içine yerleştirilmiş olan bender-extender elemanlar (Sağ taraftaki elemanın yuva içindeki konumu epoksi ile sabitlenmiştir.)

2.3. Amplifikatör ve Veri Toplama Sistemi

Sinyal jeneratörü, osiloskop ve veri toplama görevlerini gören bir bilgisayar donanımı (National Instruments, Kart modeli: PCI-6115) ve yazılımı (LabWIEV programı kullanılarak) hazırlatılmıştır (Şekil 6d). Bu donanım amplitüdü 10 V olan bir sinyal üretebilmektedir. Daha güçlü bir dalga üretebilmek için dalga şeklini bozmadan amplitüdü 20 katına kadar çıkarabilen bir amplifikatör kullanılmıştır (Piezosystems Linear Amplifier EPA-104) (Şekil 6c).

2.4. Yükleme ve Hacim-Basınç Kontrol Sistemleri

Deneyler Geocomp LoadTrac II/FlowTrac II kullanılarak yapılmıştır (Şekil 6a).



Şekil 6. Bender-extender deney düzeneği (a) Yükleme ve hacim-basınç kontral sistemleri (Geocomp LoadTrac II & FlowTrac II) (b) Modifiye üç eksenli deney hücresi (c) Amplifikatör (d) Sinyal jeneratörü, osiloskop ve veri toplama sistemi

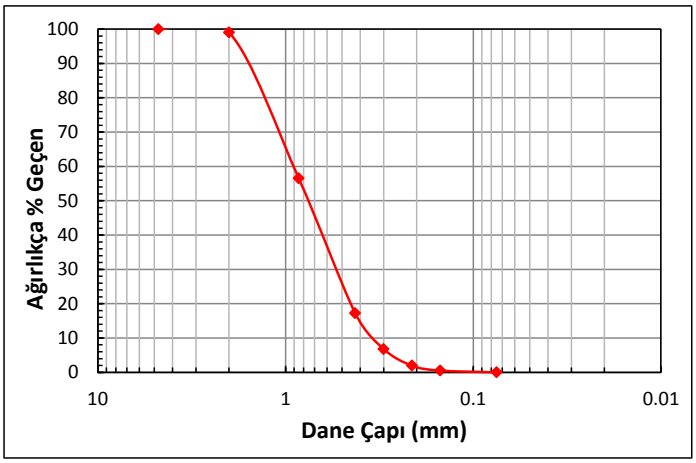
3. DENEYLER

3.1. Deney Kumunun Endeks Özellikleri ve Deney Numunesinin Hazırlanması

Deneylerde kullanılan kum Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemi'ne göre kötü derecelenmiş kumdur (SP). Deney kumunun granülemetri eğrisi Şekil 7'de ve endeks özelikleri Tablo 1'de verilmiştir.

Deney numuneleri özel üretim ayrılabilir kalıp (split mold) içerisinde kuru olarak hazırlanmıştır. Her bir deney numunesinin çapı 50 mm ve boyu 105 mm olup, bender-extender elemanların uçları arasındaki mesafe 85 mm'dir. Numune geometrisinin bozulmasını önlemek amacı ile -ayrılabilir kalıp çıkarılmadan önce- drenaj kanalından 15 kPa büyüklüğünde vakum uygulanmış ve drenaj vanası kapatılmıştır. Deneyler sırasında çevre basıncı 10-15 kPa büyüklüğüne ulaştığı anda drenaj vanası açılarak vakum sıfırlanmıştır.

Yerleşim sıkılığının sıkışma ve kayma dalgası hızları üzerindeki etkisini inceleme amacı ile numuneler üç farklı başlangıç boşluk oranında (e_0 = 0.655 - 0.593 - 0.531; sırası ile D_r = %50 - %70 - %90) hazırlanmıştır.



Şekil 7. Deney kumunun granülometri eğrisi

Tablo 1. Deney kumunun endeks özellikleri

USCS Sınıfı	SP
G_s	2.65
e_{max}	0.81
e_{min}	0.50
D_{50} (mm)	0.76
D_{10} (mm)	0.35
C_u	2.57
C_c	0.92

3.2. Deney Sonuçları

Sıkışma ve kayma dalgası hızları 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa ve 400 kPa izotropik çevre basıncı altında ölçülmüştür. Gönderilen dalgaların giriş frekansı 10 kHz'dir. Verici eleman tarafından gönderilen dalganın alıcı elemana varış süresi ilk pikten pike (first peak-to-peak) yöntemi ile hesaplanmıştır (Şekil 8). Küçük deformasyon düzeyi rijitlik modülleri, G_{max} ve M_{max} sırası ile (1) ve (2) eşitlikleri kullanılarak hesaplanmıştır. Sıkışma ve kayma dalgası hızları ve küçük deformasyon düzeyi rijitlik modülleri ile çevre basıncı arasındaki ilişkiler Şekil 9'da verilmiştir. Sıkışma ve kayma dalgası hızları ve küçük deformasyon düzeyi rijitlik modülleri ile rölatif sıkılık derecesi arasındaki ilişkiler Şekil 10'da verilmiştir.

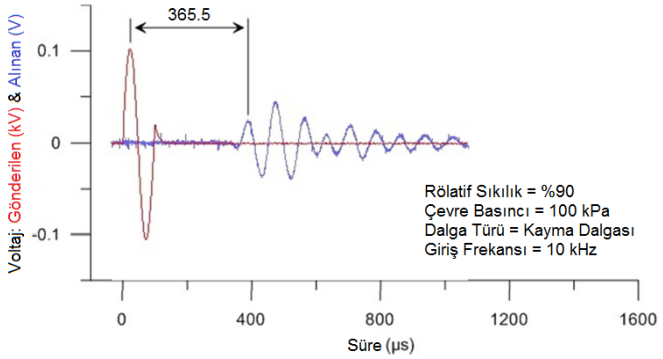
$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (1)$$

$$M_{max} = \rho V_p^2 \quad (2)$$

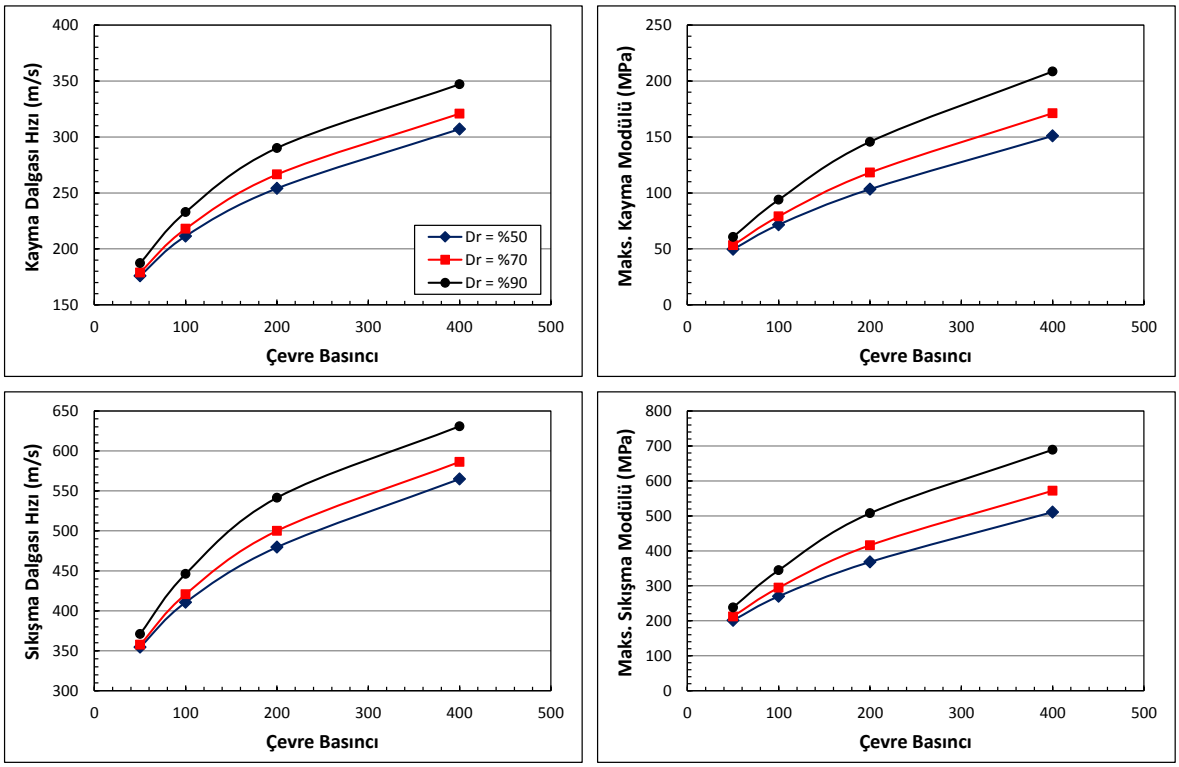
(1) ve (2) eşitlikleri ile verilenler: G_{max} = Maksimum kayma modülü (F/L^2), M_{max} = Maksimum sıkışma modülü (F/L^2), V_s = Kayma dalgası hızı (L/t), V_p = Sıkışma dalgası hızı (L/t), ρ = Kütle yoğunluğudur (M/L^3). Kütle yoğunluğu hesaplanırken uygulanan çevre basıncı altındaki hacim kaybı dikkate alınmıştır. Deneyler kuru numuneler üzerinde yapıldığı için, hücre su hacmindeki değişimin numune hacmindeki değişime eşit olduğu kabul edilmiştir.

Sıkışma ve kayma dalgası hızlarının bilinmesi durumunda, elastisite teorisi dikkate alınarak, zeminin Poisson Oranı (3) eşitliği kullanılarak hesaplanabilmektedir. Poisson Oranı ile çevre basıncı arasındaki ilişkiler Şekil 11a'da verilmiştir. Poisson Oranı ile rölatif sıkılık derecesi arasındaki ilişkiler Şekil 11b'de verilmiştir.

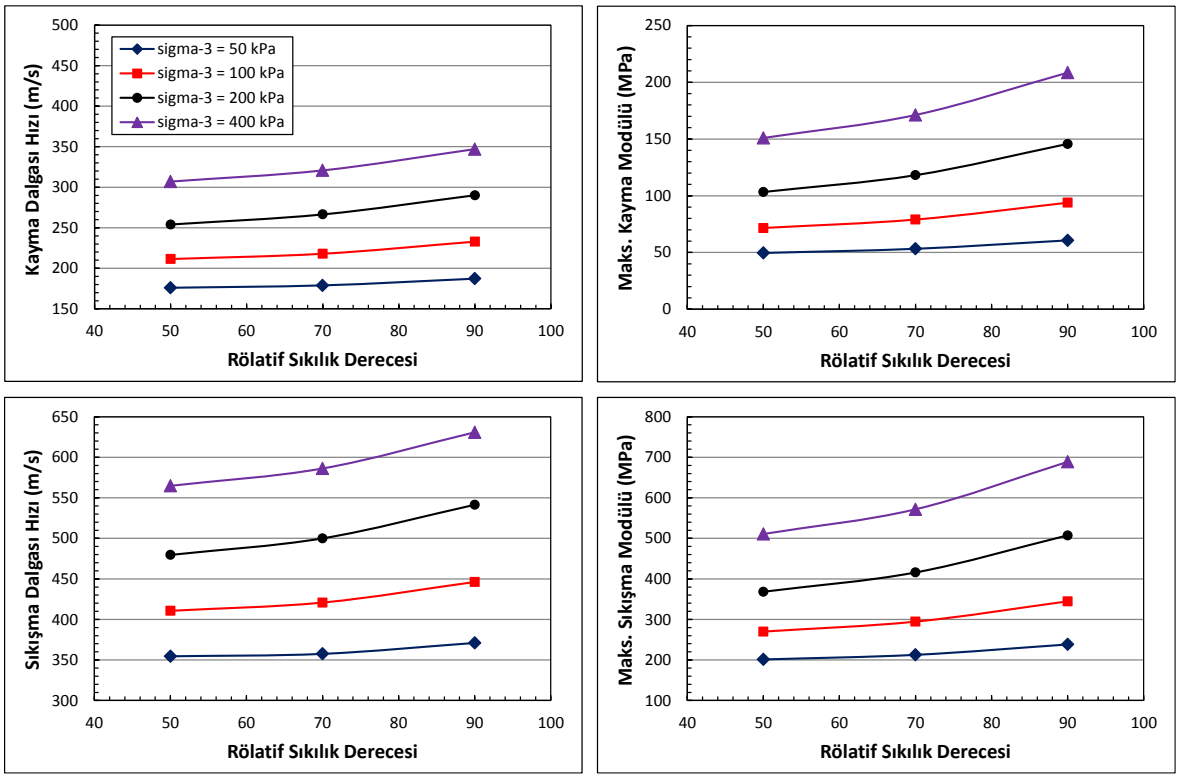
$$\nu = \frac{2 - \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2}{2 - 2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2} \tag{3}$$



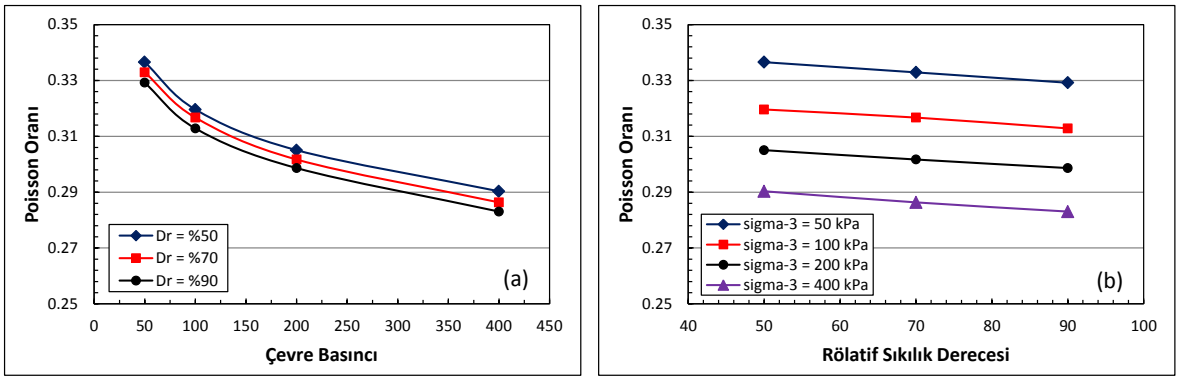
Şekil 8. İlk pikten pike yöntemi (first peak-to-peak method) ile dalga varış süresinin hesaplanması



Şekil 9. Sıkışma ve kayma dalgası hızları ve küçük deformasyon düzeyi rijitlik modülleri ile çevre basıncı arasındaki ilişkiler



Şekil 10. Sıkışma ve kayma dalgası hızları ve küçük deformasyon düzeyi rijitlik modülleri ile rölatif sıkılık derecesi arasındaki ilişkiler



Şekil 11. Poisson Oranı ile (a) Çevre basıncı (b) Rölatif sıkılık derecesi arasındaki ilişkiler

4. SONUÇLAR

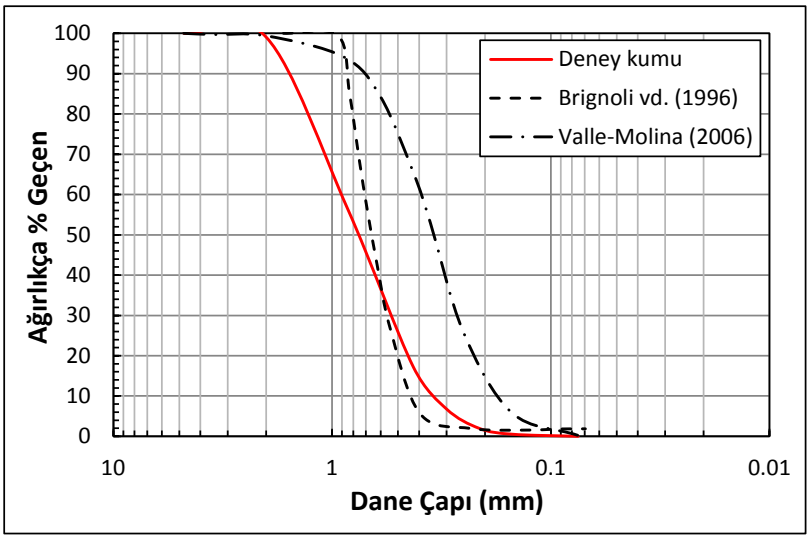
Bu çalışmada, Yıldız Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda zeminlerin küçük deformasyon düzeyinde rijitliklerinin belirlenmesi amacı ile kurulan bender-extender deney düzeneğinin tanıtımı amaçlanmıştır. Bu amaçla,

- Bir piezoseramik elemanın hem bender eleman hem de extender eleman olarak işlev görebilmesi için yapılması gereken işlemler (elemanın ortasında yer alan pirinç katmana kablo bağlanabilmesi için CNC makinesi yardımı ile elemanın modifikasyonu + üç kablolu konfigürasyon)
- İmâl ettirilmesi gereken ekipman (üç eksenli deney hücresi, alt ve üst başlıklar, poroz taş, ayrılabilir kalıp)
- Sinyal jeneratörü, osiloskop ve veri toplama sistemi olarak işlev gören bilgisayar donanım + yazılım anlatılmıştır.

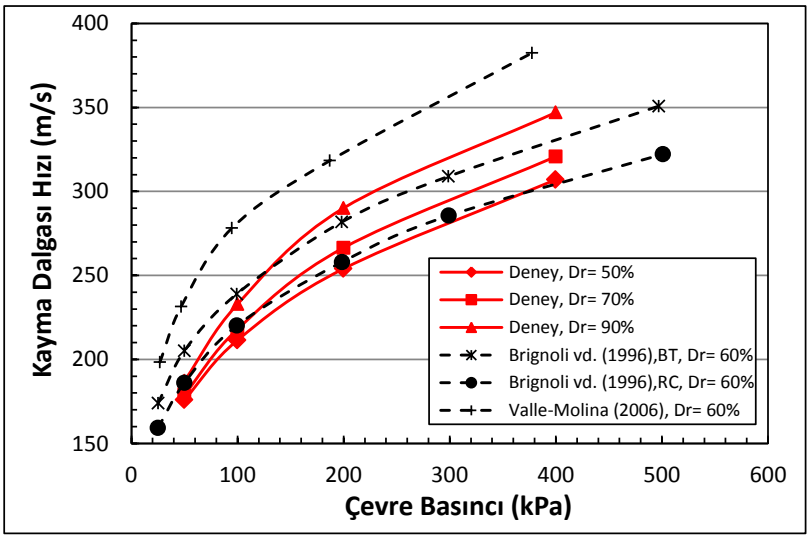
Deney düzeneğinin tanıtılmasının ardından, granülometri eğrisi Şekil 7'de ve endeks özellikleri Tablo 1'de verilen kum üzerinde yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar paylaşılmıştır. Özet olarak –beklenildiği üzere– ;

- Efektif çevre gerilmesi arttıkça sıkışma ve kayma dalgası hızlarının arttığı (Şekil 9)
- Rölatif sıkılık derecesi arttıkça sıkışma ve kayma dalgası hızlarının arttığı (Şekil 10)
- Efektif çevre gerilmesi arttıkça Poisson Oranı'nın azaldığı (Şekil 11a)
- Rölatif sıkılık derecesi arttıkça Poisson Oranı'nın azaldığı (Şekil 11b) görülmüştür.

Deney düzeneğinin kalibre olduğunu kanıtlama amacı ile deney sonuçları uluslararası alanda kabul görmüş bazı çalışmalarda (Brignoli vd, 1996; Valle-Molina, 2006) elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Kumların granülometri eğrileri Şekil 12'de, kayma dalgası hızı ile çevre basıncı arasındaki ilişkiler ise Şekil 13'te karşılaştırılmıştır. Literatür taranmış ancak sıkışma dalgası hızları ile karşılaştırılacak veri bulunamamıştır.



Şekil 12. Deney kumu ile karşılaştırılan kumların granülometri eğrileri



Şekil 13. Elde edilen kayma dalgası hızlarının önceki çalışmalarda elde edilen değerler ile karşılaştırılması

Şekil 13'te verilen karşılaştırmada görüldüğü üzere elde edilen kayma dalgası hızları ile önceki çalışmalarda elde edilen kayma dalgası hızları ile uyumludur.

5. TEŞEKKÜR

Bu çalışma Yıldız Teknik Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinatörlüğü tarafından desteklenmiştir (Proje No: 2011-05-01-KAP03 ve 2012-05-01-YL01).

KAYNAKLAR

Baxter, C., Bradshaw, A., Green, R., and Wang, J. (2008). "Correlation between Cyclic Resistance and Shear-Wave Velocity for Providence Silts." J. Geotech. Geoenviron. Eng., 134(1), 37–46.

Brignoli, E. G. M., Gotti, M. and Stokoe, K. H. (1996). "Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers". Geotechnical Testing Journal 19(4): 384–397.

Dano, C., Hocine Hareb and Pierre Y. Hicher (2003). "Characterization of Loire River Sand in the Small Strain Domain using New Bender-Extender Elements". 16th ASCE Engineering Mechanics Conference.

Jovicic, V. and Coop, M. R. (1997). "Stiffness of Coarse-Grained Soils at Small Strains". Géotechnique 47(3): 545–561.

Kumar, J. and Madhusudhan, B. N. (2010a). "A Note on the Measurement of Travel Times using Bender and Extender Elements". Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30: 630–634.

Kumar, J. and Madhusudhan, B. N. (2010b). "Effect of Relative Density and Confining Pressure on Poisson's Ratio from Bender and Extender Elements Tests". Géotechnique 60(7): 561–567.

Leong, E. C., Yeo, S. H. and Rahardjo, H. (2005). "Measuring Shear Wave Velocity using Bender Elements". Geotechnical Testing Journal 28(5): 488–498.

Leong, E.C., Cahyadi, J. and Rahardjo, H. (2009). “Measuring Shear and Compression Wave Velocities of Soil using Bender–Extender Elements”, Can. Geotech. J. 46: 792–812.

Lings, M. L. and Greening, P. D. (2001). “A Novel Bender/Extender Element for Soil Testing”. Géotechnique, 51(8): 713–717.

Shirley DJ. An improved shear wave transducer. Journal of the Acoustical Society of America 1978;63(5):1643–5.

Valle-Molina, C. (2006). “Measurements of Vp and Vs in Dry, Unsaturated andS sand Specimens with Siezoelectric Transducers”. PhD Thesis/dissertation. The University of Texas at Austin, Faculty of the Graduate School.

Viggiani, G. and Atkinson, J. H. (1995). “Interpretation of Bender Element Tests”. Géotechnique, 45(1): 149–154.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

HEYELANA MARUZ BİR YOL DOLGUSUNUN SONLU ELEMANLAR DESTEKLİ ANALİZİ

FINITE ELEMENTS ANALYSIS OF A ROAD EMBANKMENT EXPOSED TO LANDSLIDE

Ali Gürbüz AKSU[1] **Soner UZUNDURUKAN[2]** **S. Nilay KESKİN[3]**

Turan Selçuk GÖKSAN[4]

ABSTRACT

Soil improvement and landslide retention studies which were made by General Directorate of Highways for prevention of Kazak landslide occuring at Isparta –Derebogazi –Antalya hihgway were considered in this study. Results of their works were analyzed with the Plaxis finite elements software. The performance of the existing retention system against different earthquake effects were investigated by performing dynamic analysis.
Keywords: Landslide, Stability Analysis, Earthquake, Finite Elements Method

ÖZET

Bu çalışmada, Isparta-Dereboğazı-Antalya Karayolunda meydana gelen Kazak heyelanının önlenebilmesi amacıyla Karayolları Genel Müdürlüğü (KGM) tarafından yürütülmüş olan iyileştirme ve destekleme çalışmaları dikkate alınmıştır. Bu çalışmaların sonuçları, Plaxis 2D sonlu elemanlar programı kullanılarak irdelenmiş, dinamik analizler yapılarak mevcut iyileştirmenin farklı deprem etkileri karşısındaki performansı araştırılmıştır.
Anahtar Kelimeler: Heyelan, Stabilite Analizleri, Deprem, Sonlu Elemanlar Metodu

1. GİRİŞ

Isparta'yı Antalya'ya bağlayan Isparta-Dereboğazı Antalya karayolunun Km:25+400-25+600 arasındaki dolguda 1995 yılında, yaklaşık 3-4 cm genişliğinde çatlamalar ve 5-10 cm mertebelerinde oturmalar meydana gelmiştir. Bu deformasyonları önlemek amacıyla Karayolları Genel Müdürlüğü (KGM) tarafından enjeksiyon çalışmaları yapılmıştır. Ancak, iyileştirme çalışmalarının yapıldığı bu bölgede 1998 yılında meydana gelen aşırı yağışlar sonrası yaklaşık 100 m' lik vadi boyunca yeniden heyelanların oluştuğu hatta bazı kısımlarda yaklaşık 10-15 mt 'lik kot kayıplarının meydana geldiği belirlenmiştir.

Heyelan sonrası KGM tarafından bölgede yapılan incelemeler sonucunda mobilize olan kütlenin taban kısmının yol yapım çalışmaları öncesinde yarmalardan çıkan kireç taşı

[1] İnş. Müh.,Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, aksualigurbuz@gmail.com
[2] Yrd. Doç. Dr.,Süleyman Demirel Üniversitesi, soneruzundurukan@sdu.edu.tr
[3] Prof. Dr., Süleyman Demirel Üniversitesi, nilaykeskin@sdu.edu.tr
[4] Yrd. Doç. Dr.,Süleyman Demirel Üniversitesi, turangoksan@sdu.edu.tr

bloklarının eğimi oldukça yüksek yamaçtan aşağı atılarak kontrolsüz dolgu yapıldığı ve sonraki yıllarda projeli çalışmaların bu kontrolsüz dolgu üzerinde uygulandığı tespit edilmiştir.

Sondaj çalışmalarında ana kayanın Peridodit–Serpantinlerden oluştuğu belirlenmiştir. Kireç taşlarından boşalan yer altı sularının yamaç molozları içerisinden süzülerek geçirimsiz durumdaki serpantin ve bunun ayrışması sonucu oluşan killi seviyeler üzerinde hareket ettiği anlaşılmıştır. Belirtilen nedenlerden dolayı, dolgu yükünün oldukça fazla olması ve aşırı yağışların da etkisi ile yamaç molozu ve üzerindeki dolgu hareket etmiştir. Bu görüşler, yerinde yapılan gözlemler ve incelemeler doğrultusunda, Karayolları 13.Bölge Müdürlüğü tarafından, dolgu stabilitesinin sağlanması için ankrajlı kazıklı bir destek yapısı projelendirilmiştir. Ayrıca duvar altında yer alan şevin uzun vadede ve deprem durumlarında yeterli güvenliğe ulaşması için bir topuk dolgusu tasarlanmıştır (Temson, 1996; KGM, 1999; Çalışan 2000a-b).

Bu çalışmada, mevcut (2003 yılında tamamlanan rehabilitasyon çalışmaları sonrası) durum itibari ile heyelana maruz kalan kütlenin ve destek yapısının iki farklı dinamik yükleme altındaki performansı araştırılmıştır.

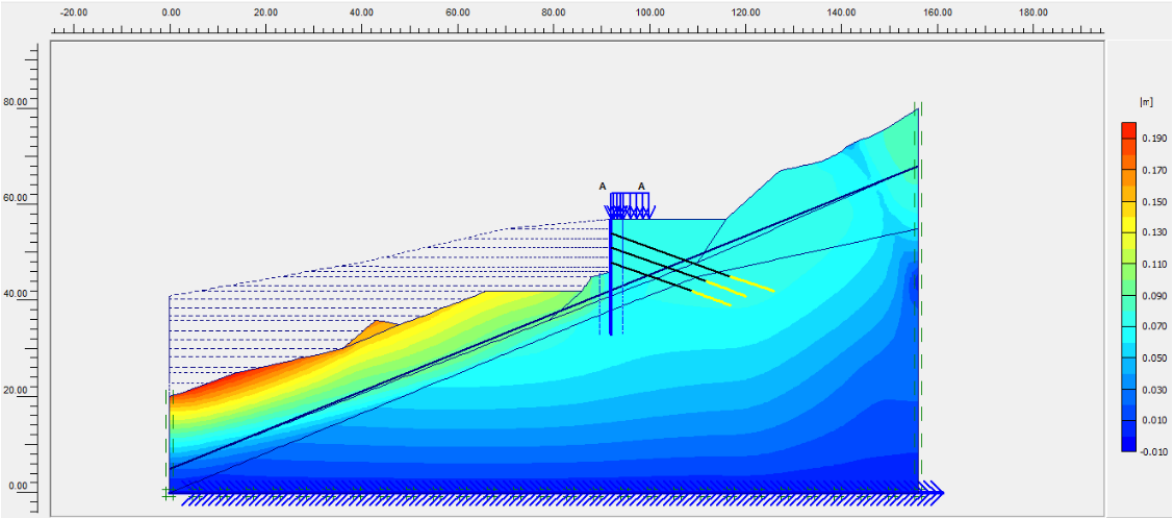
2. MODELLEME VE YÖNTEM

Bu çalışma kapsamında Isparta Dereboğazı-Antalya Karayolunun Km:25+400-25+600 arasında meydana gelen heyelanın engellenmesi amacıyla KGM tarafından 2003 yılına kadar yapılan çalışmalar özetlenmiştir. Söz konusu saha 1. Derece deprem bölgesindedir. Yaklaşık on yıldır hizmet veren destek sisteminin, deprem durumundaki performansı Plaxis 2D sonlu elemanlar yazılımıyla incelenmiştir. Heyelan bölgesi ve yapılan destek sistemi (Heltaş, 2013) Şekil 1' de görülmektedir.

Şekil 1. Heyelan bölgesi ve uygulanan destek sistemi

2.1. Sonlu Elemanlar Modeli

Mevcut destek yapısının farklı deprem yüklemeleri altındaki durumunun incelenmesi amacıyla Plaxis Programı ile stabilite analizleri yapılmıştır. Sonlu elemanlar modellerinde 120 cm aralıkla, 100cm çapında kazıklardan teşkil edilen 3 sıra ankrajlı destek yapısı incelenmiştir. Ankraj kuvveti 250 kN/m olarak seçilmiştir. Analizlerde kullanılan model Şekil 2' de sunulmuştur.



Şekil 2. Sonlu elemanlar analizinde kullanılan model

2.2. Kullanılan Zemin Parametreleri

Heyelana ait daha önce KGM tarafından yapılan çalışmalarda heyelanın kontrolsüz olarak teşkil edilen dolgunun, serpantin üzerinde yer alan killeşmiş bir tabaka üzerinde kayması ile meydana geldiği ifade edilmektedir. Bu çalışmalarda heyelanlı bölgede gerçekleştirilen sondajlarda zeminin bloklu yapısı nedeniyle örselenmemiş zemin numunesi alınamadığı ve SPT yapılamadığı belirtilmektedir. Bu nedenle heyelana maruz kalan kütle ve kayma yüzeyindeki zemin parametrelerinin belirlenmesine yönelik bir sonuç mevcut değildir. Ancak KGM tarafından Slope-W programı kullanılarak yapılan geri hesaplamalar sonucunda kayma yüzeyindeki zemin parametreleri c=2kPa; $\varphi=16.5^0$ olarak belirlenmiştir (KGM, 1999). Analizlerde Mohr – Coulomb zemin modeli kullanılmıştır. Kullanılan tasarım parametreleri Tablo 1 de verilmiştir.

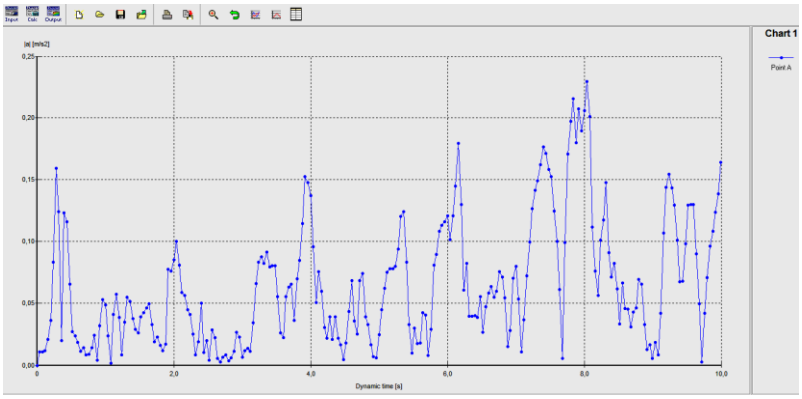
Tablo 1. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri

Zemin Tipi	γ_n (kN/m^3)	c (kPa)	Φ (^{0})	E_{ref} (MPa)
Dolgu	19	2	32	30
Kil	19	2	16.5	50
Kireçtaşı	20	30	42	300
Serpantin	20	30	42	150

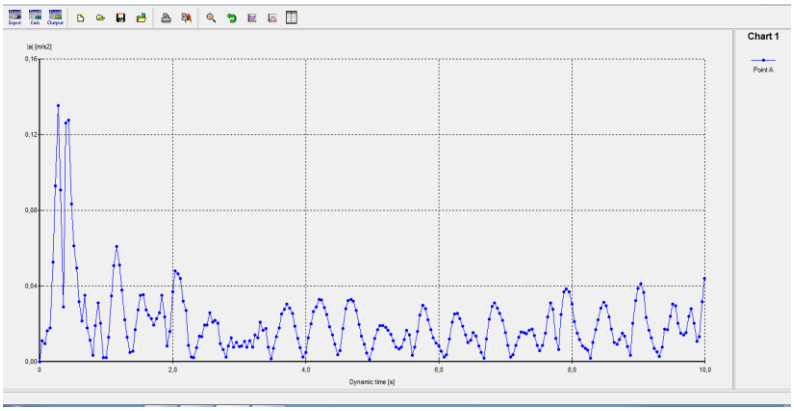
2.3. Dinamik Analizlerde Kullanılan Deprem Verileri

Dinamik analizlerde 28.09.2004 tarihinde saat 17:15'te meydana gelen Parkfield-California (Mw = 6.0) depremi ile 04.04.2010 tarihinde saat 22:40'ta meydana gelen Sierra El Mayor-Mexico (Mw=7.2) depremlerinin kayıtları kullanılmıştır. İlgili depremlere ait

ivme kayıtları Amerikan Jeolojik Araştırma Kurumu (USGS) web sayfasından alınmıştır (USGS, 2013a-b). Parkfield (2004) depreminin ivme kaydı Şekil 3' te, Sierra El Mayor (2010) depreminin ivme kaydı Şekil 4'te verilmiştir.



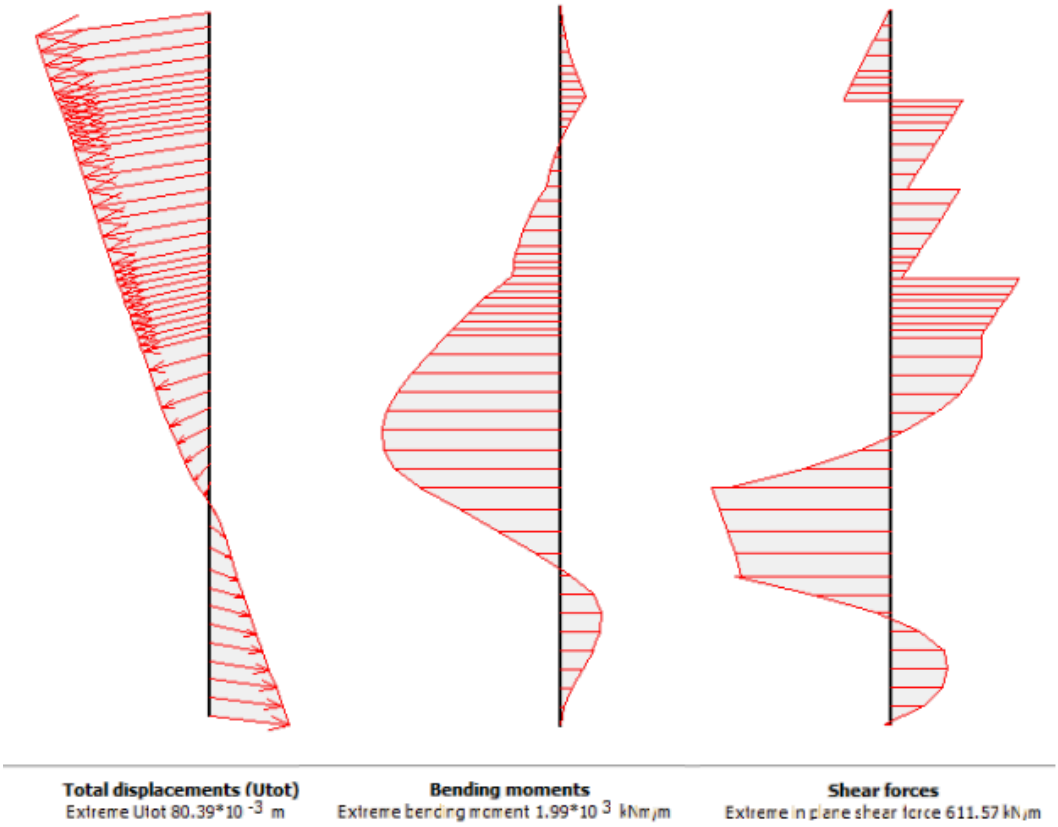
Şekil 3. California Parkfield (2004) depreminin ivme kaydı



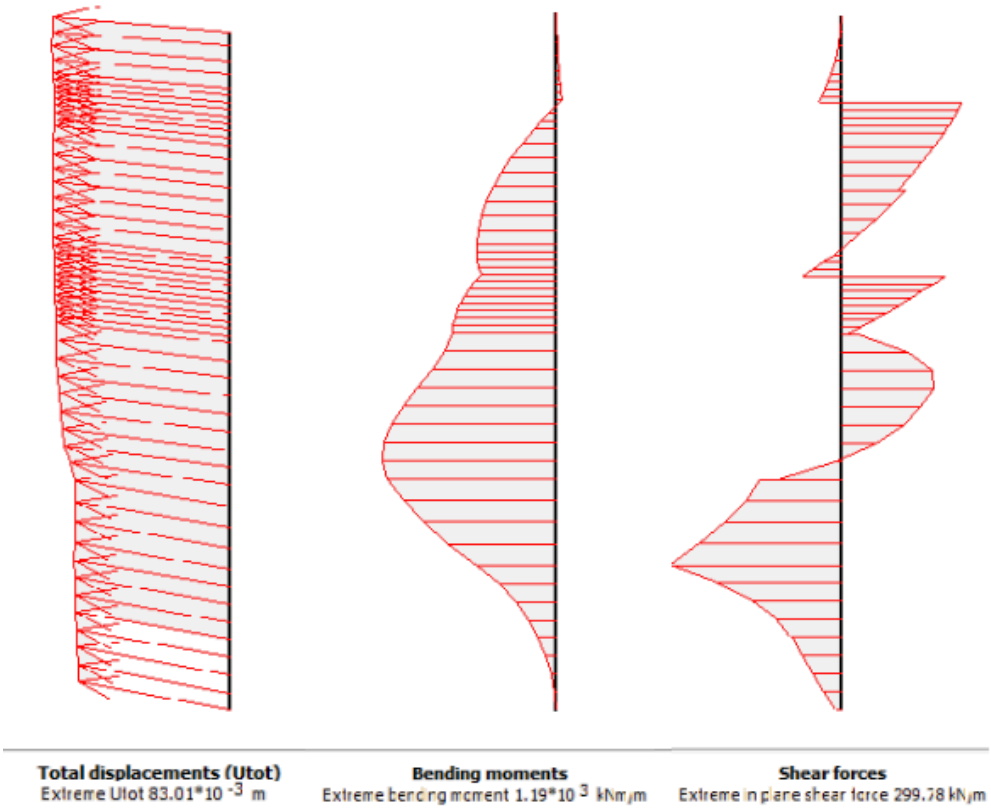
Şekil 4. Sierra El Mayor (2010) depreminin ivme kaydı

3. ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Mevcut destek sisteminin iki farklı deprem yüklemesi altındaki davranışı Plaxis 2D programı ile incelenmiştir. Parkfield (1994) depremi ivme kaydı kullanılarak elde edilen toplam deplasman, eğilme momenti ve kesme kuvveti grafikleri, sırasıyla Şekil 5 'te görülmektedir. Sierre el Mayor (2010) depremi ivme kayıtları için elde edilen grafikler Şekil 6' da verilmiştir.



Şekil 5. Parkfield (1994) depremi için toplam deplasman, eğilme momenti ve kesme kuvvetinin değişimi



Şekil 5. Sierra el Mayor (2010) depremi için toplam deplasman, eğilme momenti ve kesme kuvvetinin değişimi

İki farklı dinamik yükleme durumu için elde edilen ekstrem deplasman, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri Tablo 1' de özetlenmiştir.

Tablo 1. İki farklı dinamik yükleme durumunda ekstrem deplasman ve gerilme değerleri

Dinamik Yükleme	Ekstrem Toplam Deplasman (mm)	Ekstrem Kesme Kuvveti (kN/m)	Ekstrem Eğilme Momenti (kNm/m)
Parkfield (1994)	80.39	611.57	1990
Sierra el Mayor (2010)	83.01	299.38	1190

Tablodan görülebileceği gibi, destek sistemi üzerinde uygulanan dinamik analizlerde Parkfield (1994) depremi (Mw 6.0) için ekstrem deplasman 80.39 mm iken Sierra el Mayor (2010) depremi (Mw 7.2) için bu değer 83.01 mm olarak hesaplanmıştır. İki depremin büyüklükleri arasında ciddi bir farklılık olmasına rağmen, bu depremlerden kaynaklanan ekstrem deplasmanlar arasındaki fark 2.62 mm gibi küçük bir değer olarak hesaplanmıştır. Bu durumun ankrajların çalışmasından kaynaklandığı düşünülebilir. Hesaplanan güvenlik sayıları destek sisteminin her iki yükleme durumu için güvenli olduğunu göstermektedir.

4.SONUÇLAR

Çalışmada, Isparta-Dereboğazı-Antalya Karayolunun 25+400-25+600 kilometreleri arasındaki heyelanının önlenebilmesi amacıyla KGM tarafından 1995 – 2003 yılları arasında yürütülmüş olan iyileştirme ve destekleme çalışmaları dikkate alınmıştır. Söz konusu sahadaki heyelanı engellemek için uygulanan destek sisteminin deprem performansının incelemek amacıyla Plaxis yazılımıyla dinamik analizler yapılmıştır. Bu analizlerde 6.0 büyüklüğündeki Parkfield (1994) depremine ve 7.2 Sierra El Mayor (2010) ait ivme kayıtları kullanılmıştır. Her iki deprem yüklemesi için destek sisteminde meydana gelecek deplasmanlar hesaplanmış ve güvenlik sayıları belirlenmiştir. Hesaplanan güvenlik sayıları destek sisteminin her iki yükleme durumu için güvenli olduğunu göstermektedir.

KAYNAKLAR

Çalışan, O (2000a), "Isparta – Dereboğazı – Antalya Yolu Km:25+313 – 25+673 Kazak 2 Heyelanı Önleme Projesi"

Çalışan, O (2000b), "Isparta – Dereboğazı – Antalya Yolu Km:25+400 – 25+600 Kazak 2 Reabilitasyon Projesi Raporu"

Heltaş (2013)," Baladiz-Isparta (Antalya-Manavgat) Ayr. Yolu Kazak II Tüneli Tesviye Sanat Yapilari ve Üst Yapi Işleri", http://www.heltas.com.tr/proje-47/baladiz-isparta-antalya-manavgat-ayr-yolu-kazak-ii-tuneli-tesviye-sanat-yapilari-ve-ust-yapi-isleri.php adresinden adresinden 01.09.2013 tarihinde erişilmiştir.

Karayolları Genel Müdürlüğü (1999), "Isparta – Dereboğazı – Antalya Yolu Kazak Heyelanı Temel Sondaj Raporu", KGM Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı.

Temson (1996), "Isparta – Antalya Karayolu Km: 25+375 - 25+530 Şev İyileştrme Projesi", Temson Son. İnş.Taah. Tic.ve San Ltd. Şti, Ankara.

USGS (2013a), "Parkfield California Earthquake Data", http://nsmp.wr.usgs.gov/data_sets/20040928_1715.html adresinden 01.09.2013 tarihinde erişilmiştir.

USGS (2013b), Parkfield California Earthquake Data", http://nsmp.wr.usgs.gov/data_sets/20100404_2240.html adresinden 01.09.2013 tarihinde erişilmiştir.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ÇOKLU ANKRAJ PLAKALARININ KUM ZEMİNLERDEKİ ÇEKME KAPASİTESİNİN İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF PULLOUT CAPACITY OF MULTI ANCHOR PLATES IN SAND

Ahmet DEMİR[1] Bahadır OK[2] Mustafa LAMAN[3] Baki BAĞRIAÇIK[4] Talha SARICI[5] Gökhan ALTAY[6]

ABSTRACT

Geotechnical engineering studies have been conducted on uplift forces of foundations, especially for last 45 years, and design criterias are being developed on the uplift forces of foundations. Previous studies that are related with uplift forces on fundamental systems, are less than the studies on fundamental systems subjected to pressure. In this study, uplift capacity of multiple anchor plates embedded in sand was investigated by conducting model tests. Plate anchors 5 cm in diameter with a thickness of 1 cm were used in the tests. The parameters investigated for the uplift capacity of anchor plates were distance between the plates and embedment ratio of the plates and density of the sand. As a result of the experimental study, it is observed that uplift capacity is effected substantially from anchor embedment ratio and distance between the plates and density of the sand. On the other hand anchor uplift capacity of the system is increased by the decrease of distance between the double anchors.

Key Words: Uplift Capacity, Multiple Anchors, Embedment Ratio

ÖZET

Geoteknik mühendisliğinde, son 45 yıldır temellerin çekme (uplift) kuvvetleri ile ilgili çalışmalar yer almakta olup, konu ile ilgili dizayn kriterleri geliştirilmektedir. Çekme temel sistemleri üzerine yapılan çalışmalar, basınç üzerine yapılan çalışmalara kıyasla oldukça azdır.Bu çalışmada, kum zeminlere gömülü çoklu ankraj plakalarının çekme kapasitesi model deneyler yapılarak araştırılmıştır.Ankraj plakası olarak 1 cm kalınlığında 5 cm çapında metal rijit plakalar kullanılmıştır. Model deneylerde kumun sıkılığı, ankrajların gömülme oranı ve ankraj

[1] Yrd.Doç. Dr. Ahmet DEMİR, Osmaniye Korkut Ata Ünv. İnşaat Müh. Böl., ahmetdemir@osmaniye.edu.tr
[2] Arş.Gör. Bahadır OK, Adana Bilim ve Teknojoji Ünv. , İnşaat Müh. Böl., bahadirok@adanabtu.edu.tr
[3] Prof. Dr. Mustafa LAMAN, Çukurova Ünv. İnşaat Müh. Böl., mlaman@cu.edu.tr
[4] Arş. Gör. Baki BAĞRIAÇIK, Çukurova Ünv. İnşaat Müh. Böl., bbagriacik@cu.edu.tr
[5] Arş.Gör. Talha SARICI, İnünü Ünv., İnşaat Müh. Böl., talha.sarıcı@inomu.edu.tr
[6] Arş.Gör. Gökhan ALTAY, Osmaniye Korkut Ata Ünv., İnşaat Müh. Böl., gokhanaltay@osmaniye.edu.tr

plakalarının birbirlerine olan uzaklığının çekme kapasitesine etkisi incelenmiştir. Yapılan çalışma sonucunda kumun sıkılığı, ankrajların gömülme oranı ve ankraj plakaları arasındaki mesafenin çekme kapasitesini önemli ölçüde değiştirdiği görülmüştür. Ayrıca çift ankrajlı sistemde ankrajlar arası mesafe azaldıkça çekme kapasitesinin arttığı görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Çekme Kapasitesi, Çoklu Ankraj, Gömülme Oranı

1. GİRİŞ

Günümüzdeki teknolojik gelişmeler büyük ölçekli yapıların inşa edilebilmesinin önünü açmıştır. Bu tip yapılarda, yapıdan zemine aktarılacak yüklerin çok büyük değerlere ulaşması temel sistemlerinin yeniden değerlendirilmesi ihtiyacını ortaya çıkarmaktadır. Genellikle bu tip büyük ölçekli yapıların temel sistemlerinin çözümünde yüzeysel temeller yetersiz kalmaktadır. Böylesi durumlarda kazık temel sisteminin seçilmesi zorunluluğu ortaya çıkmaktadır.
Kazık temeller genellikle basınç yükleri altında çalışırlar. Fakat bazı durumlarda da çekme kuvvetine maruz kalmaktadırlar. Bu durum özellikle yüksek; gerilim hatları (Şekil 1.1), haberleşme kuleleri (radyo ve televizyon kuleleri vb.), uzun fabrika bacaları, deniz platformları (deniz yüzeyinde yapılmış rıhtım yapıları, su altındaki platformlar ve dalgakıran yapıları gibi yapılar) (Şekil 1.2), otoban ve demiryollarındaki işaret levhaları ve reklam panolarını taşıyan direkler ve boru hatları gibi özel yapıların tasarımını yakından ilgilendirmektedir.
Bu çalışmada kum zeminlere gömülü çoklu ankraj plakalarının çekme kapasitesi model deneylerle incelenmiştir. Ankraj plakası olarak metalden imal edilen 5 cm çapındaki ankraj plakaları kullanılmıştır. Model deneylerde kumun sıkılığı, ankrajların gömülme oranı ve ankraj plakalarının birbirlerine olan uzaklığının çekme kapasitesine etkisi incelenmiştir.

Şekil 1.1 - Yüksek Gerilim Hatları

Şekil 1.2 - Deniz platformu

2.ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Balla (1961) ’de kuma gömülü ankraj plakalarının yenilme yüzeyinin daire yayları seklinde olduğu kabul edilmiştir vetemelin nihai çekme kapasitesinin, yenilme bölgesindeki temel ve zemin ağırlığı ile yenilme yüzeyi boyunca oluşan kayma dayanımının toplamından oluştuğu varsaymıştır. Balla (1961) ’de temel malzemesinin birim hacim ağırlığı ile zemin birim hacim ağırlıklarının yaklaşık aynı olduğu varsayılarak, dairesel bir temelin nihai çekme kapasitesini hesaplamıştır(Demir 2006).

Meyerhof ve Adams (1968) nihai çekme kapasitesi Qu'ya eşit olan B genişlikte bir sürekli temel tanımlamışlardır. Bu teoride nihai yük altında zemindeki yenilme yüzeyinin yatayla bir α açısı yaptığını ve α açısının büyüklüğünün ise, sıkışmadaki rölatif sıkılık ve zeminin içsel sürtünme açısı gibi birçok faktöre bağlı olduğunu belirtmişlerdir (Das, 1999)(Bildik 2011).
Vesic (1965); yarı sonsuz, homojen izotropik bir katı cismin (zemin) yüzeyine yakın, küresel bir boşluğun genişleme-göçme yükü problemi üzerine çalışmıştır. Vesic (1971), sığ dairesel temellerin nihai çekme kapasitesini hesaplamak için 1965'teki çalışmasını dikkate alarak, zemin yüzeyinin altında bir Df derinliğinde yer alan B çapındaki dairesel bir temeli ele almıştır. Zeminin birim ağırlığı ile temelin birim ağırlığının yaklaşık aynı olduğu kabul edilmiştir (Das,1999).
Saeedy (1987), kuma gömülü dairesel temellerin nihai çekme kapasitesi için bir teori önermiştir. Bu teoride yenilme yüzeyinin izlediği yol, logaritmik bir eğrinin yayı olarak kabul edilmektedir. Bu teoriye göre, sığ temeller için yenilme yüzeyi zemin yüzeyine kadar uzamakta iken, derin temeller için (Df>Df (cr)) yenilme yüzeyi yalnızca temel üzerindeki Df(cr) mesafesine kadar uzamaktadır. Saeedy (1987) temel olarak bu teoride, Df/B oranı ve Qu'nun değişik değerleri için nihai çekme kapasitesini boyutsuz bir kopma faktörü olarak ortaya koymaktadır. Bu kopma faktörünün kumun rölatif sıkılığına bağlı olarak değiştiğini ileri sürmüştür (Das, 1999).
Krishnaswamy ve Parashar (1991)'de su altında geosentetikle güçlendirilmiş kum yatağına gömülü ankraj plakalarının çekme davranışı üzerinde çalışmışlardır. Ayrıca Krishnaswamy ve Parashar (1994)'te güçlendirilmiş ve güçlendirilmemiş kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlere gömülü 60mm çapındaki dairesel plakalar ile genişliği 53mm uzunluğu ise, 23,8-53,0mm arasında değişen dikdörtgen plakaların çekme davranışı üzerinde araştırmalar yapmışlardır. Sonuçta geokompozitle güçlendirme, geogrid ve geotekstil ile güçlendirmeden daha yüksek çekme dayanımı vermiştir. Ayrıca güçlendirme elemanı ankraj plakasının hemen üstüne koyulduğunda, çekme kapasitesinin maksimum olduğu bulunmuştur. (Demir 2006)
E.A. Dickin ve ark. (2007) Çalışmalarında kuma gömülmüş şerit ankrajların çekme kapasitesini santrifüj ve nümerik olarak incelemişlerdir. Kumun sıkılığı ve ankrajın gömülme oranının artmasıyla maksimum çekme direncinin arttığı bulunmuştur. PLAXIS kullanılarak oluşturulan sonlu elemanlar modeli ve santrifüj deneyleri sonuçlarının gömülme oranı 6 ya kadar uyumlu olduğu daha derin durumlarda sapmalar olduğu bulunmuştur. Ayrıca PLAXIS sonuçlarına göre kopma faktörleri hesaplanmıştır.
V. N. Khatri ve ark. (2011) Çalışmalarında şerit ankrajlarda ankraj genişliğinin, düşey çekme direnci üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Ankraj granüler ortama yatay bir şekilde gömülmüştür. Analizi alt sınır sonlu elemanlar sınır analizi ve doğrusal programlama kullanılarak yapmışlardır. Ankraj genişliğindeki (B) azalma için iyileştirme faktörünün (Fg) sürekli arttığı ve ortalama nihai iyileştirme basınçı (qu) oldukça önemli ölçüde azaldığı bulunmuştur. Ölçek etkisinin büyük gömülme oranlarında daha belirgin hale geldiği kayıt edilmiştir.
S.Bildik ve ark. (2011) Çalışmalarında kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesini model deneyler yaparak araştırmışlardır. Model deneylerde, temel boyutu, temel geometrisi, gömülme oranı ve kum sıkılığı parametrelerinin çekme kapasitesi üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Yapılan çalışma sonucunda çekme kapasitesinin, ankraj gömülme oranı ve kum sıkılığından önemli derecede etkilendiği görülmüştür. Elde edilen sonuçlar kopma faktörü cinsinden değerlendirildiğinde, boyut faktörünün kare ve dairesel ankraj plakaları çekme kapasitesini önemli derecede etkilemediği görülmüştür. Aynı zemin koşullarında yapılan deneylerde kare ve daire ankraj plakalarının kopma faktörlerinde aynı sonuçlar elde edilirken,

dikdörtgen ankraj plakalarında en-boy oranının artmasıyla kopma faktöründe artış meydana geldiği gözlenmiştir.

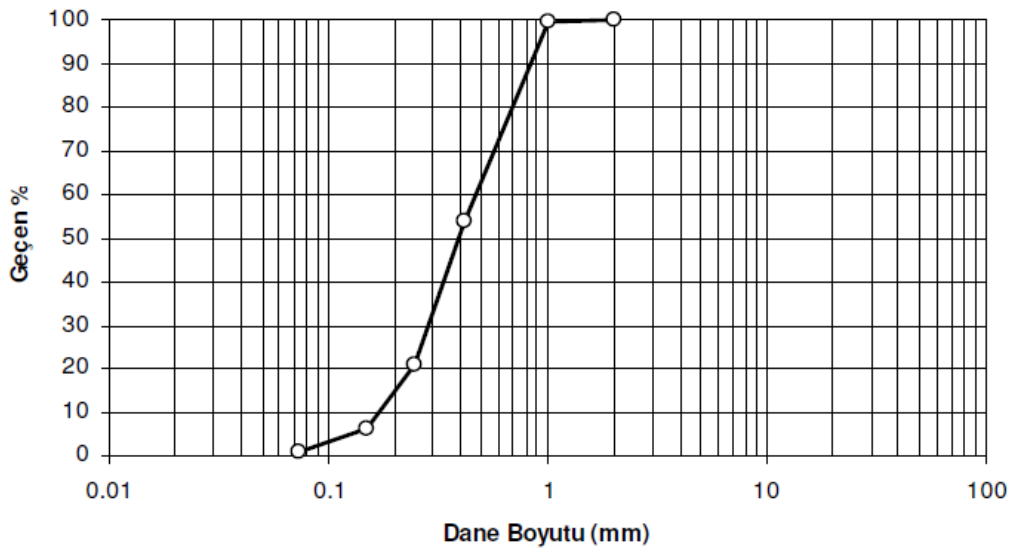
3.MATERYAL VE METOD

3.1 Zemin Özellikleri

Çalışmalarda, Çukurova Bölgesindeki Çakıt nehir yatağından çıkarılan kum numuneler kullanılmıştır. Kum numune, ASTM standartlarına göre sırasıyla 1mm çaplı (No. 18) ve 0.074mm çaplı (No. 200) eleklerden yıkanarak elenmiştir. Bu işlem sonucunda No. 18 ile No. 200 arasında kalan kumlar, etüvde kurutulduktan sonra Şekil 3.1'de görüldüğü gibi uygun bir alana serilerek oda sıcaklığında havalandırılmıştır. Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Zemin Mekaniği Laboratuvarında deney kumunun endeks ve kayma mukavemeti özelliklerinin belirlenmesi amacıyla deneyler yapılmıştır.

Şekil 3.1. Deney Kumunun Kurutulması

Çalışmada kullanılan kum numuneler, ASTM standartlarına göre belirlenen bir seri elekten elenerek dane çapı dağılımı belirlenmiştir (Şekil 3.2). Zemin sınıfı, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi (USCS) kullanılarak, kötü derecelenmiş ince ve temiz kum (SP) olarak elde edilmiştir.



Şekil 3.2. Deney Kullanılan Kumun Dane Çapı Dağılımı

Deney kumunun dane birim hacim ağırlığını (γ_s) belirlemek için piknometre deneyleri yapılmış ve sonucunda γs=26.8 kN/m^3 olarak elde edilmiştir.
Çalışmalar hem gevsek hem de sıkı durumda hazırlanan kum numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Deney kumunun gevsek ve sıkı durumdaki kuru birim hacim ağırlıklarını belirlemek için rölatif sıkılık deneyleri yapılmıştır. Sonuçlar Çizelge 3.1'de sunulmuştur.

Çizelge 3.1. Kuru Birim Hacim Ağırlık Deney Sonuçları

Sıkılık Parametreleri	Birim	Değer
Dane Birim Hacim Ağırlığı, γ_s	kN/m^3	26.80
Gevşek Haldeki Kuru Birim Hacim Ağırlık, γ_{kmin}	kN/m^3	15.03
Sıkı Haldeki Kuru Birim Hacim Ağırlık, γ_{kmaks}	kN/m^3	17.06
Gevşek Halde Boşluk Oranı, $e_{gevşek}$	—	0.78
Sıkı Halde Boşluk Oranı, $e_{sıkı}$	—	0.57

Deneylerde kullanılan kumun kayma mukavemeti parametrelerini belirlemek amacıyla kum numuneler üzerinde kesme kutusu ve konsolidasyonlu-drenajlı (CD) üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır.Hem gevsek hem de sıkı durumdaki kum numuneler üzerinde yapılan kesme kutusu deneylerinde numuneler, σ_1 = 28 kPa, 56 kPa ve 112 kPa değerlerindeki normal gerilmeler altında yatay yönde kesilmiştir. Kum numunenin gevsek haldeki kayma mukavemeti açısı ϕ = 39.27° olarak, sıkı haldeki kum zemin için kayma mukavemeti açısı ise ϕ = 45.67° olarak elde edilmiştir. Gevsek ve sıkı halde hazırlanan kum numuneler üzerinde konsolidasyonlu drenajlı (CD) üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerde numunelere σ_3 = 50 kPa, 100 kPa ve 150 kPa değerinde hücre basınçları uygulanmıştır. Deneyler sonucunda gevşek haldeki kumun

kayma mukavemeti açısı f = 38°, sıkı haldeki kumun kayma mukavemeti açısı ise ϕ = 44° olarak belirlenmiştir. Hem gevsek hem de sıkı halde kohezyon değeri c = 0 kN/m^2 olarak bulunmuştur.

3.2. Deney Kasası ve Model Ankrajlar

Deneyler iki farklı sıkılıktaki kum zemin içerisine farklı ara mesafelere sahip çoklu dairesel ankraj plakalarını farklı gömülme derinliklerinde yerleştirip, plakalara çekme kuvveti uygulanmasıyla gerçekleştirilmiştir. Deneylerde10 mm kalınlığında 5 cm çapında rijit çelik ankraj plakaları kullanılmıştır (Şekil 3.3). Deneyler Çukurova Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarında mevcut bulunan 70 cm genişlik ve 70 cm yüksekliğindeki kare kesitli, rijit, iskeleti çelik profilden imal edilmiş kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 3.4).

Şekil 3.3 – Ankraj Plakası

Şekil 3.4 – Deney kasası

3.3. Deney Programı

Bir çekme ankrajının çekme kapasitesi, genellikle ankraj taban seviyesi üzerindeki serbest bölge içerisinde kalan zeminin ağırlığı, ankrajın kendi ağırlığıve serbest yüzey boyunca sürtünme direncine eşittir. Kum zemine gömülü ankrajların çekme kapasitesine çoğunlukla etki eden faktörler, ankraj plakasının gömüldüğü kumun sıkılık derecesi, temel geometrisi, temel boyutu ve temelin gömülme derinliğidir. Bu çalışmada iki farklı sıkılıktaki kum zemin içerisine farklı ara mesafelere sahip çoklu dairesel ankraj plakalarını farklı gömülme derinliklerinde yerleştiripbu parametrelerin ankraj çekme kapasitesine etkisini araştırmak amacıyla bir seri laboratuvar model deneyi gerçekleştirilmiştir.

Deneyler aşağıda belirtilen hususlara dikkat edilerek gerçekleştirilmiştir.

1.Deney düzeneğinin hazırlanması sırasında, ankraj plakası deney kasasının merkezine gelecek şekilde farklı ankraj plakası ara mesafesinde ve farklı gömülme oranlarında kasa içerisine yerleştirilmiştir.
2. Kum numuneler kasa içerisine 5cm'lik tabakalar halinde birim hacim ağırlığı ilk aşamada Dr=%35 sıkılıkta γk=15,03kN/m^3 olacak şekilde, ikinci aşamada ise, Dr=%85 sıkılıkta

$\gamma k=17,06 kN/m^3$ olacak şekilde yerleştirilmiştir. Sıkıştırma işleminde dinamik yöntem kullanılmıştır.Bu amaçla, deney kasasının kenarları ölçeklendirilmiştir. Her tabaka için gerekli kum ağırlığı önceden hesaplanarak kontrollü bir şekilde sıkıştırma yapılmıştır. Sıkıştırma sonrasında her tabakanın yüzey düzgünlüğü su terazisi ile kontrol edilmiştir. Bu işlemlerin hepsine hedeflenen zemin tabaka kalınlığına ulaşıncaya kadar devam edilmiştir.

3. Yük hücresi ve ankraj plakasının bağlandığı ara çubuk eleman vasıtasıyla ankraj plakasına çekme yükü verilmiştir.

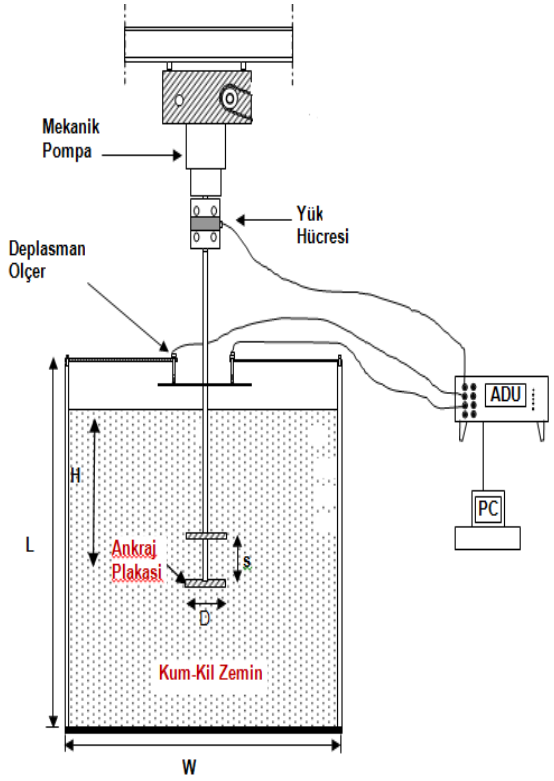
4.Sisteme verilen çekme yükünün eksantrik olmamasına özellikle dikkat edilmiştir.

5.Oluşturulan deney sistemine çekme yükü elektrik motorlu yükleme düzeneği yardımıyla zemin yenilme koşulları oluşuncaya kadar verilmiştir.

6.Deneylerin hepsinde, model ankraj plakası taşıma kapasitesine ulaşıncaya kadar deplasman değerleri ve buna karşılık gelen yük değerleri Data Logger vasıtasıyla bilgisayar ortamına aktarılmıştır.

3.3. Deney Sistemi

İki rijit I profil kolon ve kirişle desteklenen rijit deney sistemi şematik olarak aşağıdaki Şekil 3.5 te gösterilmiştir.

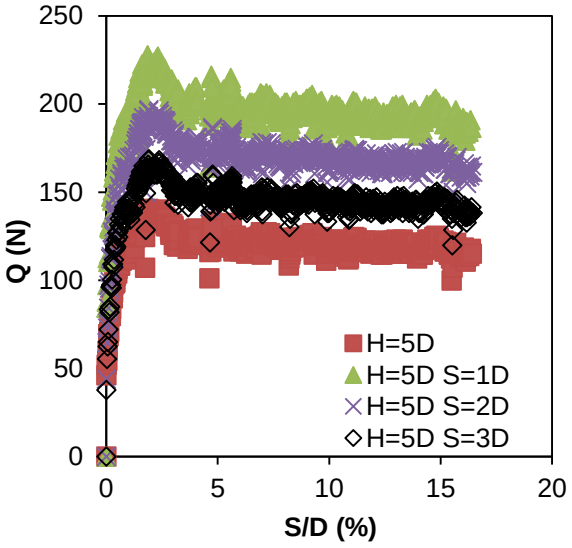


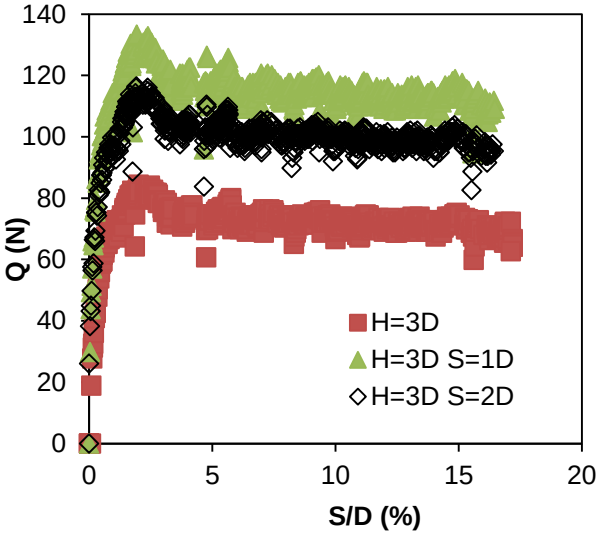
Şekil 3.5. Yükleme Sistemi Şeması

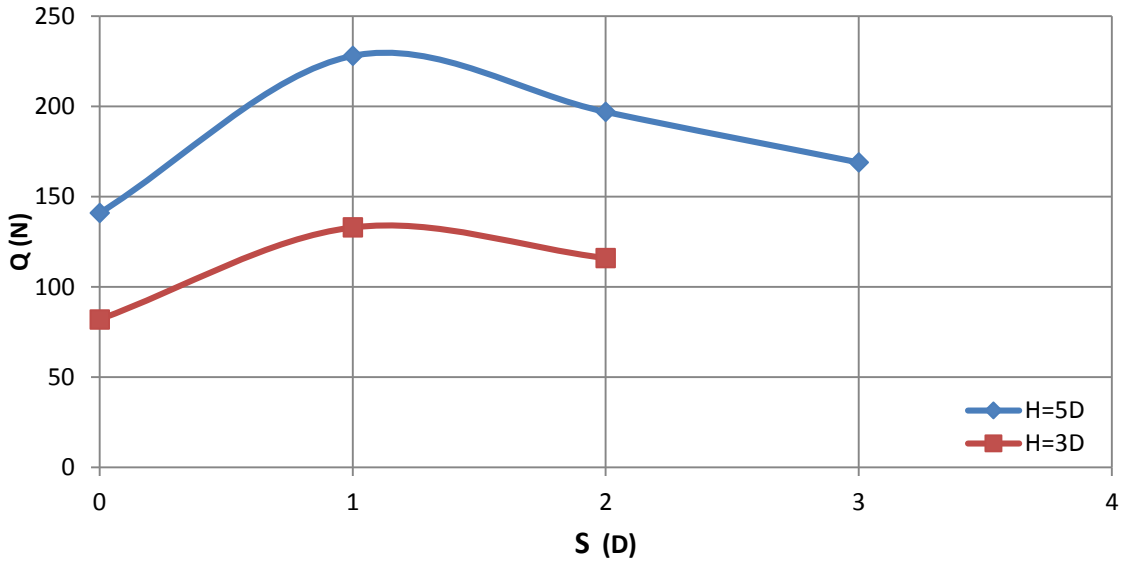
4.BULGULAR

4.1. Ankrajlar Arası Mesafenin Çekme Kapasitesine Etkisi

Ankrajlar arası mesafenin çekme kapasitesine etkisini incelemek amacı ile gevşek kum zeminde (γ_k=15,03 kN/m^3 , φ=38°), H =5D derinlikte, tek sıra ankraj, iki adet ankrajın arası mesafe S=0D, 1D, 2D, 3D ve H=3D derinlikte ek sıra ankraj, iki adet ankrajın arası mesafe S=0D, 1D, 2D olmak üzere çiftli ankrajda model deney yapılarak sonuçlar Şekil 4.1'de verilmiştir. Sonuçta, 3D gömülme oranında, tek sıra ankraja göre ankrajlar arasındaki mesafe 2D iken % 28, 1D iken 38 civarında ve 5D gömülme oranında, tek sıra ankraja göre ankrajlar arasındaki mesafe 3D iken % 16, 2D iken % 28, 1D iken %38 civarında artışlar meydana gelmektedir. Buradan her iki gömülme derinliğinde (H=3D ve H=5D) çift sıra farklı mesafelerde ankraj kullanılması durumunda, tek sıra ankraj kullanımına göre çekme kapasitesinde kayda değer bir artış (% 38) görülmüştür (D: Dairesel ankraj çapı, H: En alttaki ankraj ile zemin yüzeyi arası mesafe, S: Ankrajlar arası mesafe).



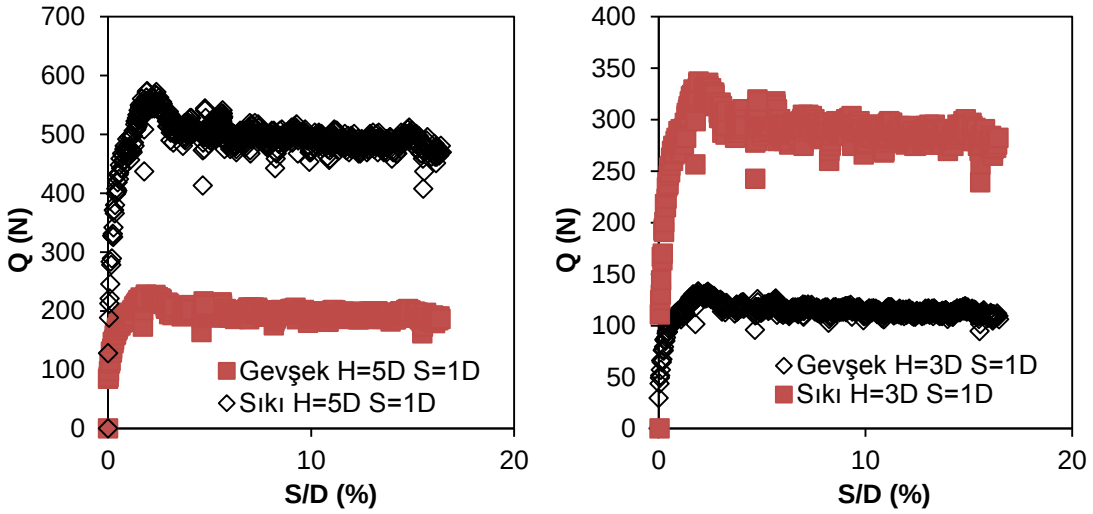


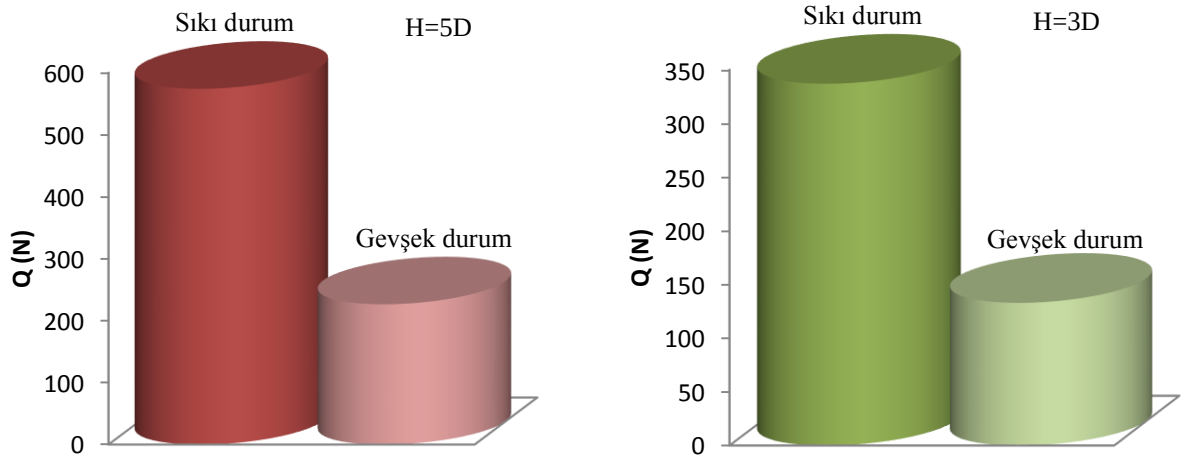


Şekil 4.1. Ankrajlar Arası Mesafenin Çekme Kapasitesine Etkisi

4.2. Sıkılığın Çekme Kapasitesine Etkisi

Sıkılığın çekme kapasitesine etkisini incelemek amacı ile gevşek ve sıkı kum zeminlerde (γ_k=15,03 kN/m^3, φ=38° ve γ_k=17,06 kN/m^3 , φ=44°), H=5D ve H=3D gömülme derinliklerinde, ankrajlar arası mesafe s=1D'de iken deneyler gerçekleştirilmiş ve sonuçları Şekil 4.2'de sunulmuştur. Sonuçta, s=1D mesafede çift sıra ankraj kullanılması durumunda, sıkı zemin durumda gevşek zemin durumuna göre, her iki gömülme derinliğinde de(H=3D ve H=5D) % 60 civarında çekme kapasitesinde artış meydana gelmiştir.

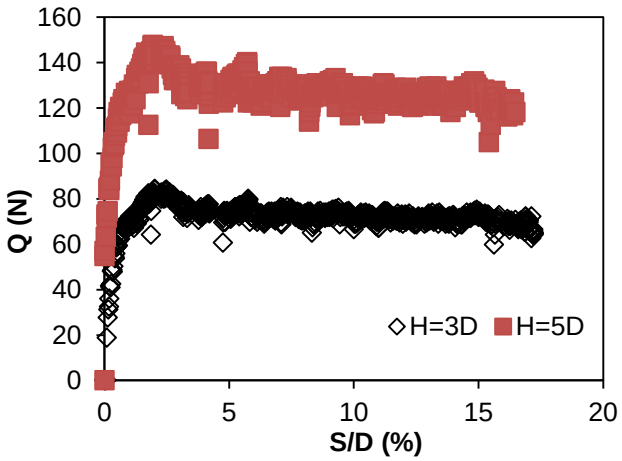


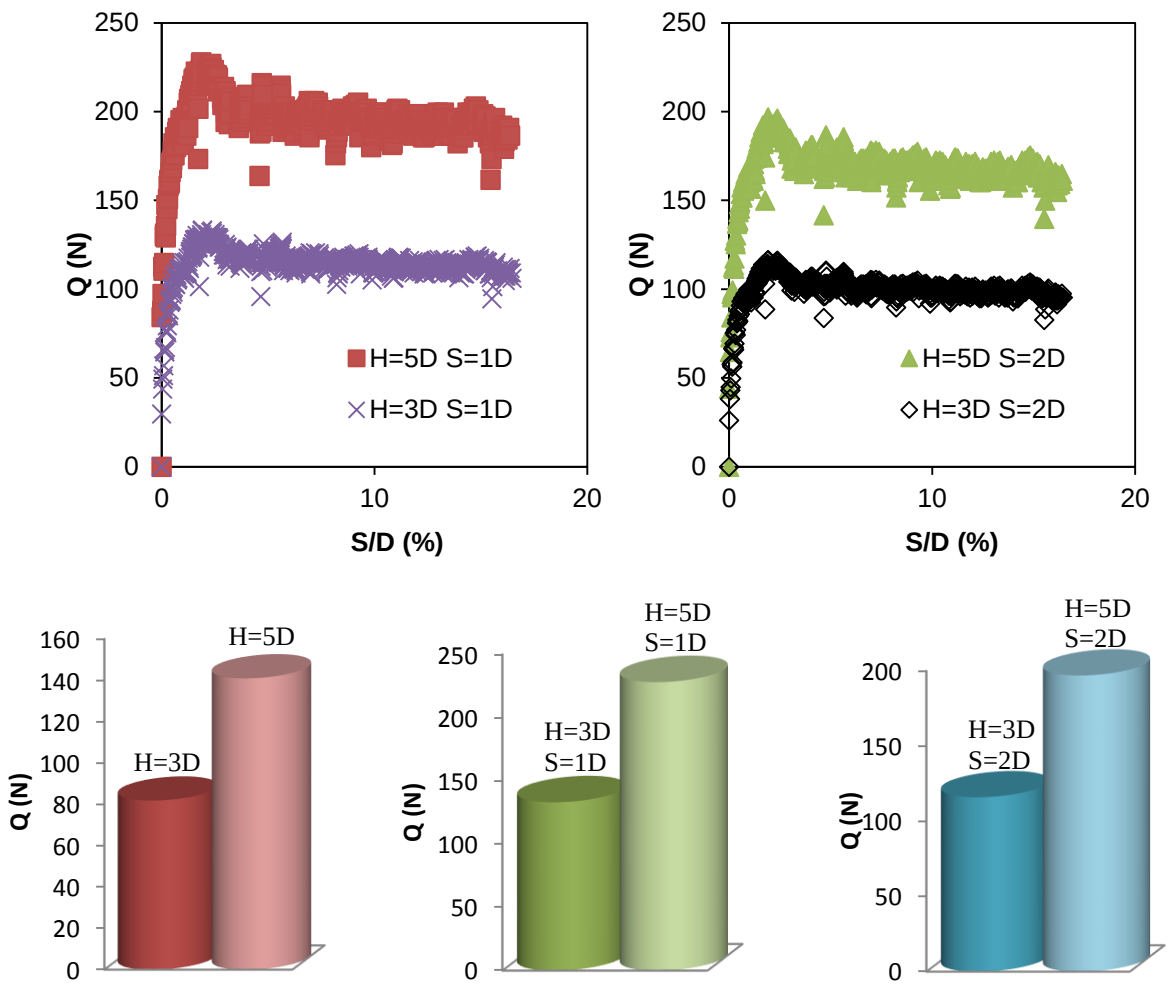


Şekil 4.2. Sıkılığın Çekme Kapasitesine Etkisi

4.3. Gömülme Derinliğinin Çekme Kapasitesine Etkisi

Gömülme derinliğinin çekme kapasitesine etkisini incelemek amacı ile gevşek kum zeminde (γ_k=15,03 kN/m3 , φ=38°), H=3D ve H=5D derinliklerde, tek sıra ankraj, S=1D ve S=2D mesafelerde deneyler gerçekleştirilmiştir. Sonuçta, tek sıra ankraj kullanılması durumunda ve S=1D ve S=2D mesafelerde çift sıra ankraj kullanılması durumlarında gömülme derinliğinin 3D'den 5D'ye artması durumunda her üç durumda da % 42 civarında çekme kapasitesinde artış meydana gelmiştir.





Şekil 4.3. Gömülme Oranının Çekme Kapasitesine Etkisi

5.SONUÇLAR

1- 3D gömülme oranında, tek sıra ankraja göre ankrajlar arasındaki mesafe 2D iken % 28, 1D iken %38 civarında çekme kapasitesinde artışlar meydana gelmiştir. 5D gömülme oranında ise, tek sıra ankraja göre ankrajlar arasındaki mesafe 3D iken % 16, 2D iken % 28, 1D iken %38 civarında artışlar meydana gelmektedir. Buradan her iki gömülme derinliğinde (H=3D ve H=5D) çift sıra farklı mesafelerde ankraj kullanılması durumunda, tek sıra ankraj kullanımına göre çekme kapasitesinde kayda değer bir artış (% 38) görülmüştür.

2- S=1D mesafede çift sıra ankraj kullanılması durumunda, sıkı zemin durumda gevşek zemin durumuna göre, her iki gömülme derinliğinde de(H=3D ve H=5D) % 60 civarında çekme kapasitesinde artış meydana gelmiştir. Buradan, kum zeminin sıkılığın değişmesinin ankrajların çekme kapasitesini kayda değer bir şekilde etkilediği görülmektedir.

3- Tek sıra ankraj kullanılması durumunda ve S=1D ve S=2D mesafelerde çift sıra ankraj kullanılması durumlarında gömülme derinliğinin 3D'den 5D'ye artması durumunda her

üç durumda da % 42 civarında çekme kapasitesinde artış meydana gelmiştir. Buradan, gömülme derinliğinin çekme kapasitesini kayda değer bir oranda değiştirdiği görülmüştür.

KAYNAKLAR

ADAMS, J. K., and HAYES, D. C., 1967. The Uplift Capacity of Shallow Foundations, Ontario Hydro. Res. Quarterly, 19 (1), 1.

BALLA, A., 1961. The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundations for Pylons in Proc., V Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, France, 1, 569.

BAKER, W. H., and KONDNER, R. L., 1966. Pullout Load Capacity of a Circular Earth Anchor Buried in Sand, Highway Res. Rec. 108, National Research Council, Washington, DC, 1.

BİLDİK, S., ve LAMAN, M., 2011. Kohezyonsuz Zeminlere Gömülü Ankraj Plakalarının Çekme Davranışının Deneysel Olarak İncelenmesi, Gazi Üniversitesi Müh-Mim. Fak. Dergisi, Cilt: 26, No: 2, 487-498.

DAS, B.M., and SEELEY, G. R., 1975. Breakout Resistance of Horizontal Anchors, Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE, 101(9), 999.

DAS, B. M., 1999. Shallow Foundations Bearing Capacity and Settlement, Chapter 8, U.S.A.

DICKIN, E. A., 1988. Uplift Behaviour of Horizontal Anchor Plates in Sand, J Geotech Eng Div, ASCE ;114(GT11):1300–17.

DICKIN, E. A., and LAMAN, M., 2007. Uplift Response of Strip Anchors in Cohesionless Soil, Advance in Enginnering Software; 38, 618-625.

DICKIN, E. A. and LEUNG, C. F., 1990. Performance of Piles With Enlarged Bases Subject to Uplift Forces, Canadian Geot. J., Vol. 27, pp. 546-556.

DICKIN, E. A. and LEUNG, C. F., 1992. The Influence of Foundation Geometry on The Uplift Behaviour of Piles With Enlarged Bases. Canadian Geotech. J.,Vol. 29, pp. 798-505.

MEYERHOF, G. G., and ADAMS, J. I., 1968. The Ultimate Uplift Capacity of Foundations, Canadian Geotech. J., 5(4), 225.

MURRAY, E.J., GEDDES, J.D., 1987. Uplift behaviour of plates in sand, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 113 (3), 202-215.

SAEEDY, H. S., 1987. Stability of Circular Vertical Earth Anchors, Canadian Geotech. J., 24(3), 452.

VESIC, A. S., 1971. Breakout Resistance of Objects Embedded in Ocean Bottom,Journal of Soil Mech. Found. Div., ASCE, 97(9), 1183.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

YUMUŞAK KİL İÇİNDEKİ TAŞ KOLONUN KÜÇÜK ÖLÇEKLİ MODEL DENEYLER İLE DEĞERLENDİRİLMESİ

EXPERIMENTAL EVALUATION OF STONE COLUMN IN SOFT CLAY WITH SMALL SCALE TESTS

Talha SARICI[1] **Ahmet DEMİR [2]** **Gökhan ALTAY [3]** **Mustafa LAMAN[4]**

Bahadır OK[5] **Baki BAĞRIAÇIK[6]**

ABSTRACT

In many cases of construction, shallow foundations are built on top of existing cohesive soils, resulting in low bearing capacity and/or excessive settlement problems. Stone columns are increasingly being used as one of the most common technique for economical ground improvement. In this study, behavior of stone column with and without geosynthetic encasement installed in a soft soil was enquired by small-scale model tests in a laboratory. CBR test setup was used as test system in whole tests. The investigated factors, which affect the bearing capacity of shallow footing, were selected as moisture content of clay soil, the reinforcement with stone column and geosynthetic encased stone column. This study showed that the use of geosynthetic encasement has the potential of significantly enhancing the effectiveness of stone columns in very soft clay.

Keywords: Soil Stabilization, Stone Column, Geosynthetic Encasement, Bearing Capacity

ÖZET

Günümüzde çoğu yapılaşmada yüzeysel temelller, mevcut kohezyonlu zeminler üzerine inşa edilmektedir. Bunun sonucu olarak düşek taşıma kapasitesi ve aşırı oturma problemleriyle karşı karşıya kalınmaktadır. Taş kolonlar tüm dünyada kullanımı giderek artan zemin ıslah yöntemlerinden biridir. Bu çalışma kapsamında, yumuşak bir kil zemini iyileştirmek için CBR test sistemi içerisinde küçük ölçekli model deneyler yapılmıştır.

[1]Arş. Gör., Malatya İnönü Üniversitesi, talha.sarici@inonu.edu.tr
[2]Yrd. Doç., Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, ahmetdemir@osmaniye.edu.tr
[3]Arş. Gör., Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, gokhanaltay@osmaniye.edu.tr
[4]Prof. Dr., Adana Çukurova Üniversitesi, mustafalaman@cu.edu.tr
[5]Arş. Gör., Adana Bilim ve Teknoloji Üniversitesi, bahadirok@adanabtu.edu.tr
[6]Arş. Gör., Adana Çukurova Üniversitesi, bakibagriacik@cu.edu.tr

Yumuşak kil zeminin üzerindeki yüzeysel temelin taşıma kapasitesi ve oturma davranışı, su içeriğine, taş kolon etkisine ve geosentetikle kaplanmış taş kolon etkisine bağlı olarak araştırılmıştır. Sonuç olarak taş kolonun geosentetikle kaplanması, yumuşak kil zemin içerisindeki taş kolonun daha efektif çalıştığını ortaya koymuştur.

Anahtar Kelimeler: Zemin Islahı, Taş Kolon, Geosentetik Kaplama, Taşıma Kapasitesi

1. GİRİŞ

Yapılması düşünülen herhangi bir mühendislik yapısı, olabildiğince uygun bir zemin üzerine inşa edilmek istenir. Fakat inşaat sahasında karşılaşılan zeminler, her zaman istenilen özelliklere sahip olamamaktadır. Yapılması düşünülen mühendislik yapısı için uygun olmayan zayıf bir zemini kullanma zorunluluğu olması durumunda ise devreye zemin ıslahı kavramı girer. Mühendislerin, ya zemin özelliklerinden kaynaklanan sınırlamaları kabul ederek bu sınırlamalara göre üst yapıyı tasarlamaları ya da tasarım kriterlerini sağlayacak şekilde bu zemin özelliklerini "zemin stabilizasyon yöntemleri" ile ıslah etmeleri (iyileştirmeleri) gerekmektedir. Düşük kayma mukavemeti, yüksek sıkışabilirlik ve yüksek su içeriği gibi olumsuz özellikleri bulunan zayıf zeminleri, günümüz şartlarında giderek artan arazi sıkıntısından dolayı, kullanma zorunluluğu daha da arttığı için, bu tür zeminleri kullanabilmek adına çeşitli çözümler üretilmektedir. Taş kolon, derin karıştırma, vakumla önkonsolidasyon, enjeksiyon, jet grouting, düşey drenler gibi yöntemler zeminin özelliklerini iyileştirmek için kullanılan çeşitli çözümlerden bir kaçıdır. Arazideki zemin koşullarını iyileştirmede kullanılan bu teknikler arasından biri olan taş kolon yöntemi, ekonomik olması, kolay uygulanabilir olması ve pek çok problemi tek başına çözebilmesi gibi avantajlarından dolayı kullanımı giderek yaygınlaşmaktadır.

Taş kolon kullanımı ilk kez 1830'da Fransa'da kullanılmış ve 1972'de Amerika'da birkaç projede kullanılmıştır. Fakat bu teknik Avrupa ülkelerinde 1960'ın başlarında benimsenmiştir. Bu iyileştirme yöntemi taşıma kapasitesini artırmada ve oturmayı azaltmada başarılı bir şekilde uygulanmaktadır. Taş kolonlar ayrıca yumuşak zeminler üzerindeki dolguların şev stabilisini geliştirmekte de kullanılmaktadır. Taş kolonun diğer bir önemli avantajı yapım metodunun kolay olmasıdır (Isaac ve Girish, 2009). Taş kolonların geniş kullanım alanına ve yapım metodlarındaki/ekipmanlarındaki gelişmeye rağmen mevcut tasarım yöntemleri genellikle ampiriktir.

Taş kolonun yapım tekniği, genel olarak, varolan zeminin yerine kırma çakıl taşları yerleştirilerek zemin kütlesini rijitleştirme işlemidir. Turba gibi zayıf depozitlerde yanal destek önemli ölçüde düşüktür ve kolonların şişmesinden dolayı kolon bütünlüğünün bozulmasıyla sonuçlanır. Taş kolon uygulaması genellikle drenajsız kayma mukavemeti(c_u) 5-10 kPa'ın üzerindeki zeminler için uygundur (Gniel ve Bouazza, 2009). Bu dayanımın altında, taş kolonu çevreleyen zemin tarafından oluşturulan yanal destekler, kolonun göçmesini engellemekte yetersiz kalmaktadır. Bu problemden ötürü taş kolonlar ile birlikte bu radyal genişlemeyi en aza indirecek ve taş kolonun dayanımı artıracak yöntemler irdelenmektedir. Bir kolonu geotekstil ile sarma fikri Van Impe ve Silence tarafından önerilmiştir(Van Impe ve Silence 1986). Böylece hem radyal genişleme en aza indirilmekte hem de taş kolonun taşıma kapasitesi artırılmaktadır. Taş kolonun üst kısmına belli kalınlıklarda stabilize dolgu sermek ve yatay donatı olarak geotekstil gibi malzemelerin kullanılması da taş kolonun mukavemetini artırmada uygulanabilen yöntemlerdendir. Wood vd. (2000) tank içine yerleştirdiği kaolini konsolide ederek ve taş

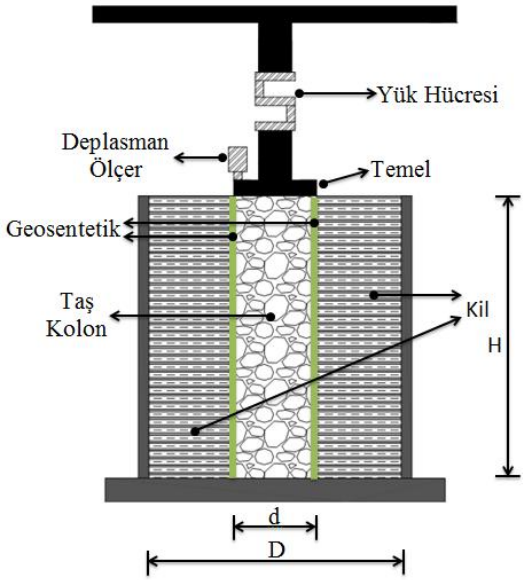
kolon yerleştirerek testler yapmıştır. Rijit dairesel temel ayakları ile uygulanan düşey yükler çeşitli kolonlarla desteklenmiştir. Kolonun deformasyon şekli kolonun farklı çapları, uzunlukları ve aralıkları için incelenmiştir. Granüler tabaka ile birlikte geogrid kullanılması yük taşıma kapasitesini daha da artırmış ve oturma problemi için daha iyi sonuçlar vermiştir. Han ve Gabr (2002), yumuşak zemin üzerinde geosentetik ile güçlendirilmiş kazık destekli zemin üzerinde numerik çalışmalar yapmıştır. Toplu parametreli modelleme yaklaşımı ile modeller tekli tabaka için (Deb vd., 2007) ve taş kolon ile iyileştirilmiş yumuşak zemin üzerine geosentetik ile güçlendirilmiş çoklu tabakalı granüler tabaka için çalışmalar yapılmıştır. Ambily ve Gandhi (2007) parametreleri değiştirerek tekil ve grup halindeki yedi adet kolonun davranışları üzerinde detaylı bir deneysel çalışma yapmışlardır. Kolonlar arası mesafe, kilin kayma mukavemeti ve yükleme koşulları değiştirdikleri parametrelerdir. PLAXIS paket programı ile 15-düğüm noktalı üçgen elemanlar kullanarak sonlu elemanlar analizi de yapılmıştır.

Bu çalışma kapsamında, yumuşak bir kil zemini iyileştirmek için küçük ölçekli model deneyler yapılmıştır. Deney düzeneği olarak CBR test sistemi kullanılmıştır. İlk önce güçlendirme yapılmamış kil zeminin taşıma kapasitesi bulunmuş ve daha sonra kil zemin içine tekil taş kolon yapılarak kilin taşıma kapasitesinin ne kadar iyileştiği araştırılmıştır. Daha sonraki aşamalarda, kilin drenajsız kayma mukavemeti(c_u) değiştirilerek ve taş kolonu geosentetik malzeme ile sararak bu parametrelerin zeminin iyileşmesine nasıl etki ettiği araştırılmıştır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

2.1.DENEY DÜZENEĞİ

Deney düzeneği olarak CBR test sistemi ve dairesel çelik mold kullanılmıştır. Deney düzeneği Şekil 1.'de görülmektedir. Şekilde, taş kolonun çapı d, moldun çapı D, moldun yüksekliği H ile gösterilmiştir.



Şekil 1. Test Düzeneği

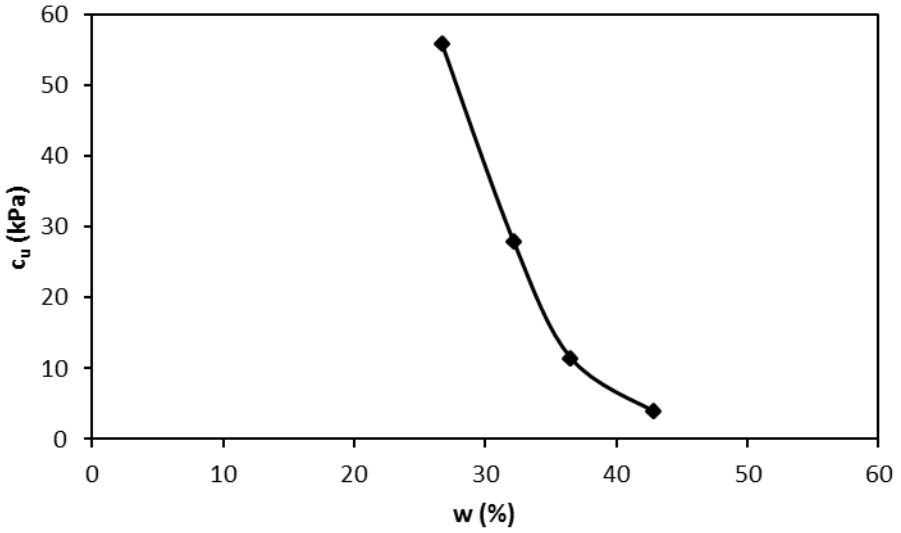
2.2.KULLANILAN MALZEMELERİN ÖZELLİKLERİ

Kil zemini iyileştirmek için yapılan küçük ölçekli model deneyler, Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Geoteknik Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir. Deneylerde kil, kırma taş ve geosentetik kullanılmıştır.

Deneylerde kullanılan kil numunesinin özellikleri Tablo 1.'de gösterilmiştir. Kil numunesi kurutulmuş, parçalanmış ve istenilen su içeriğinde karıştırılarak deneye hazır hale getirilmiştir. Kilin, su içeriği-drenajsız kayma mukavemeti ilişkisi(w- c_u) incelenmiş ve bu ilişkiye göre su içeriği seçilmiştir. Bu ilişkiye ait grafik Şekil 1.'de görüldüğü gibidir.

Tablo 1. Kilin Özellikleri (Demir, 2011 ve Demir vd., 2013)

Parametre	**Değer**			
Dane Birim Hacim Ağırlığı (g/cm^3)	2,6			
Likit limit (%)	55			
Plastik limit (%)	22			
Sınıflandırma	CH			
Su Muhtevası (%)	25	30	35	40
Yoğunluk (g/cm^3)	1,98	1,89	1,82	1,74
Drenajsız kayma mukavemeti (kPa)	56	28	12	4



Şekil 2. Kilin Su İçeriği-Drenajsız Kayma Mukavemeti İlişkisi (Demir vd., 2013)

Taş kolon yapımı için tane çapı 2-10 mm arasında değişen kırmataş seçilmiştir. Deneylerde kullanılan kırmataşın özellikleri Tablo 2.'de verilmiştir.

Tablo 2. Kırmataşın Özellikleri (Demir vd., 2013)

Parametre	Değer
Dane Birim Hacim Ağırlığı (gr/cm^3)	2,85
Yoğunluk (gr/cm^3)	1,43
Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlığı (gr/cm^3)	1,45
Minimum Kuru Birim Hacim Ağırlık (gr/cm^3)	1,39
İçsel Sürtünme Açısı	44^0

Geosentetikler GEOPLAS firmasından tedarik edilmiş olup, iki farklı tipte geogrid (Tip I ve Tip II) kullanılmıştır. Tip I diye ifade edilen geogrid, ultrasonik kaynaklı şerit geogriddir. Tip II diye ifade edilen geogrid, çift yönlü ekstrude geogriddir. Deneylerde kullanılan geosentetiklerin özellikleri Tablo 3.'de verilmiştir.

Tablo 3. Geosentetiklerin Özellikleri

Özellikler	Tip I İçin Değerler	Tip II İçin Değerler
Birim Yüzey Ağırlığı (g/m^2)	200	250
Çekme Dayanımı İD/İDD (kN/m)	$\geq$ 30/$\geq$30	40/40
%2 Uzamadaki Çekme Mukavemeti İD/İDD (kN/m)	12/12	8/8
%5 Uzamadaki Çekme Mukavemeti İD/İDD (kN/m)	24/24	32/32
Açıklık Boyutu (mmxmm)	40X40	40X40

*İD=imalat doğrultusunda İDD=imalat doğrultusuna dik

2.3. DENEY AŞAMASI

Deneylerden önce, kil istenen su içeriğinde karıştırılıp bir hafta bekletilerek uniform su içeriği elde edilmeye çalışılmıştır. Sadece kil (güçlendirme yapılmamış kil) deneyleri için su içeriği belli olan kil, 15,2 cm çapındaki mold içine Tablo 1.'de belirtilen yoğunluklarda sıkıştırılarak yerleştirilmiştir Tüm deneyler için mold içine kil yerleştirilmeden önce moldun tüm iç yüzeyi yağlanmıştır. Kilin mold içinde yüksekliği 12 cm'dir. Sıkıştırma işlemi 3 tabaka halinde yapılmıştır. Daha sonra, deneye hazır hale getirilen mold, CBR deney aletine konularak yükleme yapılmıştır.

Taş kolon imalatı için 5 cm çapında pvc boru kullanılmıştır. Boru moldun tam ortasına gelecek şekilde konulmuş, borunun etrafına yine istenen su içeriğinde ve yoğunlukta kil

yerleştirilmiştir. Borunun içine yoğunluğu 1,43 g/cm^3 olacak şekilde kırmataş sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Kırmataş 3 tabaka halinde sıkıştırılmıştır.Sıkıştırma işlemi bittikten sonra boru yavaşça çıkartılmıştır. Bu işlemlerden sonra kil içine gömülü 12 cm yükseklğinde 5 cm çapında taş kolonun yapımı tamamlanmıştır. Deneye hazır hale getirilen mold, CBR deney aletine konulmuştur. Yükleme moldun tam ortasına imal edilmiş taş kolonun üzerine 5 cm çapında yükleme plakası ile yapılmıştır.

Geosentetik olarak geogrid tercih edilmiş ve taş kolonun etrafını sarmak için kullanılmıştır. Geosentetik taş kolonu yanal olarak engellemektedir. Kullanılan geosentetiklerin boyutu 12cmx18,2cm'dir. Geosentetik taş kolon imal edilmeden önce pvc boruya tutturulmuş taş kolonlu deneyde olduğu gibi iç tarafına kırmataş dış tarafına kil sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Yükleme sadece 5 cm'lik yükleme plakası ile geosentetikle güçlendirilmiş taş kolonun üstüne yapılmıştır.

Bu çalışma kapsamında Seri I, Seri II ve Seri III olmak üzere üç kısımdan oluşan 12 adet deney yapılmıştır. Seri I deneyleri hiçbir güçlendirme yapılmamış kil üzerinde yapılmıştır. Kilin %25, %30, %35 ve %40 su içerikleri için toplam 4 deney yapılmıştır. Seri II deneyleri kil içerisine imal edilmiş 5 cm çapında 12 cm uzunluğundaki taş kolon üzerinde yapılmıştır. Kilin %25, %30, %35 ve %40 su içerikleri için toplam 4 deney yapılmıştır. Seri III deneyleri kil içerisine imal edilmiş 5 cm çapında 12 cm uzunluğundaki geosentetikle güçlendirilmiş taş kolon üzerinde yapılmıştır. Kilin %25, %35 ve %40 su içeriklerinde Tip I geogridi kullanılarak 3 deney yapılmıştır. Kilin %35 su içeriği için Tip II geogridi kullanılarak 1 deney yapılmıştır. Seri III durumu içinde toplam 4 deney yapılmıştır. Yapılan deneylerin özeti Tablo 4.'te görüldüğü gibidir.

Tablo 4. Test Programı

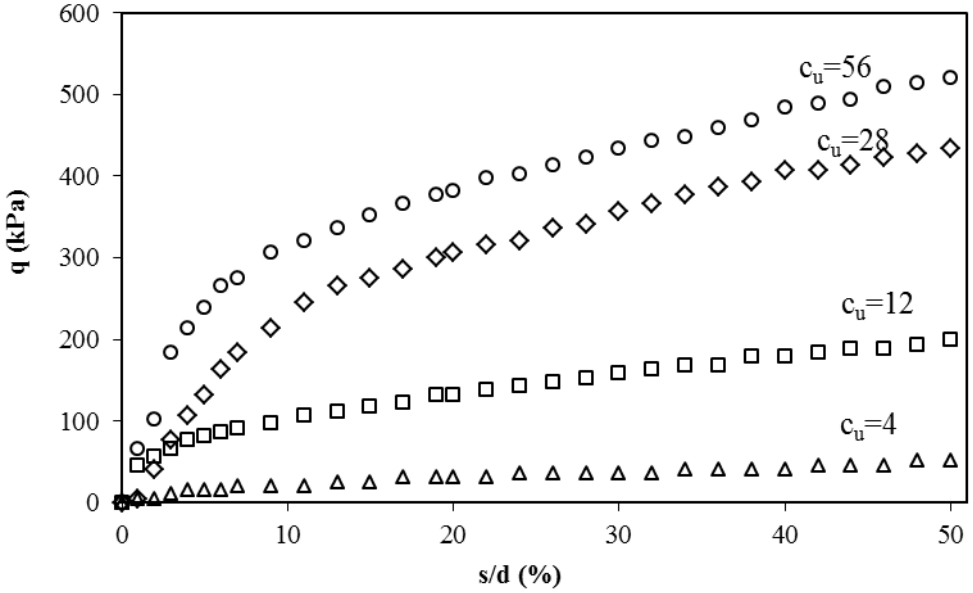
Test No	Su İçeriği	Taş Kolon	Geosentetikle Güçlendirme	Deney Sayısı
Seri I	%25, %30, %35, %40	-	-	4
Seri II	%25, %30, %35, %40	d=50mm	-	4
Seri III	%25, %35, %40	d=50mm	Tip I (3 deney) ve Tip II (1 deney)	4

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

Bu çalışma kapsamında, yumuşak kil zeminin güçlendirilmiş ve güçlendirilmemiş durumları için dairesel temel üzerinde laboratuar ortamında küçük ölçekli model deneyler gerçekleştirilmiştir. Seri I, Seri II ve Seri III olmak üzere üç farklı Seri halinde yapılan toplam 12 deney ile yumuşak kilin, yumuşak kil içine imal edilmiş taş kolonun ve geosentetikle güçlendirilmiş taş kolonun taşıma gücü araştırılmış, çıkan sonuçlar bu başlık altında yorumlanmıştır. Sunulan grafiklerde dikey eksende gerilme (q) verilmiştir. Gerilmenin birimi kPa'tır. Yatay eksende ise temelin oturma oranı (s/d) verilmiştir Grafiklerde, temelin oturması (s), temel çapına (d) bölünerek boyutsuz hale getirilmiştir (Laman & Yıldız 2003). Yapılan bütün deneylerde temel çapı d=5 cm'tir.

3.1. Seri I Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

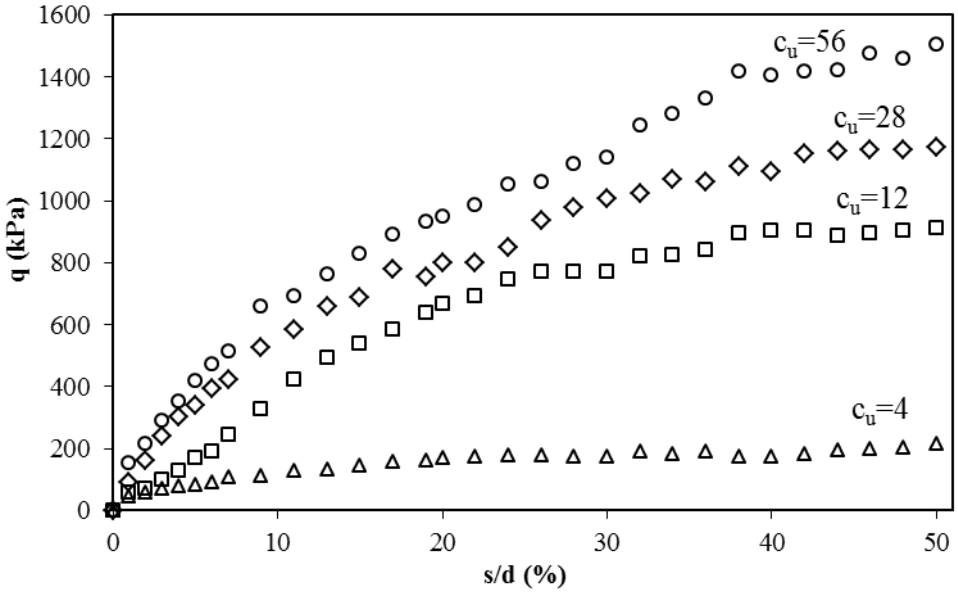
Seri I deneyleri hiçbir güçlendirme yapılmamış kil üzerinde yapılmıştır. Kilin %25, %30, %35 ve %40 su içerikleri için deneyler yapılmış ve c_u değişiminin taşıma kapasitesine etkisi incelenmiştir. Elde edilen grafikler Şekil 3.'de gösterilmiştir. Dört farklı c_u değeri için yapılan deneylerde, Şekil 3.'de de görüldüğü gibi, c_u değeri arttıkça taşıma gücü artmaktadır.



Şekil 3. Seri I Deneylerinde c_u Değişiminin Etkisi

3.2. Seri II Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Seri II deneylerinde, kilin %25, %30, %35 ve %40 su üçeriğindeki durumlarında, kil içine 5 cm çapında 12 cm uzunluğunda taş kolon yaparak, taş kolonun davranışı incelenmiştir. Dört farklı c_u değeri için yapılan deneylerde, c_u değişiminin taş kolonun taşıma kapasitesindeki etkisi incelenmiş ve Şekil 4.'de gösterilmiştir. Şekil 4.'de de görüldüğü gibi kilin c_u değeri arttıkça taş kolonun taşıma kapasitesi de artmaktadır.

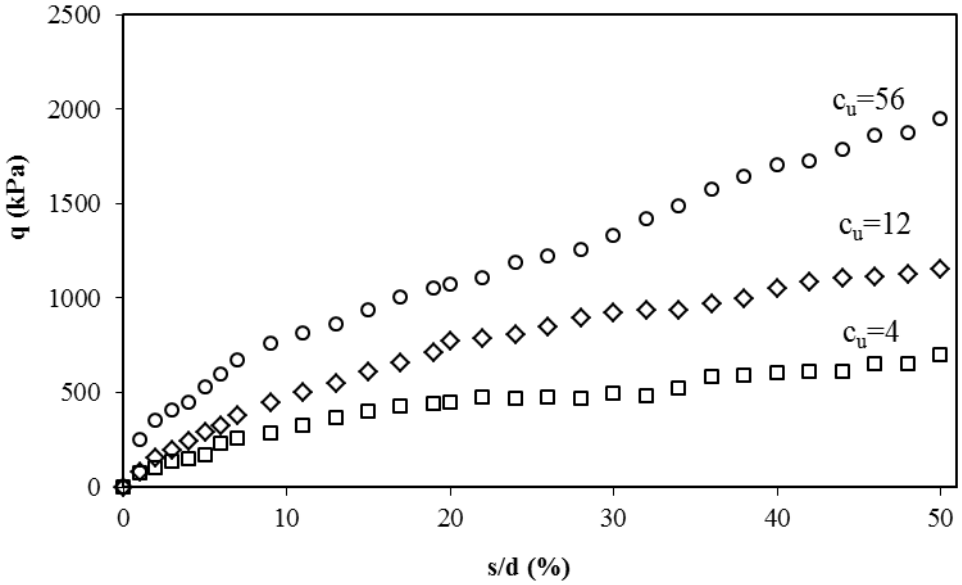


Şekil 4. Seri II deneylerinde c_u Değişiminin Etkisi

3.3. Seri III Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Seri III deneyleri kil içerisine imal edilmiş 5 cm çapında 12 cm uzunluğundaki geosentetikle güçlendirilmiş taş kolon üzerinde yapılmıştır. Bu deneyler ile geosentetiğin taş kolonun taşıma kapasitesine etkisi incelenmiştir. Kilin %25, %35 ve %40 su içerikleri için Tip I kullanılırken, kilin sadece %35 su içeriği için Tip II geogridi kullanılmıştır.

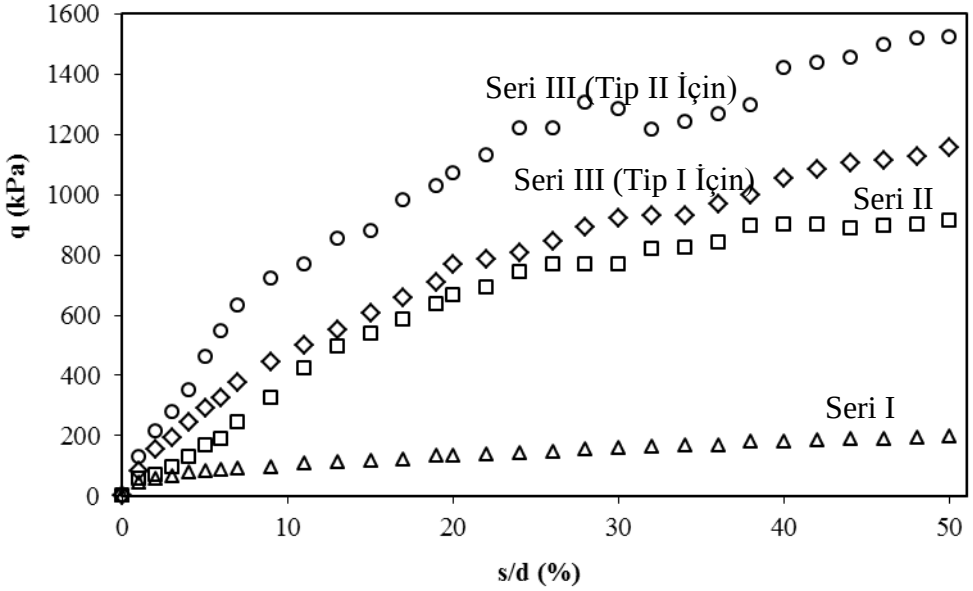
Tip I geogridleri için yapılan deneyler Şekil 5.'deki grafikte sunulmuştur. Geosentetikle güçlendirilmiş taş kolonda c_u değeri arttıkça taşıma kapasitesi Şekil 5.'de de görüldüğü gibi artmaktadır.



Şekil 5. Seri III Deneylerinde TipI Geosentetikleri İçin c_u Değişiminin Etkisi

3.4. Seri I – Seri II ve Seri III Deney Sonuçlarının Mukayese Edilmesi

Seri I ve Seri II deneyleri mukayese edilirse, taş kolonla güçlendirilmiş kilin hiçbir güçlendirme yapılmamış kile göre taşıma kapasitesini artırdığı görülmüştür. Seri II ve Seri III deneyleri mukayese edilirse geosentetikle güçlendirilmiş taş kolon imal edilmiş kilin, taş kolonla güçlendirilmiş kile göre taşıma kapasitesini artırdığı görülmüştür. Seri III deneylerinde %35 su içeriğinde Tip I geogridi ve Tip II geogridi ile güçlendirilmiş taş kolon imal edilmiş kilin taşıma güçleri mukayese edilirse Tip II geogridi ile güçlendirmenin, Tip I geogridi ile güçlendirmeye göre taşıma kapasitesini daha fazla artırdığı görülmüştür. %35 su içeriğindeki kile ait bütün bu karşılaştırmaların grafikleri Şekil 6.'da gösterilmiştir.



Şekil 6. %35 Su İçeriğindeki Kil İçin Yapılan Seri I, Seri II ve Seri III Deneylerinin Karşılaştırılması

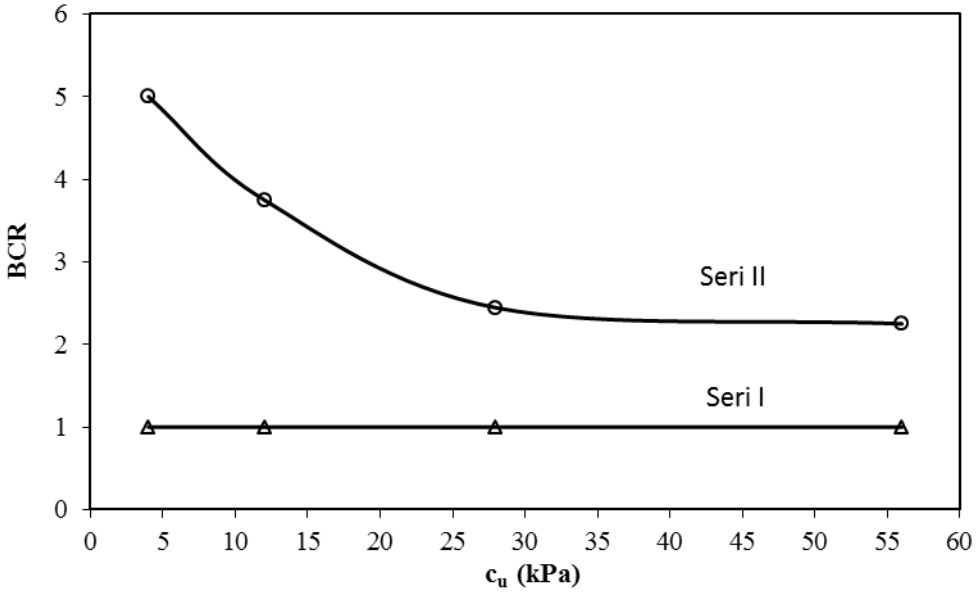
3.5. Güçlendirilmiş Durumlar İçin Taşıma Kapasitesi Oranı'nın Belirlenmesi

Taşıma gücü değeri elde edilen eğriler üzerinden oturma oranı s/d = %10 değerlerine karşılık gelen yük değerleri olarak alınmıştır. Güçlendirilmiş durumlarla (Seri II ve III), güçlendirilmemiş kil durumunu (Seri I) karşılaştırmak için "Taşıma Kapasitesi Oranı (BCR)" tanımlanmıştır. Bu oran aşağıdaki gibi tanımlanabilir (Binquet & Lee 1975).

$BCR=q_s/q_0$

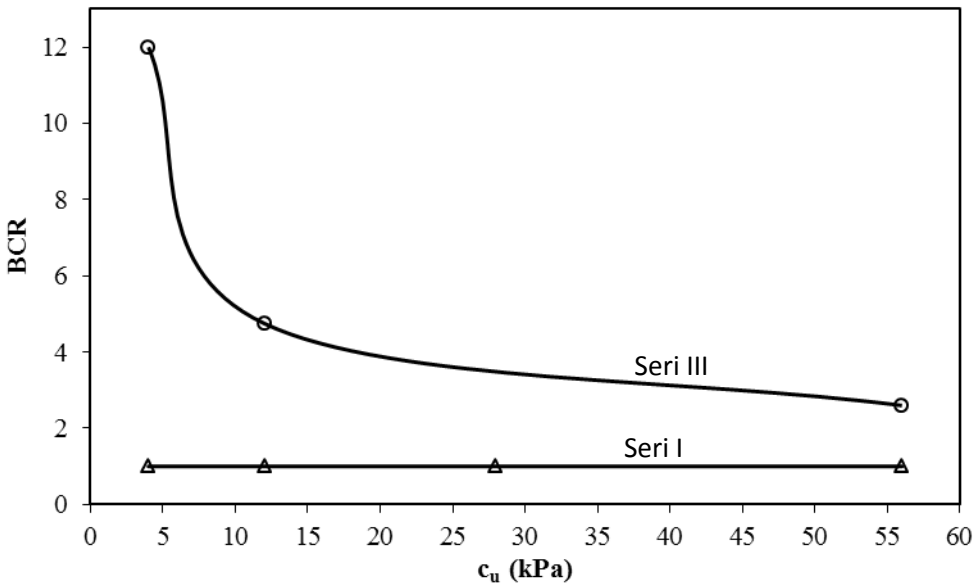
Burada; q_s ve q_o sırasıyla güçlendirilmiş durumundaki kilin taşıma gücü ile güçlendirilmemiş kil durumundaki taşıma güçleridir. Seri II ve Seri III durumlarının Seri I durumu ile karşılaştırılması için çizilen grafiklerde, Seri I için $BCR=q_s/q_0$ formülünde $q_s=q_0$ alınarak BCR değerleri "1" olarak hesaplanmış ve c_u – BCR grafiklerinde gösterilmiştir.

Şekil 7.'de Seri II deneyleri için c_u – BCR grafiği verilmiştir. Grafikten de görüldüğü gibi c_u değeri azaldıkça BCR değeri artmaktadır. 56, 28, 12 ve 4 c_u değerlerine karşılık BCR değerleri sırası ile 2,25; 2,44; 3,75 ve 5 olarak bulunmuştur.



Şekil 7. Seri II Deneyleri İçin c_u – BCR Grafiği

Şekil 8.'de Seri III deneylerinde Tip I geogridi için c_u – BCR grafiği verilmiştir. Grafikten de görüldüğü gibi c_u değeri azaldıkça BCR değeri artmaktadır. 56, 12 ve 4 c_u değerlerine karşılık BCR değerleri sırası ile 2,6; 4,75 ve 12 olarak bulunmuştur.



Şekil 8. Seri III Deneyleri Tip I Geogridleri İçin c_u – BCR Grafiği

Tip II geogridi için c_u=12 değerine karşılık BCR değeri 7,5 olarak bulunmuştur. Tip I geogridi için c_u=12 değerine karşılık BCR değeri 4,75 bulunduğundan, geogridin rijitliğinin BCR değerini artırdığı söylenebilir.

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada yumuşak kil zeminin güçlendirilmiş ve güçlendirilmemiş durumları Seri I, Seri II ve Seri III olmak üzere üç farklı seri halinde yapılan toplam 12 deney ile değerlendirilmiş ve aşağıda sonuçlar sunulmuştur;

Drenajsız kayma mukavemeti(c_u) değerleri taşıma kapasitesini etkilemektedir. Güçlendirilmemiş kilde, taş kolonda ve geosentetikle güçlendirilmiş taş kolonda, c_u değeri arttıkça taşıma kapasitesi değeri de artmaktadır.

Güçlendirilmemiş kilin düşük taşıma kapasitesine sahip olduğu, yumuşak kil içine inşa edilen taş kolon, kilin taşıma kapasitesini artırdığı görülmüştür.

Taş kolonu geosentetikle sarmak taş kolonun performansını artırmıştır. Geosentetikle güçlendirilmiş taş kolon, güçlendirme yapılmamış taş kolona göre oturmayı azaltmış ve taşıma kapasitesini artırmıştır.

Geosentetiğin rijitliğinin, taş kolonun oturma ve taşıma kapasitesi davranışını önemli ölçüde etkilediği görülmüştür. Taş kolonu sarmak için kullanılan geosentetiğin rijitliği arttıkça, yük altındaki taş kolonun yanal deformasyonunun sınırlandırılması sonucu, taşıma kapasitesine olan katkısının da arttığı bulunmuştur.

Güçlendirilmiş durumlarla (Seri II ve III), güçlendirilmemiş kil durumunu (Seri I) karşılaştırmak için "Taşıma Kapasitesi Oranı (BCR)" tanımlanmıştır. Buna göre taş kolon ile güçlendirmede c_u değeri azaldıkça BCR değerinin arttığı, 56, 12 ve 4 c_u değerlerine karşılık BCR değerleri sırası ile 2.25, 3.75 ve 5.00 olarak bulunmuştur. Tip I geosentetikleri ile güçlendirilmiş taş kolonlarda c_u değeri azaldıkça BCR değeri artmaktadır. 56, 12 ve 4 c_u değerlerine karşılık BCR değerleri sırası ile 2.6, 4.75 ve 12 olarak bulunmuştur.

Tip II geogridi için c_u=12 değerine karşılık BCR değeri 7.50 olarak bulunmuştur. Tip I geogridi için c_u=12 değerine karşılık BCR değeri 4.75 bulunduğundan, geogridin rijitliğinin de BCR üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu gözlenmiştir.

KAYNAKLAR

Ambily, A. P., & Gandhi, S. R. (2007), "Behavior of Stone Columns Based on Experimental and FEM Analysis", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(4), 405-415.

Binquet, J. & Lee, K. L. (1975), "Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs", ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, 101 , No. 12, 1241–1255.

Deb, K., Basudhar, P.K., Chandra, S., (2007), "Generalized Model for Geosynthetic Reinforced Granular Fill-Soft Soil With Stone Columns", International Journal of Geomechanics (ASCE), 7, 266e276.

Demir, A., (2011), “Yumuşak Kil Zemin Üzerinde Güçlendirilmiş Stabilize Dolguya Oturan Yüzeysel Temellerin Analizi, Doktora Tezi”, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana

Demir, A., Sarıcı T., Laman M., Bağrıaçık B., Ok B. (2013), “An Experimental Study on Behaviour of Geosynthetic Reinforced Stone Columns”, 2nd International Balkans Conferance on Challenges of Civil Engineering, BCCCE.

Gniel, J., & Bouazza, A. (2009), “Improvement of Soft Soils Using Geogrid Encased Stone Columns”, Geotextiles and Geomembranes, 27 (3), 167-175.

Han, J., Gabr, M.A., (2002), “Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile Supported Earth Platform Over Soft Soil”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE), 128, 44e53.

Isaac, D. S., & Girish, M. S. (2009), “Suitability of Different Materials for Stone Column Construction”, *M. Tech Thesis, College of EngineeringTrivandrum*.

Laman, M. and Yıldız, A., (2003), “Model Studies of Ring Foundations on Geogrid-Reinforced Sand”, Geosynthetics International, Thomas Telford, Vol. 10(5), pp. 142-152.

Van Impe, W., & Silence, P., (1986), “Improving of The Bearing Capacity of Weak Hydraulic Fills By Means Of Geotextiles”, Proceedings of the 3rd International Conference on Geotextiles, Vienna, Austria, pp. 1411–1416

Wood, D. M., Hu, W., & Nash, D. F. T. (2000), “Group Effects in Stone Column Foundations: Model Tests”, *Geotechnique*, *50*(6), 689-698.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

GEOTEKSTİL-KUM ARAYÜZEY SÜRTÜNME AÇISININ KESME KUTUSU DENEYİ İLE İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF FRICTION ANGLE OF GEOTEKSTILE-SAND INTERFACE WITH SIMPLE SHEAR BOX TEST

Gökhan ALTAY [1] **Cafer KAYADELEN [2]** **Ahmet DEMİR [3]** **Murat ÇELİK [4]**

ABSTRACT

Nowadays, the use of geosynthetics such as geotextiles for various purposes has been growing rapidly. Therefore, the design and the configuration parameters of geosynthetic reinforced soil behavior under load is highly important. In this study, a series of shear box tests which will contribute to the design of geotextile-reinforced soil were carried out to obtain the friction angle of geotextile-sand interface. In the experiments, the geotextile, is placed horizontally in the plane of cutting into shear box. End of the tests, it was observed that stress-strain behavior of geotextile-sand interface was similar to the classical behavior of soils.

Keywords: Soil Stabilization, Stone Column, Geosynthetic Encasement, Bearing Capacity

ÖZET

Günümüzde çeşitli amaçlarla geotekstil gibi geosentetiklerin kullanımı hızlı bir şekilde artmaktadır. Bu nedenle yapılan tasarım ve projelendirmelerde geosentetik donatılı zeminlerin yük altında davranış parametreleri oldukça önem kazanmaktadır. Bu çalışmada geotekstil donatılı zeminlerin tasarımına katkı sağlayacak geotekstil-kum arayüzey sürtünme açısı üzerine bir seri kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Deneylerde geotekstil, kesme kutusu içerisine zemin kesme düzlemine yatay olarak yerleştirilmiştir. Yapılan deneylerde, geotekstil-kum arayüzey gerilme deformasyon davranışının klasik zemin davranışına benzediği görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Geotekstil, Kesme Dayanımı, Sürtünme Açısı, Kum Zemin

[1] Arş. Gör., Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, gokhanaltay@osmaniye.edu.tr
[2] Yrd. Doç Dr., Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, ahmetdemir@osmaniye.edu.tr
[3] Doç. Dr., Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, ckayadelen@osmaniye.edu.tr
[4] Arş. Gör., Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, muratcelik@osmaniye.edu.tr

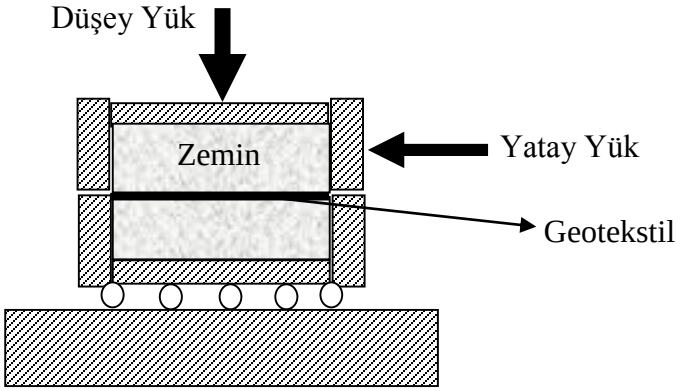
1. GİRİŞ

Mühendislik uygulamalarında geosentetiklerin kullanımı son yıllarda giderek artış göstermektedir. Geosentetikler, ayırma, filtrasyon, drenaj ve güçlendirme görevlerini üstlenirler. Geosentetikler ile güçlendirilen zeminlerin mukavemetinde önemli bir artış gözlenmektedir. Bu sebeple geoteknik mühendisliğinde, istinad duvarları, şevler, dolgular vb birçok uygulamada geotekstillerden faydalanılmaktadır. Ancak geotekstillerin bu mühendislik yapılarında tasarım parametreleri yeterince incelenmemiştir. Örneğin geotekstillerin gömülme derinliği, geotekstilli tabaka sayısı, geotekstilin uzunluğu gibi parametrelerin tahmini için yapılan deneysel çalışmalar sınırlı sayıda kalmaktadır. Diğer taraftan, geotekstil ile güçlendirilmiş zeminlerin mekanik davranışını ortaya koymak için geotekstil- zemin ara yüzündeki sürtünmenin bilinmesi oldukça önem arz etmektedir. Bu konuda, Ingold (1981,1983), Ingold ve Miller (1983) geotekstil ile güçlendirilmiş kilin davranışını üç eksenli, kesme kutusu ve çekme testi gerçekleştirerek araştırmalar yapmışlardır. Daniele vd (1993), zemin-geosentetik etkileşimini araştırabilmek için laboratuvar ortamında küçük ölçekli birtakım deneyler yapmıştır. Farklı tipte geogridlerle ile güçlendirilmiş siltli kum ve çakıllar üzerinde yaptıkları direkt kesme deneyleri sonucu, geosentetik kullanımının zeminin kohezyonunda bir artışa sebep olmadığını ve bu karışımların alışılmamış türde göçtüğünü göstermiştir. Tan vd. (1998), zemin-geotekstil arayüzündeki sürtünme ve kenetlenme direncini araştırmışlardır. Rajagopal vd. (1999), iri daneli zeminlerde geocell kullanılması sonucu dayanım artışlarını araştırmıştırlardır. Haeri vd. (2000) üç eksenli basınç deneyleri ile kum ile geotekstil arayüzündeki gerilme-deformasyon ve genleşme davranışını araştırmıştır. Erdoğan ve Altun (2008) ise geotekstil-kum arayüzey kayma daynımını araştırmak için geotekstil donatılı kumlu zeminler ile kesme kutusu deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Bu çalışmada, geotekstil tipi, kumun sıkılık değeri ve dane dağılımının arayüzey davranışı üzerinde etkili olduğu vurgulanmıştır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMA

2.1. Deney Düzeneği

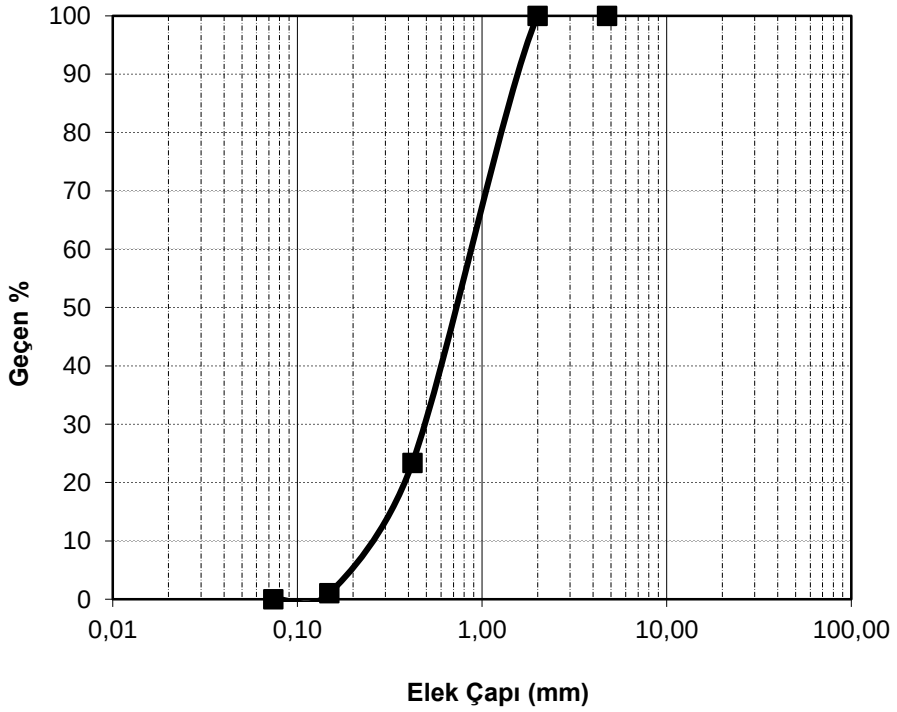
Model Deneyler, Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarında ASTM D 5321-02(Standart Test Method for Determining the Coefficient of Soil and Geosynthetic Friction by the Direct Shear Method) standardı referans alınarak yapılmıştır. Bu çalışma kapsamında, kumlu zeminlerde geotekstil kullanımının normal gerilme koşulları altında geotekstil-kum arayüzey sürtünme açısı incelenmiştir. Bu amaçla bir seri kesme kutusu deneyi yapılmıştır. Deneyler Şekil 1'de gösterildiği gibi geotekstil malzeme kumun tam kesme düzleminde ve yatay olarak konumlandırılmıştr. Böylece yatay kuvvet uygulanması esnasında geotekstil kum arayüzey direnci ölçülmüş olacaktır.



Şekil 1. Kesme Kutusunda Geotekstilin Yerleşim Düzeni Deney Şeması

2.2. Kullanılan Malzemelerin Özellikleri

Deneysel çalışmalarda, Çukurova Bölgesi, Ceyhan nehir yatağından getirilen kum zemin kullanılmıştır. Kum numuneler üzerinde yapılan elek analizi ve piknometre deneyleri sonucunda, kullanılan kumun zemin sınıfı, kötü derecelenmiş ince ve temiz kum (SP) ve dane birim hacim ağırlığı da, γ_s=2.73 g/cm^3 olarak elde edilmiştir (Şekil 2 ve Tablo 1). Ayrıca kum zeminin en gevşek ve en sıkı haldeki kuru birim hacim ağırlıkları sırasıyla γ_{kmin} =1.58 g/cm^3 ve γ_{kmax} =1.74 g/cm^3 olarak elde edilmiştir.



Şekil 2. Kum Zemine Ait Dane Çapı Dağılım Eğrisi

Tablo 1. Deneyde Kullanılan Kum Zeminin Endeks Özellikleri

Endeks ve Kompaksiyon Parametreleri	Kötü Derecelenmiş Kum (SP)		
D_{10}	0,27		
D_{30}	0,5		
D_{60}	0,9		
Üniformluk Katsayısı,(C_u)	3,33		
Derecelenme Katsayısı,(C_s)	1,03		
Maksimum Boşluk Oranı, e_{max}	0,73		
Minumum Boşluk Oranı, e_{min}	0,57		
Dr (%)	50	60	70
γ (g/cm^3)	1,656	1,672	1,699

Deneysel çalışmalarda, kesme kutusu deneyleri, ara yüzeyde üretici firmadan temin edilen örgüsüz geotekstil kullanılarak yapılmıştır. Kullanılan geotekstilin mekanik ve fiziksel özellikleri üretici firmadan alınmış olup Tablo 2' de verilmektedir.

Tablo 2. Geotekstilin Bazı Fiziksel ve Mekanik Özellikleri

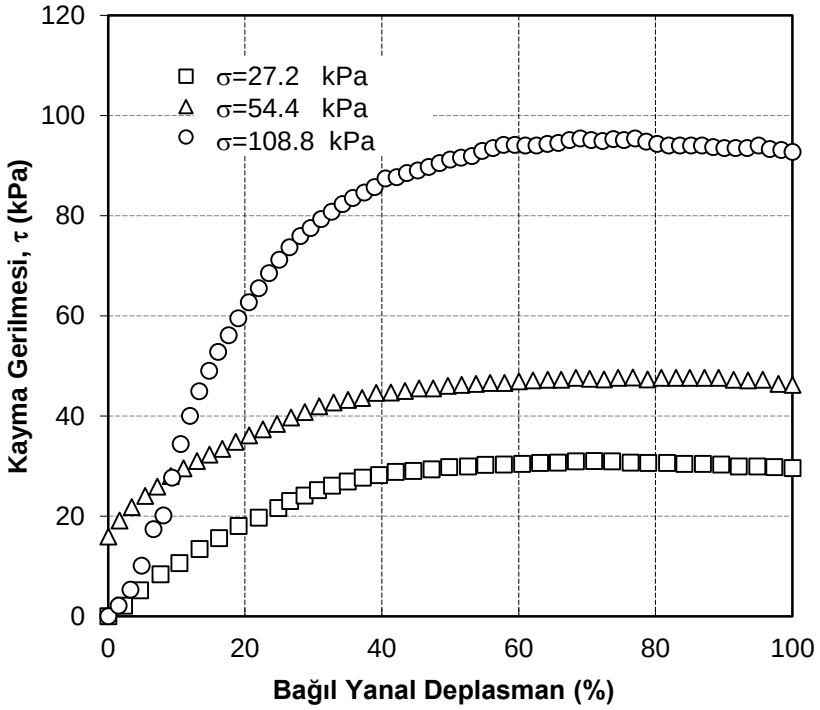
Özellikler	**Birim**	**Değerler**
Birim Yüzey Ağırlığı	(g/m^2)	500
Kalınlık	(mm)	4
Kopma Mukavemeti	(kN/m)	27-29
Kopmadaki Uzama	(%)	50-80
Statik Delinme Dayanımı	(N)	5500
Dinamik Delinme Dayanımı	(mm)	3
Su Geçirgenliği	(m/sn)	0,025
Karakteristik Göz Açıklığı	(mm)	0,1

2.3. Deney Aşaması

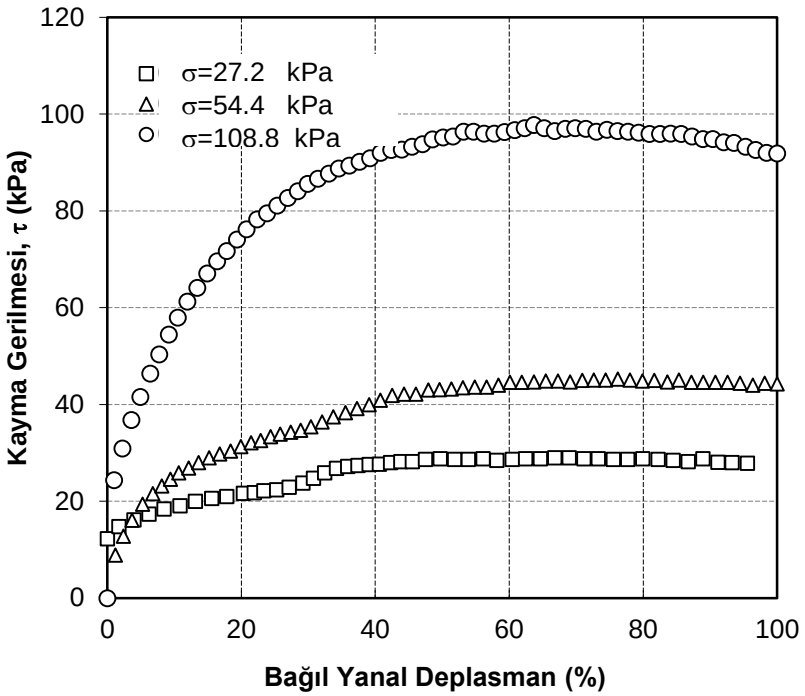
Deneylerde öncelikle istenilen sıkılıklarda kuru birim hacim ağırlıkları hesaplanmıştır. Kum numuneleri, deney moldu içerisine sıkılıkları sırasıyla, Dr=%50, %60 ve %70 olacak şekilde dinamik yöntem kullanılarak yerleştirilmiştir. İstenilen sıkılığı sağlamak amacıyla, deney kalıbı içerisine gerekli olan kum ağırlığı önceden hesaplanarak kontrollü bir şekilde sıkıştırma işlemi yapılmıştır. Deneyler, ASTM D 5321-02 (Standart Test Method for Determining the Coefficient of Soil and Geosynthetic Friction by the Direct Shear Method) standardı referans alınarak yapılmıştır.

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

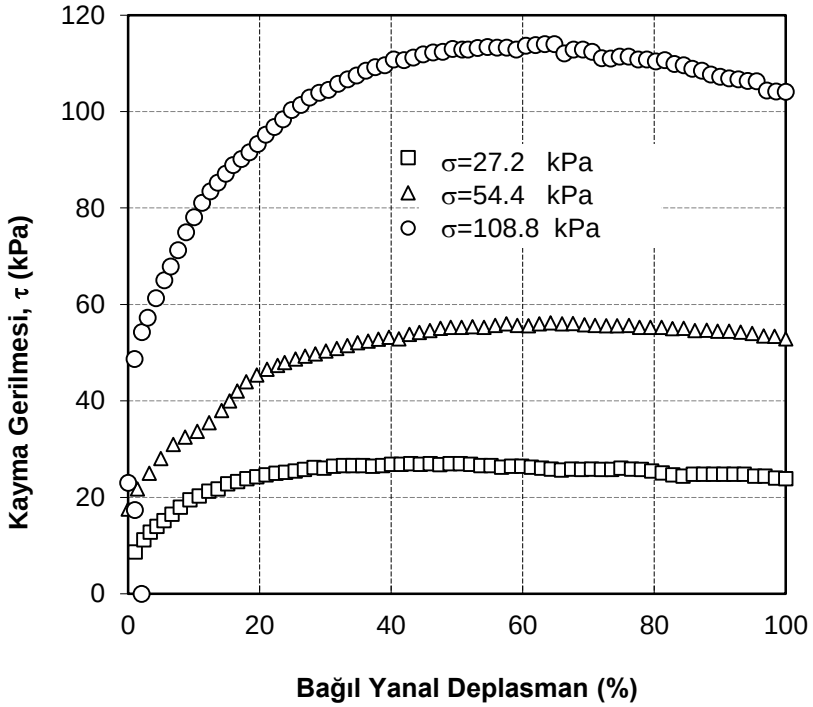
Bu çalışmada kesme kutusu deneyi düzeneği kullanılarak kum zemin ile geotekstil arasındaki sürtünme davranışı incelenmeye çalışılmıştır. Yapılan deneylerden kumlu zeminin içsel sürtünme açısı, geotekstilli kumlu zemin arayüzey sürtünme açısından büyük olduğu görülmüştür. Ayrıca arayüzey yük deformasyon davranışları ise, zeminlerin klasik yük deformasyon davranışına benzer olduğu görülmüştür. Şekil 3-5. de geotekstil kullanılmadan yani donatısız kumlu zeminin farklı sıkılık değerlerinde gerçekleştirilen kesme kutusu deneyilerinde elde edilen gerilme deformasyon eğrileri görülmektedir. Bu eğrilere göre zeminin sıkılık değerleri arttığında yenilme değerlerinin de arttığı görülmekte ve buna bağlı olarakta içsel sürtünme değerlerinin arttığı görülmüştür. İçsel sürme açıları % 50 sıkılık durumunda 38°, % 60 sıkılıkta 40°, % 70 sıkılıkta ise 46° olarak bulunmuştur.



Şekil 3. Donatısız durumda kumlu zeminin gerilme deformasyon eğrileri (%50 sıkılık)

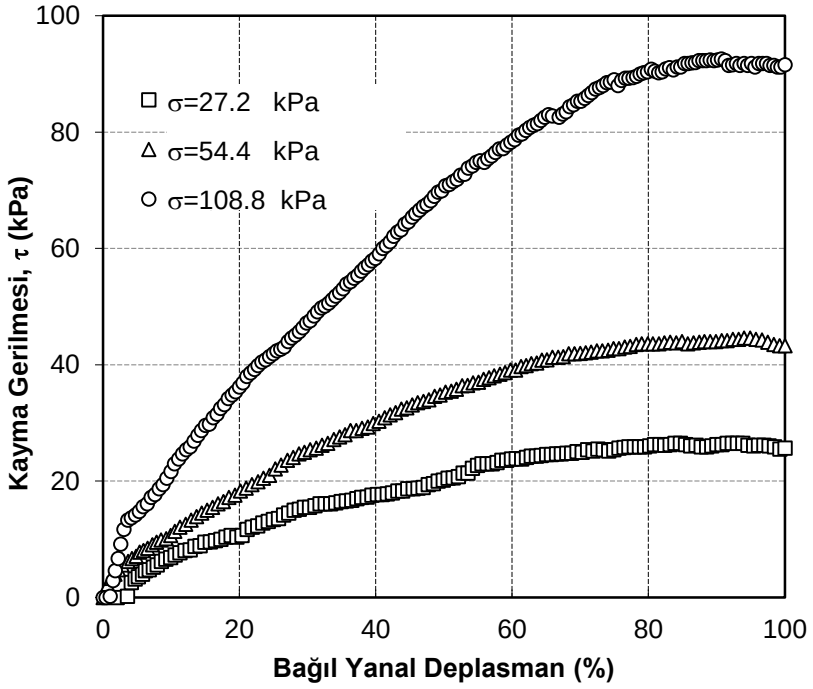


Şekil 4. Donatısız durumda kumlu zeminin gerilme deformasyon eğrileri (%60 sıkılık)

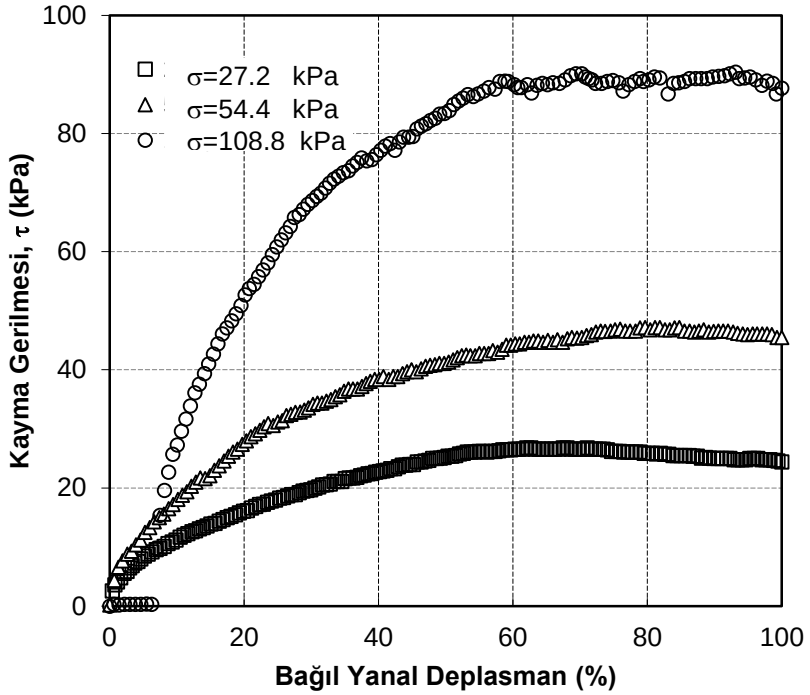


Şekil 5. Donatısız durumda kumlu zeminin gerilme deformasyon eğrileri (%70 sıkılık)

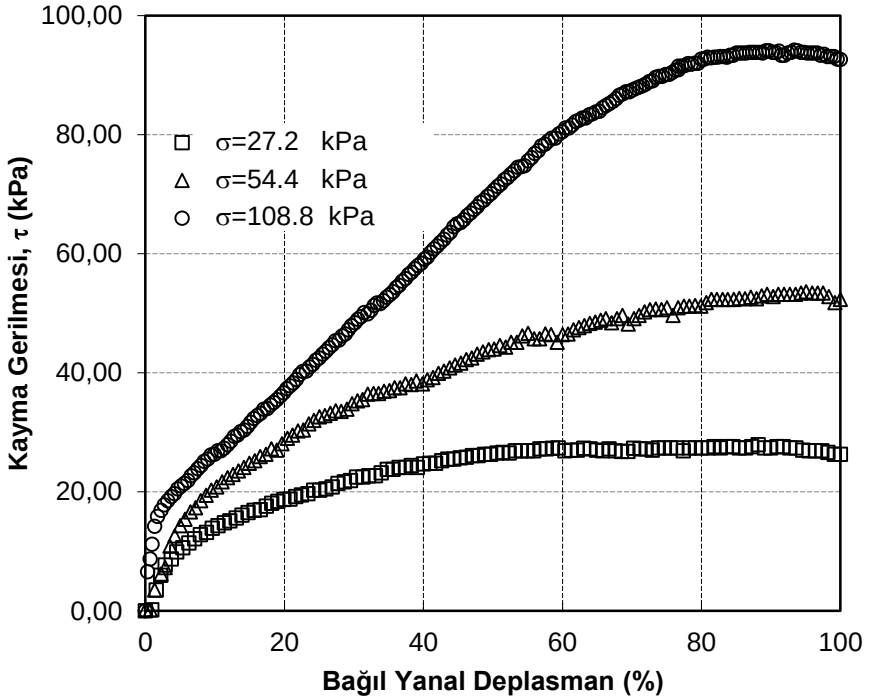
Şekil 6-8' da ise aynı sıkılık değerlerinde geotekstil donatılı kumlu zeminin gerilme deformasyon eğrileri görülmektedir. Önceden de belirtildiği gibi geotekstiller kesme kutusunda, tam olarak kesme düzlemine konulmuştur. Şekillerden görüldüğü gibi davranış olarak zeminlerin klasik gerilme deformasyon eğrileri elde edilmiştir. Burada dikkat çekici tarafın, aynı sıkılık değerleri ve aynı düşey yükleme durumunda, geotekstil-kum arayüzey dayanımın donatısız kuma göre küçük olmasıdır. Bu durum tüm sıkılık değerlerinde gözlenmektedir. Diğer taraftan geotekstil kum arayüzey sürtünme açısı tüm sıkılık değerlerinde yaklaşık olarak eşit, yani 38° derece olarak bulunmuştur. Bu sonuç geotekstil-kum arayüzeyinin sürtünme açısının bu çalışmada seçilen sıkılık değerlerinden fazla etkilenmediğini göstermiştir. Ayrıca donatısız durumda %60 ve %70 sıkılık değerlerinde zemin içsel sürtünme açısının daha büyük olduğu görülmüştür.



Şekil 6.Donatılı Durumda Geotekstil-Kum arayüzey gerilme deformasyon eğrileri (%50 sıkılık)



Şekil 7.Donatılı Durumda Geotekstil-Kum Arayüzey Gerilme Deformasyon Eğrileri (%60 Sıkılık)



Şekil 8.Donatılı Durumda Geotekstil-Kum arayüzey gerilme deformasyon eğrileri (%70 sıkılık)

3. SONUÇLAR

Bu çalışmada farklı sıkılıkta Gedotekstil-Kum arayüzey davrınışını incelemek için bir seri kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Deneylerde uniform kum zemin içerisine kesme düzlemine parallel olarak geotekstil malzeme yerleştirilmiştir. Böylece Geotekstil –Kum arayüzey keme dayanımı ölçülmüştür. Yapılan değerlendirmelerde ve elde edilen eğrilerde Getekstil-Kum arayüzeyi gerilme deformasyon davrınışın klasik zemin davrnışına benzediği görülmüştür. Ancak aynı sıkılıkta donatısız zeminin kesme dayanımından daha küçük değerler elde edilmiştir. Diğer taraftan, %50, %60 ve % 70 sıkılık değerlerinde , Geotekstil-Kum arayüzeyi sürtünme açısı önemli değişme olmadığı görülmüş ve bulunan değerlerin de donatısız kum zeminin içsel sürtünme açısında küçük olduğu anlaşılmıştır.

KAYNAKLAR

Ingold, T. S. (1981). Effect of particle size on the mechanical behaviour of sandgeotextile composites. Geotechnique, 31(3), 399--412.

Ingold, T. S. (1983). Effect of particle size on the mechanical behaviour of sand geotextile composites. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 109(5), 738- 744.

Ingold, T. S. & Miller, K. S. (1983). Effect of particle size on the mechanical behaviour of sand-geotextile composites. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 109(7), 883-898.

Ingold, T. S. (1994). The Geotextile and Geomembranes Manual. Elsevier Advanced Technology, U.K.

Daniele, C., Picarelli L., Ricciuti A., Rimold P. (1993), "Laboratory investigations on the shear strength of geogrid reinforced soils", ASTM Special Technical PublicationSymposium on Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedures, No. 1190, 119-137.

Tan, S.A., Chew, S.H., Wong, W.K. (1998), "Sand-geotextile interface shear strength by torsional ring shear tests", Geotextiles and Geomembranes, Vol.16, No.3, 161-174.

S.M. Haeri et al., 2000, Effect Of Geotextile Reinforcement On The Mechanical Behaviour Of Sand, Geotextiles and Geomembranes, Vol.18, 382-402 pp.

Rajagopal, K., Krishnaswamy N.R., Latha, G.M. (1999), "Behaviour of sand confined with single and multiple geocells", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 17, No. 3, 171-184.

Erdoğan Ve Altun (2008) KUM / Geotekstil Ara Yüzey Kayma Dayanımının
Kesme Kutusu Deneyleriyle Belirlenmesi, S.Ü. Müh.-Mim. Fak. Derg., C.23, S.2, 2008

ASTM D 5321-02 Standart Test Method for Determining the Coefficient of Soil and Geosynthetic Friction by the Direct Shear Method.

KUM ZEMİNLERDE SÜKUNETTEKİ TOPRAK BASINCI KATSAYISININ DENEYSEL VE TEORİK OLARAK BELİRLENMESİ

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDIES OF K_0 ON SANDY SOILS

Baki BAĞRIAÇIK[1] Mustafa LAMAN[2] Bahadır OK[3] Ahmet DEMİR[3] Talha SARICI[4] Gökhan ALTAY[5]

ABSTRACT

In this study, the induced vertical and horizontal soil stress values of the circular foundations on sandy soils were investigated by model tests and Finite Element Method. For this purpose, the depth in the ground with additional vertical and horizontal stress values caused by circular foundations were investigated. In model tests, pressure transducers have been used in order to measure stress values.Also, the effect of K_0 which were found with the proportion of horizontal and vertical stresses, was determined by dividing horizontal stress. In addition that, the test results were compared with the results of FEM (Plaxis).

Key Words: Vertical and Horizontal Stresses, Sandy Soil, Pressure Transducer, Circular Foundation, Finite Element Method.

ÖZET

Bu çalışmada, kumlu zeminler üzerine oturan dairesel temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave yatay ve düşey gerilme davranışları laboratuar model deneyleri ve sonlu elemanlar analizleri (Plaxis) ile araştırılmıştır. Bu amaçla zemin içerisinde belirlenen derinlikteki dairesel temele artan yüklerden dolayı meydana gelen ilave düşey ve yatay gerilme değerleri ölçülüp, yatay gerilmelerin düşey gerilmelere oranlanmasıyla bulunan K_0 değerleri incelenmiş ve yükün artmasına bağlı olarak zeminin sıkılığının artması ile K_0'ın değişimi incelenmiştir. Deneylerde gerilme değerlerini ölçmek için basınç transducerleri kullanılmıştır. Ayrıca, yapılan deney sonuçları ve sonlu elemanlar yöntemi ile bulunan analiz sonuçları karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Düşey ve Yatay Gerilmeler, Kum Zemin, Basınç Algılayıcı, Dairesel Temel, Sonlu Elemanlar Yöntemi.

[1] Arş. Gör. Baki BAĞRIAÇIK, Çukurova Ünv. İnşaat Müh. Böl., bbagriacik@cu.edu.tr
[2] Prof. Dr. Mustafa LAMAN, Çukurova Ünv. İnşaat Müh. Böl., mlaman@cu.edu.tr
[3]Arş.Gör. Bahadır OK, Adana Bilim ve Teknojoji Ünv. , İnşaat Müh. Böl., bahadirok@adanabtu.edu.tr
[4]Yrd.Doç. Dr. Ahmet DEMİR, Osmaniye Korkut Ata Ünv. İnşaat Müh. Böl., ahmetdemir@osmaniye.edu.tr
[5]Arş.Gör. Talha SARICI, İnünü Ünv., İnşaat Müh. Böl., talha.sarıcı@inomu.edu.tr
[6]Arş.Gör. Gökhan ALTAY, Osmaniye Korkut Ata Ünv., İnşaat Müh. Böl., gokhanaltay@osmaniye.edu.tr

1. GİRİŞ

Zeminlerin çok karmaşık bir malzeme olmaları nedeni ile, zemin mekaniği ve temel inşaatı problemlerinde temel kavramların iyi anlaşılması ve mühendislik tecrübesi çok özel bir öneme sahiptir. Birçok inşaat malzemesi için, tasarım ve uygulama problemlerinin çözümünde genel olarak malzeme davranışının tam olarak kavranması gerekmeden belirli katsayıların kullanılması yeterli olmaktadır. Fakat zemin ile ilgili problemlerde kullanılacak malzeme özelliklerinin hangi koşullarda belirlendiği ve geçerliliğini koruduğunu anlamadan ve bu konuda yeterli tecrübe birikimine sahip olmadan güvenli ve ekonomik mühendislik çözümleri elde etmek mümkün olmamaktadır. Durumun böyle olması zemin mekaniği ve temel inşaatının yani geoteknik biliminin önemini daha da artırmaktadır (Uzuner, 1998).

Zemin yüzüne uygulanan düşey yükler altında meydana gelen yatay gerilmeler ve bunların derinlikle değişimi de yine elastisite teorisi kullanılarak bulunmaya çalışılmaktadır. Bu çözümlerde düşey gerilmelerden farklı olarak yatay gerilmeler, zeminin elastisite modülü ve poisson oranına bağımlı olmaktadır. Bu durumda, bu zemin parametre değerlerinin gerçekçi olarak saptanması başlı başına bir problem oluşturmaktadır (Özaydın, 1989).

Yapı yükleri, zemin yüzeyine temellerle iletildiğinde, zemin içerisinde oluşan ilave gerilmelerden dolayı özellikle yükün etkidiği bölgeye yakın kısımlarda fazla olmak üzere, şekil değiştirmeler meydana gelir. Oluşan yatay ve düşey gerilmelerin şiddetinin ve dağılımının bilinmesi, birçok problemin çözümü ve projelerin tasarımında oldukça önem arz etmektedir (Uzuner, 1998).

Geoteknik problemlerde yatay ve düşey gerilmelerin bilinmesinin önem arz etmesi nedeniyle, problemlerim çözümü ve projelerin tasarımında bu değerlerin belirlenebilmesi için kullanılan en gerçekçi yöntemlerden biri model deneyler yaparak, bu sonuçları sonlu elemanlar vb. yöntemlere dayalı bir program yardımıyla karşılaştırmaktır.

2. LİTERATÜR ÇALIŞMASI

Zeminlerde oluşan düşey ve yatay gerilmelerin önemli olduğu için birçok deney düzeneği ve tekniği geliştirilmiştir.

Üniform dairesel yükten dolayı zemin içinde olusan düsey gerilme Boussinesq (1885) tarafından asağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$\Delta\sigma_z = q\left[1 - \frac{z^3}{\left(R^2 + z^2\right)^{\frac{3}{2}}}\right] \qquad 2.1$$

(R: yarıçap, z:derinlik)

Terzaghi (1920) kum ve kil numunelerde düşey yüklerden dolayı oluşan yatay ve düşey gerilmeleri deney düzeneğiyle ölçmüştür. Yaptığı deneyler sonucunda, Donath (1891) tarafından yatay gerilmenin düşey gerilmeye oranı şeklinde tarif edilen sükunetteki yanal zemin basınç katsayısı, K_0 değerlerini elde etmiştir. Kaba kum için bu değeri K_0=0.42 olarak belirlemiştir. Kompaksiyonun K_0 değerleri üzerindeki etkileri de ilk olarak Terzaghi tarafından araştırılmış ve kum zeminde K_0 değerinin 0.6 ile 0.7 arasında değiştiği bildirilmiştir (Hanna ve Ghaly, 1992).

Kjellman (1936), üç eksenli deney aletine benzeyen bir alet geliştirerek kumlu zeminlerde meydana gelen gerilmeleri ölçmüş ve K_0 katsayısının zeminin gerilme

tarihçesine bağlı olduğunu belirtmiştir. Sonuç olarak K_0 değerinin 0.5-1.5 arasında olduğunu belirlemiştir.

Üniform dairesel yükten dolayı zemin içerisinde olusan düsey gerilme Westergaard (1938) tarafından asağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$\Delta\sigma_z = q\left\{1 - \frac{k}{\left[k^2 + (R/z)^2\right]^{1/2}}\right\} \qquad 2.2$$

(R: yarıçap, k: geometriye bağlı bir katsayı, z: derinlik)

Hendron (1963) ve Hanna ve Ghaly (1992) yatay ve düşey gerilmeleri, basınç algılayıcıları ve strain gauge'ler kullanarak ölçmüşlerdir. Hanna ve Ghaly (1992), ayrıca deneysel olarak hesaplanan K_0 değerleri Jaky (1948) tarafından verilen K_0=1-sin ϕ değerleri ile karşılaştırılarak, sıkılığın artmasına bağlı olarak deneysel ve teorik K_0 değerlerinin azaldığı, deneysel olarak ölçülen ilave gerilmelerin teorik değerlerden oldukça büyük olduğunu görmüştür.

Tekinsoy (1995) her türlü zemin için kullanılabilecek yeni bünye denklemleri bulmuş ve bu denklemin zeminlerin gerilme artımı problemlerinde kullanılabileceğini öne sürmüştür.

$$\sigma_z = q\left[1 - \frac{z^3}{(4K_0R^2 + z^2)^{3/2}}\right] \qquad 2.3$$

(R: yarıçap, z: derinlik, K_0=1-sin ϕ)

Cho ve Vipulanandan (1998) kumlu zeminlerde gerilme dağılımını belirlemek amacıyla, basınç algılayıcıları kullanmış ve ölçümler gerçekleştirmişlerdir. Deneyde kullanılan kumun sıkılık derecesi Dr=%70 olacak şekilde kasa içerisine yerleştirilip zemin üzerine rijit bir plaka ile de yük uygulanmıştır. Deneyler sonunda elde edilen düşey gerilme değerleri, Van Horn (1963) tarafından verilen teorik çözümle karşılaştırılmıştır. Sonuçta deneysel ölçümlerin teorik hesapla uyum içinde olduğu görülmüştür (Bağrıaçık, 2010-a).

Hanna ve Soliman-Saad (2001), kumlu zeminlerde kompaksiyonun gerilme değerlerine etkisini araştırmak amacıyla metal bir kasa içerisine, değişik sıkılıklarda yerleştirilen kum numunelerde oluşan gerilmeleri ölçmüşlerdir. Ölçülen yatay gerilmelerin düşey gerilmelere oranlanmasıyla bulunan K_0 değerleri, K_0=1-sinϕ formülü ile karşılaştırılmıştır. Sonuçta, sıkılık arttıkça, 1-sinϕ formülü ile hesaplanan K_0 değerlerinin azaldığını, yatay gerilmelerin düşey gerilmelere oranlanmasıyla bulunan K_0 değerlerinin ise arttığını belirlemişlerdir.

Laman ve Keskin (2004), kumlu zeminlerde kare kesitli bir kasa içerisinde deneyler gerçekleştirilmiş ve gerilme değerlerini ölçmek için 1 adet basınç algılayıcı kullanılmıştır. Sıkılığın ilave düşey gerilme değerlerine etkisinin araştırılması için deneyler iki farklı sıkılıkta hazırlanan kum zeminler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Ayrıca deney düzeneği, sonlu elemanlar yöntemi ile modellenip PLAXIS paket programı yardımıyla analiz edilmiştir. Sonuçta, derinlik arttıkça gerilme değerlerinin azaldığı, deney sonuçlarının üç farklı derinlikte de Boussinesq çözümlerine oldukça yakın olduğu görülmüştür.

Laman ve ark. (2004), kumlu zeminlere oturan dairesel temellerden dolayı zemin içerisinde oluşan düşey ve yatay gerilme değerlerini model deneyler yaparak incelenmişlerdir. Çalışmada iki farklı sıkılıkta kum numuneler hazırlanmış ve iki farklı

çapta dairesel temel kullanılmıştır. Ayrıca model deney düzeneği, sonlu elemanlar yöntemi ile modellenerek, PLAXIS paket programı ile analiz edilmiştir. Elde edilen sonuçlar, mevcut teorik yöntemler ve deneysel bulgularla karşılaştırılmıştır. Bu sonuçlardan, taban alanından z derinliğinde bulunan yatay düzlemlerdeki gerilme dağılışının aynı karakteristik şekli gösterdiği, ölçüm derinliğinin artmasıyla temel plakası merkezinin altındaki basıncın da azaldığı ve kum numunenin herhangi bir noktasındaki gerilme değerinin uygulanan yük ile orantılı olarak arttığı görülmüştür.

Keskin ve ark. (2008), kumlu zeminlere oturan üniform yüklü kare temellerin merkezi altında oluşan ilave düşey gerilme değerlerini deneysel ve sayısal olarak araştırmışlardır. Elde edilen değerler Boussinesq yöntemi sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Deneyler, kare kesitli bir kasa içerisinde gerçekleştirilmiş ve düşey gerilme değerlerini bulmak için basınç algılayıcı kullanılmıştır. Sayısal çalışmada zemin, iki boyutlu eksenel simetrik ve üç boyutlu koşullarda sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak, lineer elastik ve non-lineer elasto-plastik malzeme olarak modellenmiş ve analizlerde kullanılan bu modellerin ilave düşey gerilme değerlerine etkisi araştırılmıştır. Çalışma sonunda deneysel, sayısal ve teorik sonuçlar arasında belli derinliklerde genel bir uyum gözlenmiştir.

Bağrıaçık ve Laman (2010-b), Bağrıaçık ve Laman (2011–a) ve Bağrıaçık ve Laman (2011–b) kumlu zeminler üzerine oturan farklı boyutlardaki dairesel temellerden, farklı geometrilerdeki yüzeysel temellerden ve donatısız ve geogrid donatılı kumlu zeminler üzerine oturan yüzeysel temellerden dolayı meydana gelen düşey gerilmeleri belirlemek amacıyla model deneyler gerçekleştirmişlerdir. Sonuçta, kumlu zeminlerde boyut etkisinin önemli mertebelerde olmadığını, farklı geometrilerdeki temellerde şekil etkisinin önemli mertebelerde olduğu, geogrid donatılı kumlu zeminler üzerine oturan yüzeysel temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave düşey gerilmelerin, donatısız duruma göre, % 27 mertebelerinde fazladan azaldığını belirtmişlerdir.

Bağrıaçık ve ark. (2011–c), farklı sıkılıklardaki kumlu zeminler üzerine oturan dairesel temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave düşey gerilme davranışlarını laboratuar model deneyleri yaparak araştırmış ve literatürdeki teorik yöntemlerle karşılaştırmıştır. Sonuç olarak, Boussinesq çözümünün, deney sonuçları ile uyumlu görülmüştür.

Bağrıaçık ve ark. (2011–d), kumlu zeminler üzerine oturan dairesel temellerden dolayı zemin içerisinde oluşan ilave yatay ve düşey gerilme değerleri laboratuar model deneyleri yapılarak araştırmıştır. Bu amaçla zemin içerisinde belirlenen derinlikte artan yüklerden dolayı etkiyen ilave düşey ve yatay gerilme değerleri ölçülüp, yatay gerilmelerin düşey gerilmelere oranlanmasıyla bulunan K_0 değerleri incelenmiş ve yükün artmasına bağlı olarak zeminin sıkılığının artması ile K_0'ın değişimi incelenmiştir. Deney sonuçlarına göre, K_0 değerlerinin, derinlik arttıkça azaldığı ve sıkılık arttıkça K_0 değerlerinin azaldığı belirlenmiştir.

Bağrıaçık ve ark. (2012), donatı ile güçlendirilmiş kare (B=5cm) bir temel altındaki zeminlerde optimum ilk donatı tabakası derinliği, yükleme ve gerilme açısından deneysel olarak belirlenmiştir. Bu amaçla, zemin içerisinde belirlenen derinliklere geogrid donatı yerleştirilerek meydana gelen ilave düşey gerilme değerleri basınç algılayıcıları yardımıyla ölçülmüştür. Deneylerde, sabit derinlikte (Z=2.0B) bir kum tabakası hazırlanmış ve kare temelden dolayı oluşan donatısız durumda, Z=2.0B derinlikte meydana gelen gerilme değerleri ölçülmüştür. Tek sıra geogrid donatı yerleştirilerek meydana gelen gerilme değerleri ile karşılaştırılarak optimum ilk donatı tabakası derinliği belirlenmiştir. Sonuçta, temel tabanından itibaren U=0.40B (2cm) (U=geogridin temel tabanından derinliği, B=temelin boyutu, Z=kum tabakası derinliği) derinliğe kadar gerilme değerlerinde belirli oranlarda azalmalar meydana gelirken, U=0.40B'den daha derinlerde ilave herhangi bir

gerilme azalması meydana gelmediği görülmüştür. Buna bağlı olarak optimum ilk donatı tabakası derinliği U=0.40B olarak belirlenmiştir.

2. MATERYAL VE METOD

2.1. Materyal

2.1.1. Deney Kumu

Çalışmalarda, Çukurova Bölgesindeki Çakıt nehir yatağından çıkarılan kum numuneler kullanılmıştır (Şekil 1). Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Zemin Mekaniği Laboratuarında deney kumunun endeks ve kayma mukavemeti özelliklerinin belirlenmesi amacıyla deneyler yapılmıştır (Bağrıaçık, 2010-a).

Şekil 1. Deney Kumu (Bağrıaçık, 2010-a)

Dane çapı dağılım eğrisinden deney kumunun, zemin sınıfı, TS 1500'e göre SP olarak elde edilmiştir. Elek analizi deney sonuçları Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Zemin Özellikleri

Granülometri Parametreleri	Birim	Değer
Orta Kum Yüzdesi	%	46.40
İnce Kum Yüzdesi	%	53.60
Efektif Dane Çapı, D_{10}	mm	0.18
D_{30}	mm	0.30
D_{60}	mm	0.50
Üniformluk Katsayısı, Cu	-	2.78
Derecelenme Katsayısı, Cc	-	1.00
Zemin Sınıfı	-	SP

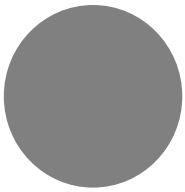
2.1.2. Deney Kasası

Kumlu zeminlerde gerilme ölçümü ile ilgili yapılan deneysel çalışmalar, Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Zemin Mekaniği Laboratuarında 500 mm genişliğinde ve 400 mm yüksekliğindeki kare kesitli kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 2). Deney kasası iskeleti çelik profillerden olup, ön ve arka yüzü 6 mm kalınlığında cam, yan yüzeyler ile alt taban ise, 20 mm kalınlığındaki ahşap malzemeden üretilmiştir (Bağrıaçık, 2010-a).

Şekil 2. Deney Kasası (Bağrıaçık, 2010–a)

2.1.3. Model Temeller

Deneysel çalışmada çapı 6 cm olan dairesel temel kullanılmıştır.



Şekil 3. B=6 cm'lik Dairesel Temel

2.1.4. Yükleme Sistemi ve Yük Hücresi

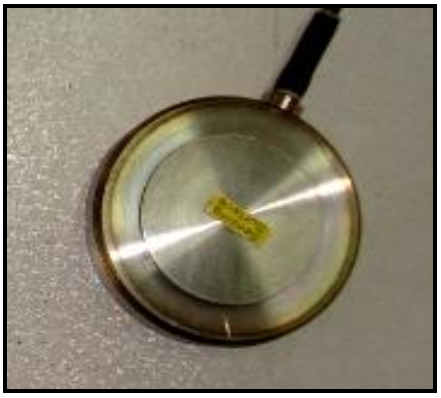
Farklı yükleme hızlarında çekme ve basınç uygulayabilen özel bir yükleme düzeneği geliştirilerek deneyler gerçekleştirilmiştir (Şekil 4). Deneylerde, temel plakalarına gelen yük değerlerini belirlemek amacıyla ESİT firması tarafından üretilen elektronik yük hücresi kullanılmıştır (Şekil 5).

Şekil 4. Yükleme Sistemi (Bağrıaçık, 2010-a)

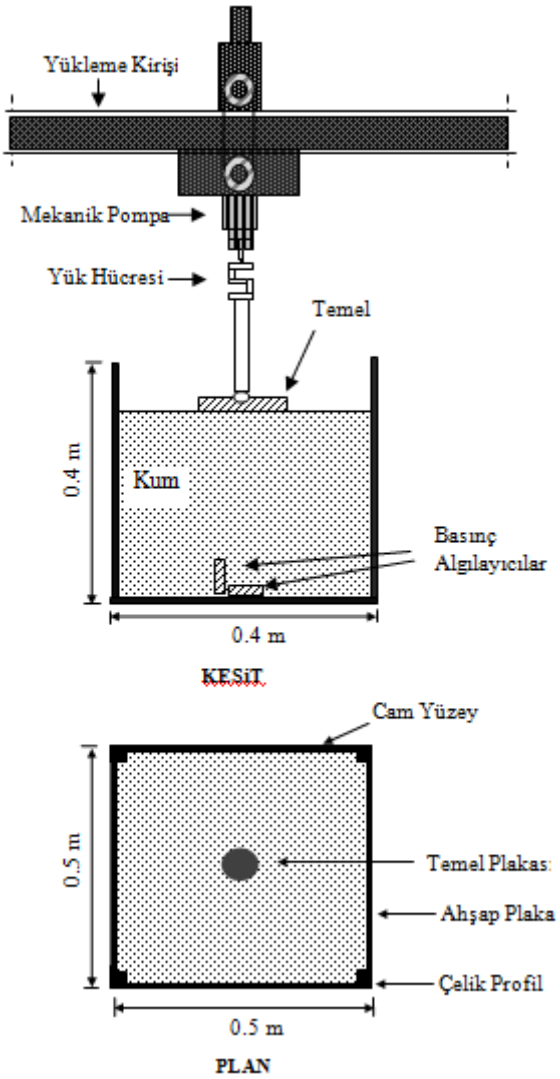
Şekil 5. Yük Hücresi (Bağrıaçık, 2010-a)

2.1.5. Basınç Tranduceri

Zeminde meydana gelen düşey gerilmeleri ölçmek için 200 kPa kapasiteli Japon Tokyo Sokkı Kenkyujo Co., Ltd. firması tarafından imal edilen basınç algılayıcıları kullanılmıştır.



Şekil 6. Basınç Tranduceri (Bağrıaçık, 2010-a)



Şekil 7. Deney Düzeneği (Bağrıaçık, 2011-c)

2.1.6. Data Kaydetme Ünitesi (ADU)

Uygulanan düşey yükler, yük hücresi yardımıyla EL27-1495 seri numaralı ve 8 kanal girişli ADU (Autonomous Data Asquistion Unit) veri toplama ünitesine aktarılmıştır (Şekil 8). Uygulanan düşey yüklerden dolayı meydana gelen düşey gerilmeler ise, basınç algılayıcıları yardımıyla, Şekil 9'da görülen Japon Tokyo Sokkı Kenkyujo Co. Ltd. firması tarafından imal edilen TML markalı TDS–301 modelindeki veri toplama ünitesinden elde edilmiştir.

Şekil 8. ADU Cihazı Programı (Bağrıaçık, 2010-a)

Şekil 9. TML Markalı Veri Toplama Ünitesi (Bağrıaçık, 2010-a)

2.2. Metod

Çalışmada, kumlu zeminler üzerine oturan yüzeysel temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave düşey ve yatay gerilme değerleri laboratuar model deneyleri yapılarak araştırılmıştır. Bu amaçla zemin içerisinde belirlenen derinlikteki dairesel temele artan yüklerden dolayı meydana gelen ilave düşey ve yatay gerilme değerleri ölçülüp, bu gerilmelerin oranlanmasıyla meydana gelen K_0 değerleri incelenmiş ve yükün artmasına bağlı olarak zeminin sıkılığının artması ile K_0'ın değişimi incelenmiştir. Deneyler aşağıda belirtilen hususlara dikkat edilerek gerçekleştirilmiştir.

- Basınç transducerleri deney kasasının içerisine deney esnasında hareket etmeyecek şekilde sabitlenmiştir.

- Kum zemin, kasa içerisine tabakalar halinde ve birim hacim ağırlığı γ_k = 15.0 kN/m^3 olacak şekilde sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Bu amaçla, her tabaka için gerekli kum ağırlığı önceden hesaplanarak kontrollü bir şekilde sıkıştırma yapılmıştır.

- Sıkıştırma işlemi tamamlandıktan sonra zemin üst yüzeyinin düzgünlüğü su terazi ile kontrol edilmiş ve temel plakası zemin yüzeyine yerleştirilmiştir.

- Uygulanan yükün, temel plakası merkezine düşey yönde ve uniform olacak şekilde etki ettirilmesine dikkat edilmiştir.

- Deney sırasında, kademeli olarak yüklemeye devam edilmiş ve yükleme hızı her kademede sabit tutulmuştur.

- Her yükleme kademesinde oluşan gerilmeler, TML markalı TDS–301 modelindeki taşınabilir datalogger'dan okunmuştur (Bağrıaçık, 2010-a).

3. Sonlu Elemanlar Yöntemi

Sayısal analizler, karmaşık mühendislik problemlerinin çözümünde kullanılan etkin matematiksel yöntemlerdir. Sonlu elemanlar yöntemi, sürekli bir ortamın sonlu eleman olarak adlandırılan çeşitli geometrik alt bölgelere ayrılarak mühendislik problemlerinin çözülebildiği matematiksel yöntemlerden biridir. Sonlu elemanlar yöntemi, inşaat mühendisliğinin çoğu uygulamalarında hem araştırma amaçlı, hem de problemlerin tasarımında yaygın olarak kullanılan bir sayısal analiz tekniğidir. Genel anlamda sonlu elemanlar yöntemi, zemin mekaniğinde, şevlerin gerilme analizinde, barajlarda, tünellerde, kazıklı temellerde; yapı mühendisliğinde, çubuk, plak, levha ve kabukların çözümünde; hidrolikte, viskoz akımda, sürtünme maddelerinin taşınımında, dalga titreşiminde; ısı transferinde, ısı akımı taşınımında; nükleer enerjide, reaktörün statik ve dinamik analizinde, ısı akımında, elektrik mühendisliğinde, devre analizlerinde, manyetik potansiyel dağılımında kullanılmaktadır (Köksal, 1995).

Geoteknik mühendisliğinde yer alan bu tür çözümlerdeki sonlu eleman yönteminin aşamaları aşağıdaki şekilde özetlenmektedir (Desai, 1979; Şen, 2006; Gök, 2007) :

- Modelin geometrisinin belirlenmesi ve elemanlara ayrılması: Bu aşamada, çözüm için en uygun geometri, eleman şekilleri ve sayısı belirlenerek ortam sonlu elemanlara ayrılmaktadır.

- Yer değiştirme yaklaşım fonksiyonlarının seçimi: Bu aşamada, yükleme sonucu elemanda oluşan yer değiştirmelerin dağılımı ve davranışını veren yaklaşım fonksiyonları için lineer polinomlar veya trigonometrik seriler seçilmektedir. Yer değiştirme u ile ifade edilirse, polinom yaklaşım fonksiyonu aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır:

$$u = N_1 u_1 + N_2 u_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots + N_n u_n \qquad (3.1)$$

Burada;

$u_1, u_2, \ldots\ldots, u_n$ düğüm noktalarındaki bilinmeyen yer değiştirmeler,

$N_1, N_2, \ldots\ldots N_n$ ise yaklaşım fonksiyonlarıdır.

- Malzeme bünye davranışının belirlenmesi: Bu aşamada, uygulanan yük nedeniyle elemanda oluşan yer değiştirmeyi veren bağıntı seçilmekte ve eleman davranışını veren denklemler elde edilmektedir. Gerilme-şekil değiştirme ilişkisini veren bağıntının tanımlanması, sonlu eleman yönteminin en önemli adımlardan biridir. Bu yüzden, malzemenin veya sistemin davranışını doğru olarak yansıtan bünye denklemlerinin doğru olarak belirlenmesi gerekmektedir (Örnek, 2009).

- Eleman denklemlerinin çıkarılması: Bu aşamada, geometri ve malzeme bünye davranışına bağlı olarak eleman davranışını veren denklemler elde edilmektedir. Denklemlerin matris şeklindeki genel ifadesi şu şekildedir:

$$[k]\{q\} = \{Q\} \tag{3.2}$$

Burada;

$[k]$ rijitlik matrisi,

$\{q\}$ ve $\{Q\}$ sırasıyla, düğüm noktalarındaki yer değiştirme ve yük vektörleridir.

- Sistem denkleminin elde edilmesi ve sınır şartlarının tanımlanması: Bu aşamada, tek bir eleman için elde edilen genel denklem tüm elemanlar için tanımlanmaktadır. Eleman denklemleri uygunluk/süreklilik ve denge şartlarına uygun olarak toplanmakta ve sistemin tümü için rijitlik matrisi aşağıdaki gibi elde edilmektedir:

$$[K]\{r\} = \{R\} \tag{3.3}$$

Burada;

$[K]$ sistem rijitlik matrisi,

$\{r\}$ ve $\{R\}$ sırasıyla tüm sistem için düğüm noktalarındaki yer değiştirme ve yük vektörleridir. Sistem denkleminin çözümünün gerçekleşebilmesi için sınır şartlarının uygulanması gerekmektedir.

- Birincil bilinmeyenler (yer değiştirmeler) için çözüm: Bu aşamada, birincil bilinmeyenler olarak kabul edilen yer değiştirmeleri elde etmek için, sistem denklemleri Gauss eliminasyon veya yinelemeli (iterative) yöntem gibi uygun bir metot ile çözülmektedir.

- İkincil bilinmeyenler (gerilme, moment, kesme kuvvetleri) için çözüm: Bu aşamada, yer değiştirmelerin hesaplanmasının ardından, bunlara bağlı olarak önceden tanımlanan bağıntılar yardımıyla ikincil bilinmeyenler elde edilmektedir.

Bilgisayar kapasitesine bağımlı (bellek ve cpu hızı) olması ve yaklaşık bir yöntem olması dolayısıyla gerçek çözüme çok yakın sonuçların ancak yeterli eleman kullanılarak elde edilebiliyor olması, sonlu elemanlar yönteminin dezavantajları arasında yer almaktadır (Örnek, 2009).

Sonlu elemanlar yöntemi, herhangi bir lineer-elastik ortama uygulanabilmesine karşın, geoteknik mühendisliğinde sınırlı sayıda problemlerin çözülebilmesine olanak sağlamaktadır. Sonlu elemanlar yönteminde malzeme davranışı, toplam gerilme ve şekil değiştirmeler arasındaki değişimlerle ilişkilendirilerek tanımlanırken, geoteknik problemlerinde toplam gerilme tensörü, efektif gerilmeler ve boşluk suyu basınçlarının bileşimi olarak tanımlanmakta ve malzeme davranışı genellikle efektif gerilmeler cinsinden ifade edilmektedir. Geoteknik problemlerin birçoğunda yapı ile zemin etkileşim içerisinde olduğu bilinmektedir. Bu durumda, bu tip problemlerin analizinde, yapı ile zemin arasında ara yüzey (interface) kullanılması gerekmektedir. Ayrıca, lineer-elastik teoriden farklı olarak, doğru bir çözüm elde etmek için daha geniş bir aralıkta sınır koşullarının tanımlanmasına ihtiyaç vardır. Bu sebeplerden dolayı, sonlu elemanlar yönteminin geoteknik mühendisliğinde gerçekçi bir biçimde uygulanabilmesi için değişiklikler yapılması zorunluluk arz etmektedir (Potts ve Zdravković, 1999; Keskin, 2009).

Deney düzeneği PLAXIS paket programında modellenirken Mohr-Coulomb zemin modeli kullanılmıştır. Analizlerde zemin, çevre, sınır ve yükleme koşulları deneysel çalışmadakiler ile aynı seçilmeye çalışılmıştır.

Deney kasasının geometrik modeli, iki boyutlu ve eksenel simetrik olarak oluşturulmuştur (Şekil 2). Geometrik modelin genişliği eksenel simetrik koşullarda 25 cm ve toplam zemin yüksekliği 40cm'dir. Zemin ortamı 15 düğümlü üçgen elemanlarla modellenmiştir. Model temel plakası ise kiriş eleman ile modellenmiştir. Kiriş elemanın malzeme özellikleri, EI=163 kN/m^2 ve EA=3.4x10^5 kN/m'dir.

Programda, kohezyon değerinin c=0 alınması durumunda analizlerde formülasyondan dolayı bazı sıkıntılar oluşabileceği ve bu yüzden c değerinin 0.2kN/m^2'den büyük alınması önerilmektedir. Kohezyon değeri olarak c=0.5kN/m^2 değeri kullanılmıştır.

Analizlerde kum zeminin davranışı MC zemin modelleri ile modellenmiştir. γ_k=15.0 kN/m^3 olacak şekilde hazırlanan kum zemin için, yapılan üç eksenli basınç deneylerinden bulunan parametreler, PLAXIS paket programında kullanılmıştır. Kum zeminin model parametreleri Tablo 3.1'de verilmektedir (Bağrıaçık, 2010-a).

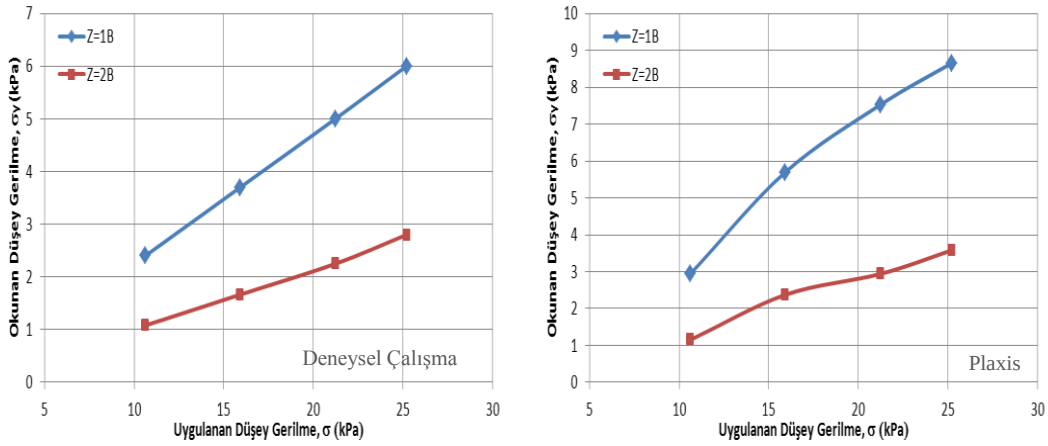
Tablo 3.1. Model Zemin İçin MC Model Parametreleri (Bağrıaçık, 2010-a)

Parametre Adı	Simge	Birim	Değeri
Birim hacim ağırlığı	γ	kN/m³	15.0
Elastisite Modülü	E_{ref}	kN/m²	30000
Kohezyon	c	kN/m²	0.50
Kayma mukavemet açısı	ϕ	(°)	38
Dilatasyon açısı	ψ	(°)	8
Poisson oranı	ν	-	0.25
Zemin basıncı katsayısı	K_0	-	0.34
Göçme oranı	R_f	-	1.0

3. BULGULAR

3.1 Düşey Gerilme Analizi

Zemin birim hacim ağırlığı γ_k=15.0 kN/m^3 olarak hazırlanan deney düzeneğinde, kasa içerisine düşey konumda yerleştirilmiş transducer yardımıyla Z=1.0B ve Z=2.0B derinlikte düşey gerilme ölçümleri alınarak, Şekil 10'da grafik halinde sunulup karşılaştırılmıştır.

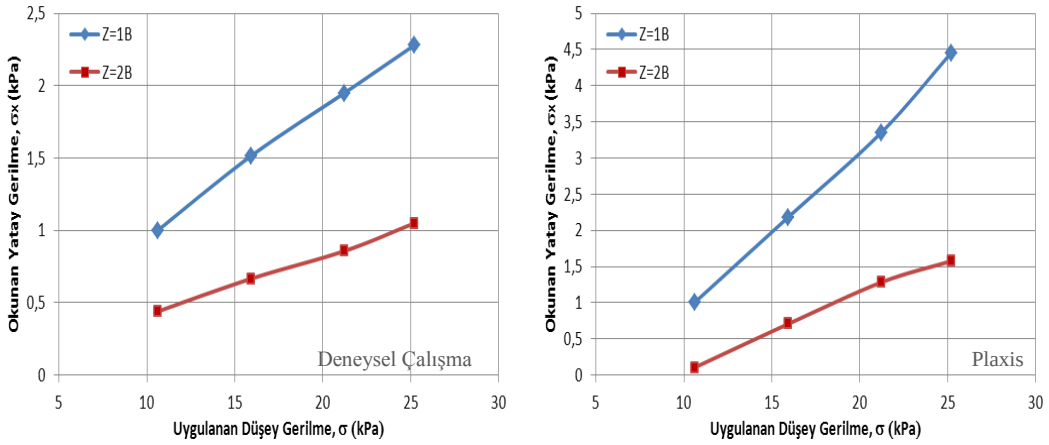


Şekil 10. Dairesel Temelde Z=1.0B ve Z=2.0B Derinliklerinde Düşey Gerilmelerin Karşılaştırılması

Şekilden temellerden etkiyen yükün artmasıyla kum zeminin sıkılığı da artmakta ve zeminde ölçülen gerilme değerlerinin de her iki derinlikte de deneysel çalışmada lineere yakın bir artış gösterirken, Plaxis'te her iki derinlikte de lineer olmayan bir artış göstermektedir. Ayrıca aynı yük değerleri altında hem deneysel çalışmada hem de Plaxis sonuçlarında, Z=2.0B derinliğe yükün daha az iletilmesinden dolayı Z=1.0B'ye göre daha düşük gerilme değerleri elde edilmektedir.

3.2 Yatay Gerilme Analizi

Zemin birim hacim ağırlığı γ_k=15.0 kN/m^3 olarak hazırlanan deney düzeneğinde, kasa içerisine yatay konumda yerleştirilmiş transducer yardımıyla Z=1.0B ve Z=2.0B derinlikte yatay gerilme ölçümleri alınarak, Şekil 11'de grafik halinde sunulup karşılaştırılmıştır.



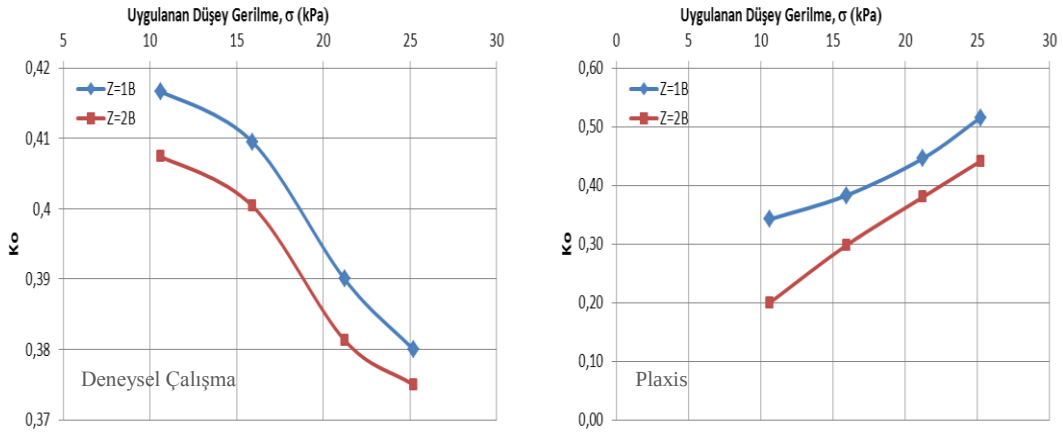
Şekil 11. Dairesel Temelde Z=1.0B ve Z=2.0B Derinliklerinde Yatay Gerilmelerin Karşılaştırılması

Şekilden temellerden etkiyen yükün artmasıyla kum zeminin sıkılığı da artmakta ve düşey gerilme artışına bağlı olarak zeminde ölçülen yatay gerilme değerlerinin de her iki derinlikte de hem deneysel çalışmada hem de Plaxis sonuçlarında, lineere yakın olarak artış gösterdiği görülmektedir. Ayrıca aynı yük değerleri altında Z=2.0B derinliğe bu

yükün daha az iletilmesinden dolayı Z=1.0B'ye göre daha düşük yatay gerilme değerleri elde edilmektedir.

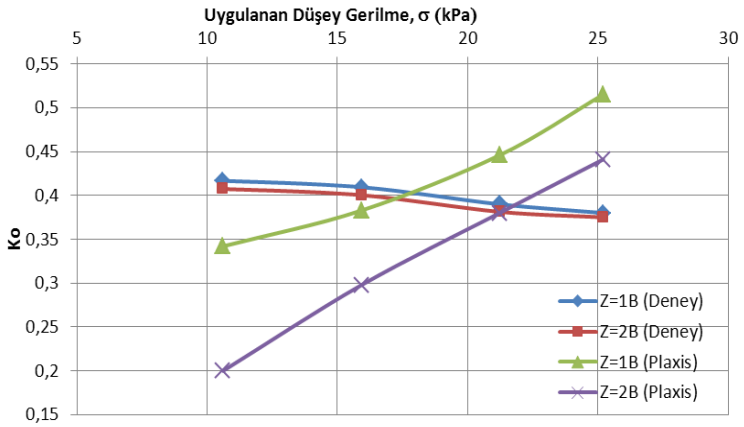
3.3 Sukunetteki Toprak Basıncının Karşılaştırılması

Zemin içerisinde Z=1.0B ve Z=2.0B derinliklerinde, basınç transducerleri yardımıyla düşey ve yatay gerilme ölçümleri alınmış ve yatay gerilmelerin düşey gerilmelere oranlanmasıyla bulunan K_0 değerleri Şekil 12'de grafik halinde sunulup karşılaştırılmıştır.



Şekil 12. Dairesel Temelde Z=1.0B ve Z=2.0B Derinliklerinde K_0'ın Karşılaştırılması

Şekilden, deneysel çalışmada, her iki derinlik için yükün artmasına bağlı olarak sıkılığın da artmasıyla, K_0 değerlerinin düştüğü görülmektedir. Ayrıca K_0 değerlerinin her iki derinlikte de farklı ve Z=2.0B'de daha düşük değerler aldığı görülmektedir. Bu da zemin içerisinde derinliğe bağlı olarak belirlenen düşey ve yatay gerilme oranlarının sabit olarak kalmamasından kaynaklanmaktadır. Literatürdeki Jaky formülünde (K_0=1–sin ϕ) sıkılığın artmasıyla sinüs değerinin artacağı, buna bağlı olarak ta K_0 değerlerinin düşeceği görülmektedir. Deney sonuçları ile Jaky formülü kıyaslandığı zaman, Jaky formülünün deney sonuçları ile uyumlu olduğu görülmektedir. Plaxis sonuçlarına göre ise, her iki derinlik için yükün artmasına bağlı olarak, K_0 değerlerinin arttığı görülmektedir. Ayrıca, K_0 değerlerinin Z=2.0B'de daha düşük değerler aldığı görülmektedir.



Şekil 13. Dairesel Temelde Z=1.0B ve Z=2.0B Derinliklerinde, Plaxis ve Deney Sonuçlarının ile belirlenen K_0 Değerlerinin Karşılaştırılması

Deneysel çalışma sonucunda bulunan K_0 değerleri Z=1.0 B'de 0.380 – 0.417 arasında, Z=2.0 B'de 0.375 – 0.407 arasında değerler almaktadır. Her iki derinlikte de sıkılığın artmasına bağlı olarak K_0 değerlerinde Z=1.0B'de % 9 ve Z=2.0B'de % 8 oranlarında bir artış meydana gelmektedir. Plaxis sonuçlarına göre ise, K_0 değerleri Z=1.0 B'de 0.520 – 0.340 arasında, Z=2.0 B'de 0.440 – 0.200 arasında değerler almaktadır. Aynı zemin ortamında sıkılığın artmasına bağlı olarak, Z=1.0B'de % 35 ve Z=2.0B'de % 55 oranlarında bir azalma meydana gelmektedir.

SONUÇLAR

Zemin birim hacim ağırlığı γ_k=15.0 kN/m^3 olarak hazırlanan deney düzeneğinde, kasa içerisine düşey ve yatay konumlarda yerleştirilen algılayıcılar yardımıyla Z=1.0B ve Z=2.0B derinlikte düşey ve yatay gerilme ölçümleri alınıp K_0 değerleri belirlenmiş ve sonuçlar Plaxis analiz sonuçları ile karşılaştırılarak aşağıda sunulmuştur.

1. Temellerden etkiyen yükün artmasıyla kum zeminin sıkılığı da artmakta ve zeminde ölçülen gerilme değerlerinin de her iki derinlikte de deneysel çalışmada lineere yakın bir artış gösterirken, Plaxis'te her iki derinlikte de lineer olmayan bir artış göstermektedir.
2. Aynı yük değerleri altında hem deneysel çalışmada hem de Plaxis sonuçlarında, Z=2.0B derinliğe yükün daha az iletilmesinden dolayı Z=1.0B'ye göre daha düşük gerilme değerleri elde edilmektedir.
3. Deneysel çalışmada, her iki derinlik için yükün artmasına bağlı olarak sıkılığın da artmasıyla, K_0 değerlerinin düştüğü görülmektedir. Ayrıca K_0 değerlerinin her iki derinlikte de farklı ve Z=2.0B'de daha düşük değerler aldığı görülmektedir. Bu da zemin içerisinde derinliğe bağlı olarak belirlenen düşey ve yatay gerilme oranlarının sabit olarak kalmamasından kaynaklanmaktadır.
4. Literatürdeki Jaky formülünde (K_0=1–sin ϕ) sıkılığın artmasıyla sinüs değerinin artacağı, buna bağlı olarak ta K_0 değerlerinin düşeceği görülmektedir. Deney sonuçları ile Jaky formülü kıyaslandığı zaman, Jaky formülünün deney sonuçları ile uyumlu olduğu görülmektedir. Plaxis sonuçlarına göre ise, her iki derinlik için yükün artmasına bağlı olarak, K_0 değerlerinin arttığı görülmektedir.
5. Deneysel çalışma sonucunda bulunan K_0 değerleri Z=1.0 B'de 0.380 – 0.417 arasında, Z=2.0 B'de 0.375 – 0.407 arasında değerler almaktadır. Her iki derinlikte de sıkılığın artmasına bağlı olarak K_0 değerlerinde Z=1.0B'de % 9 ve Z=2.0B'de % 8 oranlarında bir artış meydana gelmektedir. Zemin içerisinde derinliğe bağlı olarak belirlenen düşey ve yatay gerilme oranlarının sabit olarak kalmamasından dolayı, Z=1.0B'de K_0 değerlerinde Z=2.0B'ye göre %1 oranında fazladan bir artış meydana gelmektedir.
6. Plaxis sonuçlarına göre ise, K_0 değerleri Z=1.0 B'de 0.520 – 0.340 arasında, Z=2.0 B'de 0.440 – 0.200 arasında değerler almaktadır. Aynı zemin ortamında sıkılığın artmasına bağlı olarak, Z=1.0B'de % 35 ve Z=2.0B'de % 55 oranlarında bir azalma meydana gelmektedir. Aynı zemin ortamında, her iki derinlikte K_0 değerleri arasında %20 civarında bir faklılık görülmektedir.
7. Plaxis sonuçları ile deney sonuçları karşılaştırıldığında, Plaxis sonuçlarının deney sonuçları ile uyumlu olmadığı görülmüştür.

KAYNAKLAR

BAĞRIAÇIK, B., 2010-a. Zeminlerdeki Gerilme Durumlarının Deneysel ve Teorik Olarak İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Adana.

BAĞRIAÇIK, B., ve LAMAN M., 2010-b. Yüzeysel Temel Geometrisinin Zeminlerde Oluşan Gerilmelere Etkisinin Araştırılması. Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, pp. 155-166, No 1-2, Cilt 25, Haziran-Aralık 2010.

BAĞRIAÇIK, B., ve LAMAN M., 2011–a. Investigation of the Shape Effect at Different Geometries on Stress Distribution of Sandy Soils pp. 78, International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE, 19-21 May 2011, EPOKA University, Tirana, ALBANIA.

BAĞRIAÇIK, B., ve LAMAN M., 2011-b. Donatısız ve Donatılı Kumlu Zeminlere Oturan Dairesel Temeller Altında Gerilmelerin Değişimi. Gazi Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, Ankara, Vol:26, No:4, 787-800, 2011-(SCI).

BAĞRIAÇIK, B., LAMAN M. and DEMİR A., 2011–c. Kum Zeminlerde Sükunetteki Toprak Basıncı Katsayısının Deneysel Olarak Belirlenmesi, 4. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana.

BAĞRIAÇIK, B., LAMAN M. and DEMİR A., 2011–d. Dairesel Temeller Altında Farklı Sıkılıklarda Oluşan Düşey Gerilmelerin Karşılaştırılması, 4. Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana.

BAĞRIAÇIK, B., LAMAN M. and DEMİR A., 2012. Kare Temel Altındaki Zeminlerde Optimum Donatı Tabakası Derinliğinin Gerilme Yönünden İncelenmesi, Beşinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, 24-25 Mayıs 2012, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul

BOUSSINESQ, J., 1885. Application des Potentiels a L'etude de L'equilbre et du Movement des Solids Elastiques. Gauthier-Villars, Paris.

CHO, S., and VIPULANANDAN, C., 1998. Verification of Stress Distribution in a Soil Box. CIGMAT-Department of Civil and Enviromental Engineering University of Houston, Texas, 77204-4003.

DESAI, C.S., 1979. Elementary Finite Element Method, Prentice Hall, N.J., USA.

DONATH, A.D., 1891. Untersuchungen Veber den Erddruck auf Stuetzwaende. Zeitschrift fuer Bauwesen, Berlin, Germany.

GÖK, S., 2007. Kazıklı Radye Temellerin Tasarımı. Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

HANNA, A., and GHALY, A., 1992. Effects of K_0 and Overconsolidation on Uplift Capacity. Journal of Geotechnical Engineering, 118 (9), 1449-1469.

HANNA, A.M., and SOLIMAN-SAAD, N., 2001. Effect of Compaction Duration on the Induced Stress Levels in a Laboratory Prepared Sand Bed. Geotechnical Testing Journal, 24 (4), 430-438.

HENDRON, A.J., 1963. The Behaviour of Sand in One Dimensional Compression. Ph. D. Thesis, University of Illinios, USA.

JAKY, J., 1948. Pressure in Soils. Proc. 2nd Conf. On Soil Mech. And Found. Engrg., A. A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 1, 103-107

KESKIN, M.S., LAMAN, M. ve BARAN, T., 2008. Kuma Oturan Kare Temeller Altında Oluşan Düşey Gerilmelerin Deneysel Tespiti ve Sayısal Analizi İMO Teknik Dergi, pp. 4521-4538, No 299.

KESKİN, M.S., 2009. Güçlendirilmiş Kumlu Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Deneysel ve Teorik Analizi. Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 368s.

KJELLMAN, W., 1936. Report on an Apparatus for the Determination of the Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest. Proc. 1st Int. Conf. on Soil Mech. And Fnd. Engrg., Harvard Printing Office, Cambridge, Mass., 2, 16-20.

KÖKSAL, T., 1995. Sonlu Elemanlar Metodu. Yıldız Teknik Üniversitesi Yayını, Sıra No:304, İstanbul.

LAMAN, M. ve KESKİN, M.S., 2004. Kumlu Zeminlerde Oturan Kare Temeller Altında Düşey Gerilme Analizi. Türkiye Mühendislik Haberleri, Sayı 431-2004/3, 53-57.

LAMAN ve ARK., 2004. Farklı Sıkılıktaki Kumlu Zeminlere Oturan Dairesel Temeller Altında Gerilme Analizi, Türkiye İnşaat Mühendisliği 17. Teknik Kongre ve Sergisi, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul.

ÖRNEK, M., 2009. Yumuşak Kil Zeminlerin Geogrid Donatı İle Güçlendirilmesi. Doktora, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.

ÖZAYDIN, K., 1989. Zemin Mekaniği. MEYA Matbaacılık ve Yayıncılık, İstanbul, 395s.

POTTS, D.M. and ZDRAVKOVIC, L.T., 1999. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory. Thomas Telford, London, UK.

ŞEN, S., 2006. Kohezyonsuz Zeminde ve Kayaya Soketli Perde Kazıkların Taşıma Gücü Üzerine bir İnceleme. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

TEKİNSOY, M. A.,1995 Zeminlerde yeni bünye denklemleri ve zemin özelliğine bağlı gerilme artımı problemi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dördüncü Ulusal Kongresi, Sayfa 133–151.

TERZAGHI, K., 1920. Old Earth Pressure Theories and New Test Results. Engrg. News-Rec., 85 (14), 632-637.

UZUNER, B.A., 1998. Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği. Teknik Yayınevi, Ankara, 376s.

VAN HORN, A.D., 1963. A Study of Loads on Underground Structures. Part III, Iowa Engineering Experiment Station.

WESTERGAARD, H.M., 1938. A Promlem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics, Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets, Contributions to the Mechanics of Solids, S. Timoshenko 60th Anniversary Volume, Newyork-Mac Millan.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

GEOTEKNİK DEPREM MÜHENDİSLİĞİ AÇISINDAN ZEMİN-TEMEL-YAPI ETKİLEŞİMİNE KRİTİK BAKIŞ

A CRITICAL GLANCE AT SOIL-FOUNDATION-STRUCTURE INTERACTION FROM A GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING PERSPECTIVE

Bilge Siyahi[1] **Kemal Önder Çetin[2]** **H. Tolga Bilge[3]**

ABSTRACT

Local soil conditions play a critical role in geotechnical earthquake engineering and seismic design. Past earthquakes revealed tremendous case-history based engineering information on specifics of this, but unfortunately the requirements for soil-foundation-structure interaction have been included in seismic design codes only after 1970's. Even though, subsequent seismic design codes after 1970's revised the requirements, site-specific earthquake ground motion determination (amplitude, frequency content, strong ground motion duration, etc.) is needed in some special cases. In addition, the required design modifications due to soil-foundation-structure interaction for structures to be built in seismic zones and deep foundations are considered to be an open-ended problem for both the structure and the foundation. Surprisingly, the subject is referred to in Turkish Earthquake Code (TEC, 2009) only as a footnote. This paper investigates the state-of-the-practice in soil-foundation-structure interaction analysis and evaluation from a geotechnical engineering perspective. "*Kinematic interaction*" and "*Inertial interaction*" have been also reviewed and discussed in terms of both theoretical and their practical applications.

Key Words: Geotechnical Earthquake Engineering, Soil-Foundation-Structure Interaction (SFSI), Kinematic Interaction, Inertial Interaction

ÖZET

Yerel zemin etkileri hem geoteknik deprem mühendisliği açısından hem de depreme dayanıklı yapı tasarımı açısından önemli rol oynar. Geçmiş depremler sonrası üretilen çok sayıda bilgiye rağmen konunun özel olarak hesaba katıldığı şartlar 1970'lere kadar yönetmeliklerde yer almamıştır. Zaman içinde değişik yönetmeliklerde, farklı konseptlerle de olsa yer almasına karşın, bazı özel koşullarda tasarıma yönelik sahaya özel deprem yer hareketinin (hareketin genliği, frekans içeriği, süresi vb.) belirlenmesi ihtiyacı doğmuştur. Bunun yanında deprem bölgelerinde zayıf zeminler üzerinde ve derin temel uygulamalarında zemin-temel-yapı dinamik etkileşiminin hem temel hem de üst yapı

[1] Prof.Dr., Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, Deprem ve Yapı Müh. Anabilim Dalı, bilge.siyahi@gyte.edu.tr
[2] Prof.Dr., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü, ocetin@metu.edu.tr
[3] Dr., GeoDestek Ltd. Şti., Ankara, htbilge@geodestek.com

açısından tasarıma getirdiği değişiklikler de ucu açık bir konudur. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY, 2007) konuya bir dip not şeklinde değinmiştir. Bildiride, zemin-temel-yapı etkileşimi analizleri ve değerlendirilmeleri günümüzde gelinen noktada ele alınmış ve geoteknik bakış açısı ile irdelenmiştir. Bildiride, ayrıca, zemin-temel-yapı dinamik etkileşiminde önemli rol oynayan "*kinematik etkileşim*" ve "*eylemsizlik etkileşimi*" hem teorik hem uygulama açısından incelenmiş ve tartışılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Geoteknik Deprem Mühendisliği, Zemin-Temel-Yapı Etkileşimi, Kinematik Etkileşim, Eylemsizlik Etkileşimi

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisliği uygulamaları arasında önemli yer tutan kazık temellerin tasarımı ve davranışı hem statik yükleme hem de dinamik yükleme açısından (dalga hareketi, deprem, rüzgar, titreşimli makine yüklemeleri v.b.) en ilgi çekici konuların başında gelmektedir. Zeminlerin ve zemin yapılarının deprem sırasındaki ya da daha genel dinamik yükleme sırasındaki davranışları geoteknik deprem mühendisliğinde önemli yer tutar. Tasarladığımız veya uygulamasını yaptığımız yapıların deprem sırasındaki davranışlarının gerçekçi tahmin edilebilmesi ve davranışın çok iyi anlaşılabilmesi gerekmektedir. Bu da, bizi tasarım aşamasında yönlendirecek yönetmeliklerin ötesinde tasarım kavramlarının irdelenmesini gerektirir. Çünkü bazı durumlarda yönetmeliklerde yer almayan konularda yaklaşımlar geliştirmemiz veya tasarım yapmamız gerekebilir. Zemin-temel-yapı etkileşimi de sözünü ettiğimiz tür konulardan biri olup, 1970'lerden beri çalışılmasına rağmen, tasarım ve uygulamada çok yatkın olabildiğimiz bir konu henüz olamamıştır. Bildiride bu konudaki temel yaklaşımların ve yöntemlerin yanında deprem etkisi altındaki yapılarda zemin-temel-yapının birbirleriyle etkileşimleri geoteknik bir bakışla incelenmiş, kullanılan yaklaşımlar incelenmiştir.

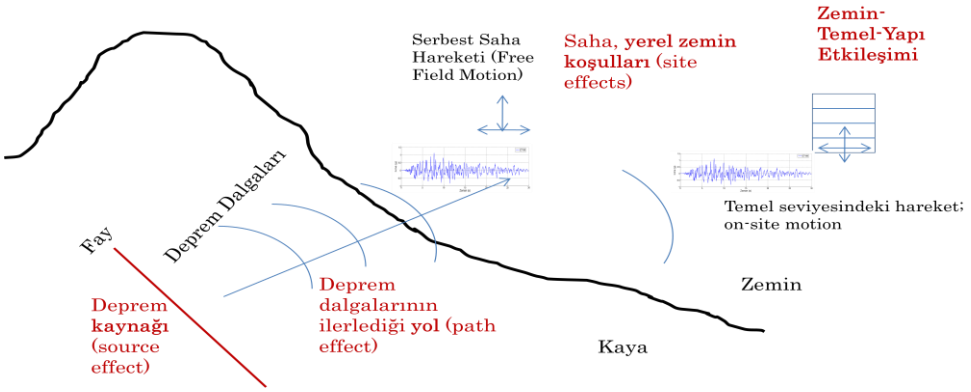
2. DEPREM ETKİSİYLE ZEMİN DAVRANIŞI

Ülkemizde uygulamaları son yirmi yılda ivme kazanan yüksek yapılara ilişkin dikkat çekici bir gözlem, bu tip yapıların -belki de talihsiz bir rastlantı eseri- görece yumuşak / gevşek zeminlerin yer aldığı, yeraltı su seviyesine sığ derinliklerde rastlanan formasyonlar üzerinde inşa ediliyor olmalarıdır. Coğrafyasının %93'ü aktif deprem kuşağında yer alan ülkemiz açısında, bu tasarıma etki edecek bir diğer kritik husus ise sismik yüklerdir. Fay yırtılması sonrası oluşan p ve s dalgaları sırasıyla ilerledikleri kaya ortamından filitre olarak, sırası ile sahadaki zeminleri, temel elemanlarını (kazık ve radye) ve üzerinde yer alan yapıyı sarsmaktadır. Bu sarsıntıya uzun periyotlu yüzey dalgalarının eklenmesi sonrasında gerçek deprem talebi belirlenmektedir. Bu tesirler, deprem hareketi süresince ve sonrasında sismik dalgaların yansıması, kırılması ve sönümlenmesiyle devam etmektedirler. Temel zeminlerinin bu deprem yükleri altındaki davranışı kohezyonlu veya kohezyonsuz yapı göstermelerine bağlı olarak farklılık göstermektedir. Örneğin yumuşak kıvamlı kohezyonlu zeminler, kayma dalgaları nedeniyle oluşan şekil değiştirme deformasyonlar nedeniyle birim deformasyon yumuşama davranışı göstermekte, gevşek ve suya doygun kohezyonsuz zeminler ise boşluk suyu basıncındaki artışa paralel makaslama mukavemet ve rijitliklerini kaybedip en uç örneklerde sıvılaşabilmektedirler. Deprem sarsıntısının şiddetinin artması, süresinin uzaması, titreşimin frekans içeriğinin değişmesi

de zemin tepkisinin değişmesine neden olmaktadır. Çoğunlukla yumuşak ve oldukça derin, genç formasyonlar 0.2-0.3 g mertebelerinden daha düşük maksimum kaya yüzey ivmelerini büyütmekte, bu seviyenin üzerindeki ivmeleri ise artan deplasman pahasına küçültmektedir.

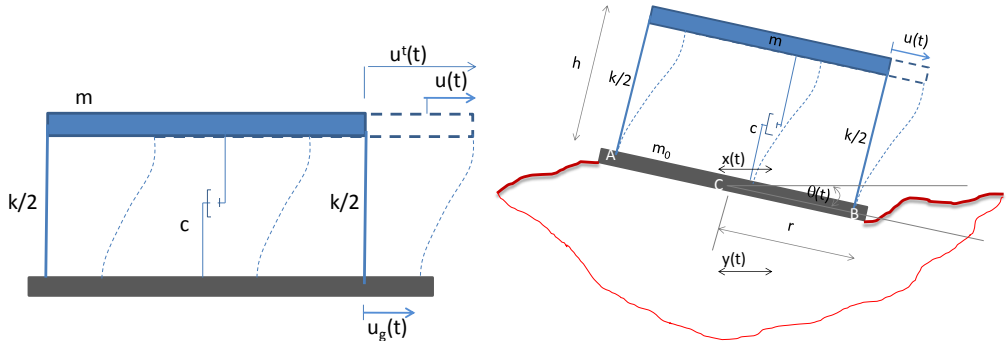
3.ZEMİN-TEMEL-YAPI ETKİLEŞİMİ NEDİR?

Yapılar üzerinde deprem etkisini belirleyen birçok etkenin varlığı bilinmektedir: *deprem kaynağı* (source effect), *dalga yayılımı sırasındaki katedilen güzergah* (path effect), *yerel zemin etkileri* (local soil conditions), *zemin-yapı etkileşimi* (Soil-Structure Interaction, SSI). Yapısal tasarım açısından bakıldığında kaynak etkisi olarak genellikle kırılma mekanizması, faya olan mesafe ve deprem büyüklüğü anlaşılır. Dalga yayılımı sırasında izlenen güzergah boyunca yer alan kaya formasyonları deprem dalgalarının sahaya ulaşana kadar değişik filitrelerden geçmesine sebep olur. Yerel zemin etkileri ise yüzeye yaklaşan deprem dalgalarının görece yüzeysel zemin tabakaları tarafından değiştirilmesini ifade eder. Bu etki deprem şiddetini yapı frekansına bağlı olarak çarpı 5, bölü 5 mertebelerinde etkileyebilir. Bu üç etki sonucunda ise yüzeyde serbest saha hareketi (free-field motion) oluşur. Zemin–yapı etkileşimi ise temel tabanı ile serbest saha hareketi arasındaki farklılıkları içerir (Şekil 1). Belirlenen bu fark birim deformasyonla değişiklik gösterdiğinden aynı yapı, aynı temel, aynı zemin koşullarında farklı depremler için farklılık gösterir. Bu sebepten dolayı etkileşim Deprem-Zemin-Temel-Yapı etkileşimi olarak adlandırılmıştır.



Şekil 1. Zemin-Temel-Yapı Etkileşimi

En genel ifadesi ile ise, deprem sırasında zemin tepkisinin yapı hareketini, yapı tepkisinin de zemin hareketini etkilediği bu duruma literatürde *Zemin-Yapı Etkileşimi* denir. Bu etkileşimi daha iyi anlayabilmek için kaya zemine oturan bir yapı ile görece yumuşak/gevşek zemine oturtulmuş aynı yapıyı kıyaslamak gerekir. Kaya üzerinde inşa edilen yapılarda, deprem yatay hareketinden oluşan taban kesme kuvveti yapı tabanına doğrudan etki ettirilir. Bu durumda, yapıda oluşan eylemsizlik kuvvetleri tabandaki eylemsizlik kuvvetine (taban kesme kuvveti) eşit olur. Bina temelinde taban kesme kuvvetinin yanında ayrıca bir devrilme momenti de oluşur. Eğer temel altındaki kaya veya zemin yeterince rijit ise temelde deprem hareketine bağlı fark deformasyon oluşmayacaktır. Temeldeki yatay deplasman, deprem hareketinin yatay deplasmanına eşit olduğundan, temel tabanında herhangi bir sallanma (rocking) oluşmaz (Şekil 2a). Yapı davranışını, yapının karakteristik özellikleri (kütle, rijitlik, sönüm oranı, dayanım ve süneklik v.b) belirlemektedir.



a. kaya zemin b.yumuşak zemin

Şekil 2. Kaya ve Yumuşak Zeminlerdeki Hareket

Görece yumuşak/gevşek zeminlere oturan yapılarda zemin-yapı etkileşimi nedeniyle deprem girdi hareketi ile yapı tabanındaki hareket birbirinden farklılık gösterecektir. (Şekil 2b). Zemin görece yumuşak/gevşek ise şekilde görüldüğü gibi temel hareketi değişecektir. Düşey doğrultuda yayılan dalga yayılım özellikleri değişirken (C noktası), temel tabanı üzerinde ve yanındaki (A ve B noktaları) hareketleri de değişir.

3.1. Zemin-Temel-Yapı Etkileşiminin Dinamik Analizi

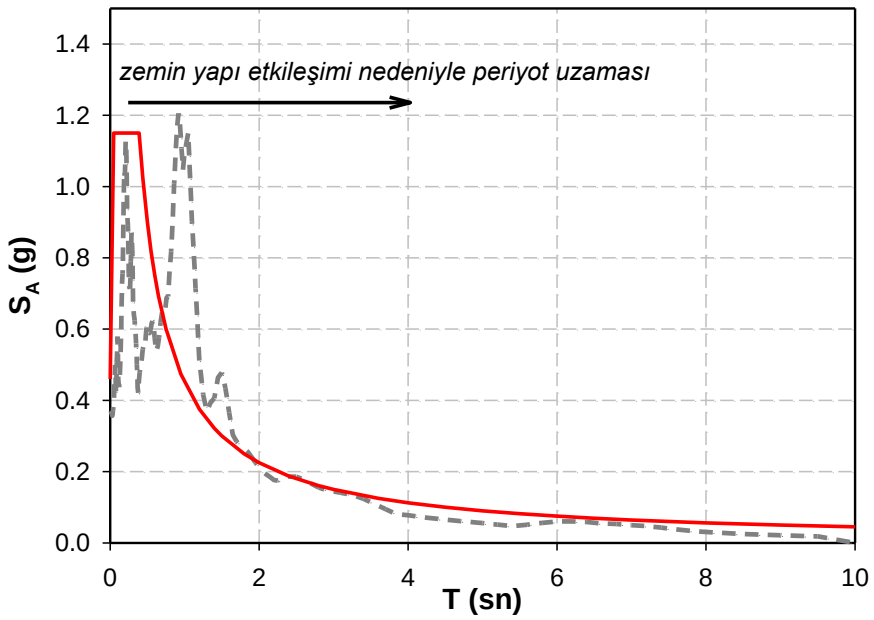
Mühendislik uygulamalarında zemin-yapı etkileşimi denilince genellikle yapı temelinde zemin-yapı arayüzünde kabul edilen eşdeğer yaylar kullanılmakta olup bu durum temel zemini kütlesinin etkileşimden dışlanmasına sebep olmaktadır. Gerçekte, oluşan etki *Eylemsizlik* veya *Ataletsel* (inertial) ile *Kinematik* etkileşimlerin bir sonucudur. Kütlesi olan üstyapı, temel elemanı ve temel zeminleri zamana bağlı değişken deprem ivmesi altında Newton'ın 2. hareket yasası ile uyumlu olarak farklı kuvvetlere maruz kalırlar. Uygulanan bu kuvvet kütle x ivme ile ifade edilmekte olup, gerek kütle gerekse de ivme hem üstyapı, hem temel elemanı hem de zemin katmanları için farklılık gösterir. Kinematik etkileşim ise yüzeye doğru ilerleyen deprem dalgalarının genellikle oldukça rijit teşkil edilen kazıklı radye veya radye temel elemanına rastladığında temel zeminlerine kıyasla yüksek impedans farkları sebebi ile uğradığı yansıma ve kırılmayı ifade eder. Kinematik etkileşim özellikle yumuşak/gevşek zeminler içinde teşkil edilen kazıklı temel çözümlerinde genel davranışı belirleyici rol oynamaktadır. Temel seviyesindeki etkin temel hareketi kazıklardan deprem dalgalarının yayılması ile birlikte yataklanma (embedding) etkilerini de içeren zemin-kazık sistemi dinamik davranışını temsil eder.

3.2. Yapısal Davranış

Yapının deprem sırasında göstereceği dinamik tepki yalnızca serbest saha hareketine bağlı değildir, aynı zamanda üstyapı özelliklerine de bağlıdır. Literatürde, belki de yanlış bir genelleme ile, zemin-yapı etkileşiminin yapıya etkiyen dinamik tesirlerin azalmasına yol açacağı ve dolayısı ile yapı davranışı açısından olumlu (pozitif) bir etkiye sahip olduğu belirtilir. Zemin-yapı etkileşiminin yapının doğal titreşim periyodunun uzamasına neden olduğu, bunun da yapıya etkiyen deprem talebinin azalması sonucunu doğuracağı düşüncesi (Şekil 3) her koşulda doğru değildir. Ancak birçok durumda, yapı-zemin etkileşiminin göz önüne alınması temel seviyesindeki ivmeleri azaltabilir. İstisnası ise uzun periyotlu derin alüvyonlar üzerinde inşaa edilecek yüksek katlı yapılar olup, bu durumda uzayan periyotun rezonansa sebep olması mümkündür. Tasarım spektrumunun yapı mühendisi açısından önemi iyi kavranmalıdır. Spektrumdaki küçük bir değişiklik,

özellikle orta ve uzun periyod aralığında, deprem kuvvetlerinin büyümesine yol açmakta, bu da kesit tesirlerini arttırarak kolon ve perde boyutlarının büyümesini gerektirmektedir. Kesit boyutları artınca yapı rijitleşmekte, rijitleşen yapı daha da büyük deprem kuvvetine maruz kalmaktadır. Zemin-yapı etkileşimi analizi sonucunda geoteknik deprem mühendisi tarafından tasarımda kullanılmak üzere önerilecek olan tasarım spektrumu işte bu nedenle çok kritiktir.

Uygulamada, dinamik zemin–yapı etkileşimi yapının dinamik davranışı açısından avantaj sağlayabilir ve değişik deprem şartnamelerine belki de yanlış bir isimlendirmeyle zemin-yapı etkileşim azaltması olarak girmiştir. Zemin-yapı etkileşiminin bu olumlu etkisini gözönüne almak üzere rijit temelli yapısal modellerdeki statik analizlerde ASCE/SEI 7-10 (2010), eşdeğer statik yükün %30'a kadar azaltılmasına izin vermektedir. Yapı mühendisi açısından yumuşak zeminlerdeki yüksek binalar zemin-yapı etkileşiminden olumlu yönde etkilenmesine rağmen geoteknik mühendisi açısından bakıldığında böyle bir etkileşimde kazıklar yapı-temel-zemin sisteminin kritik elemanı haline gelirler ve deprem yer hareketinden çok etkilenirler. Kazıklar hem deprem yer hareketi sırasında zeminle beraber yer değiştirme yapabilecek kadar esnek olmalı hem de deprem yer hareketi sırasında oluşacak kesme kuvvet ve eğilme momentlerini karşılayacak dayanıma sahip olmalıdırlar.

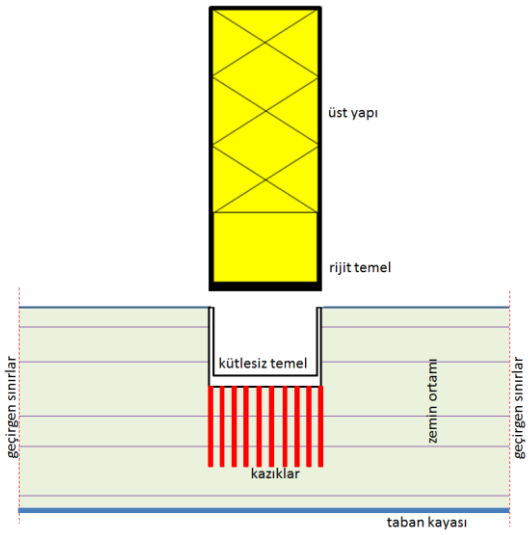


Şekil 3. Periyot Uzaması

3.3. Zemin-Temel-Yapı Etkileşiminde Altsistem Yaklaşımı

Yapılan çalışmalar, yapı-zemin etkileşiminin iki farklı yaklaşımla ele alınabileceğini göstermektedir (Wolf, 1985): a) Doğrudan (direct) yöntem, b) Altsistem (substructure) yöntemi. Doğrudan yöntemde üstyapı ve zemin tek bir sistem olarak idealleştirilerek modellenmektedir. Doğrudan yöntemden farklı olarak altsistem yönteminde ise zemin ortamı ve üstyapı ayrı birer altsistem olarak modellenir (Şekil 4). Pratik uygulamalar için daha uygun olan bu modelleme yöntemi analiz süresini de önemli ölçüde kısaltır ve yapı mühendisinin ve geoteknik mühendisin ayrı sistem modelleri üzerinde birbirleriyle etkileşimli olarak çalışmalarına olanak verir. Ancak sistemin ana kabullerinden birisi eylemsizlik etkileşiminin kinematik etkileşime göre görece önemsiz olduğudur ki yüksek

katlı uzun periyotlu yapılar için genel olarak geçerli olmakla birlikte basitleştirici bir idealizasyon olduğu da unutulmamalıdır.

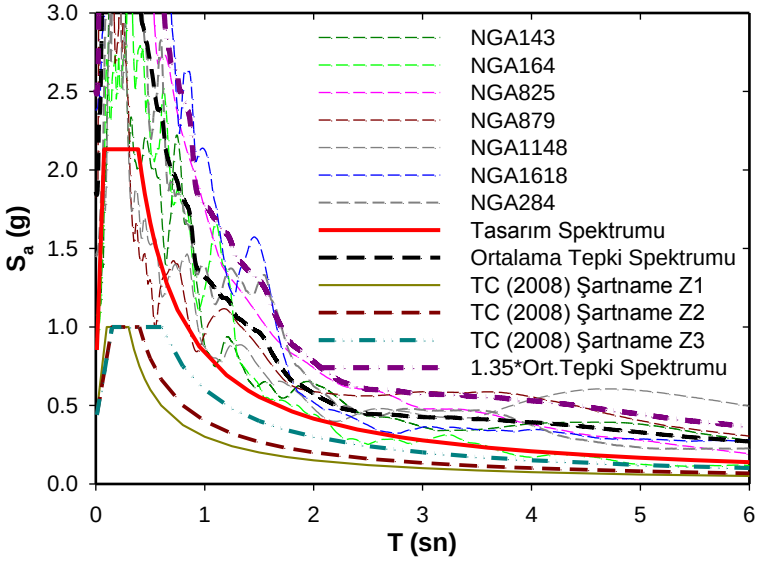


Şekil 4. Altsistem Yöntemi için Üstyapının ve Zemin Ortamının Modellenmesi

4.UYGULAMADAN BİR ÖRNEK

Bu kısımda, İzmir İlinde inşa edilmekte olan yüksek yapı için gerçekleştirilen çalışmanın tasarım adımları üzerinde durularak tipik bir deprem - zemin - temel - yapı etkileşimi uygulamasının ne şekilde gerçekleştirildiği tariflenmeye çalışılacaktır.

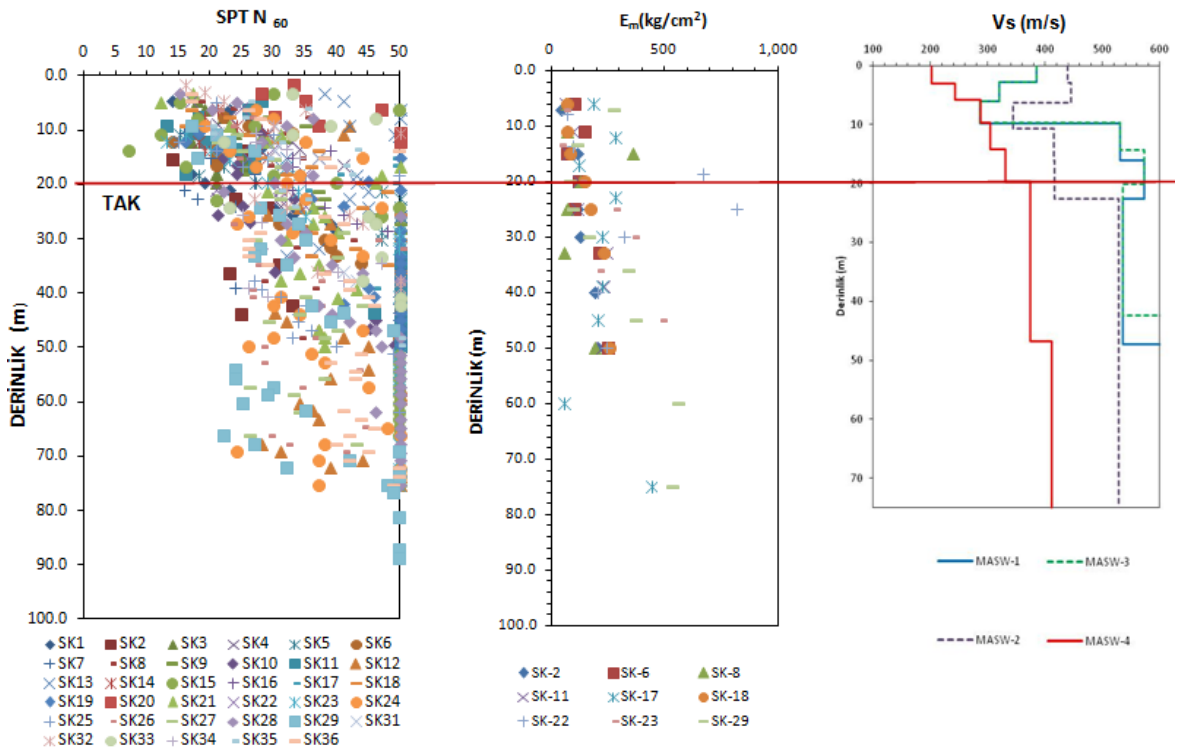
Proje kapsamında tasarlanan yapının yüksekliği yaklaşık 160 m olup, yapı bu özelliği ile "*Yeni Kent Merkezinde (Bayraklı Salhane/Turan Bölgesi - Konak Alsancak Liman Arkası Kesimi ve Salhane Bölgesi) Yapılacak Yüksek Binalar İçin Zemin, Geoteknik ve Yapı / Deprem Mühendisliği Proje ve Raporlarında Uyulması Gereken Teknik Önermeler*" (bildiri kapsamında **Teknik Önermeler** olarak anılacaktır) uyarınca "yüksek yapı" olarak sınıflandırılmaktadır. Proje kapsamındaki bodrum katları için, 20 m'yi aşan mertebelerdeki bir derin kazı çalışması gerçekleştirilmişse de, temel seviyesindeki taşıyıcı elemanların üzerindeki yüklerin yaklaşık 6000 ton (radye temel altı gerilmelerinin 1000 kPa) mertebelerine oluşması sebebi ile yapı altında derin temel sistemi elemanlarının tasarımına ihtiyaç duyulmuştur. Teknik önermeler uyarınca tasarlanan sistemin (üst yapı ve kazıklı radye temel) sismik performansının, dinamik zemin-kazık-temel-üst yapı etkileşim analizleri ile tetkik edilmesi gerekmektedir. Çalışmanın ilk aşaması, proje sahasının maruz kalacağı sismik tehlikenin belirlenmesidir. Alanın neotektonik yapısı değerlendirilmiş, deprem üreten (sismojenik) faylar tanımlanmış, bu kaynaklara ait büyüklük-tekrar ve maksimum deprem üretme kapasitesi gibi parametrik özelliklerinin belirlenmiştir. Bu veri ile, referans saha koşulları için tasarıma esas spektral değerleri belirlemek üzere sismik tehlike analizleri gerçekleştirilmiştir. Üst yapının periyoduna ilişkin bilgi statik proje mualifinden alınmış, bu doğrultuda ulusal (İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği, 2008) veya uluslararası (NEHRP, 2003 veya AASHTO, 2010) şartnamelerde tariflendiği üzere 50 yılda %50, %10 ve %2 aşılma olasılıklarına karşılık gelen üç farklı deprem seviyesi ile uyumlu olacak deprem ivme zaman kayıtları seçilmiş ve uygun şekilde ölçeklendirilmiştir (Şekil 5). Çalışma kapsamında değerlendirilen yapının periyodu 4-4.5sn mertebelerindedir.



Şekil 5. 2575 yıl tekerrür süresi için hedef spektrum ve bununla uyumlu ölçeklendirilmiş ivme - zaman kayıtlarına ait tepki spektrumları

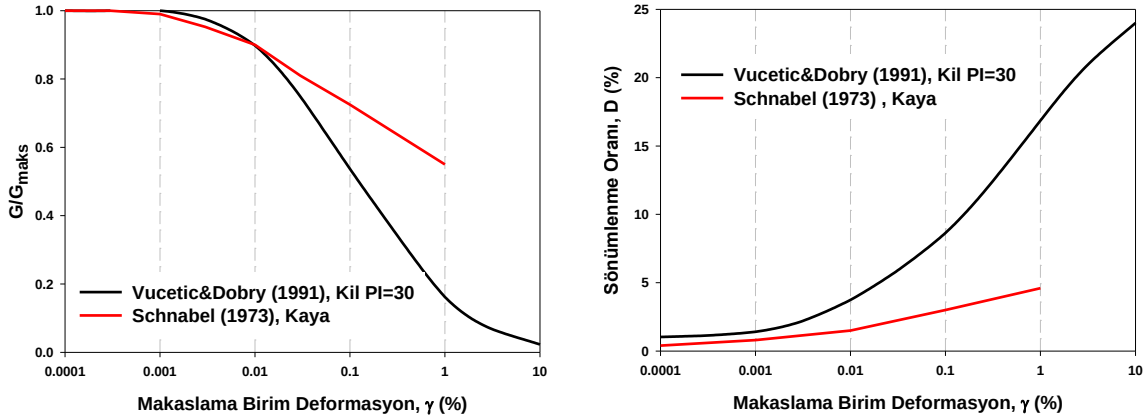
Bu veri, zaman uzayında gerçekleştirilecek sayısal analizlerin temel girdisi olacaktır; fakat modelleme aşamasında geçilmeden önce parametre tahkiki gerçekleştirilmesi gerekmektedir. Bu nedenle, mühendislik kayasının (V_s,~760m/s) saptanmasına olanak tanıyacak derinliğe dek süren, ilgili jeofizik çalışmaları ile saha ve laboratuvar deneyleri ile desteklenmiş kapsamlı bir zemin araştırma programının uygulanmıştır. Derinlikleri 50 ile 100 m arasında değişen 36 adet zemin araştırma sondajı açılmış, bu esnada 1475 adet SPT ve 68 adet pressiyometre deneyi gerçekleştirilmiş (Şekil 6), dinamik zemin parametrelerini belirlemek üzere 6 adet DES, 17 lokasyonda MASW, 4 noktada mikrotremör ve 7 lokasyonda ise sismik serim ölçümleri gerçekleştirilmiştir. Saha ve laboratuvar çalışmalarından, sahanın rijitlik ve mukavemet özellikleri derinlikle artış gösteren katı-sert kıvamlı, plastik (ortalama plastisite indisi 30) killi zeminlerden oluştuğu anlaşılmıştır.
Analizler kapsamında ihtiyaç duyulacak indeks, rijitlik, mukavemet gibi standart girdi parametrelerinin yanı sıra dinamik malzeme özellikleri de (maksimum kayma modülü, birim deformasyona bağlı modül azalım ve sönümlenme ilişkileri) belirlenmiştir. Sismik performans analizleri kapsamında, zemin tabakaları tanımlanırken hiperbolik gerilme - birim deformasyon davranışına dayanarak geliştirilmiş olan "*düşük birim deformasyon rijitliği ile birim deformasyonla sertleşen zemin modeli*" (HSsmall) kullanılmıştır. Model, Hardin ve Drnevich'in (1972), birim deformasyona bağlı olarak modül azalım ve sönümlenme oranı davranışlarını modellemektedir (Şekil 7).

Bu kapsamda, mevcut veri ışığında geliştirilen idealize zemin profili ise Şekil 8'de sunulmuştur. Gerçekleştirilen uygulama projesinde sonlu elemanlar yöntemine dayanan 3 boyutlu analizlere imkan veren ticari bir yazılım kullanılmıştır. Benzer nitelikte analizlerin sonlu farklar yöntemine dayanan ticari yazılımlarla da gerçekleştirilebileceği unutulmamalıdır.

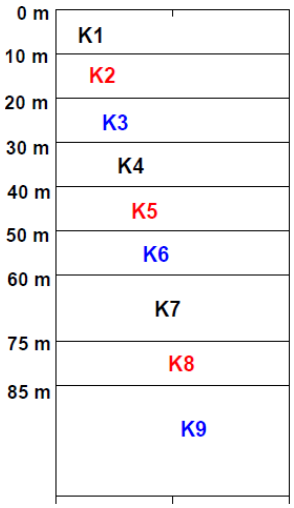


Şekil 6. Saha deney sonuçlarının genel bir özeti

Sismik performans analizlerinin Teknik Önermeler'de de anılan "*altsistem yöntemi*" uyarınca gerçekleştirilmiştir. Bu doğrultudaki analizlerin ilk adımı olarak, statik koşullar altındaki gerilme durumunun sağlıklı ve gerçeğe uygun şekilde tespit edilmesi gereklidir. Bu nedenle, inşaat ve imalat aşamaları ile uyumlu olacak şekilde ilgili yapıların modellenmesi (varsa derin kazı, su seviyesinin düşürülmesi, rijit kolonların aktivasyonu, sonsuz rijitlikteki radye temelin tanımlanması) gerekmektedir (Şekil 9).

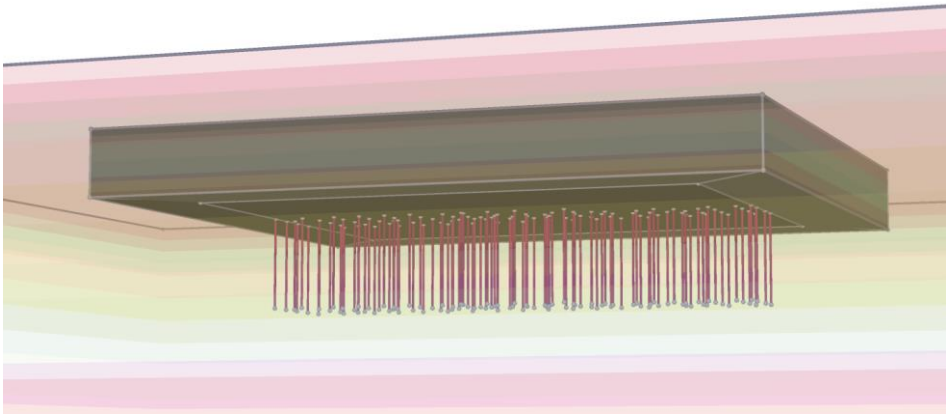


Şekil 7. Dinamik zemin davranışını modellemek üzere kullanılan modül azalım ve sönümlenme oranı birim deformasyon ilişkileri



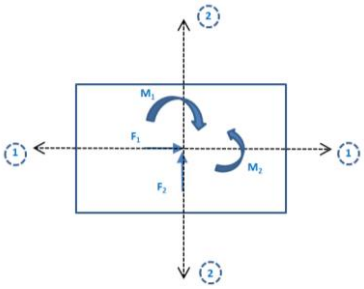
Veri Sınıfı	Veri Sembolü	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K9
İndeks	γ_{kuru} (kN/m3)	18	18.5	18.5	19.5	19.5	20	20.5	21	22
	$\gamma_{yaş}$ (kN/m3)	18.5	18.5	19	20	20	20.5	21	21.5	22
Rijitlik	E_{50}^{ref} (MPa)	10	17.5	35	45	50	60	70	90	100
	E_{oed}^{ref} (MPa)	10	17.5	35	45	50	60	70	90	100
	E_u^{ref} (MPa)	30	52.5	105	135	150	180	210	270	300
	ν	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.25	0.25	0.2
Mukavemet	c_u (kPa)	100	135	180	250	300	350	400	450	500
	ϕ (°)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ψ (°)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Dinamik	G_0^{ref} (MPa)	110	146	195	340	460	600	750	900	1200
	$\gamma_{0.7}$ (*10^{-3})	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.7	0.9

Şekil 8. İdealize zemin profili ve mühendislik parametreleri



Şekil 9. Üç boyutlu sonlu elemanlar modeli

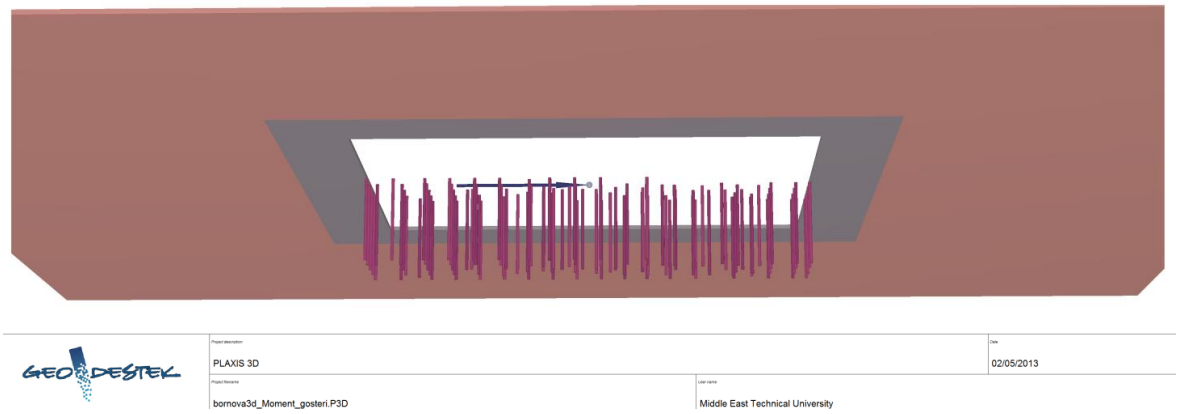
Söz konusu yöntemin ilk adımı, üstyapı analizleri sırasında zemin-kazık altsistemini modellemek için gerekli olan kinematik rijitlik matrisinin geliştirilmesidir. Bu matris, Şekil 10'da gösterilen doğrultulardaki yanal ve açısal rjitilik katsayılarını içermektedir. İlgili matris elemanları ve birim tanımları ise Denklem 3'te sunulmuştur.



Şekil 10. Kinematik etkileşim matrisi eleman tanımları

$$[\mathbf{K}]=\begin{bmatrix} K_{x_1x_1} & K_{x_1x_2} & K_{x_1\theta_1} & K_{x_1\theta_2} \\ \cdot & K_{x_2x_2} & K_{x_2\theta_1} & K_{x_2\theta_2} \\ \cdot & \cdot & K_{\theta_1\theta_1} & K_{\theta_1\theta_2} \\ \cdot & \cdot & \cdot & K_{\theta_2\theta_2} \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} kN/m & kN/m & kN & kN \\ \cdot & kN/m & kN & kN \\ \cdot & \cdot & kN\cdot m & kN\cdot m \\ \cdot & \cdot & \cdot & kN\cdot m \end{bmatrix} \quad (3)$$

Rijitlik matrisi elemanlarının hesaplanması aşamasında üç farklı deprem seviyesi için bir boyutlu eşdeğer doğrusal analizler ile tahmin edilen serbest saha koşullarına ilişkin maksimum makaslama (kayma) birim deformasyon değerlerini üretecek mertebelerdeki tesirler (yatay kuvvet ya da moment) sonsuz rijitlikteki radye temel üzerine tatbik edilmiştir (Şekil 11). Gerçekleştirilen 3 boyutlu analizler ile oluşacak deformasyonlar (her iki yöndeki deplasman ve açısal dönme) belirlenerek, kuvvet-deformasyon ilişkisi uyarınca kinematik sistem rijitlik matris elemanları teker teker hesaplanmıştır.

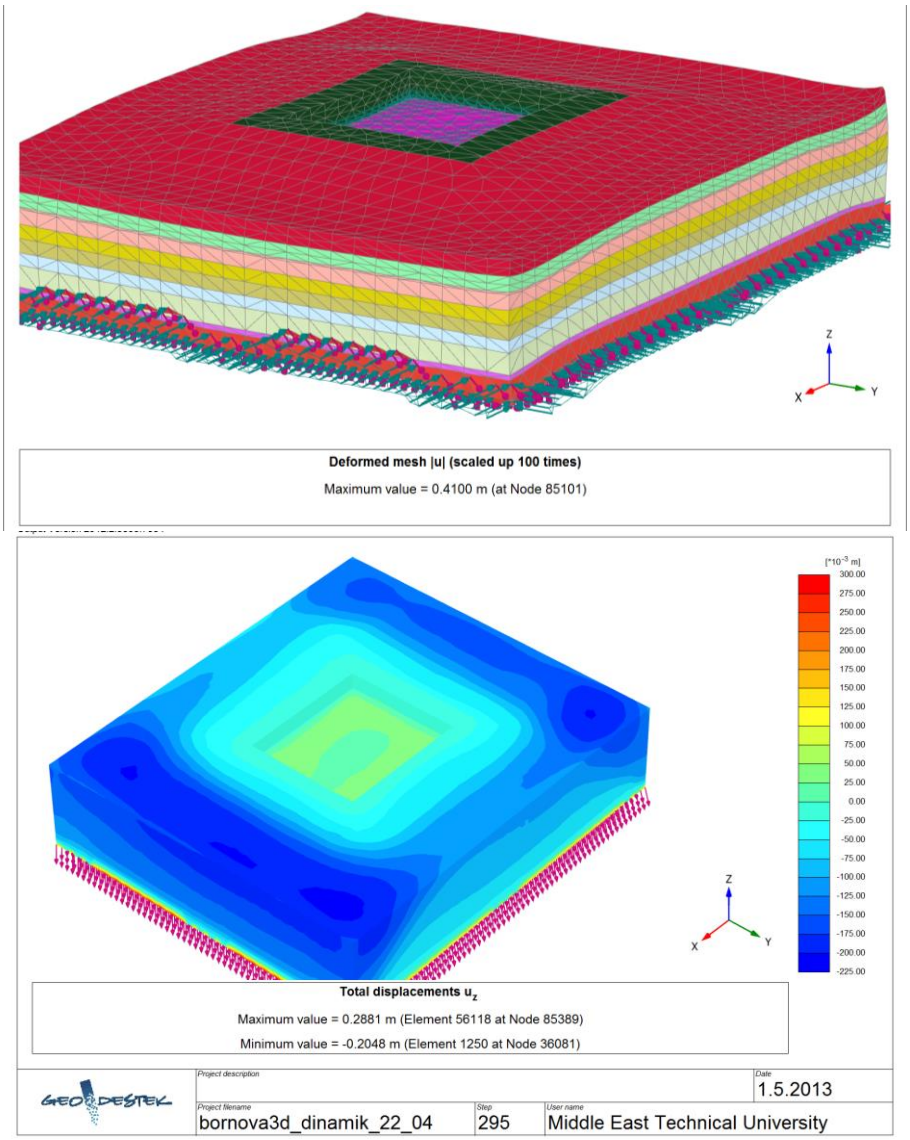


Şekil 11. Kinematik sistem rijitlik matrisi elemanlarını belirlenmesi

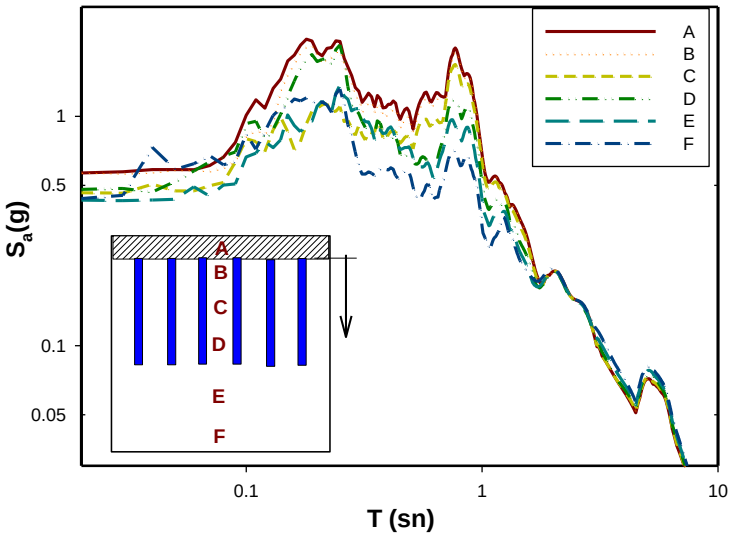
Üst yapı hesaplarına altlık teşkil edecek bir diğer veri ise rijit radye seviyesindeki ivme-zaman kayıtları ve bunlara ait elastik tepki spektrumlarının geliştirilmesidir. Bu nedenle, kurulan 3 boyutlu modele mühendislik kayası seviyesinden farklı deprem seviyelerine karşılık gelen senaryo deprem kayıtları, iki yatay bileşen de aynı anda dikkate alınmak üzere tatbik edilmiştir. Zaman uzayında gerçekleştirilen bu üç boyutlu analizler ile zemin-kazık-radye altsistemin sismik performansını görüntülemek mümkün olacaktır (Şekil 12).

Mühendislik kayası seviyesinde uygulanan yer hareketinin tanımlanan idealize zemin profili boyunca nasıl değiştiğini göstermek üzere Şekil 13'te sunulmuştur. Farklı deprem seviyesi senaryoları için kazıklı temel elemanları üzerinde oluşacak; eksenel yük, moment ve kesme kuvvetleri tesirleri belirlenmiştir (Şekil 14). Bu şekilde ilgili elemanların donatı tahkikleri gerçekleştirilebilir. Bu kapsamdaki analizlerde, her ne kadar "*altsistem yöntemi*" üst yapı yükleri dikkate alınmadan zemin-kazık-radye etkileşim analizlerini gerçekleştirmeyi öneriyorsa da; temsili bir gerilme değerinin temel seviyesinde uygulanması gerekmektedir. Aksi takdirde, eksenel yük ve buna bağlı olarak diğer tesirlerin doğru şekilde hesaplanması mümkün olmayacaktır.

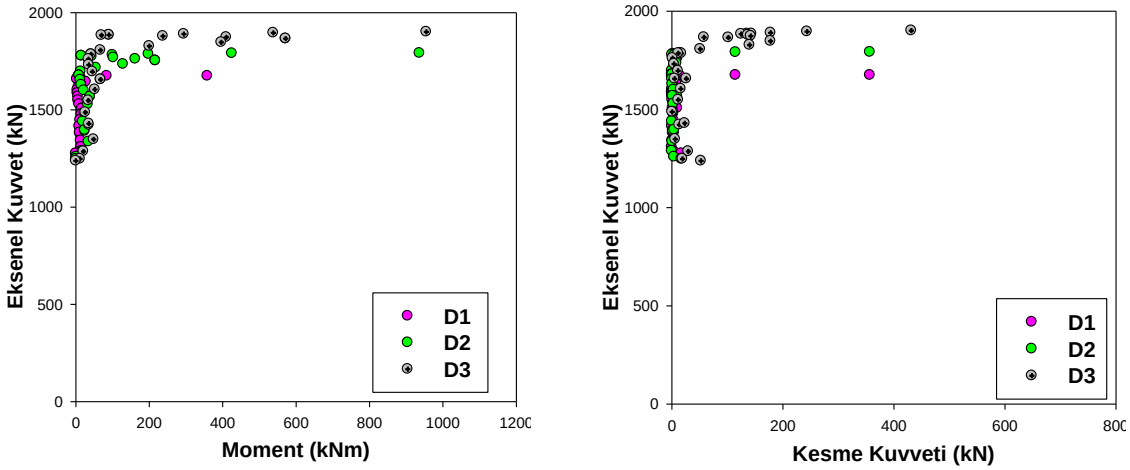
Özetle, statik yükler altında öngörülen oturma ve taşıma gücü aşılması nedenli geoteknik problemlerin önlenmesi amacı ile tasarlanan derin temel sistemi ile görece rijit olarak nitelendirilebilecek bir zemin-kazık-radye alt sistemi teşkil edilmiştir. Bu altsistemin kuvvetli yer hareketlerine gösterdiği tepki, rijit bir sistemden beklenen niteliktedir. Düşük periyotlardaki hareketler büyütülürken, yüksek periyotlarda ise hareketlerin serbest saha davranışına göre azaldığı gözlenmiştir. Buna istinaden tasarlanan kazıklı radye sisteminin, deprem tesirleri altında yapı açısından kritik olabilecek yüksek periyotlarda (yapı hakim periyodunun 4-4.5sn mertebelerinde), olumlu bir performans göstereceği beklenmektedir. Bu nedenle yüksek yapı altındaki alt sisteminin, yapı hakim periyodu civarında yer hareketini büyüteceğine yönelik bir beklenti içine girilmesi oldukça yanıltıcı sonuçlar doğurabilecektir. Davranış, deprem-zemin-kazık-radye kinematik etkileşimi sonucu sahaya özel olarak şekillenmektedir.



Şekil 12. Sismik performans analiz sonuçları



Şekil 13. Elastik tepki spektrumlarının derinlik ile değişimi



Şekil 14. Sismik analizler sonucu elde edilen kazık etkileşim diyagramları

6.SONUÇLAR

Zemin-temel-yapı etkileşimi ile ilgili sonuçları aşağıdaki gibi sıralayabiliriz:

- Kazıklı temele sahip yüksek binaların deprem davranışı, sığ veya rijit tabanlı yapı davranışından farklıdır.
- Yumuşak zeminlerde zemin-temel-yapı etkileşimi problemi oldukça karmaşık bir problemdir. Tüm sistemin davranışı açısından analizlerde problemi basitleştiren altsistem yöntemleri kullanılabilir.
- Zemin-temel-yapı sisteminin periyodu ile serbest saha hareketinin periyodu arasındaki oranın rezonansdan kaçınabilmek için 1'den uzak olması gerekmektedir.
- Yumuşak zeminlerde tasarlanan kazıklarda depremler sırasında kinematik etkileşimden dolayı kazık eğilme davranışlarının her iki yatay doğrultuda da mutlaka kontrol edilmesi gerekmektedir. Kazık uzunluğu boyunca zemin tabakalarının değiştiği bölgelerde ve kazık başlığı civarlarında hem kesme kuvvetleri hem de eğilme momentleri kontrol edilmelidir. Bu işlem yapılırken, temel seviyesinde temsili yapı gerilemelerinin tanımlanması gerçekçi eksenel kuvvetlerin hesaplanabilmesi açısından elzemdir.
- Deprem sırasında üst yapıdaki salınımlarla ortaya çıkan eylemsizlik etkileşimi nedeniyle olabilecek hasarlar, çoğunlukla kazığın üst yapıyla veya kazık başlığı ile birleştiği bölgelerde ortaya çıktığından, bu seviyeler kontrol edilmelidir.
- Kinematik etkileşim analizleri frekans tanım alanında da yapılabilir, fakat bu durumda kazıklar ve zemin ortamı için doğrusal davranış kabulü yapmak gerekir. Zaman tanım alanında yapılacak analizlerde ise kazıklar ve zemin ortamı için doğrusal olmayan davranış modellenebilir.
- Üstyapı için yapılacak eylemsizlik etkileşimi analizleri davranışın doğrusal veya doğrusal olmayan olmasından bağımsız olarak mutlaka zaman tanım alanında gerçekleştirilmelidir.
- Söz konusu analizler, sonlu elemanlar ya da sonlu farklar yöntemlerine dayalı olarak gerçekleştirilebilir. Malzeme modellerinin, birim deformasyona bağlı olarak değişen zemin davranışını temsil edebilecek şekilde seçilmeleri gerekmektedir.
- Sistemin davranışı, deprem-zemin-kazık-radye temelin kinematik etkileşimi ile belirlenecektir. Buna göre, seçilen derin temel sisteminin (kazıklı radye) rijitliğine

bağlı olarak yer hareketinin, yapı hakim periyodu bölgesinde büyümesi ya da azalması muhtemeldir. Yumuşak zeminlerde uygulanan güçlendirme amaçlı uygulamalarının, çoğu zaman sistemi daha rijit hale getireceği dikkate alındığında spektral ivmelerin kısa periyot bölgesinde büyürken yüksek periyot bölgesinde azalması kuvvetle muhtemel bir davranıştır.

KAYNAKLAR

ASCE 7-10 (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston,VA.

AASHTO, LRFD Bridge Design Specifications. American Association of Bridge Highway and Transportation Officials. Fifth Edition, 2010.

Aydınoğlu, M.N. (2011). Zayıf Zeminlerde Yapılan Binalarda Dinamik Yapı-Kazık-Zemin Etkileşimi İçin Uygulamaya Yönelik Bir Hesap Yöntemi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Bölümü, Rapor No: 2011/1.

Hardin, B.O., Drnevich, V. P. (1972), "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves." J. of the Soil Mech. Found. Div., 98(7), 667-692.

İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği (2008), İstanbul Büyükşehir Belediyesi İmar Müdürlüğü.

Kramer, S.L. (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice_Hall Int. Series.

NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Building Seismic Safety Council. 2003 Edition.

Vucetic, M., Doby, R. (1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response" J. Geotech. Eng., 117(1), 89-107.

Yeni Kent Merkezinde (Bayraklı Salhane/Turan Bölgesi - Konak Alsancak Liman Arkası Kesimi ve Salhane Bölgesi) Yapılacak Yüksek Binalar İçin Zemin, Geoteknik ve Yapı / Deprem Mühendisliği Proje ve Raporlarında Uyulması Gereken Teknik Önermeler

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ADANA YENİ CAMİİNDE GEOTEKNİK PROBLEMLER

GEOTECNICAL PROBLEMS IN ADANA NEW MOSQUE

Mustafa LAMAN[1] **Ahmet ARSLAN [2]** **Utku UTKAN [3]**

Selçuk BİLDİK[4] **Rabiye UÇ KARALAR [5]** **Bilal DEMİR[6]**

ABSTRACT

Nowadays for different reasons such as deep excavation, traffic loads, sewage, water lines and groundwater. In this study, the geotechnical problems of the restoration projects of Adana New Mosque are investigated. Wall foundations which were influenced by the effect of ground water are improved with horizontal and different angles of jet grouts. In addition shoring phases are described in detail. During the application horizontal jet grout elements reached to the foundation soil inside of the mosque normally not acccesiable to that part for the improvement of the foundation of wall.

Key Words:. Restoration, Jet Grouting, Shoring System, Bored Pile

ÖZET

Günümüz uygarlığında koşulların değişmesi ile tarihi yapılar değişik biçimlerde etkilere maruz kalmışlardır. İnsan gereksinimlerinin artması, derin kazı, metro, yoğun trafik yükü, kanalizasyon, su hatları, yeraltı suyunun kullanımı, yeraltı suyununun alçalıp yükselmesi nedenleri ile tarihi yapılar etkilenmektedir. Bu çalışmada, Adana kent merkezinde zemin problemleri nedeni ile hasar görmüş olan Yeni Cami'nin restorasyon kapsamında geoteknik problemleri incelenmiş ve zemin suyu hareketlerinden etkilenmiş olan duvaraltı temelleri altındaki zemin problemlerinin çözümüne yönelik yatay ve farklı açılarda uygulanan jet-grouting yöntemi ile zemin iyileştirmesi ve iksa uygulama aşamaları anlatılmıştır. Uygulamalar sırasında duvaraltı temel zemininin ıslah edilmesi amacıyla normal yollardan ulaşılamayan cami içi kısımlarına yatay jet-grout elemanları ile ulaşılmış ve jet grout başarıli bir şekilde uygulanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Restorasyon, Jet Grout, İksa Sistemi, Fore Kazık.

[1] Prof. Dr.., Çukurova Üniversitesi, mlaman@cu.edu.tr
[2] İnş. Yük. Müh., Çukurova Üniversitesi, ahmetarslan22@gmail.com
[3] İnş. Müh., Adana Vakıflar B.M., utkanutku@gmail.com
[4] Arş. Gör., Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, sbildik@osmaniye.edu.tr
[5] Mimar., Adana Vakıflar B. M., rabiakaralar@gmail.com
[6] Mimar., Kurum adı, dmr_mimarlik@hotmail.com

1. GİRİŞ

Günümüz uygarlığında koşulların değişmesi ile tarihi yapılar değişik biçimlerde etkilenmeye başlamışlardır. İnsan gereksinimlerinin artması, derin kazı, metro, yoğun trafik yükü, kanalizasyon,su hatları, yeraltı suyunun kullanımı yeraltı su seviyesinin alçalıp veya yükselmesi tarihi yapıları etkilemektedir. Bu nedenle tarihi yapıların yapıldığı devirlerdeki temel zemin koşulları değişmektedir. Günümüzde tarihi eserlerin restorasyonuna yönelik çalışmalara hız verilmesiyle birlikte, tarihi yapılardaki hasarların nedenlerinin büyük bir kısmının zemin problemlerinden kaynaklandığı görülmüştür. Tarihi yapılarda en sık oturmaya bağlı zemin problemleri karşımıza çıkmaktadır. Ortaya çıkan zemin problemlerinin çözümünde tarihi eserin zarar görmemesini sağlamak, çözüm yöntemlerini kısıtlamaktadır. Çalışmaları özetlenen restorasyon projesi, Mülkiyeti Vakıflar Genel Müdürlüğü'ne ait olan Yeni (Abdürrezzak Antaki) Cami, Adana ili, Seyhan ilçesi, Kuruköprü mahallesinde bulunmaktadır. Yeni Cami, bahçe kapısının iç kemerindeki kitabesine göre Osmanlı İmparatorluğu döneminde H.1137/M.1724 yılında Abdürrezzak Antaki tarafından inşa ettirilmiştir. H.1142/M.1729 tarihli minaresinde bulunan diğer kitabesine göre de Ali Beşe tarafından yapıya minare eklenmiştir.

Yeni Cami çok kubbeli Ulucami plan tipindedir. Cami'nin kuzeyinde betonarme muhdes cami, batısında ise abdesthane ve lojman yer almaktadır. Muhdes cami, avlunun kuzey ve doğu yönünü tümüyle kaplamış, avlu içerisinde boş yer kalmamıştır. Avlu ve binaların toplam oturum alanı yaklaşık 1120m^2'dir. Özgün camiden günümüze kalan bölümün (harim) alanı yaklaşık 185m^2'dir. Özgün caminin kuzeyindeki betonarme eki yaklaşık 575m^2'dir. Dış duvar kalınlıkları 90 cm civarındadır. Kubbeleri taşıyan kemerlerin açıklıkları 2.50-3.00m arasındadır. Mevcut sekiz adet kubbenin yarıçapları 1.40m civarındadır. Harim içi yükseklikler; zeminden kemerlerin üzengi kotuna kadar yaklaşık 2.80m, zeminden kubbe tepe kotuna kadar yaklaşık 6.10m'dir. Cami girişindeki zemin kotundan minare tepe kotuna kadar olan yükseklik 16.56m'dir.

Ana giriş kapısı minare kaidesine açılmış Anadolu'daki birkaç yapıdan bir tanesi olan caminin bir başka özelliği de güneş saatine sahip olmasıdır.

Harimin kuzeyinde, doğu-batı doğrultusunda dikdörtgen planlı, betonarme son cemaat mahalli bulunmaktadır. Harimin doğu ucu, 1960'lı yılların başlarında, burada yer alan iki kubbenin yıkılması nedeni ile kaldırılmış ve betonarme tavan haline dönüştürülmüştür.

Harimin kuzey duvarının doğu ucunda 3.53m genişliğinde büyük kemerli bir giriş açıklığı bulunmaktadır. Kemerin üst kısmı yok edilerek üzerine ek yapıya ait büyük bir betonarme kiriş yerleştirilmiştir. Cami genelinde görülen farklı işçiliklerden yapının değişik zamanlarda onarımlar geçirdiği anlaşılmaktadır. Bu çalışmada Adana Yeni Cami restorasyonuna ait zemin problemleri ele alınmıştır. Ayrıca Camii avlusunun bodrumlu olarak yeniden inşa edilmesi planlanması nedeni ile derin kazı yapma durumu ortaya çıkmıştır. Bu amaçla iksa projesi geliştirilerek derin kazı şevleri emniyete alınmıştır. Yeni Cami'nin zemin kaynaklı ortaya çıkan hasarlarına karşı cami temel zemini ve temel sisteminde yapılan güçlendirme çalışmaları esnasında karşılaşılan problemler ele alınarak, geoteknik açıdan yapılan çalışmalar özetlenmiştir.

2. YAPISAL HASARLAR VE GEOTEKNİK PROBLEMLER

1998 depreminde hasar gören caminin onarımı, protokol ile Cami Derneği tarafından yaptırılmıştır. Dış cephe temizliği yapılarak, derzler horasan harcı ile yenilenmiş. Cami üzerinde bulunan kubbeler dikiş yöntemi ile güçlendirilmiş. Cami iç beden duvarları güçlendirilerek, derzleri yenilenmiştir. Tüm ahşap imalatlar, orjinaline

uygun olarak yenilenmiştir. Bütün bu güçlendirme çalışmalarına rağmen yapının temeli ve temel zemininde herhangi bir inceleme veya güçlendirme çalışması yapılmadığı için kubbe ve beden duvarlarında tasmanlardan kaynaklı tekrar çatlamalar oluşmuştur. Çatlamalar yapı güvenliğini tehlikeye atacak boyutlara ulaşmış (Şekil 1, 2 ve 3) ve orijinal cami derhal askıya alınmıştır.

Şekil 1. Kubbede Meydana Gelen Hasar

Restorasyona başlamadan önce mevcut halde temel zemin durumunun tespit edilmesine yönelik olarak zemin etüdü yapılmıştır. Zemin etüt raporu çalışmaları sırasında yerinde sondaj ve in-situ zemin deneyleri yapılmıştır. Etüt alanında 18.00 ve 15.00m derinliğinde iki adet sondaj kuyusu açılmıştır. Sondaj boyunca uygun zeminde 1.5 metrede bir SPT deneyleri, her formasyon değişiminde, zeminin uygun olması halinde UD numunesi alınmaya çalışılmıştır (AİGM, 1993, 1996; Bowles, 1998; Craig, 1987).

Çalışma alanında açılan sondajlarda SK-1 nolu sondaj kuyusunda yüzeyden itibaren 3.00 m derinliğe kadar siltli çakıl, SK-2 nolu sondaj kuyusunda ise 0.00-3.00 m arasında dolgu birimine rastlanılmıştır. Bu dolgu biriminin altında ise temel zeminini oluşturan, çakıl blokları yer almaktadır. Sahanın alüvyonal olması nedeni ile kısa aralıklarda temel zemini biriminde değişiklikler olmaktadır. Dolayısı ile farklı zeminler üzerine oturan yapılarda beklenen oturma ve taşıma gücü kayıpları oluşmaktadır. Mevcut cami yapısında da bu durumlar gözlenmiştir. Oturmaların sebeplerinden biriside şehir merkezinde ve 3 tarafı yollarla çevrili olan yapının etrafında zemin hareketlerine neden olabilecek farklı amaçlı kazılar ve su hareketlerine neden olunmasıdır.

Şekil 2. Beden Duvarında Meydana Gelen Hasar

Şekil 3. Kubbede Meydana Gelen Hasar

Tüm bu çalışmalar doğrultusunda hasarlı olan Cami'nin duvaraltı temel sistemi altında meydana gelmiş olan oturmaların durdurulmasına yönelik olarak, düşeyden belli açıda jet-grout uygulaması ve caminin kuzey cephesinde yapılan derin kazıdan yatay yönlü jet grout uygulaması ile zemin güçlendirilmesi, Cami avlusunda inşa edilmesi planlanan bodrumun yapımı sırasında ise derin kazı ile yanal duvarlarının güvenli olarak tutulabilmesi için ankrajlı fore kazık iksa sistemi yapılması önerilmiş ve bu doğrultuda projeler hazırlanarak imalata başlanılmıştır. Projede gerçekleştirilen geoteknik uygulamalar tek tek ele alınarak aşağıda başlıklar altında özetlenmiştir.

3. YAPI TEMELİNİN JETGROUT İLE GÜÇLENDİRİLMESİ

Restorasyonu yapılacak olan Yeni Cami'de yapılan gözlemsel incelemelerde, üst yapıda meydana gelen hasarlar genel olarak temel zemininde oluşan oturmalardan kaynaklı

olup, yapılan sondaj çalışması sonrasında temel zeminini oluşturan birimde, çakıl bloklarının yer aldığı görülmüştür. Sahada farklı zemin birimlerinin bulunması, farklı oturmalara neden olmaktadır. Bu nedenle ilk etapta tarihi yapıda oluşan hasarlara neden olan temel deki farklı oturma probleminin önüne geçebilmek için zemininin güçlendirilmesine yönelik proje geliştirilmiştir. Yapı içerisinde güçlendirme olanağı bulunmadığı için, yapı dışından zeminin jet groutlar ile iyileştirilmesine karar verilmiştir. Bu amaçla yapı dışından düşey ve açılı jet groutlar yapılarak yapı zemini güçlendirilmiştir. Uygulanan düşey jet groutlar 80cm çapında 7 metre boyunda olup, aynı zamanda açılı olarak jet groutlar yapılarak yapı altındaki zemin güçlendirilmiştir (Şekil 4). Güçlendirilme çalışmaları sonrası caminin doğu duvarı altında temel yapılarak, duvar daha sonra inşa edilmiştir (Şekil 5).

Şekil 4. Açılı Jet Grout Uygulaması

Şekil 5. Camii Doğu Cephesi Duvar Altı Temel Uygulaması

4. DAYANMA YAPISI UYGULAMALARI

Yeni Cami restorasyon projesinde, cami avlusu yeniden düzenlenerek proje geliştirilmiştir. Yeni projede avlunun yer aldığı bölge -8.00 kotuna ineceğinden dolayı iksa sistemi gereksimini doğmuştur. Bu amaçla 80 cm'lik kazıklarla tek sıra ankrajlı iksa sistemi projesi hazırlanmıştır (Şekil 6 ve 7). Ankrajlar 17m boyunda olup, 8 metre serbest boy, 9 metre kök bölgesinden oluşmakta, uygulama açısı 17° ve aralıkları 2.60 metrede bir olmak üzere uygulanmıştır (Şekil 8).

Şekil 6.İksa Sistemi Fore Kazık Uygulaması

Şekil 7. Fore Kazık İmalatları ve Başlık Kirişi

Şekil 8. Ankraj Uygulaması

İksa uygulaması esnasında Caminin kuzey tarafında fore kazıkların tam boyda uygulanabilmesi için dolgu yapılması gereksinimi doğmuştur. Ancak inşaat sahasının bulunduğu bölgede dolgu imalatının yapılma zorluğu nedeniyle dolgu işlemi gerçekleştirilememiştir. Bu bölgede fore kazık imalatının üstünden başlamak üzere istinat duvarı uygulaması gerçekleştirilmiştir. İstinat duvarı ile fore kazıklar başlık kirişi ile birbirine bağlanmıştır (Şekil 9). İksa sisteminin tamamlanmış hali Şekil 10'da gösterilmiştir.

Şekil 9. İstinat Duvarı Uygulaması

Şekil 9. İstinat Duvarı Uygulaması

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada Adana'da bulunan Yeni Cami yapısının restorasyon çalışmaları esnasında ortaya çıkan geoteknik problemler ele alınarak, problemlerin çözümüne yönelik yapılan uygulamalar ele alınmıştır. Projede yapılan çalışmalar ve uygulamalar maddeler halinde aşağıda açıklanmaktadır.

1. Restorasyonu yapılan yapının bulunduğu alanda yapılan zemin etüdünde yapının dolgu üzerine oturduğu ve kısa aralıklarda zeminin değişiklikler gösterdiği görülmüştür.
2. Tarihi Yeni Cami'nin yapılış biçiminden tüm elemanlarının basınca çalıştığı görülmüş olup, hemen yanında yoğun trafiğin bulunması titreşimle ve dinamik yükler nedeni ile temel zemin koşullarının etkilendiği görülmüştür. Bu durum üst yapıda oturmaya bağlı hasarların meydana gelmesine neden olmuştur. Temel zeminindeki bu problemin çözümü için temel sistemi altındaki zemin jet grout uygulamaları yapılarak ıslah edilmiştir.
3. Cami avlusunda yapılan yeni proje gereği kotun düşürülmesi gereksinimi doğmuştur. Bu durumda avlu derin kazı inşasının güvenliğinin sağlanması için iksa projesi geliştirilmiş ve ankrajlı fore kazık uygulaması yapılarak derin kazı içerisinde emniyetli bir şekilde çalışma sağlanmıştır.
4. Ankrajlı fore kazık uygulaması esnasında dolgu yapılması zorluğu nedeniyle caminin kuzey bölgesinde fore kazık üzerine istinat duvarı uygulaması yapılmıştır.
5. Tarihi yapıların uzun yıllar hizmet vermesini sağlayacak olan düzenlemelerin yapılması Vakıflar Genel Müdürlüğü tarafından günümüz teknolojik koşullarının teknik imkanlarını kullanarak, öz değerlerimiz olan bu tip tarihi yapıların sonraki kuşaklara aktarılması sağlanmıştır.

KAYNAKLAR

AİGM, 1993, Zemin ve Temel Etüdü Raporunun Hazırlanmasına ilişkin esaslar, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı yayınları Sayı 93/34. ANKARA

AİGM, 1996, Afet bölgelerinde Yapılacak yapılar Hakkında Yönetmelik, T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı ANKARA, 94s.

Bowles, J., 1998, Foundation Analysis and Design, Mc Graww-Hill Boo Company, Singapore.

Craig R.F., 1987, Soil Mechanics, Forth Edition, EL. BS, London

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

DAĞINIK YAPILI KİLLERİN TANINMASI

DIAGNOSIS OF DISPERSIVE CHARACTERISTICS OF CLAYS

Ersin AREL [1] **Akın ÖNALP [2]** **Burak KILANÇ[3]**

ABSTRACT

Soils that exhibit tendency for swell/shrink, liquefaction, collapse, susceptibility to frost are called "problem soils". Another such group are dispersible soils which lose their coherence upon contact with water because of their high zeta potential due to abundance of sodium cations. The difference between the groups is that the first group can be identified by their grain size distribution, consistency and clay content whereas the dispersive clays require chemical analysis because physical tests fail to provide acceptable results. Chemical analysis on the other hand is quite onerous in a soils lab which led the engineers to seek more practical methods such as the crumb and the pinhole test where dispersibility is checked by observing tendency to erode upon contact with water. Both tests are deemed to be subjective in principle. The double hydrometer test appears to be more attractive because it yields numerical results. Dispersivity is determined by measuring the percentage of clay in a suspension with distilled water and compared to %C measured with dispersives added to the solution. A study performed on seven samples of clay with different colour and consistency suggested that the subjective tests can be contradictory and chemical analysis be adhered to.

Key words: Dispersive clay, sodium adsorption ratio, crumb test, pinhole test, double hydrometer test.

ÖZET

Geoteknikte problem zemin olarak nitelendirilen zeminleri; sıvılaşan, şişen, göçen, dondan etkilenen ve dağınık yapılı olarak gösterebiliriz. Bu zeminleri genelde kıvam limitleri veya dane dağılımı gibi fiziksel özelliklerle tanınmlamak mümkündür. Ancak, dağınık yapılı zeminler bir istisna teşkil etmektedir. Bu zeminlerde dağınık yapı ancak kimyasal yöntemlerle teşhis edilebilmektedir. Dağınık yapı kilin içerdiği sodyum katiyonlarının diğerlerine oranından tesbit edilmektedir. Bu nedenle ilgili deneyler kilin fiziko-kimyasal özelliğini yansıtmalıdırlar. Analitik kimya deneyleri ile zeminin içerdiği sodyum, kalsiyum, magnezyum, potasyum gibi katiyonların tayini gerekmektedir. Bu deneylerin yapılması özel laboratuvar olanakları gerektirdiğinden, mühendislik amaçlarına uygun yöntemler geliştirilmiştir. Dağılma, iğne deliği ve çifte hidrometre standartlara girmiş deneylerdir. Bunlardan ilk ikisi gözlemlere dayanan, dolayısı ile sübjektif olarak

[1] Yrd. Doç. Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, e.arel@iku.edu.tr
[2] Prof. Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, a.onalp@iku.edu.tr
[3] İnşaat Yüksek Mühendisi, İstanbul Kültür Üniversitesi, b.kilanc@iku.edu.tr

nitelendirilebilecek özelliklere sahipken çifte hidrometre deneyi sayısal bir sonuç verdiğinden daha güvenilir görünmüştür. Bu çalışmada her üç deney renk, kıvam olarak farklı killere uygulanmış ve sonuçların kesin olmaması nedeniyle tayinin analitik yöntemlerle yapılmasının gerekeceği görüşüne varılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Dağınık yapı, kil, değiştirilebilir sodyum yüzdesi, dağılma deneyi, iğne deliği deneyi, çifte hidrometre deneyi.

1. GİRİŞ

Killerin fiziksel ve mekanik özellikleri bunların mikro-yapısından kaynaklanır. "Problem Zemin" olarak tanımlanan bir gurup killer suyla karşılaştıklarında su durağan da olsa dengesiz hareketler göstererek şişmekte, göçmekte ya da erozyona uğramaktadırlar. Bu çalışmada dağınık yapılı killerin bu dengesizlik özelliğini neden taşıdıkları, bunların tanınmasına yönelik yöntem ve standartlara değinilmektedir. Yapılmış araştırma sonuçları da tanıtımı destekler biçimde okuyucuya sunulmaktadır.

2. COĞRAFİ VE İKLİMSEL FAKTÖRLER

Dağınık yapılı zeminin suyla karşılaştığında oyulan (erozyon) kum ve lös gibi tekil yapılı zeminlerden ayrılması gerekir. Göreceli iri daneli bu tür zeminler suyun etkisi ile çabucak dağılır ve erozyona uğrarlar.

Gerçek dağınık yapılı zeminler ise büyük çoğunlukla kil boyutu egemen olan çoğul yapılı ortamlarda belirirler. Coğrafi dağılıma bakıldığında dağınık yapılı kil kitlelerinin denizler, özellikle okyanuslardan uzak ve bu tür suların hiç etkin olmadığı yörelerde bulunduğu görülmektedir. Örneğin, bu tür killer dünyada %60 oranıyla en çok görülen Zimbabwe'de granit ve kumtaşları ile ilişkilendirilmişlerdir (Clark, 1986). Benzer şekilde, A.B.D.'nin Oklahoma eyaletinde, Avustralya'nın Tasmanya bölgesinde bulunan şeyl ve çamurtaşlarından yerinde oluşmuş (rezidüel) killerin dağınık yapılı oldukları bilinmektedir (Hardie, 2009).

Türkiye'de dağınık yapılı killerin ne denli yaygın olduğu henüz bilinmemekle birlikte, jeolojik zamanda Akdeniz ve Karadeniz'in ülke yüzeyini kaplamış olması nedeniyle toprakların sodyum içeriği açısından fakir olmadıkları da yüksek olasılık taşımaktadır.

Dağınık yapılı killer kırmızı, kahverengi, sarı veya bunların karışık bulunduğu renklerde belirmektedirler. Siyah renkte olanlar bariz bir şekilde organik içerikli olup dağınık yapıda değillerdir (Steele, 1976). Yerinde oluşmuş ince daneli zeminler kireçtaşının ayrışma ürünlerinde olduğu gibi dağınık yapı göstermemektedirler (Sherard and Decker, 1977).

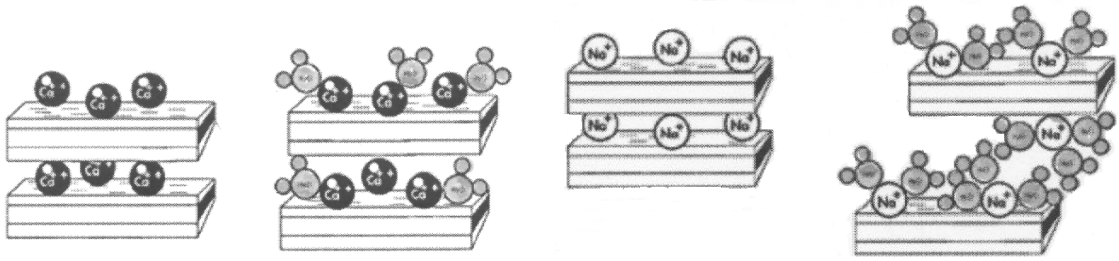
2. DAĞINIK YAPI VE ETKİSİ

Kil daneleri birbirleriyle ve suyla etkileşimi sonucu elektrokimyasal çekim kuvveti oluşturarak topaklanma *(flocculation)* özelliği gösterirler. Dağınık yapılı *(dispersive)* killer ise görünümde bu killere benzese de uygulamada erozyona uğrayarak borulanma gibi hasara neden olmalarıyla problemli zemin olarak bilinirler. Bu özelliklerinin nedeni, kil

daneleri arasındaki itici kuvvetlerin egemenliği ve bunun sonucu danelerin birbirlerinden uzaklaşması olarak açıklanmaktadır. Bu tür killerin diğer killerden ayırt edici en önemli özelliği, boşluk suyunda içerdikleri yüksek miktardaki (%12) sodyum iyonu oranıdır. Bilindik diğer killer ise ağırlıklı olarak kalsiyum ve magnezyum katiyonları içermektedir (Sherard ve Decker, 1977). Şekil 1, kil pulcukları arasına biriken iyonların konumunu ve bunların etkisini özetlemektedir.

Şekil 1a' da kil pulcukları yüzeyine bağlanan Ca^{++} iyonlarının topaklı yapıyı sağlaması, Şekil 1b' de ise ortama fazla su girdiğinde sistemin şişme gösterdiği, ancak dengesini yitirmediği gösterilmektedir. Her iki durumda da kil dağınık yapı kazanmamaktadır.

Şekil 1c'de ortamda bol bulunan büyük boyutlu ancak düşük elektriksel yüklü Na^{+} iyonunun kilin yüzeyine bağlanarak negatif yüklü pulcukları bağladığı görülmektedir. Ancak, ortama su girdiğinde sodyum iyonu hidratlanarak daneleri birbirinden ayırmağa çalışmakta, bu kuvvet yeterince yükseldiğinde sistemin topaklıdan dağınık yapıya dönüşmesi gerçekleşmektedir (Şekil 1d).



(a) (b) (c) (d)

Şekil 1. Dağınık olmayan ve dağınık yapılı killerde iyonlar

Dağınık yapı, kilin kimyasal ve mineralojik yapısı gibi değişkenlere bağlı olduğu kadar zemin daneleri arasındaki boşluklarda tuzun çözünmesi ile de ilgilidir. Böylece, temasta olduğu suyun hareketi düşük de olsa kil daneleri süspansiyona geçerek ayrık daneler olarak hareket etmeğe başlarlar. Bunun sonucu dolgularda borulanma, kaplamasız kanallarda tünel erozyonudur. Bu olay, yukarıda değinildiği gibi kil danelerinin minimum elektrokimyasal çekimi ile ilgilidir. Dağınık yapılı killer, daneler arasındaki elektrokimyasal kuvvetlerde dengesizlik gösterirler. Bu dengesizlik enerji eğrilerinden görülebileceği gibi danelerin net olarak birbirini itmesine neden olmaktadır. Böylece dağınık kil pulcuklar toplanmış bir kitle olarak değil, tek daneli parçacıklar olarak tepki gösterme eğiliminde olurlar.

Tipik dağınık yapılı zeminlerin genellikle, TS1500'e göre CL ve CI simgesi alan düşük ve orta plastisiteli killer olduğu bilinmektedir.

Dağınık yapıyı sağlayan sodyumun ortamdaki etkisini ölçmek için kullanılan temel analitik yöntem sodyum adsorbsiyon oranı *(Sodium adsorption ratio, SAR)* ile tariflenmektedir (Mitchell ve Soga, 2005). Boşluk suyundaki serbest tuzları ifade eden Sodyum emilme (adsorbsiyon) oranı,

$$SAR = \frac{Na}{\sqrt{0.5(Ca + Mg)}} \text{ meşd/L}$$

ile bulunmaktadır.

Buna benzer bir tanımlama değiştirilebilir sodyum yüzdesi ile yapılır (*Exchangeable Sodium Percentage*):

$$ESP = \frac{Na}{CEC} \times 100$$

Bu ikinci tarif ölçümü daha basit olduğundan tercih edilmiştir. Burada CEC toplam iyon değiştirme kapasitesidir.

Son olarak da benzer ölçümler yapan ve bunlara alternatif CROSS *(cation ratio of soil structural stability)* kavramı kullanılmaktadır (Marchuk ve Rengasamy, 2012).

Özetle, dağınık yapı sodyum iyonlarının bolluğunda ve su varlığında gerçekleşen bir olay olarak tanımlanabilir.

4. DENEYSEL YÖNTEMLERLE TAYİN

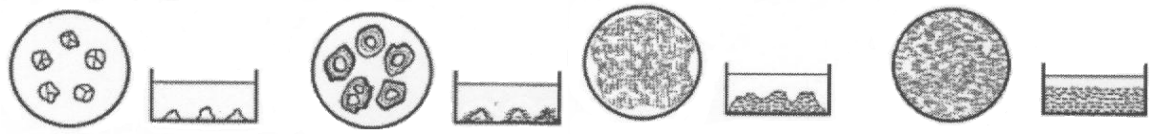
Uygulayıcılar basit yöntemleri ayrıntılı kimyasal çalışma gerektiren yollara tercih ederler. Bu nedenle geçmişte dağınık yapının standart deneylerden (sınıflandırma, dane dağılımı, özgül ağırlık, kıvam limitleri) kestirilmesi için girişimler yapılmış ise de olayın fiziko kimyasal niteliği nedeniyle bunlarla dağınık yapıya yatkınlık tayin edilememektedir.

Bu tür killerin tanınmasında en basiti olan dağılma deneyinde *(Crumb Test,* ASTM D6572*)* basitliği nedeniyle arazi ve şantiyede uygulaması en kolay deneydir. Şekil 2a'da gösterildiği gibi su dolu bir kabın içine yatırılan topak zamanla ufalansa dahi, suda bulanma veya süt görünümü oluşmamışsa toprak topaklı yapıdadır. Hafif dağınıklık özelliği ufalanmış parçaların çevresinde haleler oluşması durumunda belirir. Bu deney sayısal tabanı olmaması nedeniyle "sübjektif" olarak nitelendirilmektedir. Benzer şekilde, laboratuvarda yapılan iğne deliği deneyinde *(Pinhole Test,* D4647*)* içine 1mm çapta bir delik açılmış numunenin içinden geçirilerek bir kapta toplanan suyun ne denli "bulutlandığı" saptanarak yargıya varılmaktadır.

Çifte hidrometre *(Double Hydrometer Test,* D4221*)* deneyi diğerlerine oranla daha somut sonuçlar verdiğinden tercih edilebilir. Deneyde aynı kil üzerinde iki ayrı hidrometre deneyi yapılmaktadır. Birinci deneyde numuneye dağıtma kimyasalı eklenmekte, ikinci ise herhangi bir işlem görmemektedir. Buradan,

$$\%\ Dağılma = \frac{\%geçen\ (0{,}005mm)\ dağıtıcı\ konulmadan}{\%geçen\ (0{,}005mm)\ dağıtıcı\ konularak} \times 100$$

bağıntısı ile dağınık yapıya eğilim *D* tayin edilmektedir. D>%60 ise kil büyük olasılıkla dağınık yapıya sahiptir. D<%30'da ise yapı topaklı olmakta, aradaki değerlerde ise tayinin bir ek yöntemle tekrarlanması gerekmektedir.



Şekil 2. Dağılma deneyinde sınıflama
(a) topaklı yapı (b) zayıf dağınık yapı (c) dağınık yapılı (d) yüksek derecede dağınık yapı

5. DENEY PROGRAMI

Yöntemlerin etkinliğini araştırmak için doğal ve yapay kil numuneleri farklı deneylere tabi tutulmuştur. Numunelerin özellikleri Tablo 1'de verilmektedir. Dağılma deneyinde tüm numuneler negatif sonuç verirken, çifte hidrometre deneyinde farklı tanımlara ulaşılmıştır.

Tablo 1. Deneylere alınan numunelerin sınıfı ve dağınık yapı tanısı

Örnek	w_n	w_L	I_p	Renk	Sınıf	Çifte Hidrometre
#1	24	35	14	W	CI	D1
#2	46	67	49	GN	CH	ND4
#3	37	66	42	RB	CH	D1
#4	28	42	25	dG	CI	ND4
#5	24	61	46	RB	CH	ND4
#6	80	100	55	G	CH	D1
#7	25	33	16	G	CI	ND4

Burada D1 dağınık yapıyı, ND ise dağınık olmayan yapılı zemini göstermektedir. Zeminin sınıfı ile yapı arasında bir kesin ayırım olmadığı gibi, farklı deneylerin farklı tanılar getireceği görülmektedir.

6. DAĞINIK YAPI İLE İLGİLİ PROBLEMLER

Dağınık yapılı killerde çıkan mühendislik problemleri başlıca iki gurupta toplanabilir: İç erozyon ve dış erozyon. İç erozyonda su özellikle ilk temasta zemini aşındırarak borulanma denen olayın belirmesini sağlamaktadır. Bir örneği Şekil 3'te gösterilen olayda su toprak dolgular ve toprak barajların iç dengesini bozarak göçmeye uzanan sorunlar oluşturmaktadır.

Şekil 3. Toprak dolguda iç erozyonla denge kaybı

Dış erozyon yamaç ve yarma yüzeylerinin öncelikle yağışlar sonucu yarıklar belirmesi ile gerçekleşir. Ayrıca, kaplamasız sulama kanallarında su belirli kesimlerde dağınık yapılı killeri kolayca aşındırarak göçmeler oluşturur.
Dağınık yapılı killeri iyileştirmenin en basit yolunun bunları %1 dolayında sönmüş kireçle karıştırma olduğu söylenebilir.

KAYNAKLAR

ASTM D6572-12"Standard test methods for determining Dispersive chracteristics of clayey soils by the crumb test"

ASTM D4221-11 "Standard test method for dispersive characteristics of clay soil by double hydrometer"

ASTM D4647 -13 " Standard test method for identification and classification of dispersive clay soils by the pinhole test"

Marchuk, A. Rengasamy, P., (2012), "Threshold electrolyte concentration and dispersive potential in relation to CROSS in dispersive soils", Soil Research 50(6) 473-481.doi. /10.1071/SR12135.

Clark, M. R. E., (1986), "Mechanics, Identification, Testing, and Use of Dispersive Soil in Zimbabwe", September.

Dixit, M., Gupta, S.L., (2011), "Problems in Characterization and identificaiton of dispersive soils" , Int. Journal of Earth Sciences and Engineering, pp. 143-146.

Hardie, M. (2009), "Dispersive Soils and Their Management", Technical Reference Manual.

Koca, N. (2013) Determination of Dispersive Characteristics of Clay , İKÜ Geoteknik, 42s

Mitchell, J.K. ve Soga, K. (2005) Fundamentals of Soil Behaviour, 3.Editrion, J.Wiley.

Nelson, H. (1991), "Dispersive Clays", Soil Mechanics Note, No.13, 5-16.

Knodel, P.C. (1991), "Characteristics and Problems of Dispersive Clay Soils", Bureau of Reclamation, Materials Engineering Branch, R-91-09,17p.

Steele, E. F., (1976), "Characteristics and Identification of Dispersive Clay Soils," Annual Meeting of American Society of Agricultural Engineers, June.

Sherard J. L., and Decker, R. S., (1977), "Dispersive Clays, Related Piping and Erosion in Geotechnical Projects," STP 623, ASTM, Philadelphia, Pa.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

LİKİT LİMİTİN TEK NOKTA YÖNTEMİ İLE ÖLÇÜMÜ VE İSTANBUL KİLLERİNDE UYGULAMA

DETERMINATION OF LIQUID LIMIT OF CLAYS FROM EUROPEAN SECTION OF ISTANBUL

Akın ÖNALP [1] **Ersin AREL [2]**

ABSTRACT

Liquid limit is a significant indicator of physical and mechanical properties of soils, measured in all site investigations. Intensive construction activity in the metropolis of Istanbul's European side requires thousands of liquid limit measurements which take a long time to perform. Standards require a four point determination that extends the test time to unacceptable levels. The single point method recommended as a subsidiary method is a convenient way for the measurement provided that the slope of the flow line is known. This paper presents the results of the investigation to determine whether the slope which is used as 0.12 in Turkey is applicable to this zone.

Key words: İstanbul European side, Liquid limit, Single point method, Clay, Classification.

ÖZET

Likit limit, sınıflandırma yanında zeminlerin fiziksel ve mekanik davranışları hakkında önemli bilgi sağlayan bir özelliktir. Bu nedenlerle tüm zemin incelemelerinde ölçülür. Istanbul'da yoğunlaşan yapılaşma etkinliklerinde temel incelemeleri ile ilgili binlerce likit limit ölçümü konusunu gündeme getirmiştir. Standartlar likit limit ölçümünün dört nokta ile yapılmasını istemekte, bu da önemli vakit kaybını beraberinde getirmektedir. Standartlarda yedek metod olarak gösterilmiş tek ölçümle tayin ise akma doğrusunun eğiminin ülke ya da bölge bazında bilindiği varsayımına dayandırılmıştır. Ancak Istanbulun Avrupa yakası zeminlerinde kullanılacak katsayı bilinmemektedir. Bu bildiride Türkiye genelinde 0.12 olarak alınan akma doğrusu eğiminin yerel değerinin araştırılması sonuçları anlatılmaktadır.

Anahtar Kelimeler: İstanbul Avrupa yakası, Likit limit, Tek nokta yöntemi, Kil, Sınıflandırma.

[1] Prof.Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, a.onalp@iku.edu.tr
[2] Yrd.Doç.Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, e.arel@iku.edu.tr

1. GİRİŞ

Türkiye'de son yıllarda yoğunlaşan geoteknik mühendisliği etkinlikleri her laboratuvarda yüzlerce sınıflama deneyinin yapılmasını gerektirmektedir. Standartlarda koni düşürme ve çarpmalı likit limit ölçümlerinde akma doğrusunun tayini için en az 4 nokta kullanılması istenmektedir (ASTM D4318-10, TS1900-1 Deney 2B). Bu ölçüm deneylerden sonuç alma hızını ciddi biçimde düşürdüğünden eğilim, ölçümün 4 yerine tek nokta ile yapılması yönünde ağırlık kazanmaktadır (ASTM D4318 Method B, TS1900-1, Deney 2C). Bu deneyde akma eğrisinin eğimi tanβ'nin bilindiği varsayılmaktadır. Oysa bu değerin kil mineralinin içeriği, aktivitesi gibi etkenler nedeniyle her bölgede sabit olmadığı düşünülmektedir.

Bu çalışmada Istanbul'un Avrupa yakasından alınmış ve çoğunluğu denizel kökenli killerde tanβ'nin değişmez bir sayı olarak alınabilirliği incelenmiş olup değeri için bir öneri getirilmektedir.

2. KİLLERİN YAPISI

Mineraloji zemin danelerinin boyutu, şekli ve özelliklerini kontrol eden başlıca faktördür. Bunun gibi diğer faktörler herhangi bir zeminin fiziksel ve kimyasal özelliklerinin olası aralıklarını belirlemektedir. Böylece, zeminde hangi mineralin nasıl bir davranış göstereceği hakkında fikir elde edilir. Çakıl, kum, silt ve kil boyutları arasındaki sınırlar belirli elek aralıkları ile saptanmaktadır. Killer hem bu sınırlarla hem de mineralojik özellikleri ile ayırt edilmektedirler. Bunun anlamı killerin 0.002mm den küçük boyutları, pulcuklarının negatif elektrik yüklü olmaları, buna bağlı olarak suyla karşılaştıklarında plastik özellik göstermeleri ile ayırt edilebilmeleridir. Kil mineralleri alimünyum silikatlarden oluşur ve bunlarının çoğunun parçacıkları levhamsı, ve bazı durumlarda da iğne şeklinde veya boru şeklindedir.

3. KİL MİNERALLERİ

Kil mineralleri çözeltiden kristalleşmeyle, kayaçlar başta olmak üzere silikat içeren birincil minerallerin ayrışmasıyla, yine bu minerallerin hidrotermal ortamda değişimi, taşlaşma ve yeniden yapılanmayla, hatta laboratuvar koşullarında oluşabilir (Clayton ve Jukes, 1978 ; Mohan ve Goel, 1960). Bu mineraller oldukça karmaşık bir kristal yapısı gösterdiğinden günümüzde henüz tam bir anlaşmaya varılamamıştır. Kil komitesi üç yılda bir toplanıp yeni gelişmeleri gözden geçirerek görüşlerini duyurmaktadır.

Killerin guruplarının ayrımında esas alınan özellikler; bir hücre veya tabaka kalınlığı, tabakanın di- veya tri- oktahedral özelliği ile iyon içeriği, tabakaların dizilişi ve diziliş düzenidir.

4. TEK NOKTA YÖNTEMİ İLE LİKİT LİMİTİN TAYİNİ

Likit Limit, kil-su karışımının sıvı halden plastiğe dönüştüğü su muhtevası olarak tarif edilmiştir. w_L simgesiyle gösterilir ve değeri boyutsuz verilir. Likit limitin ölçümü için

karışım viskozitesinin bir yöntemle su muhtevasında değişimle bağıntısı çıkartılır. İnşaat mühendisliği amaçları için ölçümü ilk kez Casagrande tarafından geliştirilen alet ile yapılmaktadır. Pirinç bir tas içine yatay olarak yerleştirilip, ortasına özel kaşığıyla bir oluk açılan çamurun, tas lastik tabana 10 mm yüksekten 25 kez düşürüldüğünde kapanmasını sağlayan su muhtevası olarak tariflenmiştir. Zemin örneği plastikten sıvıya değişen en az üç su farklı muhtevasında hazırlanır. Her üç örnek için oluğun 13 mm boyunca kapanmasını sağlayan vuruş sayısı N sayılır ve bu bölgeden alınan numunenin su muhtevası (w_n) ölçülür. Bu bilgilerden N - w grafiği noktalanır. Elde edilen eğriye akma eğrisi denir. Bunun w - N log grafiğinde bir doğru olarak belirdiği bulunmuştur.

Tek nokta yöntemi ile likit limitin tayini 1978'de likit limit deneylerinin dört nokta yöntemine göre daha hızlı yapılması amacıyla Clayton and Jukes tarafından önerilmiştir. Temeli, örnekler üzerinde yapılan istatistiksel analizddir. Ancak, likit limit değerinin 120 yi aşması durumunda tek nokta yönteminin uygulanması önerilmemektedir.

Aynı formasyon veya jeolojik kökenden killerde akma doğrusunun eğiminin (tan β) değişmediği düşünülürse, belirli bir yörede likit limit,

$$w_L = w_0 \left(\frac{N}{25} \right)^{tan\,\beta}$$

ifadesinden tek deneyle bulunabilecektir. Ancak, bu tek deneyde 20<N<30 kıvamının sağlanması gerekmektedir. Türkiye zeminlerinde tan β~0.12 dolayında bulunmuştur (Önalp ve Arel, 2013). Benzer şekilde Akma İndisi,

$$I_f = \frac{w_L - w_n}{log\,N - log\,25}$$

olarak tariflenirse likit limit ifadesi de,

$$w_L = w_n + I_f\, log\left(\frac{N}{25} \right)$$

biçiminde de yazılabilecektir. Burada w_n tek deneyde N vuruş sayısını veren su muhtevasıdır.

Kil minerallerinin likit limitinin; mineralin türüne, soğurulmuş (adzorbe) katiyonunun türüne (Tablo 1) ve değerliğine, kilin özgül yüzeyine bağlı olduğu bilinmektedir (Muhunthan, 1991). Ancak bunlardan hangisinin en etkin olduğu problemin özelliğine göre değerlendirilmelidir.

Tablo 1. Kil Minerallerinde Kıvam Limitleri

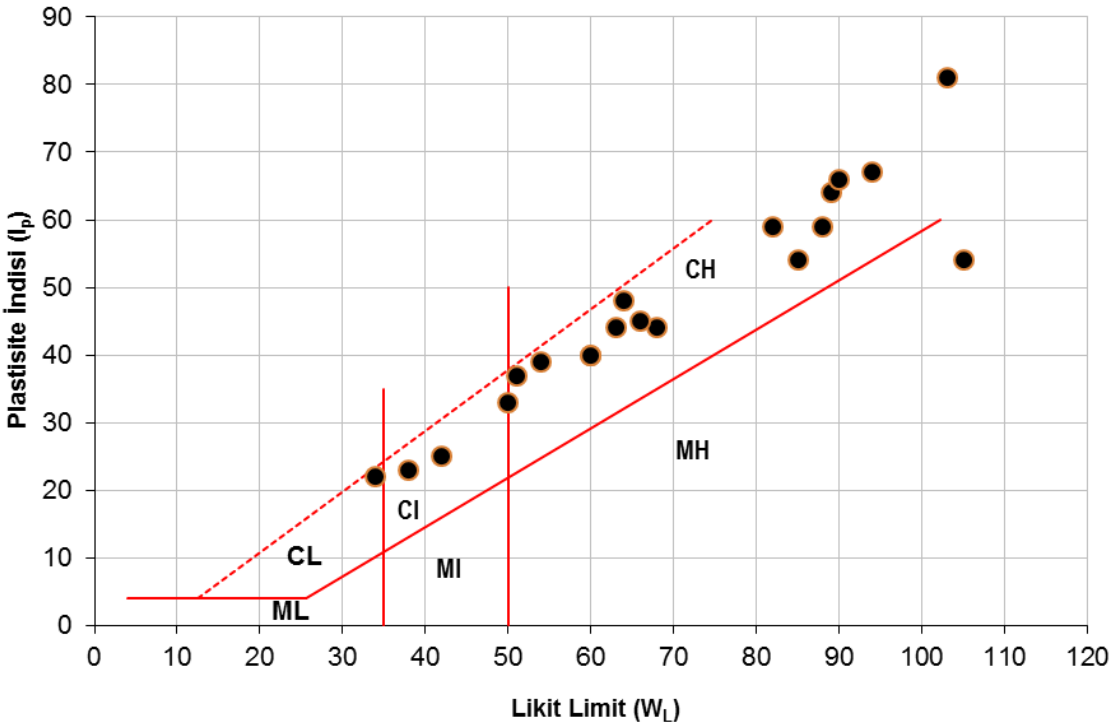
	LİKİT LİMİT	PLASTİK LİMİT	BÜZÜLME LİMİTİ
MİNERAL	w_L	w_P	w_S
Na-Montmorillonit	700	55	10
K -Montmorillonit	660	98	9
Fe-Montmorillonit	290	75	10

Na-İllit	120	53	15
K- İllit	120	60	18
Ca-İllit	100	45	17
Na-Kaolinit	52	31	27
K- Kaolinit	49	29	27
Ca-Kaolinit	38	27	24
H-Attapulgit	270	150	8
Sulu Halloysit	65	52	
Halloysit	45	37	
Klorit	45	38	
Alofan (doğal)	220	135	

5. İSTANBUL AVRUPA YAKASI KİLLERİ

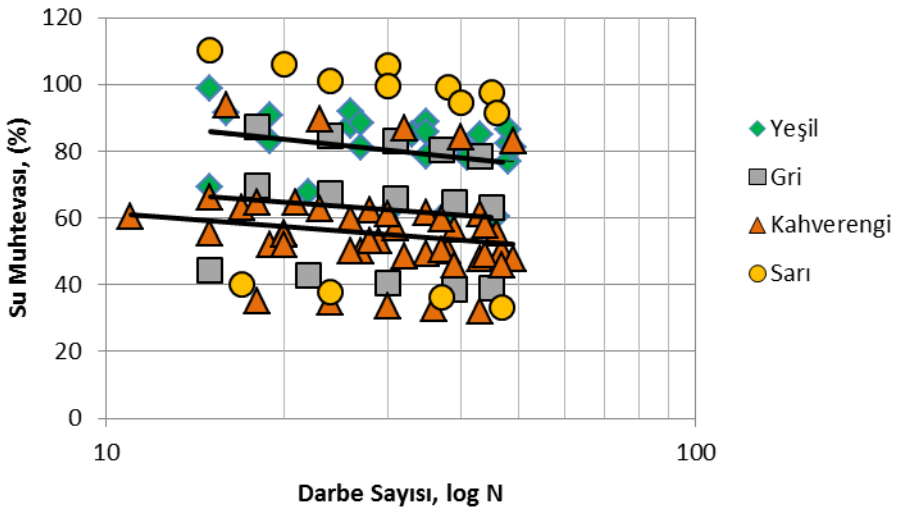
Çalışma kapsamında İstanbul Avrupa yakası Karaburun, Gürpınar, Çamurluhan, Çukurçeşme, Güngören, Bakırköy formasyonları zeminleri ve alüviyal çökellerden Kuşdili gruplarından elde edilmiş 20 numune denenerek akma eğrileri saptanmıştır.

Bu numuneler ince daneli olup (FC>50) TS1500 plastisite kartındaki yerleri Şekil 1'de görülmektedir.



Şekil 1. Numunelerin Plastisite Kartında Yerleri

Hemen tümü A- doğrusu üstünde yer alan numunelerin özellikleri de Tablo 2'de gösterilmiştir. Bu numunelerin akma doğruları çarpmalı deneyde 4 veya fazla nokta ile tayin edildikten sonra noktalanarak bulunmuş ve eğimleri hesaplanmıştır. Eğimler Tablo 2'de gösterilmektedir.



Şekil 2. Numunelerin Akma Doğruları

Tablo 2. Numunelerin Özellikleri ve Akma Doğrusu Eğimleri

YERİ	RENK	w_L	I_p	SINIFI	tanβ
Menekşe	yeşil	88	59	CH	0.107
Marmaray	yeşil	94	67	CH	0.116
Marmaray	koyu yeşil gri	68	44	CH	0.099
Marmaray	kahve yeşil	60	40	CH	0.137
Marmaray	açık yeşil	66	45	CH	0.129
Filiz Orman	kahve yeşil	64	48	CH	0.080
Kültür Koleji	açık yeşil	82	59	CH	0.087
Merter	açık yeşil sarı	89	64	CH	0.108
Filiz Orman	koyu yeşil kahve	51	37	CH	0.099
Beylikdüzü	yeşil kahve	60	40	CH	0.129
Marmaray	açık sarı	103	81	CH	0.175
Marmaray	sarı kahve	54	39	CH	0.122
Marmaray	açık sarı	38	23	CI	0.164
Merter	açık sarı kahve	63	44	CH	0.118
Merter	koyu yeşil gri	85	54	CH	0,117
Esenyurt	kahve	34	22	CL	0.111
Esenyurt	açık kahve sarı	90	66	CH	0.108
Esenyurt	açık sarı	105	54	MH	0.099
Menekşe	koyu gri	42	25	CI	0.138
Bağcılar	açık yeşil kahve	50	33	CI	0.163

Tüm veriler değerlendirildiğinde bölge için akma doğrusu eğiminin tanβ= 0.12 olarak alınabileceği görüşüne varılmış olup, bunun daha geniş bir veri tabanında değerlendirilmesi gerekmektedir.

6. SONUÇ

Bu sonuçlarla Istanbul Avrupa Yakası killeri tek nokta deneyinde kullanılacak tanβ katsayısı değerinin şimdiye değin kullanılandan farksız olarak 0.12 düzeyinde çıkması şaşırtıcı bir sonuç olmuştur. Uysal (2004) te yaptığı çalışmada, Adapazarı genelinde tanβ değerini yine 0.12 olarak bulmuştur. Bu durumda daha fazla sayıda numune üzerinde likit limit deneyleri gerçekleştirilerek bu değerin teyidi ile tek nokta yönteminin geniş uygulama bulacağı, buna ek olarak Türkiye'nin her bölgesi için de aynı çalışmanın yapılmasının uygun olacağı görüşüne varılmıştır.

KAYNAKLAR

ASTM D4318-10, "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils".

Casagrande, A. (1932) "Research on the Atterberg limits of soils" Public Roads, 13:8:121.

Clayton, C.R.I. and Jukes, A.W., (1978), "A One-Point Cone Penetrometer Liquid Limit Test, Geotechnique, 28:4, 469-472.

Mohan, D. And Goel, R.K., (1960), "One-Point Method of Determining Liquid Limit", Central Building Research Institute, Roorkee (U.P.), India.

Muhunthan, D. (1991) "Liquid limit and surface area of clays" Geotechnique, 41:1:135.

Önalp, A., Arel, E. (2013) "Geoteknik Bilgisi I - Zeminler ve Mekaniği, 461s, Birsen Yayınevi.

TS1900-1 (2006) İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri: Bölüm 1: Fiziksel özelliklerin tayini.

Uysal, A. (2004) "Adapazarı ve Civarında Likit Limit Deneyinde Kullanılacak β Katsayısının Bulunması", Yüksek Lisans Tezi, Sakarya Üniv.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

TEMEL OTURMALARININ BELİRLENMESİNDE PRESİYOMETRE DENEYİ KULLANILARAK FARKLI YAZILIMLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

COMPARISON OF USING DIFFERENT SOFTWARE FOR DETERMINATION OF FOUNDATION SETTLEMENTS BY PRESSUREMETER TEST DATA

İlhan Burak DURAN[1] **Ersin AREL[2]** **Yusuf Hatay ÖNEN[3]**

ABSTRACT

Foundation design and analyis based on laboratory and in situ test results has several discrepancies. It is now generally believed that computations solely based on laboratory results has serious shortcomings due to effects of sample disturbance. The use of in situ measurements are known to yield more realistic results.

This paper describes a study based on the results of pressuremeter test, a method which is finding increasing application in Turkey. A study to compare the settlements of a raft was performed where computations performed by the software FOXTA which mainly uses the pressuremeter Menard modulus E_M and three dimensional finite element software PLAXİS3D.

Key words: Settlements, pressuremeter test, Menard modulus, Foxta, Plaxis 3D.

ÖZET

Zemin mekaniği problemlerinin çözümünde arazi ve laboratuvar deney bulgularına göre farklı çözüm yolları sunulmaktadır. Genel olarak laboratuvar verilerine dayalı deneylerde numune alma sırasında oluşan örselenme, numunenin zeminin genel özelliğini yansıtmaması, yeterli numune alınamaması gibi birçok etken ölçülmüş olan geoteknik parametrelerinin doğruluğunu azaltmaktadır. Bu nedenle, arazide doğal ortama yakın şartlarda yapılan deneylerden doğrudan ölçülecek verilere göre belirlenen geoteknik parametrelerin daha gerçekçi sonuçlar verdiği kabul edilmektedir.

Bu çalışmada, ülkemizde de artık yaygın olarak kullanılmasına başlanan presiyometre deneyi sonuçları kullanılarak öngörülen bir yapının oturma analizleri yapılmıştır. Presiyometre deneyinden elde edilen E_M modülleri referans alınarak Foxta yazılımının

[1] İnş. Yük. Müh., İstanbul Kültür Üniversitesi, b.duran@iku.edu.tr
[2] Yrd. Doç. Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, e.arel@iku.edu.tr
[3] Prof. Dr., İstanbul Kültür Üniversitesi, y.onen@iku.edu.tr

Fondsup modülü kullanılarak yapılan analizler ile Plaxis 3D sonlu eleman programında model oluşturularak temel altında oluşan oturmalar karşılaştırılmıştır.

Anahtar kelimeler: Presiyometre, oturma, Menard Modülü, Foxta, Plaxis 3D.

1. GİRİŞ

Presiyometre aleti 1954 yılında Louis Menard tarafından Ecole Nationale des Ponts et Chausses'de bir öğrenci projesi olarak geliştirilmiştir. Aletin ilk uygulaması aynı yıl içinde yapılmış ve geliştirilmesi için Menard, Illinois Üniversitesi'ne gönderilmiştir. Louis Menard'ın ilk presiyometre probu Şekil 1' de gösterilmektedir.

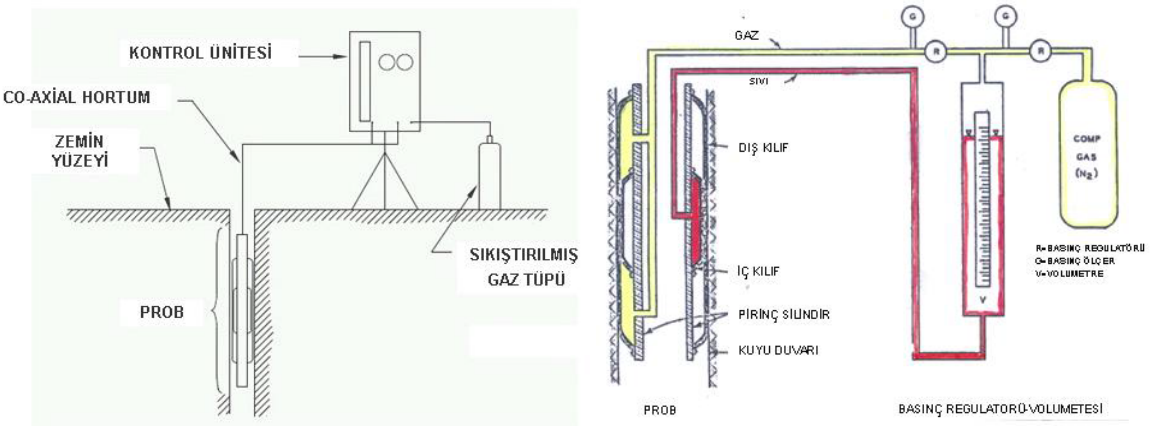
Şekil 1. Louis Menard (sağda) ve ilk presiyometre probu

Presiyometre terimi ilk olarak 1954-55 yıllarında Menard tarafından geliştirilen deney donanımları için tanımlanmıştır. Presiyometre sondası, Baguelin (1978) tarafından geliştirilmiş, kuyu duvarlarına esnek bir membran ile hidrolik basınç uygulayan bir cihazdır. Aletin tanımı, Mair ve Wood (1987) ve ISSMFE (Amar v.d., 1991) tarafından silindirik bir sonda olarak yapılmıştır.

Presiyometre, silindirik bir sonda olup ve genişleyebilen esnek bir membran ile kuyu duvarlarına üniform basınç uygulamak için tasarlanmıştır. Presiyometre prensip şeması Şekil 2 (a)' da gösterilmektedir. Bir sonda (prob), basıncı ileten plastik borular ve yerüstü kayıt düzeninden oluşur. Kontrol ünitesi ve prob arasındaki gaz ve sıvı akışı, Şekil 2 (b) de şematik olarak sunulmuştur.

Presiyometre deneyinin yapılışı kolay olmamakla birlikte tek deneyde birçok parametrenin doğrudan ölçülebilmesi, denenen zemin veya kaya hacminin neredeyse 1000 küçük boyutlu üç eksenli kesme deneyi boyutuna eşdeğer olması, deney sırasında doğal gerilmelerin gerçek değerinde kalması gibi olumlu yanları bulunmaktadır. Buna karşın,

deney sonuçlarının yanlış yorumlanması durumunda büyük hataların belirmesi olasılığı ve deneyin özel eğitilmiş personelce yapılabilmesi sorunlu yanlarıdır.



Şekil 2. (a) Presiyometre tanımı, (b) şematik gösterimi

2. YÖNTEM

Presiyometre deneyinin ana amacı zeminin deformasyon modülünü ölçmeğe yönelik olduğundan bu deneyle her tür zeminde oturma hesaplarının yapılması olanağı vardır. Presiyometre Modülü E_M kullanılarak q şiddetinde taban basıncı uygulayan bir temelin oturması;

$$s = \kappa \left[\frac{q - \sigma}{9E_M} \right]$$

ifadesi ile hesaplanabilir. Bu ifade temelin hemen altında izotrop ve yaklaşık (D_f+½B) derinlikte beliren deviatörik sıkışma bileşenlerini içerir. κ şekil faktörü, temel boyutu ve zemin türüne bağlıdır.

Böylece her iki öğeyi içerecek oturma denklemi, gömme derinliği D_f>2B olan temeller için

$$\sum S = (q - \sigma_z) \left[\frac{2B}{9E_d} \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^{\alpha} + \left(\frac{\alpha \lambda_v}{E_v} \right) B \right]$$

biçiminde verilmiştir. Bundan daha sığ temeller için hesaplanacak oturmanın %20 artırılması gerekmektedir. Burada q temel taban basıncı; σ, z ölçüm derinliğinde toplam düşey gerilme, B_0=0.6 m referans genişliği, d ve v şekil katsayıları (Tablo 1), B temelin genişliği, zemin türüne ve E_M/P_L oranına bağlı katsayı (Tablo 2), E_v ve E_d de E_M ye bağlı modüllerdir. E_v izotrop, E_d ise deviatörik koşulardaki modülleri göstermektedir. E_M deneyle ölçülen, Menard presiyometresine özgü deformasyon modülüdür. Sağlıklı sonuç alabilmek için deneyin mümkünse her metre derinlikte yapılması gerekmektedir.

Tablo 1 Yüzeysel temellerin oturmasında presiyometre katsayıları

L/2B	Daire	Kare	2	3	5	20
λ_v	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65
λ_d	1	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50

Tablo 2 Yüzeysel temellerin oturmasında α değerleri

Zemin	Özelliği	E_m/P_L	α
Turba			1.00
Killer	OC	>16	1.00
	NL	9-16	0.67
	Yoğrulmuş	7-9	0.50
Siltler	OC	>14	0.67
	NL	8-14	0.50
Kumlar	OC	>12	0.50
	NL	7-12	0.33
Kum-çakıl		>10	0.33
		6-10	0.25
Kayalar	Aşırı Çatlaklı		0.33
	Bozunmamış		0.50
	Ayrışmış		0.67

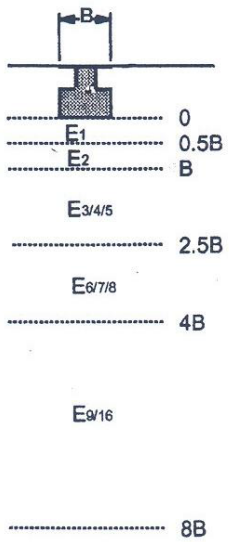
E_v ve E_d de şu sıra ile hesaplanır:

1. Temelin altındaki ortam her biri B/2 kalınlıkta 16 tabakaya ayrılır (Şekil 3).
2. E_v'nin değeri temelin hemen altındaki E_M'nin ortalama değeri olan E_{m1}'e eşittir.
3. Tüm tabakalar için Menard modülü ortalama değeri E_M hesaplanır.
4. Herhangi bir tabakanın E_m değeri ile tüm tabakaların $E_{M(ort)}$ değeri arasındaki fark bulunur.
5. Hesaplanmış olan maksimum fark E_{Mort} dan %30'dan az ise: E_d=E_M alınır.
6. Maksimum fark %30'u aşıyorsa E_d farklı hesaplanır:
   a) (3, 4, 5), (6, 7, 8), (9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16) tabakaların harmonik ortalaması alınır. Örneğin E_{m3}, 3 Nolu tabakanın ortalama E_m modülüdür.

$$\frac{3}{E_{M(3,4,5)}} = \frac{1}{E_{m(3)}} + \frac{1}{E_{m(4)}} + \frac{1}{E_{m(5)}}$$

   b) E_d'nin değeri ise şu ifadeden bulunur:

$$\frac{1}{E_d} = 0.25\left[\frac{1}{E_{m1}} + \frac{1}{0.85E_{m2}} + \frac{1}{E_{m(3,4,5)}} + \frac{1}{2.5E_{m(6,7,8)}} + \frac{1}{2.5E_{m(9\to16)}}\right]$$



Şekil 3. E_d ve E_v hesaplanması için Model

Anlatılan yöntem, homojen ortamlarda başarılı olur. Oldukça katı/sert ortamda yumuşak tabakaların varlığında ek düzeltmeler gerekli olmaktadır. Temel yumuşak tabaka üzerine oturuyor ve tabaka kalınlığı <B/2 ise, sadece bu tabakanın sıkışmasının hesaplanması yeterli olacaktır:

$$s = \beta \sum \left[\frac{\alpha_i h_i \Delta\sigma_{zi}}{E_M} \right]$$

β'nın değeri güvenlik sayısına bağlı olup, GS=3 seçilirse β=1 olur. Diğer durumlarda,

$$\beta = 0.67 \left(\frac{GS}{GS-1} \right)$$

ile hesaplanabilir. Formülde h_i ilgili i tabakasının kalınlığını, n yumuşak ortamdaki tabaka sayısını, $\Delta\sigma_{zi}$ ise i nolu tabakada belirecek düşey gerilme artışını göstermektedir.

Bir sert tabakanın 8B kadar altında yumuşak bir tabaka varsa oturma önce aşağıdaki formül ile hesaplanır. Buna yumuşak tabakanın,

$$s = \alpha h \Delta\sigma_v \left[\frac{1}{E_{ms}} - \frac{1}{E_{m\alpha}} \right]$$

ile hesaplanacak oturması da eklenir. Zemin aşırı yumuşak ise modüllerin ödometre deneyinden alınması önerilmektedir. E_{ms} yumuşak, E_{ma} üstteki zeminin modüllerini göstermektedir.

Çalışmada araziden doğrudan elde edilen presiyometre verilerinden, bina türü yapılarda sığ temeller için oturma analizleri yapılmıştır. Taşıma gücü analizlerinde temel özellikleri önemli bir faktör olup, projeye göre, presiyometre deney derinliğinin ve sıklığının belirlenmesi gereklidir. Ancak taşıma gücü ve oturma analizlerinin hesaplanmasında formüller ile oldukça karmaşık hale gelebilmektedir. Bu nedenle, presiyometre yöntemin

uygulaması olarak hazırlanmış FOXTA yazılımının FONDSUP modülü kullanılarak, hesaplamaların hızlı ve doğru bir şekilde yapılması sağlanmıştır.

FONDSUP modülü ULS (son limit durumu) ve SLS (hizmet görebilirlik durumu)' ye göre maksimum yük, temel altında oluşacak maksimum gerilme ve oturmaları ölçülmüş olan presiyometre deney sonuçlarına göre hesaplar. Fransız kökenli bir yazılım olmasından dolayı Issue 62-Title V of CCTG ve DTU 13.12' ye göre analiz yapmaktadır.

3. ANALİZLER

İstanbul İli, Başakşehir'de bir yüksek konut projesi için araziden elde edilen presiyometre sonuçları kullanılarak bina temeli altında oluşacak oturmaların analizleri yapılmıştır.

Projede binanın 3 bodrumunun olması ve 1 m de radye kalınlığı göz önüne alınarak, inşaat alanında 9.5 m kazı yapılmıştır. Bina temeli boyutları 42x45 m dir. Bina yükü olarak 650 kPa düzgün üniform yük uygulanmış olup, yeraltı su seviyesine sondajlarda rastlanmamıştır. Bu özellikler ile presiyometre sonuçlarının işlendiği proje bilgi sayfası ve elde edilen oturma sonuçları Şekil 4a ve Şekil 4b de gösterilmiştir.

FOXTA - FondSup

Numéro d'affaire :

Basaksehir

Cas de Charge N° 1

DONNEES

Caractéristiques de la fondation

Type de fondation : Rectangulaire
Largeur : B = 42m
Longueur : L = 45m
Cote de la base : Zd = -9.50 m
Proximité d'un talus : NON

Caractéristiques des couches de sols

Cote du TN Initial = 0 m
Cote du TN Final = 0 m
Poids volumique moyen du sol situé au dessus de la fondation G = 20 kN/m3

Cote essai	Pression lim. pl*=(pl-p0) (kPa)	Module Em pressiométr. (kPa)	Em/pl*	Nom de la couche
-4	1200	24000	20	Couche indépendante
-6	1370	25000	18.25	Couche indépendante
-8	1107	21242	19.19	Couche indépendante
-10	1289	24123	18.71	Couche indépendante
-12	1434	29839	20.81	Couche indépendante
-14	1699	28624	16.85	Couche indépendante
-16	2754	40042	14.54	Couche indépendante
-18	3000	42000	14	Couche indépendante
-24	3100	43000	13.87	Couche indépendante
-28	3200	44500	13.91	Couche indépendante
-30	3200	45000	14.06	Couche indépendante
-40	3300	47000	14.24	Couche indépendante
-50	3400	49000	14.41	Couche indépendante
-60	3500	50000	14.29	Couche indépendante
-70	3500	52000	14.86	Couche indépendante
-80	3600	54000	15	Couche indépendante

Şekil 4. (a) Temel özellikleri ve presiyometre deney sonuçları

Analiz sonucunda bina altında oluşan oturmaların yaklaşık olarak 110 mm civarında olduğu görülmüştür.

Aynı proje için Plaxis 3D sonlu eleman programı kullanılarak yeniden analiz yapılmıştır. Modellemede kullanılan zemin kesitleri için elastisite modülleri presiyometre deneyinden elde edilen E_M ve E_M/p_L* oranları kullanılarak belirlenmiştir. Kullanılan malzeme özellikleri Tablo 3 de belirtilmiştir. Model kesiti ve oluşturulan sondaj logu ve model geometrisi ve Şekil 5 ve Şekil 6 da gösterilmiştir.

FOXTA - FondSup

Numéro d'affaire :

Basaksehir

CALCULS ET RESULTATS

Le calcul est réalisé selon les prescriptions du : Fascicule 62

Tassement (pour Q = 1228500)

Lambda c = 1.11E+00 Tassement volumique sc = 5.50E-02 m
Lambda d = 1.15E+00 Tassement déviatorique sd = 5.64E-02 m

Tassement total s = 1.11E-01 m

Contrainte admissible

Paramètre i-delta-Béta : IDB = 1.00
q'ref = Q/((B-2e)(L-2e')) =650.00 kPa
q ELU = 1,264.54 kN/m²
q ELS = 906.36 kN/m²
Le rapport De/B <= 1.5 : il s'agit de FONDATIONS SUPERFICIELLES. Les méthodes développées dans ce module s'appliquent pleinement.

Calcul automatique entre la cote :0 et la cote : -17 - Pas du calcul : 2.1 m

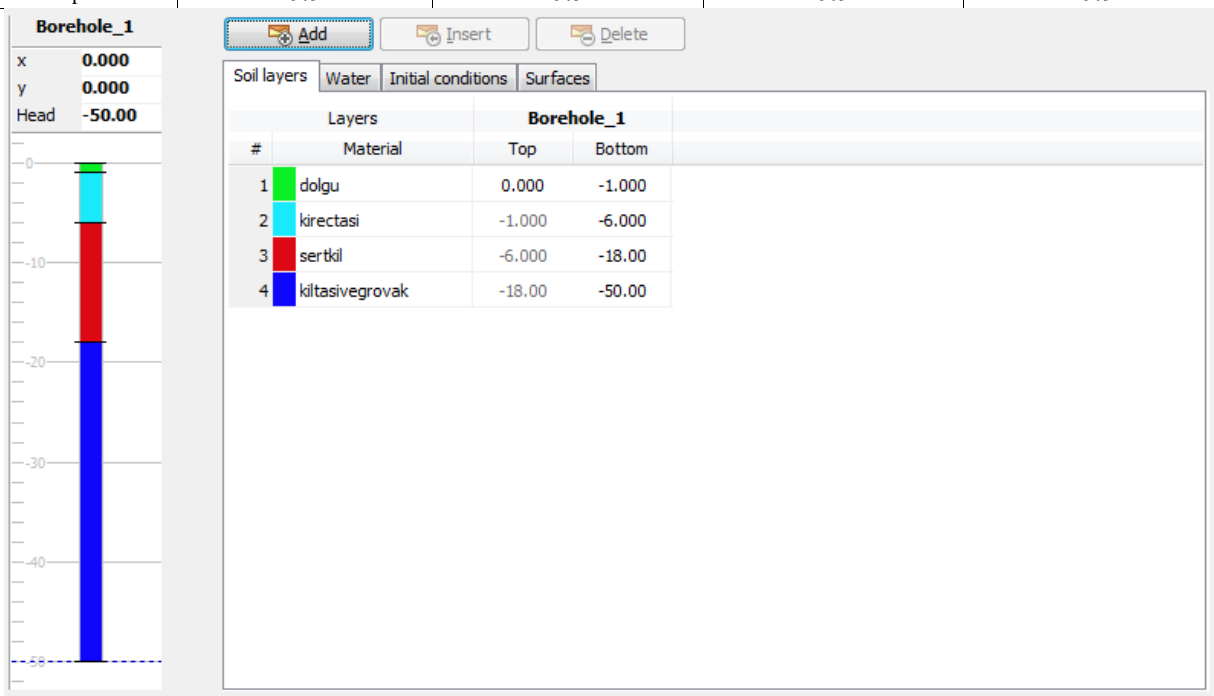
Cote Zd	Ple* (kPa)	De (m)	Kp	IDB	q ELU (kPa)	q ELS (kPa)	Tassement s (m)
0.00	2,260.80	0.00	0.80	1.00	904.32	602.88	1.91E-01
-2.10	2,260.80	1.11	0.81	1.00	958.00	652.67	1.72E-01
-4.20	2,262.92	2.23	0.82	1.00	1,012.54	703.03	1.53E-01
-6.30	2,360.50	3.36	0.83	1.00	1,107.00	780.00	1.36E-01
-8.40	2,535.91	4.03	0.84	1.00	1,229.69	875.79	1.17E-01
-10.50	2,703.15	4.81	0.84	1.00	1,351.49	970.99	1.02E-01
-12.60	2,882.93	5.59	0.85	1.00	1,479.83	1,070.56	8.88E-02
-14.70	3,202.29	6.26	0.86	1.00	1,667.83	1,209.88	7.63E-02
-16.80	3,297.17	8.00	0.87	1.00	1,777.17	1,296.78	6.65E-02

Şekil 4. (b) Analiz sonucu

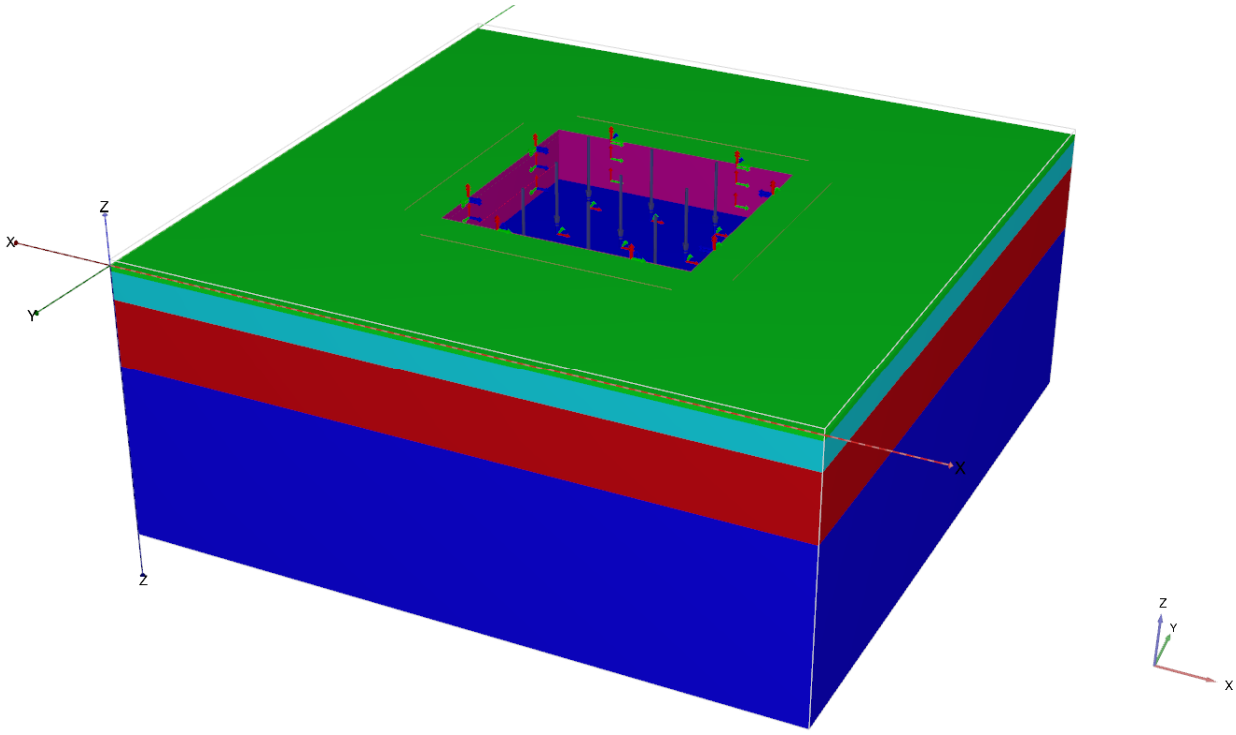
Tablo 3. 3D Modelde Kullanılan Malzeme Özellikleri

İsim	Dolgu	Kireçtaşı	Sert Kil	Kiltaşı ve Grovak
Malzeme Modeli	Pekleşen Zemin Modeli	Pekleşen Zemin Modeli	Pekleşen Zemin Modeli	Pekleşen Zemin Modeli
Malzeme Tipi	Drenajlı *(drained)*	Drenajlı *(drained)*	Drenajlı *(drained)*	Drenajlı *(drained)*
ρ_n (kN/m^3)	17.5	19.5	18.5	20.5
ρ_d (kN/m^3)	19	21	20	22
E_{50}^{ref} (kPa)	7500	40000	38000	60000
E_{oed}^{ref} (kPa)	7500	40000	38000	60000
E_{ur}^{ref} (kPa)	22500	120000	114000	180000
Üstlük, m	0.5	0.5	1	0.5
c' (kPa)	20	75	50	100
ϕ' ($^\circ$)	15	25	20	25
ψ ($^\circ$)	0	0	0	0
υ_{ur}'	0.2	0.2	0.2	0.2
p^{ref} (kPa)	100	100	100	100

$K_{0,NL}$	0.741	0.577	0.658	0.577
R_f	0.9	0.9	0.9	0.9

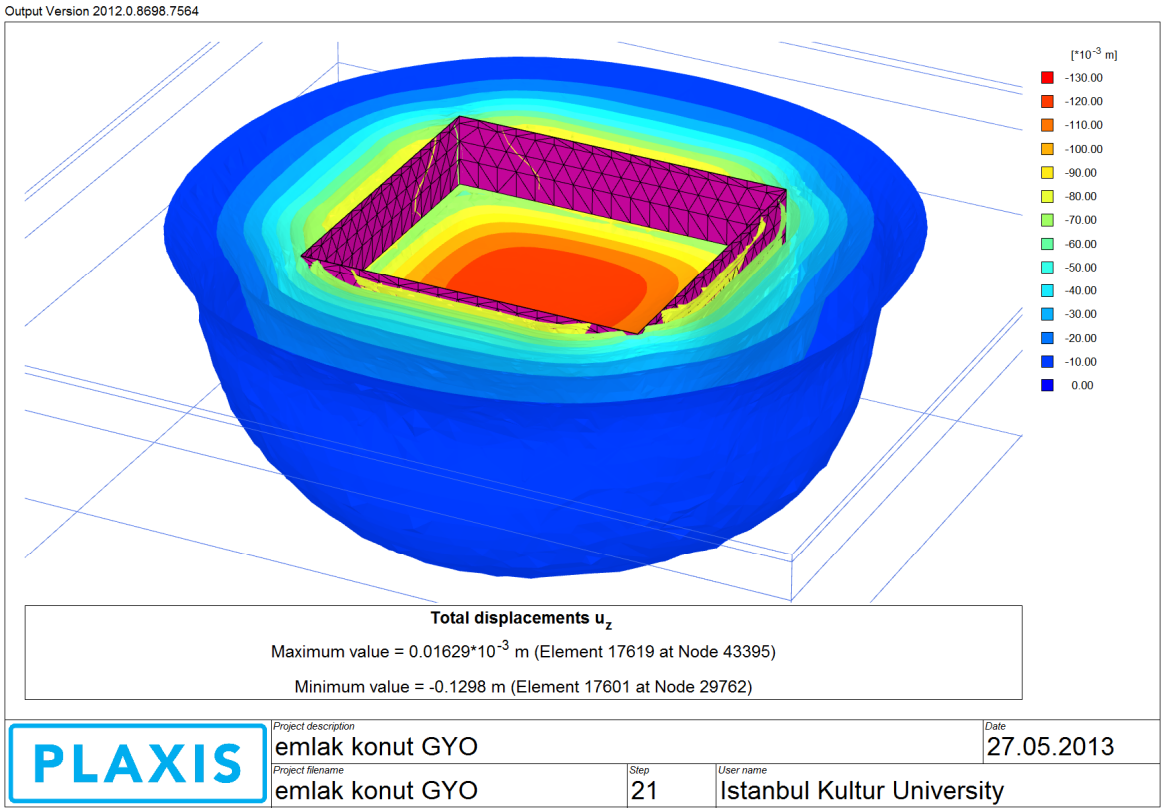


Şekil 5. Model Kesiti ve Sondaj Logu



Şekil 6. Model Geometrisi

9.5 m kazının yapılmasından sonra, kazı tabanında 23 mm civarında kabarma gözlemlenmiştir. Yükleme sonrasında temel altında maksimum 132 mm civarında oturma oluşacağı hesaplanmıştır.



Şekil 7. Temel Altında Oluşan Düşey Deformasyon Soğanı

4. SONUÇLAR

Yapılan analizler sonucunda FONDSUP ve Plaxis 3D analiz sonuçlarının birbirleriyle uyumlu olduğu görülmüştür. Ancak, Plaxis programında kullanılan parametrelerin kısmen laboratuvar deneyinden esinlenerek kullanılmış olması bu deneylerin de tamamen gözardı edilmemesi gerektiğini göstermiştir. Böylece birçok problemde oldukça ayrıntılı 3 boyutlu çözüm yerine presiyometre sonuçlarının kullanımı ile gerçekçi çözümlere ulaşılabileceği anlaşılmıştır.

Bu proje kapsamında Plaxis üzerinde çalışılan model geometri açısından oldukça basit görünse de birçok proje için modelleme daha karmaşık olmaktadır. Bu nedenle ortaya çıkabilecek modelleme sorunları ve uzun analiz süresi projelendirme aşamaları açısından en önemli konuların başında gelmektedir. Bu çalışma, yerinde ve doğru olarak yapılmış olan ölçümlerin kullanımıyla kısa ve uzun süreli analizlerin yaklaşık aynı sonuçları elde ettiğini göstermektedir.

KAYNAKLAR

Amar, S., Jezequel, J. F. (1972) “Essais en place et en Ls, Laboratoire sur Sols Coherents, Comparaison des Resultats”, Bull. Liaison des L.P.C. No. 58, Paris; Mars.

Amar, S., Clarke, B.G. Gambin, M. and Orr, T.L.L. (1991) “The Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design in Europe” A state of the art report by the ISSMFE Europen technical Committee on presssuremeters, Part 1:

Predrilled pressuremeter/Self – boring pressuremeters, A.A. Balkema/Roterdam: Brookfield.
ASTM D4719-00 “Standard Test for Pressuremeter Testing in Soils”.
Baguelin, F., Jezequel, J.F. and Shields, D.H. (1978) “The Pressuremeter and Foundation Engineering” Germany. Trans.Tech. Publication, Clausthal.
Başhan, E., (2010) “Aşırı Konsolide Ortamlarda Mekanik Özelliklerin Presiyometre Kullanımı İle Değerlendirilmesi”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Kültür Üniversitesi.
Cassan, M. (1978) “Les essais Insitu en Mécanique des Sols ” TOME 1, réalisation et interprétation. Paris.
Menard, L. (1957) “Mesures Insitu des Proprietes Physiques des Sols”, Annales des Ponts et Chaussees, Paris, No.14:357-377.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

TEKRARLI DİREK KESME DENEYİ İLE ANKARA KİLİNİN REZİDÜEL KAYMA DAYANIMI

RESIDUAL SHEAR STRENGTH OF ANKARA CLAY USING REVERSAL DIRECT SHEAR TESTS

Nejan HUVAJ[1] **Arash MAGHSOUDLOO**[2]

ABSTRACT

Drained residual shear strength of stiff (overconsolidated) clays develop after some cumulative shear displacements, due to parallel alignment of plate-shaped clay particles under normal and shear stresses, in the direction of shear. Residual shear strength is the lowest constant shear resistance of a stiff clay and it can be obtained by ring shear or reversal direct shear box tests. The goal of this study is to determine the drained residual shear strength of stiff Ankara clay and to evaluate the empirical relations existing in the literature between the residual shear strength and index properties. Within the scope of this study, two different sample preparation procedures for the reversal direct shear tests will be explained, shear displacement and shear stress data obtained from experiments together with the nonlinear residual shear strength envelope of stiff Ankara clay will be presented, and the validity of empirical relations will be discussed. The results of this study could be useful in geotechnical engineering practice since it presents data on the residual shear strength of Ankara clay, which was not available in the literature before, and since it demonstrates the nonlinearity of the residual shear strength envelope of stiff clays.
Keywords: drained residual shear strength, stiff clay, Ankara clay, reversal direct shear test

ÖZET

Rezidüel kayma dayanımı, katı (aşırı konsolide) killerde, drenajlı durumda, kümülatif kesme deformasyonunun oluşmasıyla (özellikle ince plaka şeklindeki kil danelerinin normal ve kesme gerilmeleri altında, kesme yönüne paralel ve plakaların birbiri üstüne gelerek kesmeye en zayıf direnci gösterecek şekilde hizalanmasıyla) ulaşılan en düşük sabit dayanım durumudur. Rezidüel kayma dayanımı halka kesme veya tekrarlı direk kesme kutusu deneyleri ile elde edilir. Bu çalışmanın amacı Ankara kilinin rezidüel kayma dayanımını belirlemek ve literatürdeki katı killerin rezidüel kayma dayanımı ve indeks özellikleri arasındaki empirik ilişkileri değerlendirmektir. Bu bildiri kapsamında tekrarlı direk kesme deneylerinde iki farklı numune hazırlama metodu anlatılacak, deneylerden elde edilen kayma deformasyonu ve kayma dayanımı ölçümleri ile Ankara kilinin doğrusal olmayan rezidüel yenilme zarfı verilecek ve literatürdeki empirik ilişkilerin geçerliliği

[1] Y. Doç. Dr., ODTÜ, nejan@metu.edu.tr
[2] Lisansüstü öğrenci, ODTÜ, e175828@metu.edu.tr

irdelenecektir. Bu çalışmanın sonuçları, daha önce literatürde başka veriye rastlanmamış olan Ankara kilinin rezidüel kayma dayanımı ile ilgili veriler sunacağından ve rezidüel kayma dayanım zarfının doğrusal olmadığını gösterdiğinden ülkemizde geoteknik mühendisliği açısından faydalı olacağı düşünülmektedir.

Anahtar kelimeler: Drenajlı rezidüel kayma dayanımı, katı kil, Ankara kili, tekrarlı direk kesme deneyi

1. GİRİŞ

Rezidüel kayma dayanımı, katı (aşırı konsolide) killerde, drenajlı durumda, kümülatif kesme deformasyonlarının oluşmasıyla (özellikle ince plaka şeklindeki kil danelerinin kesme yönüne paralel ve plakaların birbiri üstüne gelerek kesmeye en zayıf direnci gösterecek şekilde hizalanmasıyla) ulaşılan en düşük sabit dayanım durumudur. Normal konsolide, yumuşak killerde görülen bir durum değildir. Rezidüel kayma dayanımı halka kesme veya tekrarlı direk kesme kutusu deneyleri ile bulunur.

2. KULLANILAN MALZEME VE DENEYSEL ÇALIŞMA

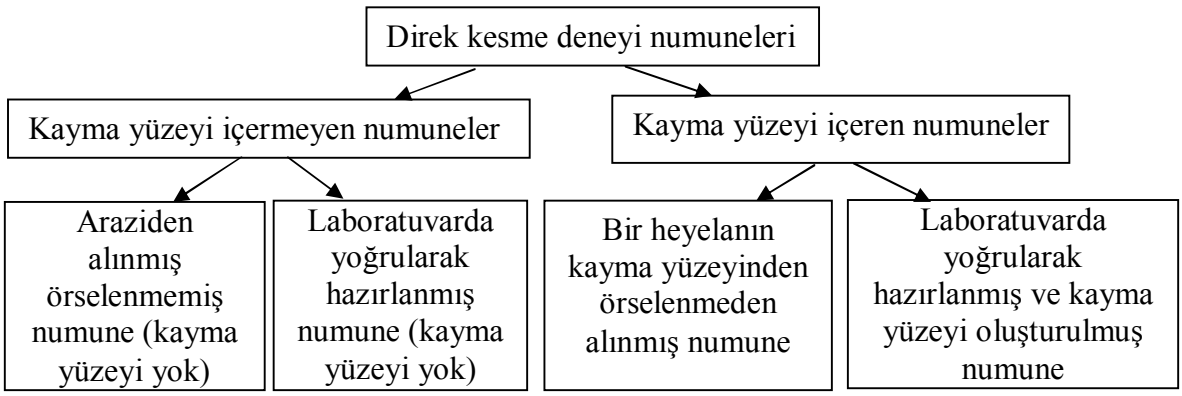
Deneylerde Ankara kili kullanılmıştır. Ankara kili, kırmızı-kahverenkli, fisürlü, katı bir kildir. Ankara kili, üzerindeki örtü yükünün daha sonra erozyonla kaybolması, yer altı su seviyesindeki düşüş, ve desikasyon gibi çeşitli sebeplerle önkonsolidasyona maruz kalmıştır (Ordemir vd. 1977). Ankara kili, kumlu çakıllı kısımlar da içeren katı kil olarak sınıflandırılabilecek bir malzemedir. Sezer vd. (2003) çalışmasına göre Ankara kili Pliyosen yaşlı ve nehirsel ortamda oluşmuş bir malzemedir. İçerdiği kil mineralleri illit, smektit, klorit ve kaolinit mineralleridir. Kil olmayan diğer mineraller ise kuvarts, feldispat, kalsit ve demir oksitlerdir (Sezer vd. 2003). Yarı kantitaif mineraloji inceleme çalışmasına göre kil mineralleri bütün numunenin ortalama %66 kadarını oluşturmakta ve kil minerallerinin %34'ünü smektit, %16'sını illit, %16'sını da kaolinit oluşturmaktadır (Ergüler ve Ulusay, 2003). Bu çalışmada kullanılan Ankara kili numuneleri Ankara'da Konya Yolu üzerinde Ege Group'un inşaat sahasındaki derin kazıdan elde edilen örselenmiş numunelerdir (Şekil 1). Kullanılan Ankara kilinin indeks özellikleri Tablo 1'de görülebilir.

Şekil 1. (a) Ankara kili numunelerinin alındığı Ankara'daki inşaat sahası lokasyonu (b) Numunelerin alındığı kazı sahasınden bir görünüm

Tablo 1. Ankara kili indeks özellikleri

Özellik	Ankara Kili
İnce dane yüzdesi (%) (<0.074 mm)	68 (tüm numunede)
Gs	2.66
LL (%)	72
PI (%)	46
CF (%) (<0.002 mm)	65
USCS Sınıflandırma	CH

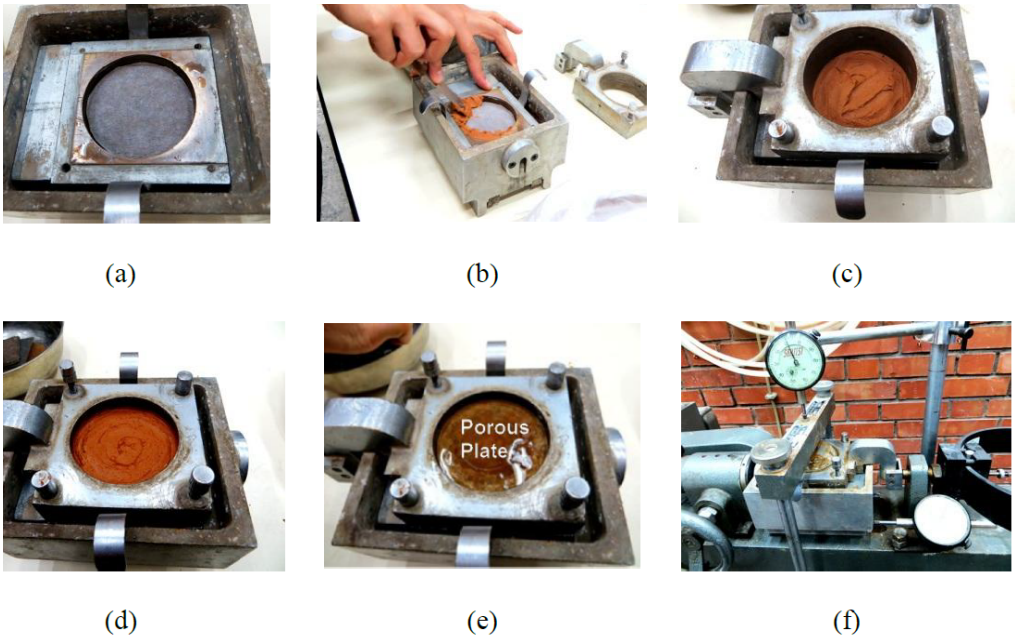
Rezidüel kayma dayanımı deneylerinde numune hazırlamada kullanılabilecek birkaç farklı yöntem mevcuttur (şekil 2). Bunlardan arazideki rezidüel durumu en iyi yansıtan, olmuş olan bir heyelanın kayma yüzeyinden, örselemeden numune alıp onu laboratuvarda direk kesme kutusuna (kayma yüzeyi tam direk kesme kutusunun alt ve üst yarıları arasındaki düzlemde olacak şekilde) yerleştirip, arazide yerindeki efektif normal gerilmeyi uygulamak ve kesmektir (Skempton 1964, 1985). Bu mümkün olmadığında, kayma düzlemi içermeyen örselenmeden alınmış numuneler veya laboratuvarda hazırlanmış yoğrulmuş numuneler kullanılabilir. Laboratuvarda yoğrulmuş numuneler kayma düzlemi içeren veya içermeyen olmak üzere iki şekilde hazırlanabilir. Bu çalışmada laboratuvarda yoğrulmuş iki farklı numune hazırlama yöntemi kullanılmıştır.



Şekil 2. Direk kesme deneyinde rezidüel dayanım numuneleri

2.1. Laboratuvarda hazırlanmış, kayma düzlemi içermeyen numuneler

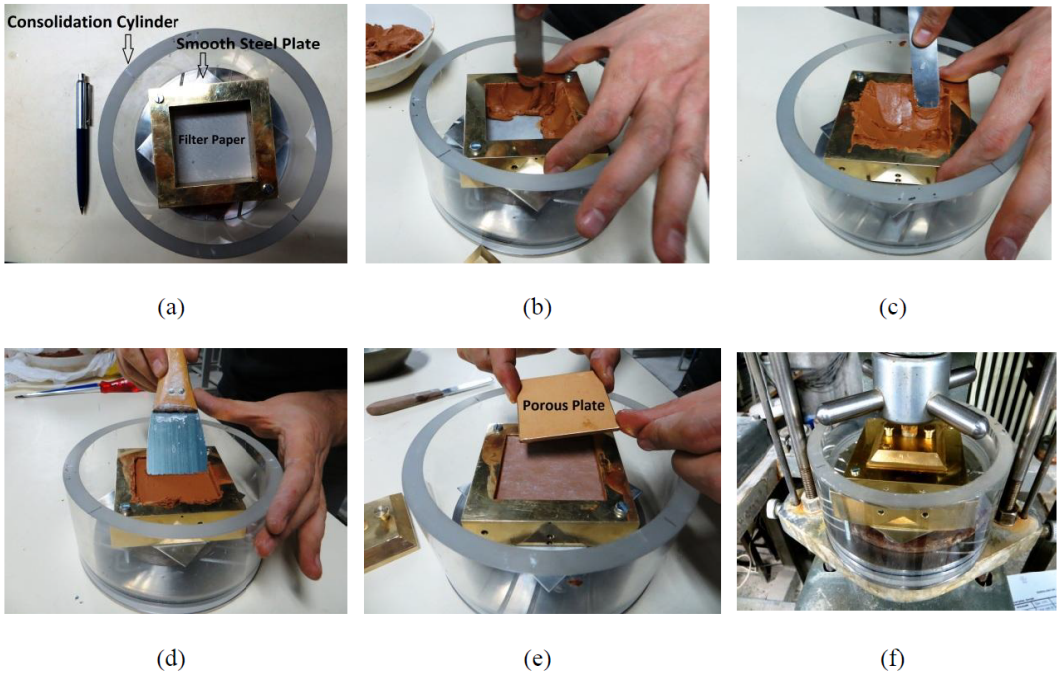
Laboratuvarda yoğrulmuş numunelerin hazırlanmasında, 40 no'lu elekten geçen malzeme likit limite yaklaşan bir su muhtevasında hazırlanarak 3 gün kil danelerinin hidrate olması için nem odasında kapalı olarak bekletilmiştir. Numune direk kesme kutusunun alt yarısına ve onun üzerine yerleştirilen üst yarısına spatula yardımı ile hava boşluğu bırakmayacak şekilde özenle yerleştirilmiştir (şekil 3). Direk kesme kutusunun alt ve üst yarısı arasında bir kesme düzlemi oluşmayacak şekilde yoğrularak yerleştirilmiş, ve bir bütün numune elde edilmiştir. (Direk kesme kutusunun alt ve üst yarısı birbirine birleşikken numune yerleştirilirse kutunun derinliğinden dolayı spatula ile köşelerin iyice doldurulamayacağı ve hava balonları kalma ihtimali olduğu görülecektir). Düşük konsolidasyon yüklerinden başlayarak, ve yük artırma oranı 1.0 kullanılarak, ve her bir yük altında numunenin konsolide olduğu düşey deformasyonların ölçülmesi ile kontrol edilerek numune istenen normal gerilme altında konsolide edilmiştir. Aşırı konsolidasyon oranı 4.0 olan aşırı konsolide kil elde etmeye çalıştığımızdan yüksek bir normal gerilmeye erişildikten sonra numune daha düşük bir gerilmeye getirilmiş böylece aşırı konsolide kil elde edilmiştir.



Şekil 3. Direk kesme kutusuna numunenin yerleştirilmesi

2.2. Laboratuvarda kayma düzlemi oluşturulan numuneler

Laboratuvarda yoğrulmuş numune hazırlanarak bir kayma düzlemi yaratılması da mümkündür (Mesri ve Cepeda-Diaz 1986). Numune 40 no'lu elekten geçilirilip likit limitine yakın su muhtevasında 3 gün hidrate edildikten sonra direk kesme kutusunun alt ve üst yarısı ayrı ayrı numune ile doldurularak, kesme kutusu düzeneğinde değil ayrı bir yerde, ikisinin de üzerine yükleme başlığı yerleştirilip üzerlerine ayrı ayrı yük uygulanarak konsolide edilmek üzere hazırlanmıştır (şekil 4). Üst direk kesme kutusuna yerleştirilen numuneye kutunun üst yüzeyinden, alt kesme kutusuna yerleştirilen numuneye kutunun alt yüzeyi yukarı gelecek şekilde yerleştirilerek o yüzeyden basınç uygulanmıştır. (Alt kutudaki kildeki oturmaları kompanse etmek için kutunun içinde kalan boşluğa, oturma miktarı kalınlığında metal plaka yerleştirilmiştir.) Konsolidasyon su haznesine yerleştirilen alt ve üst direk kesme kutusu istenen normal gerilmeye konsolide edildikten sonra aşırı konsolidasyon oranı 4.0 olacak şekilde yük azaltılarak numune kesmenin yapılacağı normal gerilmeye getirilmiştir (kesmenin yapılacağı normal gerilme ön konsolidasyon basıncından düşüktür). Daha sonra direk kesme kutusunun alt ve üst yarısı birleştirilerek (böylece aralarında ayrık bir yüzey mevcuttur) direk kesme düzeneğine yerleştirilmiş ve bu normal gerilme altında kesme yapılmıştır. Bütün deneylerde kesme hızı 0.024 mm/dak'dır. Deneylerde kesme süresi boyunca çok düşük düşey deformasyonlar gözlenmiş (aşırı konsolide killer, ön konsolidasyon basıncından daha düşük yükler altında çok az oturma gösterirler), ve alt ve üst yarı arasındaki kayma yüzeyinin oturmadan dolayı kutunun içine girmediği kontrol edilmiştir. Direk kesme kutusunun alt ve üst yarısının içindeki kil malzeme kalınlıkları (her bir yarıda) 6-8 mm'dir. Yükleme-konsolidasyon-yük boşaltma (böylelikle laboratuvarda ön konsolidasyon basıncından daha düşük basınç altında bulunan aşırı konsolide kil elde etme) işlemleri ile kesmeye hazır numune hazırlanması yaklaşık 7 ila 10 gün içinde tamamlanmıştır.



Şekil 4. Ayrı ayrı konsolide edilen ve bir kayma düzlemi içeren numune hazırlanması

3. DENEY SONUÇLARI

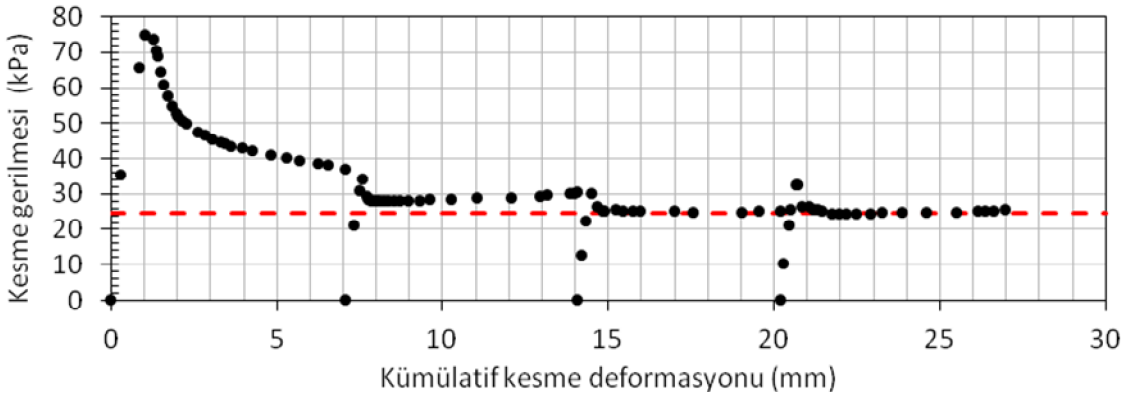
Tekrarlı direk kesme deneylerinden elde edilen sonuçlar Tablo 2'de görülebilir. Sonuçlara örnek vermek üzere Şekil 5'te Ankara kilinin önce 400 kPa efektif normal gerilme altında konsolide edilip, daha sonra 100 kPa efektif normal gerilme altında kesildiği deney verileri sunulmaktadır (böylece aşırı konsolidasyon oranı, OCR 4.0 olan bir numune deneye tabi tutulmuştur). Diğer deney sonıçları yüksek lisans tezi Maghsoudloo (2013) de görülebilir. Şekil 5'de görüleceği gibi rezidüel duruma (en düşük sabit dayanıma) erişilmesi için kümülatif 23 mm kesme deformasyonu gerekmiştir. Rezidüel kesme dayanımı 24.7 kPa olarak ölçülmüştür, ve 100 kPa efektif normal gerilme altında sekant rezidüel içsel sürtünme açısı 13.9 derecedir. Tablo 2'de görüleceği gibi 50 kPa efektif normal gerilme altında sekant rezidüel içsel sürtünme açısı 17.7 derece iken, 900 kPa efektif normal gerilme altında bu değer 8.6 derece olarak ölçülmüştür. Efektif normal gerilme arttıkça sekant rezidüel içsel sürtünme açıları azalmaktadır; bir diğer deyişle rezidüel yenilme zarfı doğrusal değildir. Şekil 6'da Ankara kilinin rezidüel yenilme zarfı, doğrusal ve doğrusal olmayan şekillerde gösterilmektedir. Şekil 7'de doğrusal olmayan yenilme zarfında sekant isel sürtünme açılarının efektif normal gerilme ile azalımı gösterilmiştir. Pratik kullanım kolaylığı açısından, doğrusal bir rezidüel kayma dayanım zarfı varsayılırsa, Ankara kilinin, 50 ila 900 kPa efektif normal gerilme aralığında, rezidüel kayma dayanımı parametrelerinin c'=0 kPa ve ϕ'=8.7 derece içsel sürtünme açısı olduğu söylenebilir.

Tablo 2 Tekrarlı direk kesme deney sonuçları

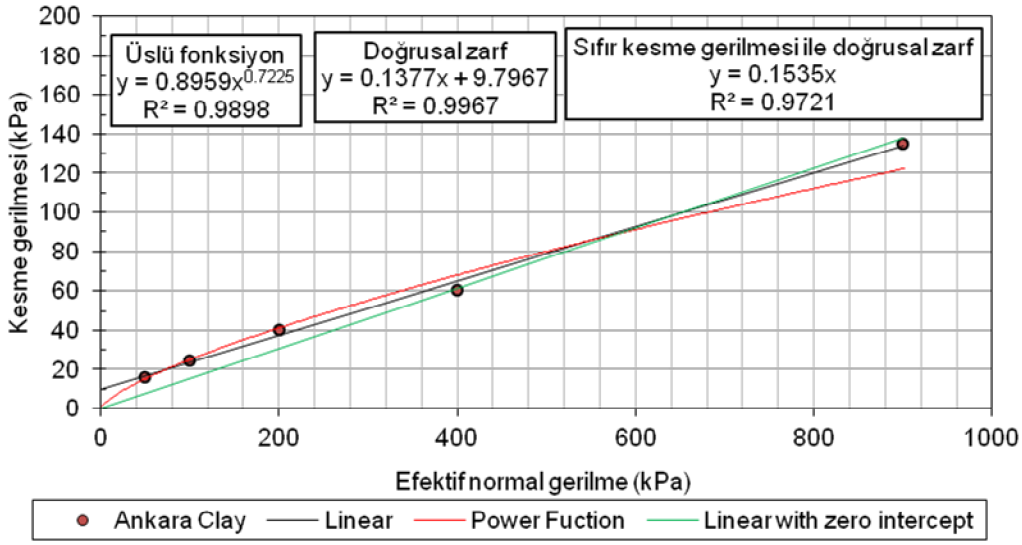
Numune hazırlama yöntemi	Kesme Kutusu şekli	Kesmedeki normal gerilme σ'_n (kPa)	Konsolide edildiği en yüksek basınç σ'_p (kPa)	w % Kesmeden sonraki su muhtevası	Kesme dayanımı τ_r (kPa)	Rezidüel duruma ulaşmak için gereken kesme deformasyonu (mm)	Rezidüel secant içsel sürtünem açısı φ'_r sec (°)
Laboratuvarda	Daire	50	200	46.8	16.0	23	17.7

yoğrulmuş, kayma düzlemi içermeyen	Kare	100	400	41.4	24.7	23	13.9
	Kare	200	800	42.4	40.0	22	11.3
	Kare	400	1600	39.1	60.5	17	8.6
	Kare	900	3600	36.1	135	22	8.6
Laboratuvarda yoğrulmuş, kayma düzlemi içeren	Kare	400	1600	36	53.5	20	7.6

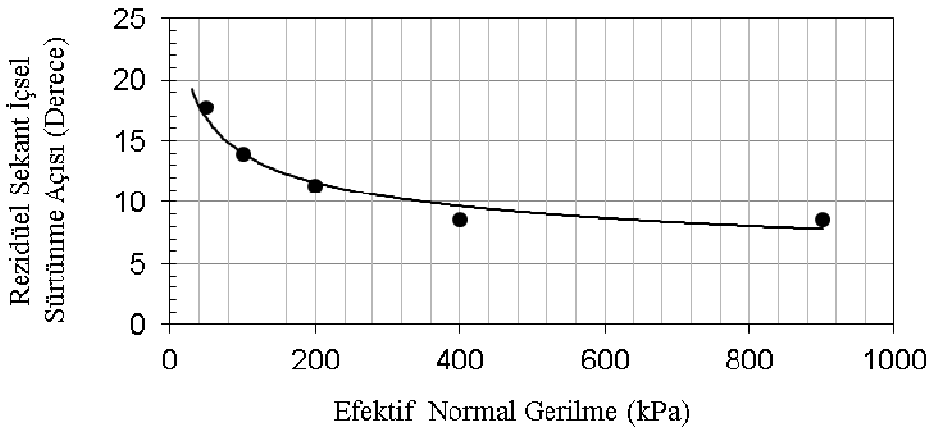
Notlar:
* Bütün deneylerde Ankara kilinin aşırı konsolidasyon oranı (OCR) 4'tür.
* Bütün deneylerde aynı kesme hızı kullanılmıştır. İleri kesme hızı = 0.024 mm/dak, Geri hız = 0.185 mm/dak
* Deneylerde Ankara kili numunelerinin hazırlandığı birim ağırlık 1.6-1.7 gr/cm^3.
* Deneylerde konsolidasyon sonrası direk kesme kutusunun üst ve alt yarısında yeteri kadar numune kaldığı kontrol edilmiştir (her bir üst ve alt yarıda yaklaşık 6-8 mm numune vardır)



Şekil 5. 100 kPa efektif normal gerilme altında tekrarlı direk kesme deneyinden elde edilen kesme gerilmesi ve kümülatif kesme deformasyonu (400 kPa ya konsolide edilmiştir, OCR=4.0).



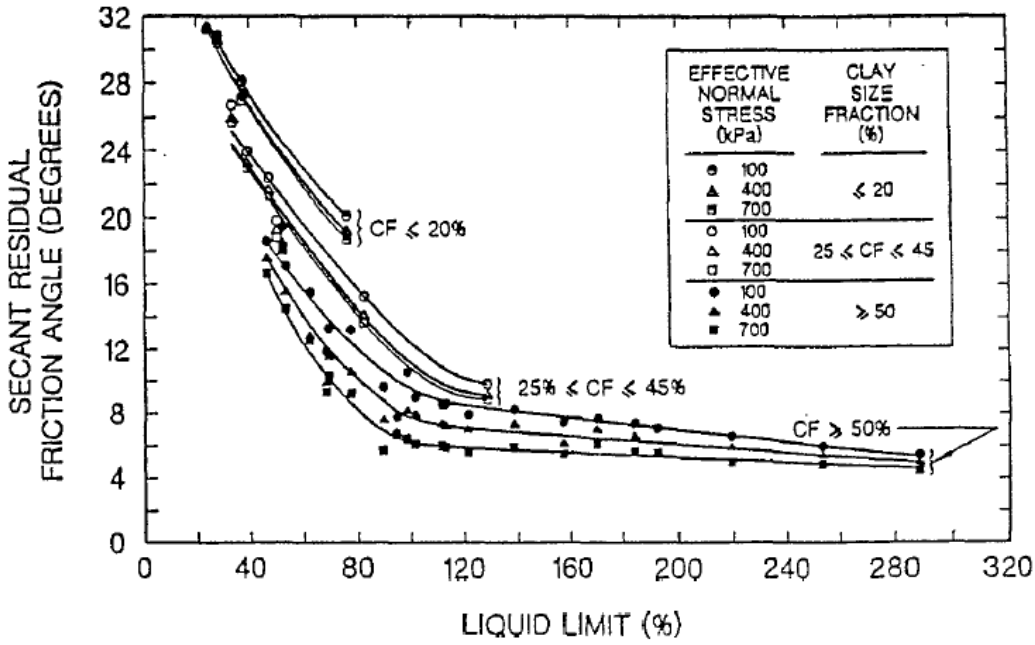
Şekil 6. Ankara kilinin rezidüel yenilme zarfı



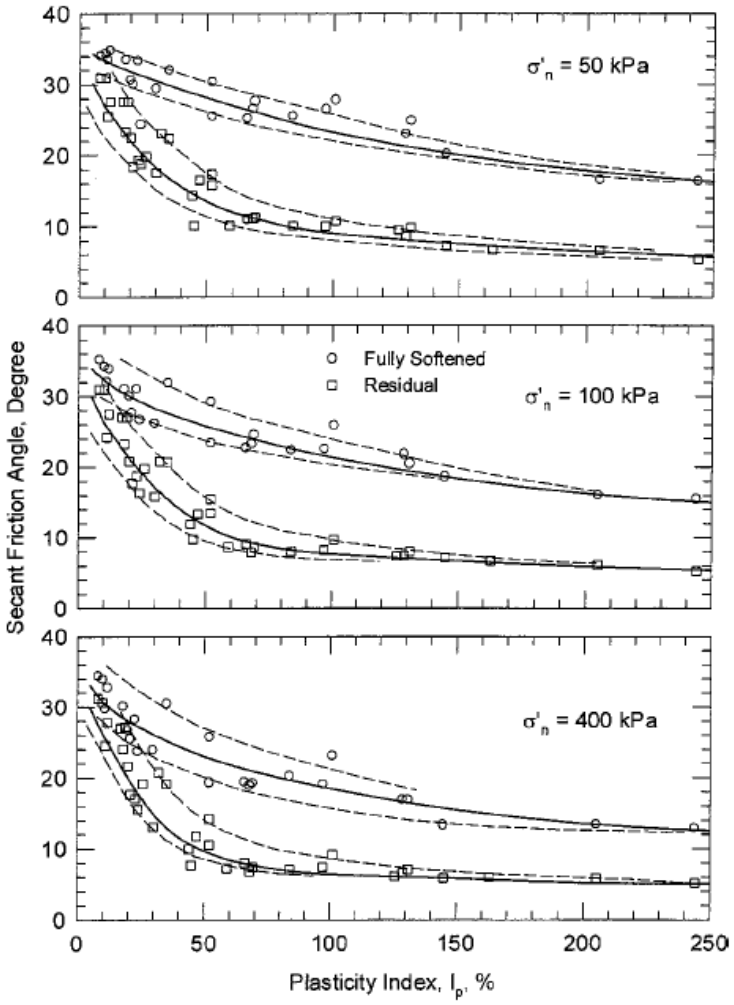
Şekil 7. Sekant rezidüel içsel sürtünme açısının efektif normal gerilme ile azalımı (doğrusal olmayan yenilme zarfı gösterimi)

4. EMPİRİK İLİŞKİLER İLE KARŞILAŞTIRMA

Literatürde rezidüel kayma dayanımı ile kil-dane yüzdesi (CF), likit limit (LL) ve plastisite indisi (PI) gibi zemin indeks özellikleri arasında ilişkiler sunulmuştur (Mesri ve Shahien 2003, Stark vd. 2005 gibi). Bu çalışmada elde edilen deney sonuçları literatürdeki empirik ilişkiler ile karşılaştırıldığında literatürdeki ilişkiler ile uygunluğu teyid edilmiştir.



(a)



(b)

Şekil 8. Literatürdeki rezidüel içsel sürtünme açıları ile indeks özellikleri arasındaki ilişkilere iki örnek (a) Stark vd. 2005, (b) Mesri ve Shahien (2003).

Ayrıca sunulan bu deneysel çalışmadan bağımsız olarak yapılan bir çalışmada, gerçek bir heyelan vakasında geri analizle Ankara kilinin rezidüel kayma dayanımı tespit edilmiş ve burada sunulan deney sonuçları ile uyumlu olduğu görülmüştür. Ergun (1993) Ankara-Çayyolu Erdemkent'te, Ankara kilinde, yamaç yükseliği yaklaşık 20 m, heyelan uzunluğu yaklaşık 150 m olan bir heyelan vakasını ele almıştır. Ergun (1993)'ün gerçekleştirdiği geri analize göre kayma anında zeminin kayma dayanımı parametreleri c'=0 kPa ve ϕ'_r =8.0-8.6 derecedir. Geri analizle bulunan rezidüel içsel sürtünme açısının bu çalışmada tekrarlı direk kesme deneylerinden elde edilen 8.7 derecelik rezidüel içsel sürtünme açısı ile uyumlu olduğu sonucuna varılmaktadır.

4.SONUÇLAR

(1) Ankara kilinde yapılan tekrarlı direk kesme deneylerinin sonucuna göre sekant rezidüel içsel sürtünme açıları efektif normal gerilme arttıkça azalmaktadır, bir diğer deyişle yenilme zarfı doğrusal değildir. Bu sonucu katı killerde rezidüel kayma dayanımı ile ilgili literatürde yer alan başka çalışmalar da desteklemektedir (Skempton

ve Petley 1967, Bishop vd. 1971, Chandler 1977, Skempton 1985, Mesri ve Shahien 2003).

(2) Ankara kilinin, 50 ila 900 kPa efektif normal gerilme aralığında, rezidüel kayma dayanım parametreleri (pratik olması açısından doğrusal bir yenilme zarfı ile ifade edilirse) c'=0 kPa ve ϕ_r'=8.7 derece olarak tespit edilmiştir. Bu rezidüel içsel sürtünme açısı Ankara kilinde bir heyelan vakasındaki geri analiz sonucu ile de örtüşmektedir.

(3) Tekrarlı direk kesme deneylerinde iki farklı numune hazırlama yöntemi ile (laboratuvarda yoğrulmuş kesme düzlemi içeren ve içermeyen şekilde) hazırlanan numunelerde, 400 kPa efektif normal gerilme altında yapılan deneylerde 7.6 ve 8.6 derece sekant rezidüel içsel sürtünme açıları elde edilmiştir. Literatürde bu iki numune hazırlama metodunun benzer sonuçlar verdiği başka araştırmacılar tarafından da belirtilmiştir (Mesri and Gibala 1972, Tiwari and Marui 2005). Ayrıca sekant rezidüel içsel sürtünme açısı için ±1 derece doğruluk seviyesinin makul olduğu da yine literatürde belirtilmiştir (Skempton 1985, Bromhead and Dixon 1986, Tiwari and Marui 2005, Meehan 2006, Eshraghian 2007).

(4) Elde edilen rezidüel içsel sürtünme açısı, literatürde zemin indeks özellikleri ile oluşturulan empirik ilişkiler ile kıyaslanmış ve Ankara kili verisinin empirik ilişkilerle uyumlu olduğu teyid edilmiştir. Katı killerde rezidüel dayanım elde edilirken kaliteli laboratuvar verisi yokluğunda zeminin likit limit, plasitisite indisi ve kil-dane yüzdesi gibi çeşitli indeks özelliklerinden rezidüel içsel sürtünme açısının yaklaşık olarak tahmin edilmesi mümkün olabilmektedir.

KAYNAKLAR

Bishop, A. W., Green, G. E., Garga, V. K., Andresen, A., and Brown, J. D. (1971). “A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength.” Géotechnique, 21(4), 273–328.

Bromhead, E.N. and Dixon, N. (1986) The field residual strength of London clay and its correlation with laboratory measurements, especially ring shear tests, Technical Note, Geotechnique, p.449-452.

Chandler, R. J. (1977). “Back analysis techniques for slope stabilization works: A case record.”

of translational earth slides in the Thompson River Valley, Ashcroft, British Columbia, Ph.D. Thesis,. Dept. Civil and Env. Eng., University of Alberta, Edmonton, Alberta Géotechnique, 27(4), 479–495.

Ergun, M.U. (1993) Ankara-Cayyolu S.S. Erdemkent Arsa ve Yapı Kooperatifi Heyelan Etüdü, ODTÜ, Döner Sermaye Danışmanlık Raporu.

Ergüler, Z.A., Ulusay, R (2003), “Engineering characteristics and environmental impacts of the expansive Ankara Clay, and swelling maps for SW and central parts of the Ankara (Turkey) metropolitan area” . Environmental Geology. 44: 979-992.

Eshraghian, A. (2007) Hazard analysis of translational earth slides in the Thompson River Valley, Ashcroft, British Columbia, Ph.D. Thesis,. Dept. Civil and Env. Eng., University of Alberta, Edmonton, Alberta

Maghsoudloo, A. (2013) Nonlinearity Of The Residual Shear Strength Envelope In Stiff Clays, ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü Yüksek Lisans Tezi.

Meehan , C. L. (2006) An Experimental Study of the Dynamic Behavior of Slickensided Slip Surfaces, PhD Thesis, *Virginia* Polytechnic Institute and State University.

Mesri, G., and Cepeda-Diaz, F., (1986). “Residual Shear Strength of clays and shales.”, Geotechnique, 36(2), p. 269-274.

Mesri G. and Gibala, R. (1972). “Engineering Properties of a Pennsylvanian Shale”. in Stability of Rock Slopes, Proc. 13th Symp. On Rock Mech., Urbana, IL, (ed. Cording E.), p.57-75.

Mesri, G., and Shahien, M., (2003). “Residual shear strength mobilized in first-time slope failures, J. Geotech. Geoenviron.”. Eng., ASCE, v. 123, n. 4, p. 12-31.

Ordemir, İ., Soydemir, C. and Birand, A. (1977). “Swelling Problems of Ankara Clays.” In: 9th Intentional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol.1, 243-247.

Sezer, G. A.; Turkmenoglu, A. G., Gokturk, E. H., (2003),”Mineralogical and sorption characteristics of Ankara clay as a landfill liner”. Applied Geochemistry, Vol. 18, pp. 711–717.

Skempton, A.W. (1964). “Long-term stability of clay slopes.” Géotechnique, 14(2), 77–101.

Skempton, A. W. (1985). “Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory.” Géotechnique, 35(1), 3–18.

Skempton, A.W., and Petley, D.J. (1967). “The strength along structural discontinuities in stiff clays,” Proc. Geotech. Conf., Oslo, 2, 29-47.

Stark, T.D., Choi, H., and McCone, S. (2005) “Drained shear strength parameters for analysis of landslides.”, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(5), p.575-588.

Tiwari, B. Marui, H. (2005). “A new method for the correlation of residual shear strength of the soil with mineralogical composition.” J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE 131, No. 9, 1139–1150.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

JET GROUT KOLONLARIN PERFORMANSININ DENEYSEL OLARAK ARAŞTIRILMASI

EXPERİMENTALLY INVESTIGATION OF PERFORMANCE FOR JET GROUT COLUMNS

İ.HAKKI ERKAN[1] **YAVUZ YENGİNAR[2]** **R. KAĞAN AKBULUT[3]**

ÖZCAN TAN [3]

ABSTRACT

In this study, the performance of jet grout columns was investigated experimentally. For this purpose, a laboratory type jet grouting system been designed for experiments. With this system, Jet grout columns were produced in two different conditions. The results of the study show that grout pressure and lifting speed significantly affects the performance of the colomns.

ÖZET

Bu çalışmada, Jet grout kolonların performansı deneysel olarak araştırılmıştır. Bu amaçla laboratuar tipi jet grout üretim sistemi tasarlanmıştır. Bu sistem ile, laboratuar ortamında iki farklı koşulda jet grout kolonlar üretilmiştir. Grout ve basıncı ve çekme hızının grout performansını önemli oranda etkilediği görülmüştür.

1. GİRİŞ

Zemin özelliklerinin Jet Grouting tekniği ile iyileştirilmesi son yıllarda yaygın bir şekilde uygulanmaktadır. Bu teknik uygulanarak zeminlerin taşıma gücü artmakta, oturmalar ve geçiririmlilik azalmakta, sıvılaşmaya karşı direnci ise artmaktadır. Bu yöntemin; Geoteknik mühendisliğinin farklı uygulamalarında ve değişik zemin koşullarında uygulanabilmesi, alternatif yöntemlere göre daha ekonomik olabilmesi ve daha kısa sürede imalatın yapılabilmesi gibi önemli avantajları bulunmaktadır.

Yöntem; Yatay ve düşey su jetleri yardımı ile zemini delen, kesen veya yıkayan özel bir delici uç kullanıp ucun geri çekilmesi sırasında yüksek basınçla yatay püskürtme ağızlarından enjeksiyon pompalayıp zeminle karışmasını sağlayan ve böylece yüksek

[1] Arş.Gör., Selçuk Üniversitesi, Müh. Fak. İnş. Müh. Böl. Konya,hakkieerkan@selcuk.edu.tr
[2] Arş.Gör., Selçuk Üniversitesi, Müh. Fak. İnş. Müh. Böl. Konya,yavuzyenginar@selcuk.edu.tr
[3]Arş.Gör., Atatürk Üniversitesi, EMYO, . rkakbulut@atauni.edu.tr
[4] Prof.. Dr., Selçuk Üniversitesi, Müh. Fak. İnş. Müh. Böl. Konya, ozcantan@selcuk.edu.tr

modüllü ve geçirimsiz kolonlar oluşturan bir teknik olarak tanımlanmaktadır. Jet grouting tekniği delme ve imalat işlemine göre 3 farklı yöntem ile uygulanabilmektedir.

Tek akışkanlı sistemde (Jet-1) enjeksiyon malzemesi (grout) özel olarak tasarlanmış tij içerisinden yüksek basınç (400-500 Bar) altında belirli çaptaki deliklerden (nozzle) zemine gönderilir. Bu işlem esnasında tij sabit bir hızla döndürülerek yukarı çekilir. Yüksek basınç altında karıştırılan zemin çimento karışımı zaman içerisinde sertleşir. Bu şekilde zemin içerisinde belirli çap ve boyda zemine göre oldukça rijit olan silindirik kolonlar (soilcrete) oluşur. Çift akışkanlı sistemde (Jet-2) grout ve basınçlı hava enjekte edilir. Yüksek basınçlı grout ve havanın birleşimiyle daha büyük oranda zeminin groutla birleşmesi karıştırılması sağlanır. Üç akışkanlı sistemde (Jet-3) ise grout, hava ve su püskürtülür. Bu üç akışkanın birleşimiyle en iyi miktarda zemin-grout karışımı yapılır. Tek ve çift akışkanlı sistemlerin daha çok gevşek kumlu zeminlerde kullanılabilmesine rağmen üç akışkanlı sistem her türlü zeminde kullanılabilir.

Jet grout yöntemi ile oluşturulan kolonun özelliklerini ve performansı; yapım yöntemine bağlı olduğu gibi farklı uygulama parametrelerine de bağlıdır. Bu parametrelerin JG kolonların performansı üzerindeki etkilerini belirlemek için arazide parametrik bir çalışma yapmak, zaman ve maliyet açısından oldukça zordur. Laboratuarda JG kolonların imal edilmesi için ise özel olarak tasarlanmış laboratuvar tipi JG kolon cihazı ile yapılabilmektedir.

Bu çalışmada; Jet grout kolonların performansını etkileyen tasarım faktörlerinin performans üzerindeki etkilerinin belirlenmesi için özel olarak tasarlanmış laboratuar cihazı tanıtılarak, parametrelerin kolon oluşumuna etkileri araştırılmıştır. Çalışma Selçuk Üniversitesi BAP Koordinatörlüğü tarafından doktora tez projesi (İ.Hakkı ERKAN) olarak desteklenmiştir. Proje kapsamında yürütülen çalışmaların tamamlanması ile JG kolon uygulamaları için kullanılabilecek pratik bilgi, bağıntı, tablo ve grafiklerin geliştirilmesi amaçlanmıştır.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Jet Grout kolonların tasarım ve uygulanmasına ilişkin literatürde yer alan çalışmalardan birkaç tanesi aşağıda kısa özet olarak verilmiştir.

Omine vd. (1993) tarafından yapılan çalışmada farklı elastik malzemelerden oluşan karışımların gerilme –deformasyon ilişkisini değerlendirmek amacıyla iki aşamalı karışım metodu adı verilen bir homojenleştirme metodu önerilmiştir. Gerilme dağıtma katsayısı Eshelby Tensörü kullanılarak hesaplanmıştır. Bu metot sayesinde kompozit zeminlerin ortalama elastik modülü ve akma gerilmesi elde edilmiştir. Katkı ve matristen oluşan iki fazlı karışımlarda kullanılan homojenleştirme metodu çimento katkılı taş kolonlar ile iyileştirilmiş zeminler üzerinde uygulanmıştır. Karışımların gerilme – deformasyon ilişkisi, ortalama elastisite modülü ve akma kriteri de önerilen modelden geliştirilmiştir. Metodun güvenilirliği için çimento katkılı taş kolonlarla iyileştirilmiş zemine model testleri uygulanmış, test sonuçları sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan analizler ile hesaplanan değerlerle karşılaştırılmıştır.

Baumann (1984); jet grout kolonlarla iyileştirilmiş farklı tipteki zeminlerde, kolon oluşumu sırasında kullanılan su – çimento (w/c) oranına bağlı olarak tek eksenli basınç

dayanımlarındaki değişimler incelenmiştir. Araştırma sonuçlarına göre kumlu ve çakıllı zeminlerde elde edilen basınç dayanımlarının killi, siltli ve organik zeminlere göre daha yüksek olduğu, ayrıca çimento miktarının artması ile çakıllı kumlu, kumlu siltli, siltli killi zeminlerde basınç dayanımının da arttığı gözlenmiştir.

Trevi (1994); elastisite modülü ile jet grout kolonların tek eksenli basınç dayanımları arasındaki ilişkiyi araştırmıştır. Deneysel çalışmalarda siltli ve siltli kumlu zeminlerden alınan numuneler kullanılmıştır. Jet grout kolon mukavemetinin elastisite modülü ile doğru orantılı olduğu sonucuna varılmıştır.

Farklı elastik malzemelerden oluşan karışımların gerilme – deformasyon ilişkisini değerlendirmek amacıyla iki fazlı karışım metodu adı verilen metot, gerilme dağıtımı önemi esas alınarak önerilmiştir (Omine vd. 1999). Kompozit malzemelerin sayısal analizlerinde homojenleştirme metodu olarak adlandırılan bu yaklaşım, kazık şeklinde kolonlar ile güçlendirilmiş zemine, güçlendirilmiş zeminin ortalama elastik modülü ve akma gerilmesini elde etmek amacıyla uygulanmıştır. Çimento katkılı taş kolonlar ile güçlendirilmiş zemine, birtakım model testleri uygulanmış, eğimli yüklemelerde düşey oturma ve yatay deformasyon değerleri ölçülmüştür. Sayısal analiz ve test sonuçları arasındaki karşılaştırmadan sonra, önerilen metodun iyileştirilmiş zeminin taşıma kapasitesinin önceden hesaplanmasında etkili olduğu belirlenmiştir.

Singapur'da bir sanat merkezi inşaatında 18000 m^2 alanlı bir temel kazısında palplanş duvarı ve diyafram duvarı ile desteklenmiş kazı yan yüzeylerinin jet grout kolonlar ile güçlendirilmesi ve kazı yönünde deformasyonların jet grout kolonlar ile azaltıldığı gösterilmiştir (Wong 1999).

Wong ve Poh (2000) tarafından; jet grout kolonların, bitişik nizamlı yapılarda bodrum kat kazısı sırasında kazı yan yüzeylerindeki diyafram duvarlardaki hareketi önlemek için kullanılması irdelenmiştir. İksa duvarları arkasında oluşturulan jet grout kolonların, duvar arkasındaki zemin tabakasının aksi yönde hareketine sebep olduğu ve diyafram duvarlarında da kazıya ters yönde deformasyon oluştuğu gözlem verileri sonucunda elde edilmiştir. Çalışmada ayrıca diyafram duvarlarındaki eğilme momentlerinin de jet grout kolonlar ile azaldığı ve bitişik yapıların kazıdan daha az etkilenmesinin sağlandığı gösterilmiştir.

Kirsch ve Sondermann (2001) tarafından deformasyon davranışının sayısal simülasyonu zeminin mekanik davranışını anlamakta önemli rol oynadığı belirtilmiştir. Bu çalışmada farklı yaklaşımlarda sayısal analizler tasarlanmış ve sayısal modellemenin, iyileştirmenin güvenli ve ekonomik dizaynında oldukça etkili olduğu gösterilmiştir.

Gökalp ve Düzceer (2002) Aliağa'da inşaatı devam eden doğalgaz hattının birleştiği güç dönüşüm tesisinin temelinde gerçekleştirilen jet grout uygulamasını incelemişlerdir. Çalışmada, jet grout tekniğinin seçimi, uygulama sistemi, enjeksiyon basıncı gibi yöntemdeki detayları, nozzle sayısı ve ebatları, oluşturulan kolonların taşıma gücü ve nozzle dönme hızı gibi tasarım parametrelerinin seçimi ile ilgili açıklamalar yapılmıştır. Önceden planlanmış jet grout çalışması için birçok ön parametrik test ve çekme testi uygulandıktan sonra gerekli jet grout kolonunun çapı ve bu çapa ulaşmak için gerekli uygulama basıncı belirlenmiştir. Ayrıca uygulamadan sonra yapılan karot testi, bütünlük testi, yükleme testi ile kapsamlı kalite kontrolü ve güvence araştırması ile ilgili açıklamalar da yapılmıştır.

Bell vd. (2003) süper jet kolonlarından alınan karot numuneleri üzerinde laboratuarda tek eksenli basınç deneylerini yapmışlardır. Deneylerde 76 x 150mm'lik silindirik numunelere ait 3, 7, 14 ve 28 günlük basınç dayanımlarını belirlenmiş, süper jet kolon dayanımlarının zamana bağlı olarak arttığı ve gerçek dayanıma ise 28. günde ulaşıldığı belirlenmiştir.

Özsoy ve Durgunoğlu (2003) Jet Grouting ve derin karıştırma teknikleriyle sıvılaşmanın etkilerinin azaltılmasına yönelik yeni bir yaklaşık hesap yöntemi önermişlerdir. Deprem sebebiyle oluşan kayma gerilmelerinin tanımlanan birim alanlar üzerine dağılımı, zemin - çimento karışımı kolonlar ve çevrelerindeki zemin arasındaki kayma modülü farkı kullanılarak modellenmiştir. Önerilen metodun etkinliği Ford – Otosan Gölcük Tesisleri sahasında yapılan JG uygulamaları ile karşılaştırılmıştır.

Bzowka (2004) tarafından yayınlanan çalışmada, jet grouting uygulamasının sayısal analizi yapılmıştır. Nümerik modelleme; başlangıç planlaması ve matematiksel formülasyon, model parametrelerinin tanımlanması, doğrulama ve hassaslık analizi olmak üzere dört kısımdan oluşmaktadır. Nümerik analizlerde, ampirik formüllerin kullanıldığı geleneksel analizlerden farklı olarak jet kolonlara gelen yüklerin ve oturmaların hesaplanabildiği belirtilmiştir. Bu çalışmada, problem gerçek boyutlarında modellenmiştir. Nümerik analizlerde Mohr – Coulomb modeli kullanılarak jet kolon, onun etki bölgesi ve zemin ortamı ayrı ayrı modellenmiştir. Bu araştırma sonucunda, sayısal analiz, deneysel bulgular ve ampirik çözüm sonuçları karşılaştırılmıştır.

Racansky vd. (2008) Jet grout ile yapılan dayanım duvarlarının kalınlıklarının etkileri iki ve üç boyutlu analizler kullanılarak incelenmiştir. Destekli ve desteksiz duvarların deformasyon ve güvenlik sayısı sonuçları hesaplanmış, ayrıca farklı destek aralıklarında üç boyutlu analizler uygulanmıştır.

Wang J.L.vd.,(2009) tarafından son 10 yılda Shanghai'de yüksek katlı yapılarda, tünellerde ve metronun yapımının hızla gelişimiyle jet grout tekniğinin geoteknik mühendisliğinin çok farklı alanlarında kullanılmaya başladığı belirtilmiştir. Yazarlar jet groutun genel yapım parametrelerini genelde çekme hızı 5-30 cm/dk ve dönme hızını da 10-20 dev/dk olarak belirtmişlerdir.

Küsin 2009 tarafından yapılan tez çalışmasında jet grout yöntemi ile zemin iyileştirmesi detaylı olarak incelenmiş, plaxis programı yardımıyla jg kolonların sonlu elemanlar yöntemiyle farklı durumlar için analizler yapılarak sonuçları değerlendirilmiştir.

Grout basıncının ve grout debisinin jet grout kolonların fiziksel ve makanik özelliklerine etkisi, Nikbakhtan ve Osanloo (2009) tarafından arazide yapılan imalat ve ölçümlerle araştırılmıştır. Bu amaçla shahriar barajı sahasında farklı grout basınçlarında ve farklı debilerde 6 adet numune JG kolonu yapılmıştır. Yapılan bu kolonlardan kolon merkezinden itibaren farklı noktalarından karot ile silindirik alınmıştır. Alınan örnekler üzerinde laboratuarda; tek eksenli basınç, üç eksenli basınç,direk kesme, brezilya dolaylı çekme ve şimit çekici deneyleri yapılmıştır. Laboratuar sonuçlarına ve nümerik çalışmalara göre grout basıncının ve akışın(debinin) artmasıyla tek eksenli basınç dayanımı logaritmik olarak arttığı belirtilmiştir. Buna ek olarak jet grouting işlemi zeminin kohezyon ve içsel sürtünme gibi özellikleride büyük oranda iyileştirmektedir.

Nikbakhtan vd (2010) Shahriar barajı sahasında farklı parametrelerde imal edilen JG kolonları üzerinde laboratuar deneylerinin sonuçlarını paylaşmışlardır. Bu amaçla üretilen

6 örnek kolonunun imalat parametreleri farklı seçilmiştir. Bu parametreler tij çekme hızı, tij dönme hızı, su/çimento oranı, grout basıncı, grout debisi, su basıncı ve debisi, hava basıncı ve debisi olarak belirlenmiştir. Deneysel ve arazi çalışmalarının sonucunda oluşan JGkolonların çapının ve serbest basınç mukavemetinin bu parametrelerle olan ilişkileri verilmiştir.

4. DENEYSEL ÇALIŞMA

4.1. Deneysel Çalışmada Kullanılan Cihaz ve Malzemeler

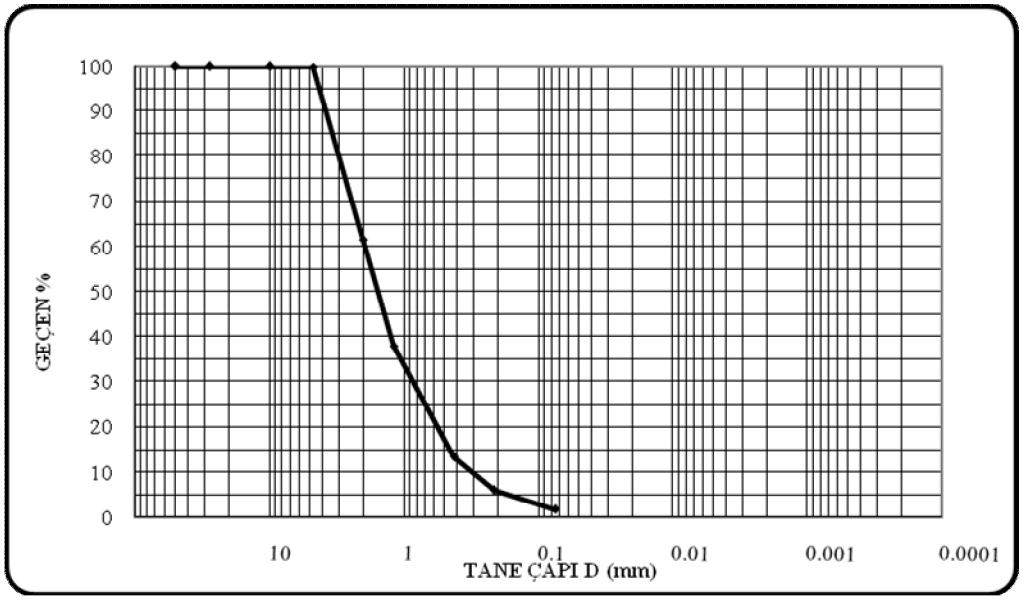
JG kolon Oluşturma Sistemi: Arazide uygulanan Jet-1 tipi JG kolon üretim sisteminin benzeri laboratuar için özel olarak tasarlanarak, laboratuara montajı yapılmıştır. Deney sistemini oluşturan başlıca alet ve cihazlar aşağıda verilmiştir.

Enjeksiyon pompası
4cm kalınlıklı, 90cm boyunda sondaj tiji
1.5mm çaplı 2 delik (nozzle) bulunan konik uç
Enjeksiyon haznesi
Döndürme motoru
Aşağı/yukarı çekme motoru
Mikser
Deney Tankı

Hazırlanan deney sistemi (Şekil 1) ile laboratuar ortamında maksimum 100 bar enjeksiyon basıncı, 2-30 devir/dak arasında dönme hızı, 5-100cm/dak arasında tij çekme hızı uygulanabilmektedir. Enjeksiyon haznesi 20lt olup, istenilen su/çimento oranında hazırlanan grout, mikserle karıştırıldıktan sonra hazneye boşaltılmakta, daha sonra bekletilmeden sabit basınç ile tank içerisindeki zemin ortamına jetlenmektedir.

Şekil 1 Laboratuar Tipi Jet Grout Deney Sistemi

Deney Kumu: Deneysel çalışmalarda, Konya civarından temin edilmiş doğal kum zemin kullanılmıştır. ASTM standartlarına uygun elekler kullanılarak yıkamalı elek analizi yapılarak tane büyüklüğü dağılım eğrisi çizilmiştir (Şekil 2). Kumun bazı özellikleri Tablo 1 de toplu olarak verilmiştir.



Şekil 2 Deney Kumunun Tane Büyüklüğü Dağılım Eğrisi

Tablo 1. Zemin Özellikleri

Granülometri Parametreleri	Birim	Değer
Kum Yüzdesi	%	98
Silt+Kil Yüzdesi	%	2
İnce Kum Yüzdesi	%	53.60
Efektif Çap, D10	mm	0.30
Üniformluk Katsayısı, Cu	-	6.1
Derecelenme Katsayısı, Cc	-	1.2
Zemin Sınıfı (USCS)	-	SW
Özgül Ağırlık, Gs	-	2.68
Maksimum Boşluk oranı,e_{max}	-	0.93
Minimum Boşluk oranı,e_{min}	-	0.40
Rölatif Sıkılık, Dr	-	0.15

%4 su içeriğindeki deney kumu 65cm çapında, 110cm yüksekliğindeki tank (varil) içerisine rölatif sıkılığı Dr=0.35 olacak şekilde (gevşek sıkılıkta) yerleştirilmiştir (Şekil 3). Bu sıkılığı sağlamak için belirli bir yükseklikten eleme işlemi uygulanmıştır. Kumun yerleştirilmesinden sonra tij döndürülerek tank tabanına indirilmiştir.

Şekil 3. Deney Tankı İçerisine Kumun Yerleştirilmesi ve Tijin İndirilmesi

4.2. Deney Programı

Jet Grout uygulamalarında; kolonların performansını etkileyen çok sayıda parametre bulunmaktadır. Zemin türü, zemin sıkılık/sertlik durumu, tij çekme hızı, tij döndürme hızı, enjeksiyon basıncı, su/çimento oranı performansı etkileyen başlıca faktörlerdir. Laboratuar ortamında JG kolonlar 2 farklı kombinasyonda üretilmiştir. Seçilen parametreler ve değerleri Tablo 2 de verilmiştir.

Tablo 2. Deney Programı

JG Üretim Parametreleri	1 Nolu konbinasyon	2 Nolu kombinasyon
Rölatif Sıkılık (Dr)	0.35	0.35
Enjeksiyon Basıncı (P) (bar)	20	40
Su/çimento oranı (S/Ç)	1.0	1.5
Çekme Hızı (Vç)(cm/dak)	10	30
Döndürme hızı (Vd) (devir/dakika)	5	5

Tablo 2 de verilen programa uygun olarak Laboratuar tipi jet grout sistemi ile deney tankı içerisinde JG kolonlar oluşturulmuştur (Şekil 4). 28 gün süre ile beklenildikten sonra tank açılarak kolonlar çıkarılmıştır.

Şekil 4. a) 1.Kombinasyonda b) 2. Kombinasyonda Oluşan JG Kolon

4.3. Deney Sonuçları ve Değerlendirme

Üretim parametrelerinin 2 farklı kombinasyonunda imal edilen JG kolonlar 28 gün sonunda tanktan çıkarılarak çap ve boyları ölçülerek kolonların bütünlüğü gözlemlenmiştir. Kolonların basınç dayanımlarını belirlemek amacı karot makinesi ile 5cm çapı silindirik karotlar alınmıştır (Şekil 5). Alınan Karotlar mermer kesme makinesi ile düzlenerek belirli çap ve boyda silindirik örnekler hazırlanmıştır (Şekil 6).

Şekil 5. Kolonlardan Karot Alınması

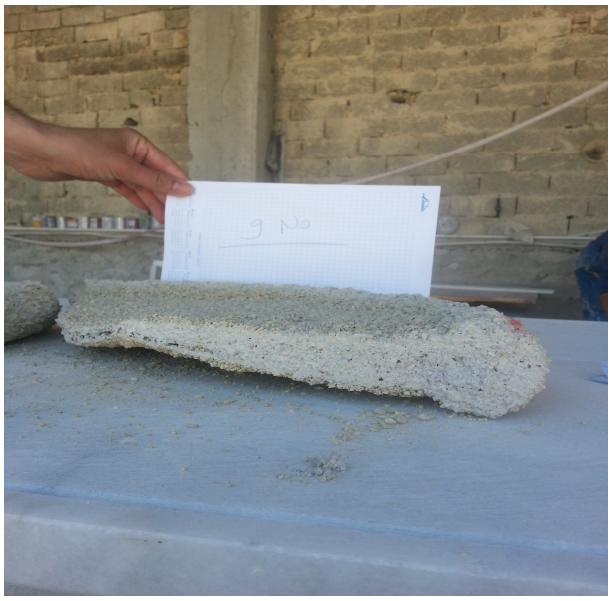
Şekil 6. Karotların Hazırlanması

Hazırlanan silindirik karot örnekleri üzerinde serbest basınç deneyleri yapılarak Serbest basınç mukavemetleri ölçülmüştür. İki farklı kombinasyonda üretilen JG kolonların ortalama çap, kolon boyu ve serbest basınç mukavemetleri Tablo 3 de verilmiştir.

Tablo 3. Deney Programı

JG Üretim Parametreleri	Kolon Çapı (cm)	Kolon Boyu (cm)	Serbest Basınç Mukavemeti MPa
1 Nolu Kombinasyon D_r=0.35, P=20Bar, S/Ç=1.0 $V_ç$=10cm/dak, V_d=5 dev/dak	32.0	75	16.4
2 Nolu Kombinasyon Dr=0.35, P=40Bar, S/Ç=1.5 Vç=30cm/dak, Vd=5 dev/dak	48.0	65	0.85

Jet grout kolon üretim parametrelerinin doğru seçilmesinin önemi Şekil 4 ve Şekil 5 ile Tablo 3 te açıkça görülmektedir. Enjeksiyon basıncının fazla olması durumunda kolon çapı daha büyük olmakta fakat çekme hızının fazla seçilmesi kolonun bütünlüğünü (homojenliğini) etkilemekte (Şekil 8), basınç mukavemetini de önemli oranda düşürmektedir.



Şekil 7 Çekme Hızının Kolon Performansına etkisi

5. SONUÇLAR

Özel olarak tasarlanmış laboratuar tipi jet grout kolon sistemi ile laboratuar ortamında JG kolonların imal edilebildiğini parametrik çalışmaların yapılabileceğini göstermesi oldukça önemlidir. Bu çalışmada iki farklı kombinasyonda hazırlanan kolonların karşılaştırması yapılmıştır. Çekme hızı ve grout basıncı kolon performansını önemli oranda etkilemektedir. Bu durum arazide uygulama yapılırken kolon imalat parametrelerinin özenle takip edilmesi gerektiğini göstermektedir. Geliştirilen sistem ile farklı zemin ve parametreler için çalışmalara doktora tez projesi kapsamında devam edilmektedir. JG kolonların tasarımına ve performansına yönelik önemli bilgilerin elde edilmesi beklenilmektedir.

KAYNAKLAR

Bauman V., 1984. “Das Soilcrete - Verfahren in der Baupraxis”, Vortrage der Baugrundtagung , Duesseldorf: 49 - 83. DGEG.

Bell K. R., Clemente Jose L.M., Francis B. ve Roberto A., 2003. Superjet Grouting Reduces Foundation Settlement for La Rosita Power Plant in Mexicalli, Mexico, New Orleans, pp. 354 - 364, USA.

Bzowka J., 2004. “Computational Model for Jet Grouting Pile - Soil Interaction”, Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XXVI, No. 3 – 4.

Gökalp A. ve Düzceer R., (2002). “Ground Improvement by jet grouting technique for foundations of a natural gas combined cycle power plant in Turkey” Ninth International Conference & Exhibition on Piling and Deep Foundations, DFI, October 2002, Nice, France.

Kırsch F. ve Sonderman W., 2001. “Ground improvement and its numerical analysis”. Proc. 15th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg., Istanbul 2001, A.A. Balkema, S. 1775 - 1778

Küsin C.C., 2009, Jet Grout Yöntemi İle İyileştirilen Zeminlerin Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Sayısal Analizi, Yüksek lisans tezi, Çukurova üniversitesi,

Nikbakhtan B ve Morteza O., 2009, Effect of grout pressure and grout flow on soil physical and mechanical properties in jet grouting operations International Journal of Rock Mechanics & MiningSciences 46(2009)498–505

Nikbakhtan B, Ahangari K ve Rahmani N, 2010, Estimation of jet grouting parameters in Shahriar dam, Iran, Mining Science and Technology 20 (2010) 0472–0477

Omine K., Yoshida N. ve Ochıaı H., 1993. “Stress – Strain Behavior of Mixtures with Two Different Elastic Materials”, Fukuoka University Review of Thechnological Sciences. 51: 83 – 93.

Omine K., Ochiai H. ve Bolton M.D., 1999. “Homogenization Method for Numerical Analysis of Improved Ground with Cement – Treated Soil Columns”, Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Bredenberg, Holm & Broms (eds) © Balkema, Rotterdam ISBN 90 5809 108 2.

Özsoy B., Durgunoğlu H. T., 2003. “Sıvılaşma Etkilerinin Yüksek Kayma Modullü Zemin-Çimento Karışımı Kolonlarla Azaltılması”, 5. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul.

Racansky V., Schweiger H.F., ThurnerR., 2008. “FE-Analysis of the Behaviour of Buttressed Jet Grouted Retaining Walls” Proc. 12th Int. Conf. Computer Methods and Advances in Geomechanics,, 3984 - 3992

Trevi K., 1994. “Columnar Treatment”, Illustrative Report, Cesena.

Wong K.S., Li J.C., Goh. A.T.C., Poh K.B. ve Oishie., 1999. ‘’Effect of Jet Grouting on Performance of Deep Excavation in Soft Clay’’, Proceedings of the 5th International Symposiom on Field Measurements in Geomechanics- FMGM99, Singapure, 279 - 284.

Wong J.G. ve Poh T.Y., 2000. ‘’ Effects of Jet Grouting on Adjacent Ground and Structures’’, J. Geotechnical and Geoenviromental Engineering, 247 - 256.

MANİSA KULA YÖRESİ VOLKANİK TÜFÜNÜN YÜKSEK PLASTİSİTELİ KİLİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİNE ETKİSİ

EFFECT OF VOLCANIC TUFF IN REGION OF MANİSA – KULA TO ENGINEERING PROPERTIES OF HIGH PLASTICITY CLAY

Ömür ÇİMEN[1] Burak DERELİ [2] Fatih YILDIRIM [3] Ö.Faruk ŞEFKATLİOĞLU[4] Alkan ERALP [5] H. İbrahim GÜNAYDIN [6]

ABSTRACT

In this study, it has been investigated the effects of the Manisa Kula region volcanic tuff 's consistency limits, compaction parameters, swelling pressure ve unconfined compressive strength on the high plasticity clay. The consistency limits, optimum moisture contents ve maximum dry densities have been determined by mixing the volcanic tuff into the high plasticity clay as in the weight ratios of %0, %2, %5, %10, %15, %20, %25, %30, %35. The samples have been experimented for the constant volume swellings ve unconfined compressive strengths which had been prepared in the condition of compaction. According to the test results, the mixture of the volcanic tuff ve the clay causes decrease on the plasticity index ve swelling pressure, mean while it has been observed increase on the maximum dry unit weight ve the unconfined compressive strength. The ideal contribution ratio of the Manisa Kula region volcanic tuff in the Eşen clay has been determined as 20% - 30%.

Key words: High plasticity clay, volcanıc tuff, soil stabilization

ÖZET

Bu çalışmada Manisa Kula yöresi volkanik tüflerinin yüksek plastisiteli kilin kıvam limitlerine, kompaksiyon parametrelerine, şişme basıncına ve serbest basınç mukavemetine etkisi araştırılmıştır. Kile ağırlıkça %0, %2, %5, %10, %15, %20, %25, %30, %35 oranlarında volkanik tüf karıştırılarak kıvam limitleri, optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkları belirlenmiştir. Kompaksiyon şartlarında hazırlanan numuneler üzerinde sabit hacimli şişme ve serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Deney sonuçlarına göre kile volkanik tüf karıştırıldığında plastisite indisinin ve şişme basıncının

[1] Yrd.Doç.Dr., Süleyman Demirel Üniversitesi, ömürcimen@sdu.edu.tr
[2] Yüksek lisans öğrencisi., Süleyman Demirel Üniversitesi, burak_dereli@hotmail.com
[3] Lisans öğrencisi., Süleyman Demirel Üniversitesi, fatihyildirim20@gmail.com
[4] Lisans öğrencisi., Süleyman Demirel Üniversitesi, the_carleone@hotmail.com
[5] Lisans öğrencisi., Süleyman Demirel Üniversitesi, alkan.erap@gmail.com
[6] Lisans öğrencisi., Süleyman Demirel Üniversitesi, hibgunaydin@gmail.com

azaldığı, maksimum kuru birim hacim ağırlığının ve serbest basınç mukavemetinin arttığı belirlenmiştir. Manisa Kula yöresi doğal volkanik tüfünün Eşen kiline karıştırılabileceği ideal katkı oranı %20-%30 olarak belirlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Yüksek plastisiteli kil, volkanik tüf, zemin stabilizasyonu

1. GİRİŞ

Yıllık yağışın yıllık buharlaşmadan daha az olduğu, özellikle kurak ve yarı kurak bölgelerde şişen zeminlere sıkça rastlanmaktadır. Suya doygun olmayan bazı killi zeminlerin su emerek hacminin artması şişme, bu hacim artışını engellemek için uygulanan ek basınç ise şişme basıncı olarak tanımlanabilir. Şişen zeminler üzerinde gerekli önlemler alınmadan inşa edilen binalar, karayolu, demiryolu ve havaalanı kaplamaları, sulama kanalları, barajlar, istinat duvarları gibi yapılarda önemli boyutlarda hasarlar oluşmaktadır. Dünyanın birçok ülkesinde her yıl şişen zeminlerden dolayı milyarlarca dolarlık zarar meydana gelmektedir. Bu zararlar sel, kasırga ve deprem gibi doğal afetlerin neden olduğu zararlardan fazladır. Killerin şişme özelliklerine bağlı olarak mühendislik yapılarında birçok deformasyon sorunlarıyla karşılaşılması muhtemeldir. Zeminlerin şişme özelliklerinin ve mekanizmalarının çok iyi belirlenmesi, zemin davranışlarının açıklanabilmesi açısından oldukça büyük önem taşımaktadır (Chen ,1988, Nelson ve Miller ,1992, Jones ve Holtz ;1973, Altmeyer; 1955).

Killerin şişme basınçları birçok faktör tarafından denetlenmektedir. Su içeriği, yoğunluk, yöntem ve kompaksiyon derecesi şişme basıncını denetleyen fiziksel faktörlerdir. Bununla birlikte, fizikokimyasal davranış ve taneler arası-taneler içi kuvvetler ve reaksiyonlarla kontrol edilen zemin türleri nedeni ile zeminin türü ana faktördür. Killerin şişmesi birincil olarak elektriksel çift tabakaya bağlıdır. Kil-su sistemindeki değişebilen katyonlar kil üzerinde yer almayıp, yüzeyden farklı uzaklıklarda bulunurlar. Pozitif yüklü iyonlar ve negatif yüklü kil yüzeyi arasındaki elektriksel kuvvet, katyonları yüzeye çeker fakat termal enerjileri onları yüzeyden uzağa dağıtır. Elektriksel çekme ve termal dağıtma arasındaki denge yüzeydeki yüksek konsantrasyonlar ve yüzeyden düşük uzaklıktaki katyonları dağıtmayı sağlar. Bitişik tanelerin dağılmış iyon tabakalarının birbirleri ile etkileşimi, şişme özeliğini açıklayıcı bilgi verir (Nelson ve Miller;1992). Temel zemininin diğer bazı özelliklerinin iyileştirilmesinde olduğu gibi şişme potansiyelinin de kontrol edilmesinde kireç, çimento, tuz, uçucu kül ve bazı organik bileşikler gibi katkı maddeleri kullanılmaktadır.

Düşük plastisiteli Tayvan kili ile değişik oranlarda uçucu kül ve cüruf karıştırılarak kompaksiyon özelliklerinde oluşan değişimi incelemiş. uçucu kül %0-20 arasında, cüruf %0-10 oranında eklenmiştir. Çalışmada kullanılan zemin Taipei siltli kilidir. Cüruf bir demir çelik fabrikasından, uçucu kül ise Kuzey Tayvan'daki Hsin-Dah termik santralinden sağlanmıştır. 12 farklı karışım hazırlanmıştır. Bunlar cürufsuz, %10, %15, %20 uçucu kül içermektedir. Deney sonunda uçucu kül ve cüruf katılmasının siltli kilin maksimum kuru birim hacim ağırlığını azalttığı ve optimum su içeriğini arttırdığını ortaya koymuşlardır (Chu ve Kao; 1993).

Soma uçucu külüne kireç, çimento ve bentonit ekleyerek kompaksiyon ve permeabilite deneyleri yapmıştır. Soma uçucu külünün tek başına istenen permeabilite katsayısını

sağlayamadığı kireç, çimento ve bentonit katkısıyla geçirimsizlik tabakaları için istenen değere ulaşıldığını saptamıştır (Çokça; 1993).

Katkı malzemesiyle stabilize edilmiş şişen zeminlerde katyon değişim kapasitesinin, elektriksel iletkenlik ve pH'ın şişme basıncına etkisini deneysel olarak araştırmışlardır. Bu amaçla çimento, kireç, silis dumanı ve uçucu kül katkılarını üç farklı şişen zemin stabilizasyonunda kullanmışlardır. Çalışmaları sonucunda kireç, silis dumanı ve uçucu kül katkısında şişme basıncının katyon değişim kapasitesi ile doğru orantılı, çimento katkısında ise ters orantılı olarak değiştiğini tespit etmişlerdir (Arasan ve Akbulut 2008).

Bu çalışmada, yüksek plastisiteli bir kilin şişme basıncına Manisa Kula yöresi Volkanik Tüfünün etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla, yüksek plastisiteli Eşen Kiline No.40 elek altı doğal volkanik tüf ilave edilmiş ve kıvam limitleri, standart kompaksiyon, sabit hacimli şişme ve serbest basınç deneyleri yapılmıştır.

2. MATERYAL METOD

Bu çalışmada, Manisa Kula Yöresi Volkanik Tüfünün yüksek plastisiteli kil zeminin şişme basıncını azaltıcı etkisi araştırılmıştır. Öncelikle kullanılacak zemin numunelerinin tanımlanması için laboratuarda sınıflveırma deneyleri ve minerolojik yapıyı gösterecek olan X-Ray analizleri yapılmıştır. Doğal Volkanik tüfler No. 40 elekten elenerek kile belli oranlarda ilave edilmiştir. Kile belirli oranlarda volkanik tüf katılarak önce

Karışım numuneleri üzerinde öncelikle kıvam limitleri deneyleri daha sonra standart kompaksiyon deneyleri yapılmıştır. Kompaksiyon deneyinden elde edilen optimum su muhtevaları ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkta hazırlanan numuneler üzerinde sabit hacimli şişme deneyleri ve serbest basınç deneyleri yapılmıştır.

2.1. Numunelerin Tanılması

Yüksek plastisiteli kil numunesi batı akdeniz bölgesinde Muğla ili Fetiye ilçesine bağlı Eşen beldesi civarından alınmıştır. Kullanılan Volkanik Tüfler Manisa Kula Yöresi Borbims Ltd. Şti. firmasından temin edilmiştir. Kullanılan numunelerin fiziksel görüntüleri Şekil 1'de verilmiştir. Volkanik tüfe ait kimyasal analiz sonuçları Tablo 1'de görülmektedir.

Şekil 1. Kullanılan Numunelerin Fiziksel Görüntüleri

Tablo 1. Volkanik Tüf Kimyasal Analizleri

MgO	Al_2O_3	SiO_2	P_2O_5	SO_3	Cl	K_2O	CaO	TiO_2	Fe_2O_3	Na_2O	AZa
4	16,2	46	1,07	0,15	0,13	2,36	8,34	2,05	8,38	9,85	<0,1

Volkanik tüf içerisinde; CuO, ZnO, ZnO, AS_2O_3, SnO_2, Bao, Co_2O_3 ve Ni bileşikleri ise %1'den az bulunmaktadır.

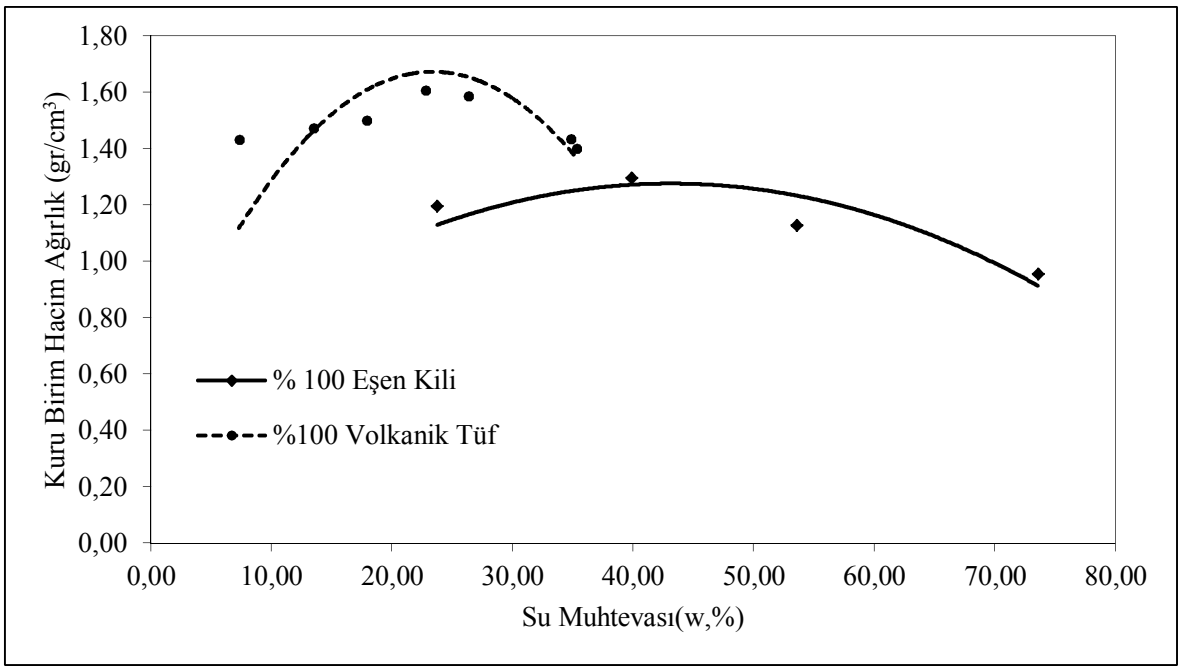
Deneysel çalışmalarda kullanılan Eşen kili numunesinin likit limiti %118, plastik limiti %32.5 ve plastisite indisi %85.5, maksimum kuru birim hacim ağırlığı 1.24 gr/cm^3 ve optimum su muhtevası %43'dir. Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine göre CH (Yüksek Plastisiteli Kil) sınıfına girmektedir (Çimen vd. 2010). Zemin numunesinin kimyasal ve mineralojik analizleri yapılmıştır. Kimyasal analizler ve hakim minerallerin belirleneceği X-Ray analizleri MTA Genel Müdürlüğü Mineraloji ve Petroloji Laboratuvarında yaptırılmıştır. Kimyasal analiz test sonuçları Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Eşen Kili Kimyasal Analiz Test Sonuçları

Na_2O	MgO	Al_2O_3	SiO_2	P_2O_5	K_2O	CaO	TiO_2	MnO	Fe_2O_3	AZa
<0,1	17,4	4,3	47,1	<0,1	0,3	2,8	0,2	0,1	16,6	9,85

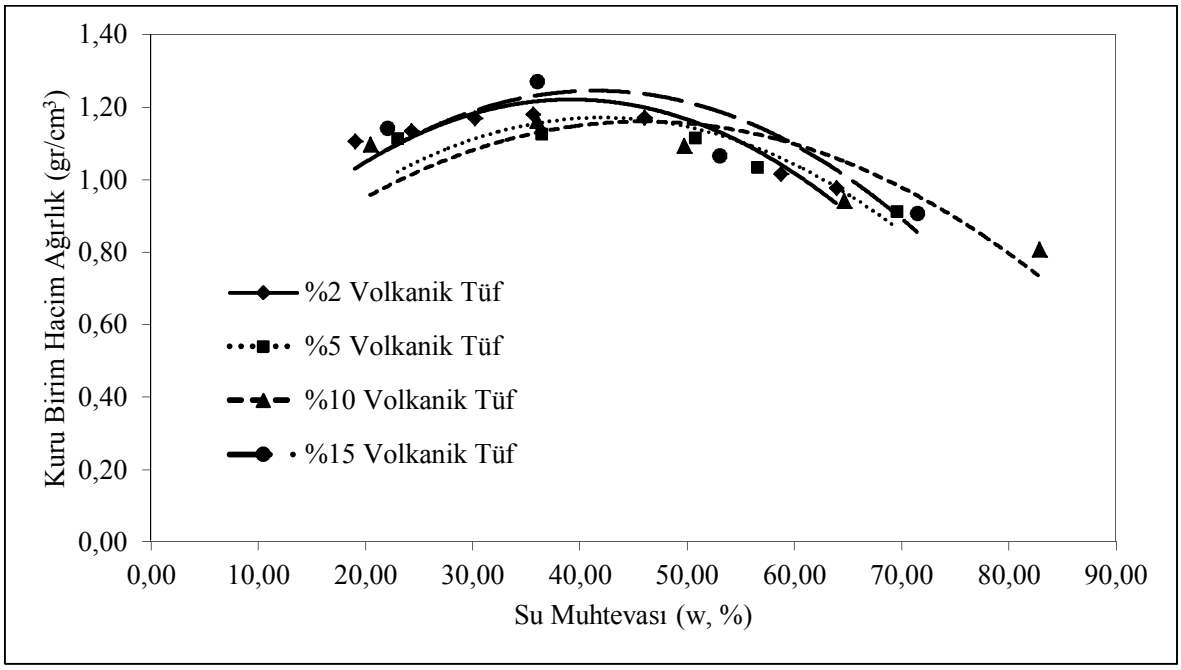
Yapılan X-Ray Analizleri ile numunedeki mineraller çokluk sırasına göre Simektit, Serpantin, Kuvars, Kalsit, Amorf Silika olarak sıralanmıştır. Ayrıca içerisinde çok az olarak Amfibol, Feldispat, Klorit grubu mineral bulunmaktadır (Kalay, 2011).

Volkanik tüf ve yüksek plastisiteli kil üzerinde standart kompaksiyon deneyleri yapılmıştır. Kompaksiyon eğrileri Şekil 2'de verilmiştir.

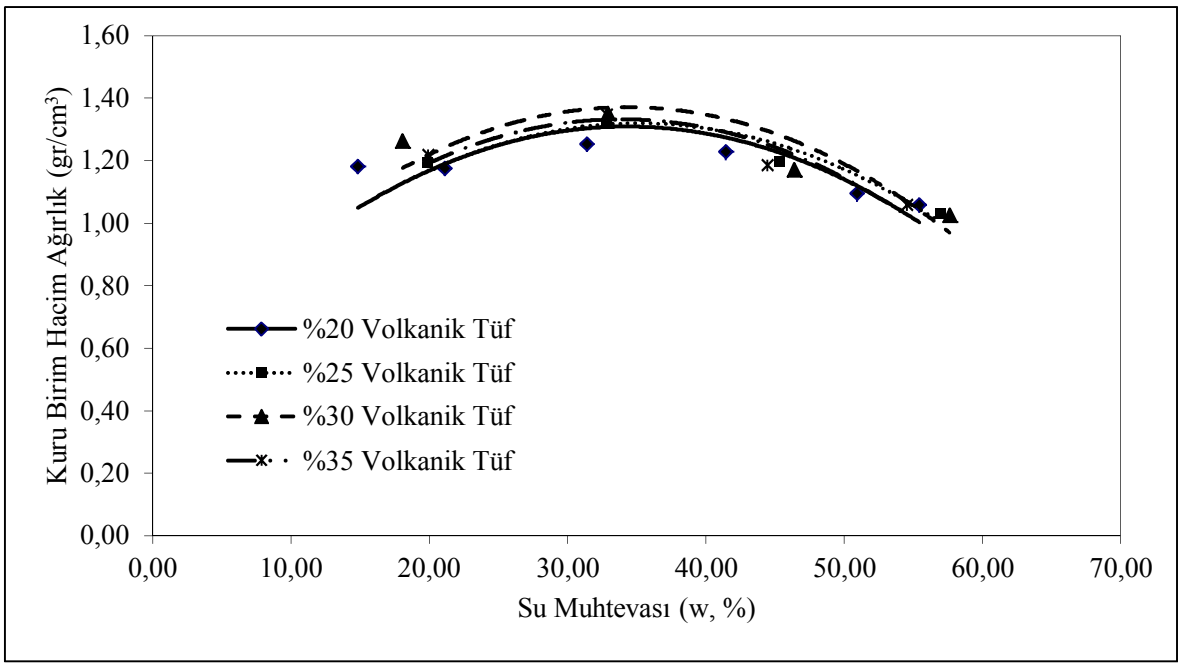


Şekil 2. %100 Volkanik Tüf - %100 Eşen Kili Kompaksiyon Eğrisi

Kilin kompaksiyon özelliklerine volkanik tüfün etkisinin belirlenmesi amacıyla volkanik tüf kile ağırlık oranlarında karıştırılarak standart kompaksiyon deneyleri tekrarlanmıştır. %2, %5, %10 ve %15 volkanik tüf katkılı kompaksiyon eğrileri Şekil 3'de %20, %25, %30 ve %35 volkanik tüf katkılı kompaksiyon eğrileri Şekil 4'de verilmiştir.



Şekil 3. %2 - %5 - %10 - %15 Volkanik Tüf Katkılı Kompaksiyon Eğrisi



Şekil 4. %20 - %25 - %30 - %35 Volkanik Tüf Katkılı Kompaksiyon Eğrisi

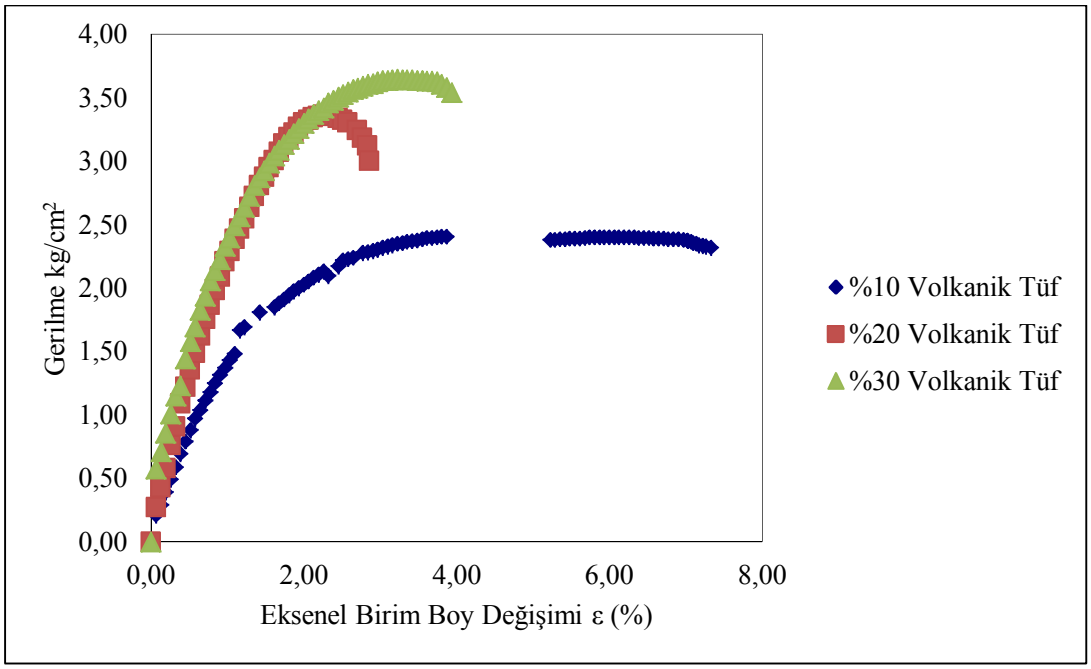
Volkanik tüfün kilin kıvam limitlerine olan etkisinin belirlenmesi için aynı oranlarda karıştırılarak kıvam limiti deneyleri yapılmıştır. Kompaksiyon deney şartlarında sıkıştırılarak hazırlanmış numuneler üzerinde sabit hacimli şişme deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerde zemin numunesinin hacim değiştirmesi engellenecek şekilde sürekli yükleme yapılmıştır. Deney sonuçları Tablo 3'de verilmiştir.

Tablo 3. Kıvam Limitleri, Kompaksiyon ve Sabit Hacimli Şişme Deney Sonuçları

Numuneler	**Likit Limit (LL) (%)**	**Plastik Limit (PL) (%)**	**Plastisite İndisi (PI) (%)**	**γkmax (gr/cm^3)**	**Wopt (%)**	**Sabit Hacimli Şişme (kg/cm^2)**
% 100 Kil	112	32,5	85,5	1,24	43	1,60
%100Volkanik Tüf	-	-	-	1,63	23	-
%2 Volkanik Tüf+ %98 Kil	108	32,6	68	1,20	38	1,50
%5 Volkanik Tüf+ %95 Kil	100,8	32,8	68	1,16	40	0,69
%10 Volkanik Tüf+ %90 Kil	93,5	35,3	58,2	1,16	46	0,38
%15 Volkanik Tüf+ %85 Kil	88	34,5	53,5	1,28	43	0,33
%20 Volkanik Tüf+ %80 Kil	80,4	32	48,4	1,25	32	0,24
%25 Volkanik Tüf+ %75 Kil	82,5	38	44,5	1,33	36	0,093
%30 Volkanik Tüf+ %70 Kil	84	33,3	50,7	1,28	33	0,089
%35 Volkanik Tüf+ %65 Kil	73,1	28,3	44,8	1,26	33	0,085

Deney sonuçları incelendiğinde volkanik tüf katkısının kilin optimum su muhtevasını, likit limitini, plastik limitini ve plastisite indisini azalttığı görülmektedir.

Ayrıca, %10, %20 ve %30 volkanik tüf katkılı numuneler üzerinde serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Serbest basınç deneylerinden elde edilen serbest basınç mukavemeti-eksenel birim boy değişimi eğrileri Şekil 5'de verilmiştir.



Şekil 5. %10 - %20 - %30 Volkanik Tüf Katkılı Serbest Basınç Deneyleri

Serbest basınç deneylerine göre %10 volkanik tüf katkısı için serbest basınç mukavemeti, qu= 2,4 kg/cm^2, % 20 için qu= 3,4 kg/cm^2, % 30 volkanik tüf için qu= 3,6 kg/cm^2 olarak belirlenmiştir. Kalay (2010), çalışmasında aynı kilin serbest basınç mukavemetinin 1,96 kg/cm^2 olduğunu belirtmiştir. Bu sonuçlar karşılaştırıldığında volkanik tüf katkısının kilin serbest basınç mukavemetini artırdığı görülmüştür.

Birim deformasyon eğrileri karşılaştırıldığında %1'lik deformasyona neden olan gerilme değerinin % 10 katkı için 1,4 kg/cm^2, %20 katkı için 2,3 kg/cm^2, %30 katkı için 2,4 kg/cm^2 olarak belirlenmiştir.

4.SONUÇLAR

Volkanik tüflerin zemin ıslahında kullanılmasının incelendiği çalışmada volkanik tüfün zemin iyileştirme malzemesi olarak kullanılması, zeminin fiziksel ve mühendislik özellikleri üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Çalışmada yüksek plastisiteli kil numunesine %2, %5, %10, %15, %20, %25, %30 ve %35 oranlarında volkanik tüf ilave edilerek kıvam limitleri, standart kompaksiyon, sabit hacimli şişme ve serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Yapılan deneyler neticesinde aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

i. Yüksek plastisiteli kil numunesine ilave edilen volkanik tüf oranının artmasıyla kilin likit limit ve plastisite indisi azalmaktadır.

ii. Standart kompaksiyon deneyleri değerlendirildiğinde ideal katkı oranı %25 olarak belirlenmiştir. Bu katkı oranında maksimum kuru birim hacim ağırlıkta artış, optimum su muhtevasında düşüş gözlenmiştir.

iii. Volkanik tüf katkısının artmasıyla kilin sabit hacimli şişme basıncı değeri 1,60 kg/cm2 civarından 0,085 kg/cm2 mertebesine düşmüştür.

iv. Yüksek plastisiteli Eşen kilinin üzerinde yapılan serbest basınç deneyleri sonucunda bulunan serbest basınç mukavemeti değerleri artan volkanik tüf oranına bağlı olarak artış göstermiştir.,

v. Yapılan deneysel çalışmalardan Manisa Kula yöresi doğal volkanik tüfünün Eşen kiline karıştırılabileceği ideal katkı oranı %20-%30 olarak belirlenmiştir.

5.TEŞEKKÜR

Bu çalışma TÜBİTAK-2209- Üniversite Öğrencileri Yurt İçi / Yurt Dışı Araştırma Projeleri Destekleme Programı tarafından desteklenen projeden üretilmiştir.

KAYNAKLAR

Altmeyer, W.T. (1955), "Discussion of Engineering Properties of Expensive Clays", Proc. ASCE Journal of Soil Mechanics ve Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 531-533

Angın, Z. (1998), "Şişen Zeminlerin Hacim Değiştirme Kapasitelerinin Analizi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Yedinci Ulusal Kongresi, s.216-223, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Arasan, S., ve Arasan, S. (2008), "Stabilize Edilmiş Şişen Zeminlerde Katyon Değişim Kapasitesinin Şişme Basıncı İle Değişimi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onikinci Ulusal Kongresi, s.437-454,Selçuk Üniversitesi, Konya.

Aydın, E. (1999), "A preliminary Investigation of Some Selected Soils Causing Geotechnical Problems on Highways of TRNC", MS Thesis, Eastern Mediterranean University, Civil Engineering Department , TRNC.

Aytekin, S. (2009), "Uçucu Küllerinin Killi Zeminlerin Islahında Kullanımı" Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı, Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Adana

Chen, F. H. (1988), "Foundations on Expansive Soils" ,Development in Geotechnical Engineering, No. 12 , Elsevier , Amsterdam, 280 pp.

Keskin, S. N. , Çimen, Ö. ve Yıldırım, H. (1998), "Zeminlerde Emme ve Şişme Özellikleri ile Elektriksel Çift Tabaka ve Mineralojik Yapı Arasındaki İlişki", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Yedinci Ulusal Kongresi, s.164-169, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Jones, D. E. J., ve Holtz, W. G, (1973), "Expansive Soils – The Hidden Disaster" , Civil Engineering, Aug. , Vol.43 , Nov. 8.

Nelson, J. D. ve Miller ,D. J. , (1992), "Expansive Soils :Problems ve Practice in Foundation ve Pavement Engineering" , John Wiley ve Sons , Inc, pp.259.

Tosun, H., ve Türköz, M. (2000), "Şişen Killerin Sönmüş Kireç Katkısı İle Stabilizasyonu", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi, s.193-201, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Tuncan, A., Güney, Y. , Çetin, M., ve Tuncan, M. (2004), "Islanma/Kuruma Çevrimlerinin Kireç İle Stabilize Edilmiş Şişen Zeminler Üzerindeki Etkileri", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onuncu Ulusal Kongresi, s.237-244, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Uygar, E. (1999), "An Investigation on Internal Erosion Characteristics of Various Earth Dams in Turkish Republic of Northern Cyprus" , MS Thesis, Eastern Mediterranean University, Civil Engineering Department , TRNC.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

NORMALLEŞTİRİLMİŞ PENETRASYON ORANININ VE SİLTİN KONİ PENETRASYON DİRENCİNE ETKİSİ

EFFECTS OF NORMALIZED PENETRATION RATIO AND SILTS ON CONE PENETRATION RESISTANCE

Nurhan ECEMİŞ[1] **Mustafa KARAMAN[2]**

ABSTRACT

Turkey has many regions in an earthquake zone. It is required to know the soil structures and mechanical properties of the soil in these areas, due to a rapid increase in urbanization and industrialisation at these regions. In this scope, many mechanical properties of soil along the depth can be found with the aid of data obtained by cone penetration test (CPT) which is the most comprehensive and widely used test in the field. The pore water pressure and cone penetration resistance obtained throughout the soil profile change depending on cone penetration velocity (v), cone diameter (d) and coefficient of consolidation (c_h) of the soil. In this research, we determined the effects of normalized penetration ratio ($V=vd/c_h$) on cone penetration resistance and pore water pressure by using the field test results. Consequently, the relation between silt content and coefficient of consolidation has been examined for different equivalent relative density ranges. The coefficient of consolidation values has been determined for drained, partially drained and undrained conditions of the soil.

Key Words: Coefficient of Consolidation, Normalized Penetration Rate, Cone Penetration Resistance, Silty Sand, Piezocone Penetration Test, Hydraulic Conductivity Test.

ÖZET

Türkiye deprem kuşağında olan bir çok bölgeye sahiptir. Bu bölgelerde yerleşmenin ve sanayileşmenin hızla artması, mevcut bölgelerin zemin yapılarının ve mekanik özelliklerinin iyi bilinmesi gerekliliğini doğurmuştur. Bu kapsamda, arazi deneylerinin en kapsamlı ve yaygın olanı koni penetrasyon deneyinden (CPT) elde edilen verilerden derinlik boyunca zeminin birçok mekanik özelliğine ulaşılabilir. Zemin profili boyunca elde edilen koni penetrasyon direnci ve boşluk suyu basıncı, koninin penetrasyon hızına (v), çapına (d) ve zeminin konsolidasyon katsayısına (c_h) bağlı olarak değişir. Bu çalışmada arazi deney sonuçlarından elde edilen veriler kullanılarak; normalleştirilmiş penetrasyon oranının ($V=vd/c_h$) koni penetrasyon direnci ve boşluk suyu basıncının üzerindeki etkisi incelenmiştir. Sonuç olarak zemindeki silt oranının konsolidasyon katsayısı ile olan bağıntısı farklı eşdeğer relatif sıkılık aralıkları için bulunmuştur. Zeminin

[1] Yrd. Doç. Dr., İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, nurhanecemis@iyte.edu.tr.
[2] Arş. Gör., İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, mustafakaraman@iyte.edu.tr.

kısmi drenajlı, drenajlı ve drenajsız durumlardaki konsolidasyon katsayısındaki değişimine bakılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Konsolidasyon Katsayısı, Normalleştirilmiş Penetrasyon Oranı, Koni Penetrasyon Direnci, Siltli Kum, Piezokonik Penetrasyon Deneyi, Hidrolik İletkenlik Deneyi.

1. GİRİŞ

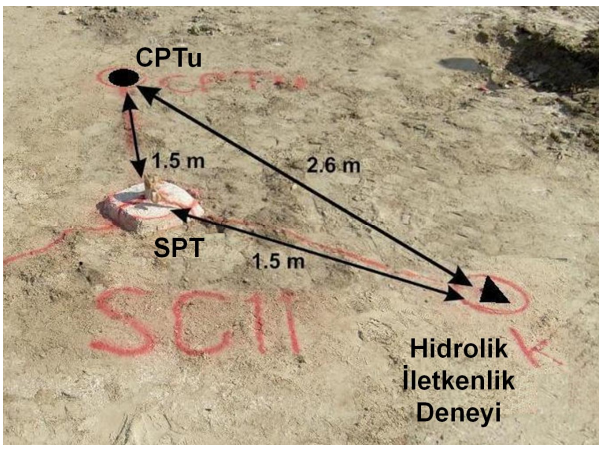
Temiz kum ve siltli kum karışımları, aynı boşluk oranlarında karşılaştırıldığında farklı mekanik özellikler göstermektedir (Thevanayagam vd. 2000). Bu zemin tanelerinin birbirleri ile olan temas yüzeylerinin farklı olmasından kaynaklanmaktadır. Temiz kum ve siltli kumun mekanik özellikleri ancak eşdeğer boşluk oranı ya da eşdeğer relatif sıkılık değerleri ile karşılaştırıldıklarında benzer özellikler gösterir (Thevanayagam vd. 2000). Thevanayagam ve Ecemiş (2008)'in çalışmalarına göre ince dane muhtevası zeminin hidrolik iletkenliğini, sıkışabilirliğini ve konsolidasyon katsayısını etkilemektedir. Bu da CPT konisi etrafında oluşan fazla boşluk suyu basıncını ve penetrasyon direncini etkiler. Bu çalışmada, koni penetrasyon direncinin ve boşluk suyu basıncının konsolidasyon katsayısı ile ilişkisinin belirlenmesi için 20 farklı noktada bir seri arazi deneyleri gerçekleştirilmiştir. İzmir'de siltli kum içerdiği bilinen farklı noktalarda ve derinliklerde piezokonik penetrasyon deneyi, hidrolik iletkenlik deneyi, standart penetrasyon deneyi ve bu noktalardan alınan numuneler ile zemin tanımlama laboratuar deneyleri yapılmıştır.

Elde edilen veriler kullanılarak, ilk olarak konsolidasyon katsayısının farklı eşdeğer relatif sıkılıklar için ince dane muhtevası ile değişimine bakılmıştır. Zeminin silt muhtevasının artmasının, konsolidasyon katsayısının azalmasında etkili olduğu görülmüştür. Konsolidasyon katsayısının azalmasında silt muhtevası etkisi çok sıkı ve orta sıkı siltli kumlarda yüksek iken, gevşek siltli kumlarda ise bu etkinin az olduğu tespit edilmiştir. İkinci olarak, farklı eşdeğer relatif sıkılık değerlerinde, koni penetrasyon direnci ve fazla boşluk suyu basıncı değerlerinin normalleştirilmiş penetrasyon oranı ($V=vd/c_h$) ile ilişkisine bakılmıştır. Randolph ve Hope (2004) tarafından geliştirilen normalleştirilmiş penetrasyon oranı, konsolidasyon katsayısı (c_h), koni pentrasyon hızı (v) ve koni çapına (d) bağlı olarak değişen boyutsuz bir parametredir. Bu çalışmada, normalleştirilmiş penetrasyon oranındaki değişim sadece zeminin konsolidasyon katsayısındaki değişimden kaynaklanmaktadır. Koni penetrasyon hızı ve koni çapı sabit tutulmuştur. Sonuç olarak zeminin kısmi drenajlı, drenajlı ve drenajsız durumlardaki konsolidasyon katsayısındaki değişim belirlenmiştir. Koni penetrasyon direncinin ve boşluk suyu basıncının konsolidasyon katsayısına bağlı değişimi, farklı relatif sıkılık aralıkları için ortaya konmuş, değişimleri üzerindeki etkileri sunulmuştur.

2. ARAZİ DENEYLERİ

Yoğunluklu olarak siltli kum zemin profiline sahip olduğu bilinen İzmir ili Çiğli ilçesinde 20 farklı noktada arazi deneyleri yapılmıştır. Bu deneyler sırasıyla standart penetrasyon deneyleri (SPT), piezokonik penetrasyon deneyleri (CPTu) ve hidrolik iletkenlik deneyleridir. Her çalışma noktasında piezokonik penetrasyon ve hidrolik iletkenlik

deneyleri SPT deneyinden 1.5m uzakta olacak şekilde, ortalama 15m derinliğe kadar gerçekleştirilmiştir. Şekil 1'de tek bir noktada yapılan deneyler gösterilmektedir. Açılan sondaj kuyularına yer altı su seviyesi ölçümü yapılmış ve laboratuarda temel zemin özelliklerinin belirlenmesi amacıyla zemin numuneleri toplanmıştır.



Şekil 1. Arazide SPT, CPTu ve hidrolik iletkenlik deneyi konumları

2.1. SPT ve Numune Alımı:

Her bir çalışma noktasında açılan sondaj kuyularında, 15m derinliğe kadar 1.5m derinlikte bir standard penetrasyon deneyi (SPT) yapılmıştır. Kuyu boyunca numune çıkarıcı ile alınan numuneler ve deneyde SPT kaşığında kalan numuneler örselenmiş halde toplanmıştır. Bu numuneler üzerinde zemin mekaniği laboratuarında elek analizi (ASTM D6913-04), Atterberg limit (ASTM D4318), özgül ağırlık (ASTM D854-02), en yüksek ve en düşük boşluk oranları (ASTM D4253-D4254) deneyleri yapılmıştır. Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine (USCS) göre zemin numuneleri tanımlanmıştır. Elde edilen bulgular ile zeminin boşluk oranı belirlenmiştir. Ayrıca açılan her sondaj kuyusunda düzenli olarak ölçülen yer altı su seviyesi ortalamasının yaklaşık 1.5m olduğu tespit edilmiştir.

2.2. Piezokonik Penetrasyon Deneyi (CPTu):

Bu çalışmada yapılan piezokonik penetrasyon deneyinde (CPTu) kablosuz (wireless) düzenek kullanılmıştır. Bu düzenekte zemindeki koni takımına bağlanan kaynak tarafından oluşturulan radyo dalgaları, koni tij takımının yeryüzündeki ucunda bulunan mikrofon tarafından algılanarak veri toplama sistemine iletilir. Mikrofona gelen bu radyo dalgaları zemin verilerinin kablo yardımı olmadan alınmasını sağlar. ASTM D3441 standartlarına uygun olarak 60° tepe açılı, 3.57cm çaplı ($10cm^2$ yüzey alanlı) koni kullanılmıştır ve koni penetrasyonu 2cm/sn sabit hızla gerçekleştirilmiştir. Piezokonik penetrasyon deneyi (CPTu) deneyinden elde edilen uç direnci (q_c), yanal sürtünme (f_s) ve boşluk suyu basıncı (u_2) değerleri derinlik boyunca her 1cm penetrasyon için kaydedilmiştir. Koni uç direncinin aşağıdaki bağıntı ile düzenlenmesi sonucunda normalleştirilmiş uç direnci (q_{c1N}) elde edilmiştir (Youd ve Idriss 2001);

$$q_{c1N} = \frac{q_{c1}}{P_a} = C_q \left(\frac{q_c}{P_a} \right) \qquad (1)$$

$$C_q = \left(\frac{P_a}{\sigma_{vo}'} \right)^n \tag{2}$$

Burada C_q koni penetrasyon direnci düzeltme faktörü, $\sigma_{vo}^{'}$ düşey efektif gerilme, P_a $\sigma_{vo}^{'}$ ile aynı birimde 1 atm basınç değeri, n zemin sınıfına göre değişen katsayı (temiz kum ve siltli kumlarda 0.5–1.0 arasında değişir). Düşük düşey yüklerden dolayı sığ derinliklerde C_q değeri çok yüksek olduğundan, C_q değerinin 1.7'den büyük olduğu durumlarda hesaplanan C_q değeri alınmaz ve C_q=1.7 kabul edilir (Olsen 1997).

2.3. Hidrolik İletkenlik Deneyi:

Arazide hidrolik iletkenlik deneyi silt oranının yüksek olduğu bilinen yerlerde yaklaşık her 1m derinlikte ölçüm alınarak yapılmış ortalama 15m derinliğe kadar sürdürülmüştür. Filitreli koni ucu ölçüm alınacak derinliğe kadar indirilmiş ve o derinlikte zemine su verilmiştir. Deney verilen suyun akış hızının belirlenmesi prensibine dayalıdır (Lee vd. 2008). Hidrolik iletkenlik (k) Darcy kanunu ile su seviyesi düşmesi (Δh) ve debiden yararlanılarak bulunmuştur;

$$k = \frac{Q}{4\pi \Delta h \sqrt{\frac{al}{2}}} \tag{3}$$

Burada a küresel püskürtme bölmesinin yarıçapı (1.78cm), l püskürtme bölmesinin uzunluğu (4.5cm) ve Q deney sırasında çıkış yapan suyun debisidir. Konsolidasyon katsayısının bulunması için aşağıdaki eşitlik kullanılmıştır;

$$c_h = \frac{k_h M}{\gamma_w} \tag{4}$$

Burada γ_w suyun birim hacim ağırlığı, k_h arazide hidrolik iletkenlik deneyi ile bulunan geçirimlilik katsayısı ve M, 1-D sıkışma modülüdür. M değeri her bir derinlikteki zemin için CPTu testleri sonucunda Robertson (2009) tarafından önerilen bağıntı kullanılarak belirlenmiştir;

$$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{vo}) \tag{5}$$

$I_c > 2.2$ ise, $q_{c1N} < 14$ iken; $\alpha_M = q_{c1N}$, $q_{c1N} > 14$ iken; $\alpha_M = 14$
$I_c < 2.2$ ise, $\alpha_M = 0.03\ [10^{(0.55 I_c + 1.68)}]$

Burada $I_c=[(3.47 - \log_{10} q_{c1N})^2 b + (\log_{10} F + 1.22)^2]^{0.5}$ zemin tipi indisi (Robertson ve Wride, 1998).

3. KONSOLİDASYON KATSAYISININ EŞDEĞER BOŞLUK ORANI İLE DEĞİŞİMİ

Zeminlerin mekanik özellikleri daneler arası temas yoğunluğuna bağlıdır (Thevanayagam vd., 2000). Temiz kumlar için relatif sıkılık (D_r) ve boşluk oranı (e) zemin danelerinin

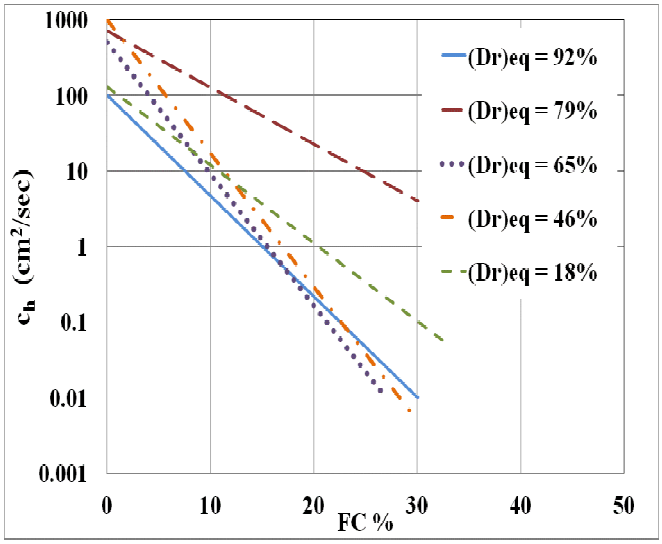
temas indeksleri olarak kabul edilebilir. Ancak siltli zeminlerde, D_r ve e'nin temas indeksi olarak kabul edilmesi uygun değildir. Silt danelerinin ikincil etkisini göz önüne alarak Thevanayagam vd. (2000) ince dane muhtevasının (%FC) eşik ince dane muhtevasından ($FC_{th} \cong$%30) az olduğu durumlar için aşağıda verilen temas yoğunluk indeksini önermiştir:

$$(e_c)_{eq} = \frac{e+(1-b)f_c}{1-(1-b)f_c} \quad \text{.....} \quad FC \leq \%25 \qquad (6)$$

Burada $(e_c)_{eq}$=eşdeğer daneler arası boşluk oranı, b=ince daneler için katkı faktörü ($0 \leq b \leq 1$), e=global boşluk oranı ve f_c=FC/100. Aynı temas yoğunluk indeksine sahip kum ve kum-silt karışımlarının benzer mekanik özellikler gösterdiği bilinmektedir. Ayrıca bulunan eşdeğer boşluk oranı $(e)_{eq}$ aşağıdaki bağıntı yardımı ile eşdeğer relatif sıkılığa $(D_r)_{eq}$ dönüştürülmüştür (Thevanayagam vd., 2000).

$$(D_r)_{eq} = \frac{e_{max} - (e_c)_{eq}}{e_{max} - e_{min}} \times 100 \qquad (7)$$

Burada, e_{max} ve e_{min} değerleri laboratuar deneyleri ile bulunan en büyük ve en küçük boşluk oranı değerleridir.



Şekil 2. Farklı ortalama eşdeğer sıkılık değerlerinde konsolidasyon katsayısının ince dane oranlarına göre değişimi.

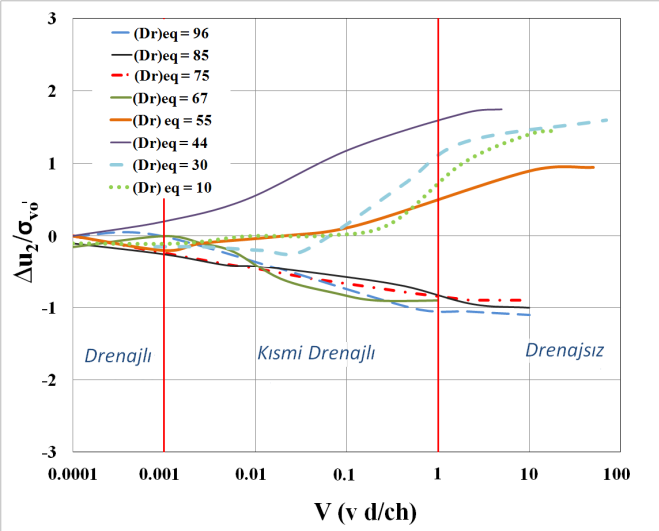
Şekil 2'de ince dane oranı yaklaşık %35'den az olan zeminlerde silt muhtevasının konsolidasyon katsayısına etkisi farklı eşdeğer relatif sıkılık oranlarında verilmiştir. Şekilde verilen her bir çizgi farklı ortalama eşdeğer relatif sıkılık değerini ifade etmektedir. Buna göre $(D_r)_{eq}$'un ortalama %92 olduğu değerde, ince dane muhtevasının artışının, konsolidasyon katsayısının azalmasında etkili olduğu görülmüştür. Bu etkinin ortalama $(D_r)_{eq}$=%65 ve $(D_r)_{eq}$=%46 değerleri için en yüksek olduğu, $(D_r)_{eq}$=%18 aralığı için ise düşük olduğu görülebilir. Ayrıca $(D_r)_{eq}$'un ortalama %79 değerinde, ince dane muhtevasındaki artışın c_h azalmasında en az etkili olduğu görülmektedir. Dolayısıyla, silt oranı arttıkça konsolidasyon katsayısı azalmaktadır. Ancak eşdeğer relatif sıkılık ile konsolidasyon katsayısı arasında uygun bir bağıntı elde edilememiştir.

4. BOŞLUK SUYU BASINCININ & KONİ PENETRASYON DİRENCİNİN KONSOLİDASYON KATSAYISI İLE DEĞİŞİMİ

Yukarıda verildiği üzere ince dane muhtevası zeminin konsolidasyon katsayısını etkilemektedir. Bu da CPT konisi etrafında oluşan fazla boşluk suyu basıncını ve penetrasyon direncini etkiler. Bu çalışmada boşluk suyu basıncınının ve koni penetrasyon direncininin konsolidasyon katsayısına ile değişimine bakılmıştır. Bunun için zeminin konsolidasyon katsayısının, CPT penetrasyon hızının ve koni çapının bir fonksiyonu olarak geliştirilen normalleştirilmiş penetrasyon oranı (V) kullanılmıştır. Normalleştirilmiş penetrasyon oranı aşağıdaki gibi ifade edilmiştir (Randolph ve Hope 2004, Chung vd. 2006, Schneider vd. 2007, Kim vd. 2008):

$$V = \frac{v\,d}{c_h} \tag{8}$$

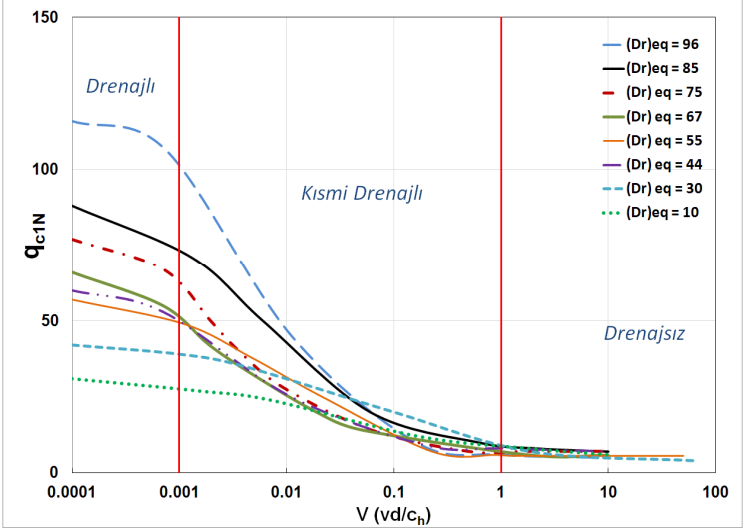
Burada v koni penetrasyon hızı, d koni çapı ve c_h konsolidasyon katsayısıdır. V değeri sadece zemin profili boyunca konsolidasyon katsayısındaki farklılıklardan dolayı değişmektedir. Koni hızında ve koni çapında bir değişim yapılmamıştır. Koni hızı derinlik boyunca 2cm/sn ve koni çapı 3.57cm'dir.



Şekil 3. Farklı eşdeğer relatif sıkılık değerlerinde, aşırı boşluk suyu basıncı değerlerinin normalleştirilmiş penetrasyon oranına göre değişimi.

Şekil 3'de farklı eşdeğer relatif sıkılık oranlarında, normalleştirilmiş fazla boşluk suyu basıncı değerlerinin ($\Delta u_2/\sigma_{vo}$') normalleştirilmiş penetrasyon oranına göre değişimi verilmiştir. Normalleştirilmiş pentrasyon oranı 10^{-4} ile 100 aralığında değişmektedir. Elde edilen verilere göre yaklaşık $(D_r)_{eq}$ > % 60 değerinde boşluk suyu basıncı negatif değer verirken, $(D_r)_{eq}$ < % 60 eşdeğer relatif sıkılıkta yani gevşek kum ve siltli kumlarda V değerinin artması ile koni ucundaki aşırı boşluk suyu basıncı değeri de pozitif yönde artmaktadır. Gevşek kum ve siltli kumlarda, yaklaşık V=1-10 değerlerinden sonra drenajsız penetrasyon özelliği gözlemlenen grafiklerde en yüksek boşluk suyu basıncı değerlerine ulaşılmış ve V artışına göre boşluk suyu basıncı artışında azalma gözlemlenmiştir. Aynı şekilde V=0.0001-0.001 aralığında boşluk suyu basıncı değeri çok küçük ve V değişiminden az etkilenen sabit bir eğilim gösterdiği belirlenmiştir. Sıkı zeminlerde ise, V artışına göre boşluk suyu basıncı değerinde azalma oluşmuştur. V değerinin 0.001 den

küçük olduğu durumlarda drenajlı koşuldadır ve $\Delta u_2/\sigma_{vo}$' değeri küçük bir değerdir. V değerinin artışına bağlı olarak boşluk suyu basıncının negatif değerlerde azaldığı bulunmuştur. Drenajsız koşulda (V>1-10) ise boşluk suyu basıncı değerinin V değişiminden etkilenmediği ortaya konulmuştur.



Şekil 4. Farklı eşdeğer relatif sıkılık değerlerinde, koni penetrasyon direncinin normalleştirilmiş penetrasyon oranına göre değişimi.

Koni penetrasyon direncinin normalleştirilmiş penetrasyon oranına göre değişimi Şekil 4'de farklı eşdeğer relatif sıkılık oranları için verilmiştir. Her bir eğri farklı relatif sıkılık değerlerini göstermektedir. Elde edilen bulgulara göre koni penetrasyon oranının V=0.001 ile 1 değerleri arasında kısmi drenajlı koşullar altında olduğu ve V değerinin artışına bağlı olarak normalleştirilmiş uç direnci değerinin hızlı azalma gösterdiği gözlemlenmiştir. V=0.001 den küçük değerler için drenajlı koşulda olduğu ve V değerinin artışına göre normalleştirilmiş uç direnci değerindeki azalmanın kısmi drenaj koşulundaki azalmadan daha az olduğu görülmüştür. Ayrıca V'nin 1'den büyük değerleri için drenajsız penetrasyon özelliği gösterdiği, normalleştirilmiş uç direnci değerinin çok küçüldüğü ve V değeri artışından etkilenmeyerek sabitleştiği tespit edilmiştir.

5.SONUÇLAR

Bu çalışmada İzmir ili Çiğli ilçesinde 20 farklı noktada piezokonik penetrasyon, hidrolik iletkenlik ve standart penetrasyon deneyleri yapılmıştır. Standart penetrasyon deneyinde açılan sondaj kuyusundan derinlik boyunca numuneler toplanarak, zemin tanımlama laboratuar deneyleri yapılmıştır. Yapılan bu deneyler sonucunda farklı relatif sıkılıklarda konsolidasyon katsayısının silt muhtevası ile değişimi incelenmiştir. Silt muhtevasındaki artışın çok sıkı ve orta sıkı siltli kumlarda konsolidasyon katsayısı azalmasında etkili olduğu, bu etkinin gevşek siltli kumlarda ise daha düşük olduğu tespit edilmiştir. Deneylerde elde edilen veriler kullanılarak aynı zamanda koni ucundaki aşırı boşluk suyu basıncının ve normalleştirilmiş koni penetrasyon direncinin normalleştirilmiş penetrasyon oranına bağlı olarak değişimine bakılmıştır. Normalleştirilmiş penetrasyon oranı ($V=vd/c_h$), penetrasyon hızına, koni çapına ve konsolidasyon katsayısına bağlı olarak değişen boyutsuz bir parametredir. Bu çalışmada V değeri sadece zemin profili boyunca konsolidasyon katsayısındaki farklılıklardan dolayı değişmektedir. Farklı eşdeğer relatif sıkılık oranları için boşluk suyu basıncı ve normalleştirilmiş penetrasyon oranı zeminin

drenajlı kısımdan kısmi drenajlı kısma geçiş için V değeri tespit edilmiştir. Buna göre normalleştirilmiş penetrasyon oranının V = 10^{-3} değerlerinden daha küçük değerlerde drenajlı, V= 10^{-3}-1 aralığında kısmi drenajlı ve V= 1 değerinden büyük değerler için de drenajsız özellik gösterdiği ortaya konulmuştur.

KAYNAKLAR

ASTM D3441-05- Standard Test Methods for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil.

ASTM D2216-10- Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock By Mass.

ASTM D6913-04- Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis

ASTM D4318-Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index.

ASTM D854-02 Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil by Water Pycnometer

ASTM D4253/54- Standard Test Methods for Minimum and Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table and Calculation of Relative Density

Chung, S. F., Randolph, M. F., and Schneider, J. A. (2006). "Effect of penetration rate on penetrometer resistance in clay." J. Geotech. Geoen. Eng., 132(9), 1188–1196.

Kim, K., Prezzi, M., Salgado, R., and Lee, W. (2008). "Effect of penetration rate on cone penetration resistance in saturated clayey soils." J. Geotech. Geoen. Eng., 134(8), 1142–1153.

Lee, D. S., Elsworth, D., Hryciw, R., (2008), Hydraulic conductivity measurement from On-the-Fly uCPT Sounding and from VicCPT., J.Geotech. and Geoen. Eng. pp. 1720-1729.

Olsen, R. S., (1997), Cyclic liquefaction based on the cone penetrometer test Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils: Tech. Rep. NCEER-97-0022, State University of New York at Buffalo, 225-276.

Randolph, M. F., and Hope, S. (2004). "Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressures." Proc., IS Osaka-Engineering Practice Performance Soft Deposits, Osaka, Japan, 147–152.

Robertson, P. K., (2009), CPT interpretation – a unified approach, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 46, pp. 1-19.

Robertson, P. K., (1998), Wride, C. E., Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test., "Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35(3), pp. 442-459.

Schneider, J. A., Lehane, B. M., and Schnaid, F. (2007). "Velocity effects on piezocone tests in normally and overconsolidated clays." Int. J. Phys. Model. Geotech., 7(2).

Youd, T. L., Idriss I. M., (2001), Liquefaction Resistance Of Soil: Summary Report From the 1996NCEER and 1998NCEER/NSF Workshops on Evulation of Liquefaction Resistance of Soils, Journal of Geo.and Geoenv.Engineering, Vol.127(4),297-313.

Thevanayagam, S., Liang, J. and Shenthan, T., (2000), Contact index and liquefaction potential analysis of silty and gravely soils" Proc. 14th ASCE Engineering Mechanics Conference, Austin, TX.

Thevanayagam, S., Ecemis, N., (2008) "Effects of permeability on liquefaction resistance and cone resistance" Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV, ASCE.

5. *Geoteknik* Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

DERİN KAZI İKSA PROJELERİNDE KALİTE KONTROL AMAÇLI ENSTRÜMANTASYON UYGULAMALARI - VAKA ANALİZİ

INSTRUMENTATION APPLICATIONS IN TERMS OF A QUALITY CONTROL MEASURE IN DEEP EXCAVATION PROJECTS – A CASE STUDY

Ramazan YILDIZ[1] **Şahin Çağlar TUNA**[2] **Ramazan BİLGİLİ** [3]

ABSTRACT

Geotechnical engineering deals with soils and their probable engineering properties with which design and application procedures were followed. While the parameters which will be used in design are based on laboratory and field experimentations, and engineering judgement plays a vital role in evaluation phase of the possible engineering parameters. This engineering judgement generally involves a factor of safety based design with possible bounds and limitations. Therefore, careful examination in the application phase of these geotechnical projects are very important and informative. This study shows an instrumentation project which was followed in the project and the related steps are documented.

KEY WORDS: Engineering Judgement, Geotechnical Projects, Instrumentation

ÖZET

Tasarım aşamasında kullanılacak parametre seçimleri laboratuvar ve arazi deneylerine dayanmakla beraber, tüm çalışmaların toparlanması ve değerlendirilmesi aşamasında mühendislik önyargısı önemli bir rol oynamaktadır. Bu mühendislik ön yargısı güvenlik faktörü temelli tasarımlarda, muhtemel limitler ve çerçeve içerisinde tasarıma olanak sağlamaktadır. Dolayısı ile, geoteknik projelerin uygulanması aşamasında dikkatli bir şekilde değerlendirilmesi çok önemli ve bilgilendiricidir. Bu çalışmada, bir enstrümantasyon projesi ile ilgili bilgi verilmekte ve yapılan çalışmalar anlatılmaktadır.

ANAHTAR KELİMELER: Mühendislik Önyargısı, Geoteknik Proje, Enstrümantasyon

[1] İnşaat Müh., EGEZEMİN İNŞ., ryildiz@egezemin.com
[2] İnşaat Y.Müh., EGEZEMİN İNŞ., sctuna@egezemin.com
[3] Jeoloji Müh., EGEZEMİN İNŞ., rbilgili@egezemin.com

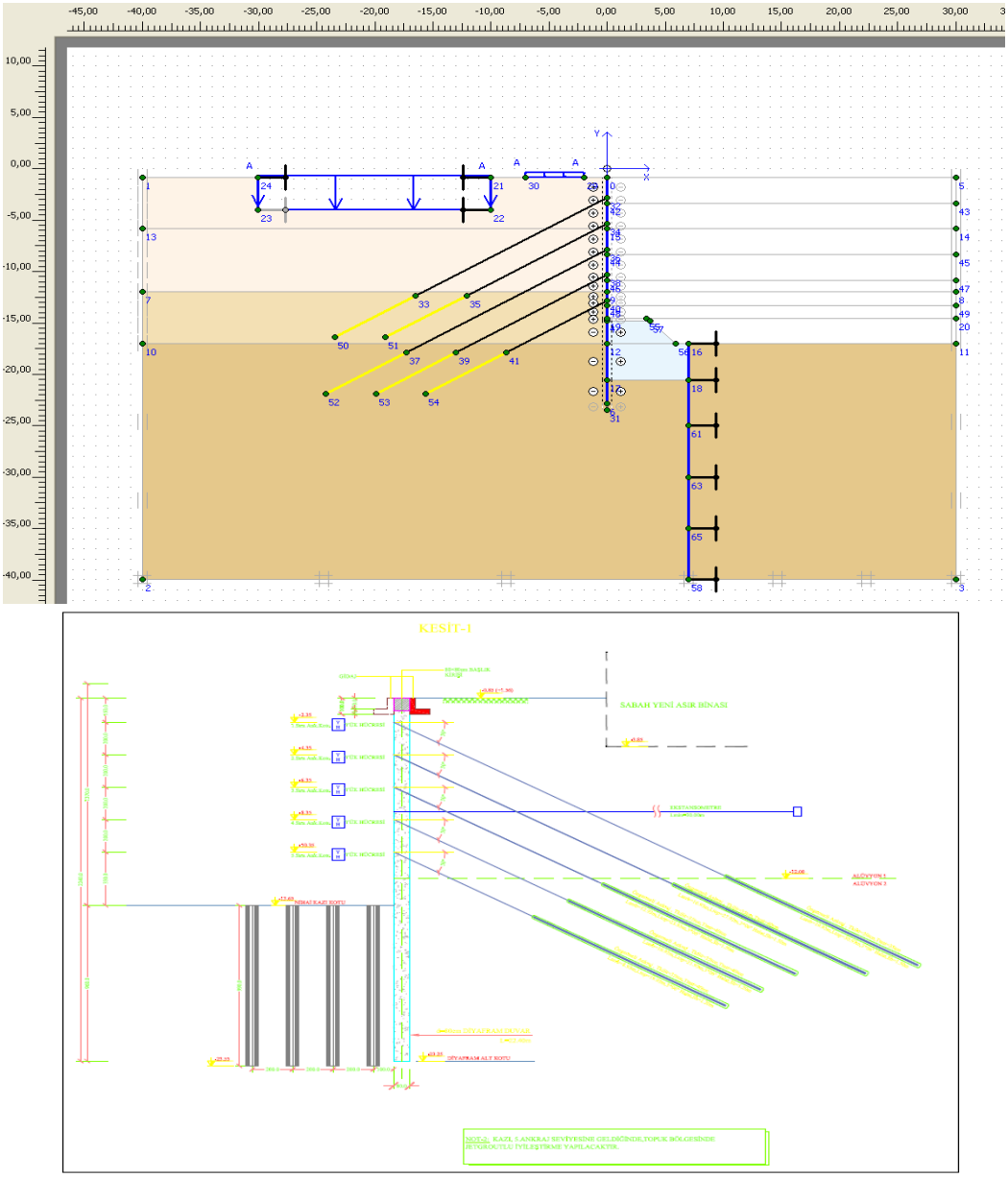
1. GİRİŞ

Özellikle büyük projelerde ve şehir içi yapılaşmanın görüldüğü merkezlerde yapılan derin kazı iksa uygulamalarında imalatların kalite kontrolü önem arzetmektedir. Bu makale kapsamında, iksa elemanlarına tesis edilen çeşitli kalite kontrol enstrümantasyonlarının (İnklinometre, Ekstansometre, Yük Hücresi, Tiltmetre) uygulamaları, okumaları ve proje üzerinde yaptıkları katkılar üzerinde durulacaktır.

2. PROJE HAKKINDA BİLGİLER

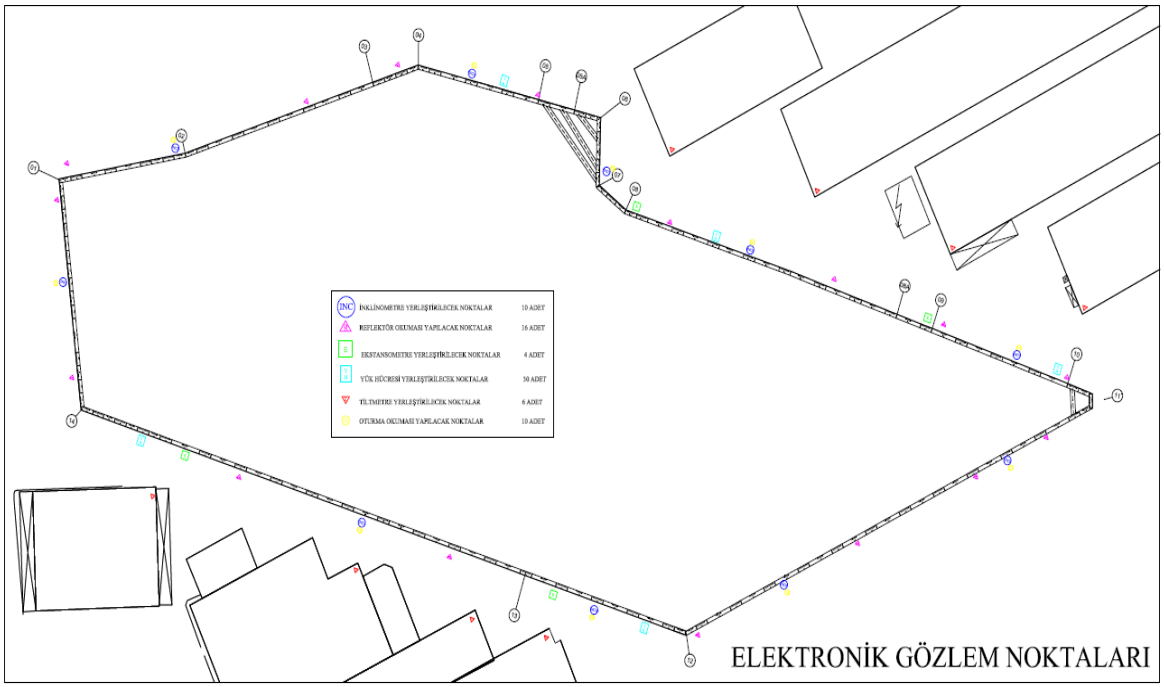
Bu makale kapsamında, İzmir ili Bayraklı İlçesi içinde yapılan örnek bir çalışma anlatılmış, deney sonuçları paylaşılmıştır. Söz konusu proje yaklaşık 18.500 m2 alanda yapılmaktadır. 3 bodrum kattan oluşan proje temel altı kazı kotu yaklaşık -13,00 metre olarak verilmiştir. Proje konum itibari ile denize çok yakın olup, yeraltı su seviyesi -1,5 metre olarak bildirilmiştir. Saha zemin koşulları, yapılan zemin etüt raporu kapsamındaki 15 adet sondaj ile belirlenmiş ve hakim zemin sınıfı killi ve yer yer kum-silt bant geçişlerinden oluşan alüvyonel bir tabakada belirlenmiştir ve dizayn parametreleri mevcut literatür ve laboratuvar çalışmalarına paralel olarak belirlemiştir (Bowles, 1982).

Geoteknik proje müellifi tarafından yapılacak kazının iksa güvenlik sistemi 80 cm kalınlıkta ve yaklaşık 24,00 metre yükseklikte diyafram duvarlı ve 5 sıra öngermeli geçici ankrajlı olarak modellenmiştir. Proje kapsamında iksa sistemi tahkiki amaçlı olarak Plaxis sonlu elemanlar modeli ile çalışılmış ve sistem deformasyonları, kesit tesirleri belirlenmiştir (Şekil-1). Yapılan analizler sonucunda beklenilen yanal deplasmanlar yaklaşık 4-7 cm arasında değişmektedir. Analizler neticesinde uygulama kesit örneği Şekil-1'de verilmiştir.



Şekil-1. Hesap ve Uygulama Kesit Görüntüsü

Söz konusu projenin konumu ve önemi itibari ile çevre yapılara yakın olması ile zengin bir enstrümantasyon gerekliliğini doğurmuştur. Bu kapsamda kullanılan ekipmanların listesi Şekil-3'de verilmiştir. İksa hareketliliğini tespit etmek amacıyla diyafram duvarlarda inklinometre, düşey duvar hareketliliğini tespit etmek amacıyla oturma plakaları ve reflektörler, çevre yapılardaki hareketliliği takip etmek amacıyla tiltmetreler, ankraj tendonlarındaki deplasmanların takibi için çubuk ekstansometreler, ankraj yüklerindeki muhtemel boşalmaların takibi için yük hücreleri tesis edilmiştir.



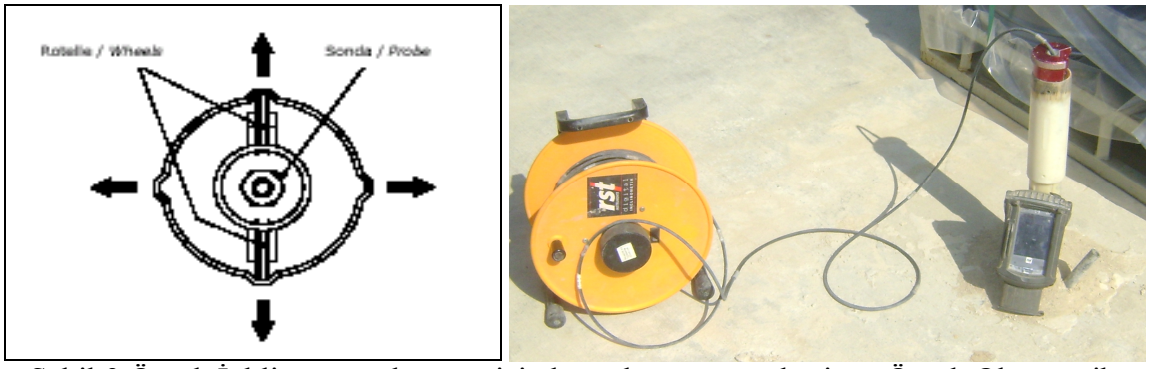
Şekil-2. Örnek enstrümantasyon grubunu gösteren kesit.

3. KALİTE KONTROL ENSTRÜMANTASYON YÖNTEMLERİ

Bu bölümde, proje kapsamında kullanılan ölçüm yöntemleri, basit yapım yöntemleri ve elde edilen sonuçlar paylaşılmıştır.

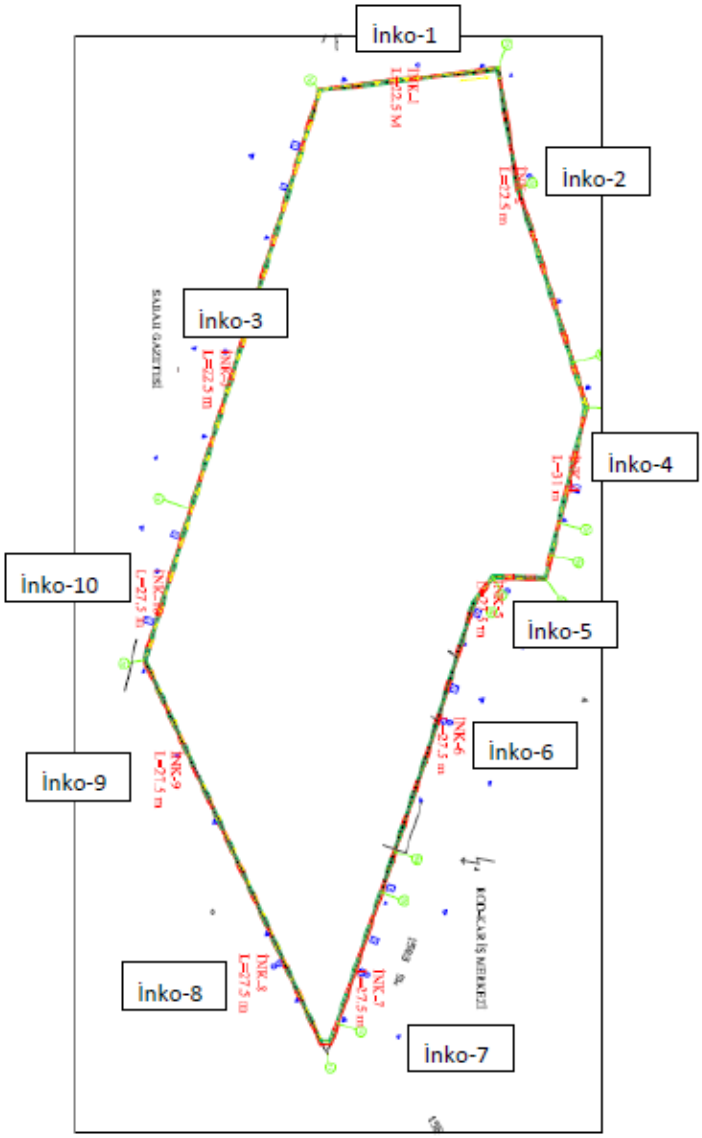
3.1. İnklinometre ile Deplasman Ölçümü

İnklinometre zemin de meydana gelen yatay deplasmanların ölçülmesi heyelanlı alanlarda ve kazı iksalarında sık sık başvurulan bir aletli gözlem yöntemidir. İnklinometre seti bu ölçümün elektronik ve sayısal olarak yapılmasını sağlayan alet takımıdır. (Bkz. Şekil-3).



Şekil-3.Örnek İnklinometre borusu, içinde probu gösteren kesit ve Örnek Okuma cihazı (data-logger tipi).

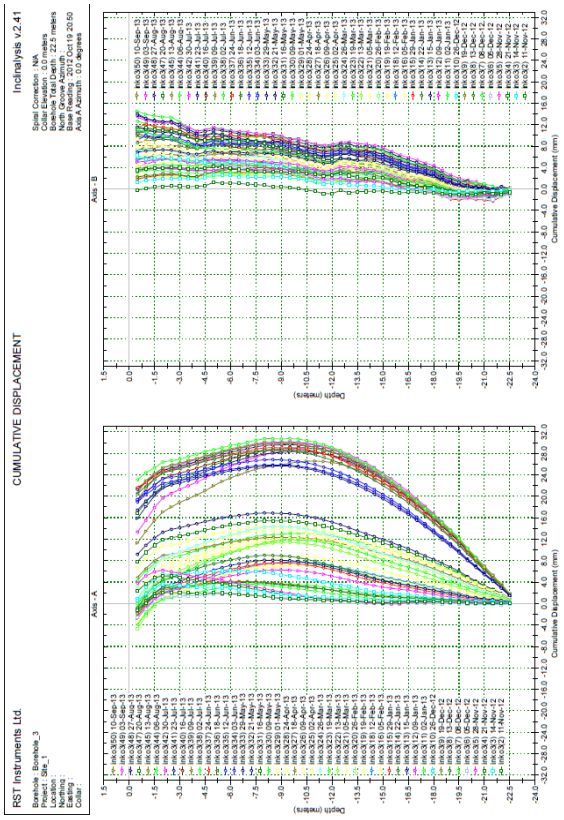
Bu kapsamda proje müellifi tarafından bildirilen ve konumlandırılan enstrümantasyon konumlandırmaları Şekil-4'de verilmiştir.



Şekil-4. Projede yer alan İnklinometre Ölçüm Noktaları

İnklinometreler projede yer alan diyafram duvarların imalatı esnasında projede belirtilen yerler de tesis edilmiştir, akabinde yapılan başlık kirişi imalatı sonrasında tüm inklinometrelere ait sıfır okumaları alınmıştır. Yapılan kazı ve ankraj imalatlarına paralel olarak haftalık raporlar halinde okumalar alınmıştır. Kazı, ankraj germelerine vs. bağlı olarak değişiklikler görülebilmektedir. Yapılan son ölçüme göre gerçekleşen yanal deplasman artışı 2 ile 6 cm aralığında değişmektedir. (Bkz. Tablo-1) Bu mertebeler, proje öncesinde hesaplanan deplasman mertebeleri ile paralellik göstermektedir.

Tablo-1. Örnek İnklinometre Okuması ve Derinlikle Değişim Grafikleri



İNKO NO	İnko 3	
	Max. Deplasman-mm - Derinlik	Kazı Seviye
24.04.2013	(12.40) (-10.00 m)	-10.85
01.05.2013	(14.00) (-10.00 m)	-10.85
09.05.2013	(12.70) (-10.00 m)	-10.85
16.05.2013	(15.00) (-10.00 m)	-10.85
23.05.2013	(16.50) (-10.00 m)	-10.85
29.05.2013	(25.50) (-10.00 m)	-10.85
03.06.2013	(25.50) (-10.00 m)	-10.85
13.06.2013	(26.70) (-9.00 m)	-10.85
18.06.2013	(28.50) (-9.00 m)	-10.85
24.06.2013	(29.20) (-9.00 m)	-10.85
02.07.2013	(30.70) (-9.00 m)	-10.85
09.07.2013	(29.80) (-9.00 m)	-10.85
16.07.2013	(28.50) (-9.00 m)	-10.85
23.07.2013	(29.50) (-9.00 m)	-10.85
30.07.2013	(30.10) (-9.00 m)	-10.85
06.08.2013	(30.30) (-9.00 m)	-10.85
13.08.2013	(30.00) (-9.00 m)	-10.85
20.08.2013	(28.90) (-9.00 m)	-10.85
27.08.2013	(28.10) (-9.00 m)	-10.85
03.09.2013	(29.30) (-11.00 m)	-10.85
10.09.2013	(26.60) (-11.00 m)	-10.85

3.2. Ekstansometre ile Deplasman Ölçümü

Kazı iksalarında ve heyelanlı bölgelerde zeminde meydana gelen hareketlerin belirlenmesi amacı ile daha önceden belirlenmiş ölçüm noktalarında ve seçilmiş derinliklerde, ekstansometre sık sık başvurulan bir aletli gözlem yöntemidir. Ekstansometre seti bu ölçümün elektronik ve sayısal olarak yapılmasını sağlayan alet takımıdır.

Ankrajlarda 10-25 ve 35 m deki hareket için ekstansometreler yerleştirilmiştir. 35 m seviyesinde okunan deplasman değerine göre relatif olarak diğer okumalar değerlendirilmiştir. Ortam sıcaklığı ve diğer önemli faktörler kalibrasyon aşamasında dikkate alınmıştır. Deplasman olacağı kabulü ile ölçülen değerler 35 m deki harekete relatif olarak elde edilmektedir. Tablo 2'de okuma sonuçlarının değerlendirildiği rapor verilmiş, okuma grafiksel gösterimleri Şekil 5'de verilmiştir. (Bkz. Şekil-5) Projede yapılan haftalık ölçüm sonuçlarında ankrajların kafasında 6 mm'lik deplasman gözlenmiştir.

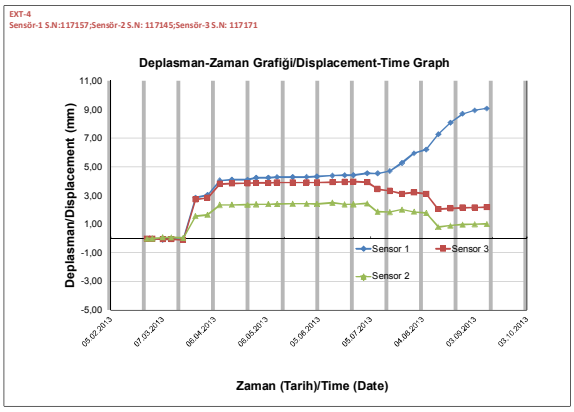
Tablo-2. Örnek Ekstansometre Okuması

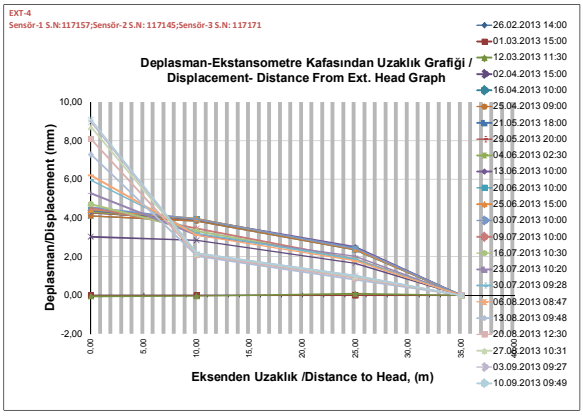
Instrument ID: EKS4-K4-3
Alet Kodu
Area: Kesit-4
Bölge
Location: 3 Kademe (-6,35m)
Lokasyon
KM/Coordinate:
KM/Koordinat

Instrument Type: Ekstansometre (W)
Alet Tipi
Instrument No: EXT - 04
Alet No.

No	Seri No	Markalama	Kalibrasyon Katsayısı	Termal Faktör	Kalibrasyon Sıcaklığı	Kalibrasyon "0" Okuması Digit	Manual Kumpas okuması
S-1	117191	Kırmızı	0,021990 -	0,014	19	3.217,7	
S-2	117178	Siyah	0,022107 -	0,017	19	2.657,3	
S-3	117164	Yeşil	0,021393 -	0,017	18	3.261,4	

Date Tarih	Time Saat	Reading in Digit (F/100)	Temperature/Sıcaklık °C	Sensor 1 35m (mm)	Sensor 1 35m (mm) Zero Offset	ΔD1 Displacement Variation Deplasman Değişimi (mm)	Reading in Digit (F/100)	Temperature/Sıcaklık °C	Sensor 2 25m (mm)	Sensor 2 25m (mm) Zero Offset	ΔD2 Displacement Variation Deplasman Değişimi (mm)	Reading in Digit (F/100)	Temperature/Sıcaklık °C	Sensor 3 10m (mm)	Sensor 3 10m (mm) Zero Offset	ΔD3 Displacement Variation Deplasman Değişimi (mm)	Extensometer Head / Ekstansometre Kafası	Δ3* mm (ΔD1-ΔD3)	Δ2* mm (ΔD1-ΔD2)	Δ1* mm (ΔD1-ΔD1)	Remarks Açıklama
		Sensor1					Sensor2					Sensor3					0,00	10,00	25,00	35,00	
26.02.2013	14:00	3217,7	19	0,00	0,00		2657,3	19	0,00	0,00		3261,4	18	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	Sıfır Okuması
01.03.2013	15:00	5223	14,7	44,04	44,04	0,00	4643,1	14,8	43,83	43,83	0,00	4927,5	15	35,59	35,59	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
07.03.2013	12:30	5226	15,2	44,11	44,11	-0,07	4649,4	15,2	43,97	43,97	-0,15	4928,3	15,3	35,61	35,61	-0,02	-0,07	-0,05	0,07	0,00	
12.03.2013	11:30	5223,3	18,1	44,09	44,09	-0,05	4646,80	18,1	43,97	43,97	-0,14	4925,90	18,1	35,61	35,61	-0,02	-0,05	-0,04	0,08	0,00	
19.03.2013	14:45	5222,7	14,5	44,03	44,03	0,01	4645,20	14,3	43,87	43,87	-0,04	4922,60	14,3	35,48	35,48	0,12	0,01	-0,11	0,05	0,00	
26.03.2013	13:00	5091,4	16,3	41,16	41,16	2,87	4583,60	16	42,53	42,53	1,29	4920,30	16,2	35,46	35,46	0,13	2,87	2,74	1,58	0,00	
02.04.2013	15:00	5082,5	18,1	40,99	40,99	3,04	4578,30	18,00	42,45	42,45	1,38	4916,10	18,10	35,40	35,40	0,19	3,04	2,85	1,66	0,00	
09.04.2013	14:30	5036,8	18,1	39,99	39,99	4,05	4564,20	17,50	42,13	42,13	1,70	4914,20	18,10	35,36	35,36	0,23	4,05	3,82	2,35	0,00	
16.04.2013	10:00	5034,5	17,4	39,93	39,93	4,11	4562,10	17,10	42,08	42,08	1,75	4913,60	17,50	35,34	35,34	0,25	4,11	3,85	2,36	0,00	
25.04.2013	09:00	5030,9	22,5	39,92	39,92	4,12	4558,10	22,50	42,08	42,08	1,75	4909,90	22,60	35,34	35,34	0,25	4,12	3,87	2,37	0,00	
30.04.2013	16:00	5023,8	24,9	39,80	39,80	4,24	4551,90	25,00	41,99	41,99	1,84	4903,40	25,00	35,25	35,25	0,35	4,24	3,89	2,39	0,00	
07.05.2013	11:25	5021,5	28,1	39,79	39,79	4,24	4549,20	28,50	41,99	41,99	1,84	4901,00	28,30	35,25	35,25	0,34	4,24	3,90	2,40	0,00	
12.05.2013	10:30	5020,4	26,7	39,75	39,75	4,29	4549,50	26,30	41,95	41,95	1,87	4900,70	26,40	35,21	35,21	0,38	4,29	3,91	2,41	0,00	
21.05.2013	18:00	5019,2	28,2	39,74	39,74	4,29	4548,60	28,40	41,97	41,97	1,86	4899,30	28,30	35,21	35,21	0,38	4,29	3,92	2,43	0,00	
29.05.2013	20:00	5018,2	29	39,73	39,73	4,30	4547,80	28,90	41,96	41,96	1,87	4898,50	28,90	35,21	35,21	0,38	4,30	3,92	2,44	0,00	
04.06.2013	02:30	5018,8	26,1	39,71	39,71	4,33	4548,10	26,00	41,92	41,92	1,91	4899,50	26,10	35,18	35,18	0,41	4,33	3,92	2,42	0,00	
13.06.2013	10:00	5016,3	25,2	39,64	39,64	4,40	4546,30	29,40	41,94	41,94	1,89	4898,70	24,00	35,13	35,13	0,46	4,40	3,94	2,51	0,00	
20.06.2013	10:00	5014,8	26	39,62	39,62	4,42	4542,50	26,00	41,80	41,80	2,03	4897,90	25,30	35,13	35,13	0,46	4,42	3,96	2,39	0,00	
25.06.2013	15:00	5012,3	28,7	39,60	39,60	4,44	4540,10	28,50	41,78	41,78	2,04	4894,70	28,80	35,12	35,12	0,47	4,44	3,97	2,39	0,00	
03.07.2013	10:00	5008,7	25,4	39,47	39,47	4,56	4538,70	26,20	41,71	41,71	2,11	4887,30	28,80	34,97	34,97	0,63	4,56	3,94	2,45	0,00	
09.07.2013	10:00	5006,3	30,5	39,49	39,49	4,54	4512,50	27,40	41,16	41,16	2,67	4867,20	26,80	34,50	34,50	1,09	4,54	3,45	1,87	0,00	
16.07.2013	10:30	4998,4	30,7	39,32	39,32	4,71	4503,50	27,90	40,97	40,97	2,86	4852,70	27,30	34,20	34,20	1,39	4,71	3,32	1,85	0,00	
23.07.2013	10:20	4972,9	30,3	38,76	38,76	5,28	4486,20	27,40	40,57	40,57	3,25	4815,80	28,70	33,44	33,44	2,16	5,28	3,12	2,03	0,00	
30.07.2013	09:28	4941,6	30,8	38,07	38,07	5,96	4447,10	28,50	39,73	39,73	4,10	4787,50	29,50	32,84	32,84	2,75	5,96	3,21	1,86	0,00	
06.08.2013	08:47	4930,2	30,8	37,82	37,82	6,21	4432,30	28,50	39,40	39,40	4,43	4771,57	29,50	32,50	32,50	3,09	6,21	3,12	1,79	0,00	
13.08.2013	09:48	4880,4	32,3	36,75	36,75	7,29	4339,00	29,50	37,36	37,36	6,47	4671,12	29,50	30,35	30,35	5,24	7,29	2,05	0,81	0,00	
20.08.2013	12:30	4843,6	32,4	35,94	35,94	8,10	4306,20	30,60	36,65	36,65	7,18	4635,80	30,20	29,61	29,61	5,98	8,10	2,11	0,92	0,00	
27.08.2013	10:31	4816,4	31,1	35,32	35,32	8,71	4282,10	29,10	36,09	36,09	7,74	4609,80	29,40	29,04	29,04	6,55	8,71	2,16	0,97	0,00	
03.09.2013	09:27	4806,0	29,8	35,08	35,08	8,96	4272,90	28,50	35,88	35,88	7,95	4599,30	28,90	28,81	28,81	6,78	8,96	2,17	1,01	0,00	
10.09.2013	09:49	4800,0	29,8	34,95	34,95	9,09	4267,60	28,50	35,76	35,76	8,07	4593,50	28,90	28,68	28,68	6,91	9,09	2,18	1,02	0,00	



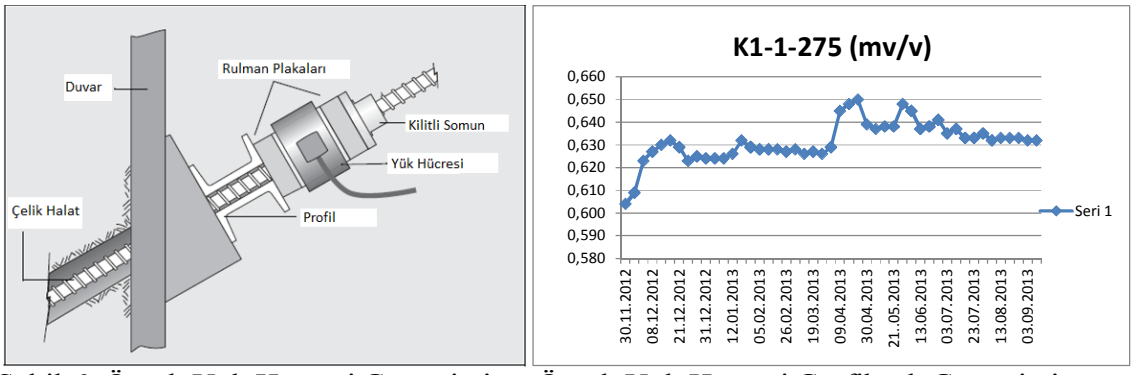


Şekil-5. Örnek Ekstansometre Okuması ve Ekstansometre Grafiksel Gösterimi

3.3. Yük Hücresi

Yük hücreleri, üzerine uygulanan kuvveti elektrik sinyaline çeviren dönüştürücülerdir. Bunlar, ankrajlardaki gerilme kuvvetlerinin değişimlerini gözlemek amacıyla ankraj kafalarına yerleştirilen, bir manometreye bağlı içi yağ dolu silindirik cihazlardır.

Kazı duvarının desteklenmesi amacıyla boyları 30 m'ye kadar ulaşan ankrajlara yerleştirilen yük hücreleri (Load cell) ile ankraj gergi yüklerinin zamana bağlı değişimleri ölçülmüştür. Ankrajlar atıldıktan sonra, ankraj kafası montajı tamamlanmadan yük hücresi yerleştirilip ve ankraj kafası monte edilmiştir. Ankrajı germeden önce sıfır okuması alınıp ve manuel yöntemlerle kaydedilmiştir. Ankraja germe uygulandıktan sonra germe kuvveti yük hücresi aracılığıyla ölçülmüş ve bu ölçü değerleri data logger tarafından kaydedilmiştir.



Şekil-6. Örnek Yük Hücresi Gösterimi ve Örnek Yük Hücresi Grafiksel Gösterimi

Yapılan ölçümler sonucu yük hücresi okuma değişimleri Şekil-6'da görülmektedir. Bu değerler daha sonra ortam sıcaklığı gibi dış etkenlerden arındırılmak için kalibre edilerek mV biriminden ton birimine dönüştürülmesi sağlanmıştır.

Yük hücresi kalibre edildikten sonar, okuma tarihi ve okuma değerinin gözüktüğü anlaşılır veriler ile temsil edilebilirler. Tablo 3'te okuma değerlerinin görünümü verilmiştir. Proje kapsamında yapılan kontrollerde dizayn tasarım yükü olan 30 tonda kilitlenen bazı ankrajlar zamanla 27-28 tonlara kadar gerilemiştir. Proje danışmanları ile yapılan toplantılar sonucunda gerekli görüldüğü durumlarda ilave ankrajlar yapılarak, veya ankrajlar tekrar proje yüküne gerilerek başarılı bir şekilde system çalıştırılmıştır.

Tablo-3. Örnek Yük Hücresi Okuması

Yük Hücresi No.		K1-1-275			
Yük Hücresi Seri No.		09062452			
Okuma No.	Tarih	Değer	Birim	Değer	Birim
1	30.11.2012	29,5	ton	0,604	Mv/v
2	01.12.2012	29,7	ton	0,609	Mv/v
3	05.12.2012	30,2	ton	0,623	Mv/v
4	08.12.2012	30,6	ton	0,627	Mv/v
5	13.12.2012	30,7	ton	0,630	Mv/v
6	17.12.2012	30,8	ton	0,632	mv/v
7	21.12.2012	30,7	ton	0,629	mv/v
8	23.12.2012	30,3	ton	0,623	Mv/v
9	30.12.2012	30,5	ton	0,625	Mv/v
10	31.12.2012	30,4	ton	0,624	Mv/v
11	04.01.2013	30,4	ton	0,624	Mv/v
12	09.01.2013	30,4	ton	0,624	Mv/v
13	12.01.2013	30,6	ton	0,626	Mv/v
14	21.01.2013	30,8	ton	0,632	Mv/v
15	28.01.2013	30,6	ton	0,629	Mv/v
16	05.02.2013	30,5	ton	0,628	Mv/v
17	12.02.2013	30,5	ton	0,628	Mv/v
18	19.02.2013	30,6	ton	0,628	Mv/v
19	26.02.2013	30,5	ton	0,627	Mv/v
20	06.03.2013	30,5	ton	0,628	Mv/v
21	12.03.2013	30,4	ton	0,626	Mv/v
22	19.03.2013	30,6	ton	0,627	Mv/v
23	26.03.2013	30,5	ton	0,626	Mv/v
24	02.04.2013	30,6	ton	0,629	Mv/v
25	09.04.2013	31,4	ton	0,645	Mv/v
26	16.04.2013	31,6	ton	0,648	Mv/v
27	24.04.2013	31,7	ton	0,650	Mv/v
28	30.04.2013	31,1	ton	0,639	Mv/v
29	07.05.2013	31,0	ton	0,637	Mv/v
30	12.05.2013	31,0	ton	0,638	Mv/v
31	21..05.2013	31,0	ton	0,638	Mv/v
32	29.05.2013	32,0	ton	0,648	Mv/v
33	04.06.2013	31,7	ton	0,645	Mv/v
34	13.06.2013	31,3	ton	0,637	Mv/v
35	20.06.2013	31,3	ton	0,638	Mv/v
36	25.06.2013	31,4	ton	0,641	Mv/v
37	03.07.2013	31,1	ton	0,635	Mv/v
38	09.07.2013	31,2	ton	0,637	Mv/v
39	16.07.2013	31	ton	0,633	Mv/v
40	23.07.2013	31	ton	0,633	Mv/v
41	30.07.2013	31,1	ton	0,635	Mv/v
42	06.08.2013	31	ton	0,632	Mv/v
43	13.08.2013	31	ton	0,633	Mv/v
44	20.08.2013	30,8	ton	0,633	Mv/v
45	27.08.2013	30,8	ton	0,633	Mv/v
46	03.09.2013	30,8	ton	0,632	Mv/v
47	10.09.2013	30,8	ton	0,632	Mv/v

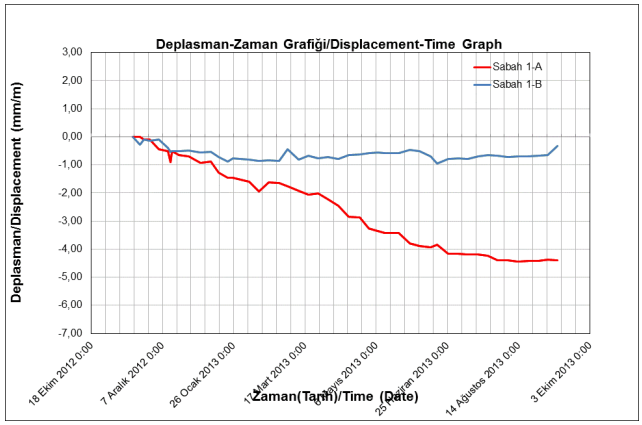
3.4. Tiltmetre

Özellikle şehir içinde yapılan derin iksa çalışmalarında çevre yapıların kontrolü son derece önemli bir konudur. Bu sebeple çevre yapılarda meydana gelen dönme miktarlarının ölçülmesi, kazı iksalarında sık sık başvurulan bir aletli gözlem yöntemidir. Tiltmetre seti bu ölçümün elektronik ve sayısal olarak yapılmasını sağlayan alet takımıdır.

Tiltmetre konulduğu yapının izin verilebilen dönme miktarını kontrol etmektedir. Komşu yapıların betonarme yapısal özelliklerine göre izin verilebilen dönme / açısal distorsiyon miktarları değişiklik arz etmektedir (US Army Corps, 1989) Proje kapsamında 6 adet noktadan alınan örnek ölçüm verileri Tablo 4'te verilmiştir. Ölçümler kazı sahasına bitişik konumlandırılmış 2 adet yapıdan alınmıştır. Tabloda iki yönlü olarak yapılan okumalar ile yapıda oluşan eğilmelerin yönü tespit edilebilmektedir. Yapılan okumaya ait grafiksel değişim grafiği Şekil 7'de verilmiştir.

Tablo 4. Proje kapsamında alınan örnek tiltmetre okuma verileri

EğimÖlçer -No / Dönme (mm/m)	S1		S-2		S-3		S-4		R1		R2	
	ΔA	ΔB	ΔA	ΔB	ΔA	ΔB	ΔA	ΔB	ΔA	ΔB	ΔA	ΔB
05.03.2013	- 1,77	- 0,44	- 1,19	- 0,38	- 1,41	2,14	1,39	1,93	- 1,47	0,01	- 0,01	- 0,33
12.03.2013	- 1,92	- 0,82	- 2,12	- 0,57	- 1,54	2,35	1,28	1,95	- 1,33	- 0,51	- 0,28	- 0,29
19.03.2013	- 2,06	- 0,68	- 2,21	- 0,59	- 1,54	2,36	1,24	1,99	- 1,51	- 1,23	- 0,43	- 0,35
26.03.2013	- 2,01	- 0,76	- 2,66	- 0,83	- 1,37	2,40	1,21	1,77	- 1,19	- 1,57	- 0,54	- 0,39
02.04.2013	- 2,22	- 0,73	- 2,69	- 0,77	- 1,43	2,32	1,18	1,69	- 1,13	- 1,84	- 0,53	- 0,34
09.04.2013	- 2,46	- 0,79	- 2,80	- 0,76	- 1,59	2,46	1,32	1,82	- 1,17	- 1,90	- 0,54	- 0,45
16.04.2013	- 2,85	- 0,65	- 3,01	- 0,82	- 1,57	2,48	1,38	1,71	- 1,30	- 1,74	- 0,64	- 0,47
23.04.2013	- 2,87	- 0,63	- 3,04	- 0,83	- 1,56	2,45	1,37	1,69	- 1,36	- 1,74	- 0,66	- 0,47
30.04.2013	- 3,26	- 0,57	- 3,25	- 0,93	- 1,28	2,33	1,42	1,67	- 0,81	- 2,93	- 1,37	- 0,24
07.05.2013	- 3,36	- 0,57	- 3,40	- 0,95	- 1,50	2,55	1,20	1,74	- 0,78	- 3,02	- 1,18	- 0,12
12.05.2013	- 3,42	- 0,58	- 3,42	- 1,00	- 1,62	2,60	1,19	1,80	- 0,77	- 3,04	- 1,21	- 0,05
21.05.2013	- 3,43	- 0,58	- 3,45	- 1,01	- 1,65	2,62	1,20	1,86	- 0,74	- 3,10	- 1,05	- 0,10



Şekil-7. Örnek Tiltmetre Okuması ve Grafiksel Gösterimi

4.SONUÇLAR

Kalite Kontrol Enstrümantasyonları özellikle büyük çaplı projelerde ülkemizde çeşitli yerlerde sıklıkla uygulanmaya başlanılmıştır. Bu makale kapsamında, yapılan bu uygulamalardan birisi, örnek okuma verileri verilmek suretiyle irdelenmiştir. Tasarım aşamasında yapılan geoteknik hesaplamaların büyük ölçüde belirsizlikler içerdiği gerçeğinden hareketle, yapılması gereken ölçümler ile dizayn projesinin sürekli kontrol edilebilmesidir. Bu şekilde geri dönüş yapılarak hesaplar tekrar revize edilebilir ve diğer projelerde tekrar kullanılabilir.

Rapor kapsamında anlatılan ölçüm yöntemleri, ayrıca birbirlerini tamamlayıcı nitelikte olması açısından da önem arz etmektedir. Zira bir enstrüman okuması ile diğer enstüman okuması hakkında mertebe bazında yorum yapılabilmekte, bir nevi yapılan ölçümlerin doğruluğu tespit edilebilmektedir.

Özetle yapılan bu çalışmalar büyük çaplı bu tür projelerde kesinlikle uygulanması gerekmektedir. Yapılan bu ölçümler doğrultusunda iksa yapım projesi her aşamasında kontrol altında tutulmakta ve de gerekli ise ek önlemler alınarak gerekli süre tespitinin önceden yapılmasına imkân sağlamaktadır.

5. KAYNAKLAR

Inclianalysis RST Digital Inclinometer Software Manual
Bowles, J. E. (1982). Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill Book Company
U.S. Army Corps of Engineers, 1989, "Engineering and Design: *Retaining and Flood Walls,* EM-1110-2-2502". Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

OSTERBERG DENEYİ İLE KAZIK TAŞIMA GÜCÜNÜN BELİRLENMESİ

PILE BEARING CAPACITY EVALUATION USING OSTERBERG METHOD

Ramazan YILDIZ[1] **Şahin Çağlar TUNA** [2]

ABSTRACT

Design of deep foundations are gaining interest everyday because of the increase of high-rise buildings and other related facilities. Design of deep foundations are higly based on past experimental results and their theoretical formulations. Because of the limited data and unreliable formulations, design engineers use high factor of safety values for their results. Especially in big projects, high load carrying capacity piles or barettes are mobilized under the foundations. Therefore it is critically important to know about the accuracy of the design capacity of pile foundations. To be able to get the real capacities, full instrumented pile tests are needed before the application phase of the project. Osterberg testing of piles and/or barette foundations are gaining interest in geotechnical community because of its reliability and well accepted test results from the community. In this study, the Osterberg test method conducted in a big geotechnical project and its results are tried to be represented.

Key Words: Deep Foundations, Design Capacity, Osterberg Test

ÖZET

Derin temel tasarımları yüksek yapı ve diğer önemli yerleşimlerin yapılması ile beraber her gün daha çok ihtiyaç duyulan sistemlerdir. Derin temel tasarımları çoğunlukla geçmiş deneysel çalışmalar ve sonuçta elde edilmiş teorik formülasyonlara dayanmaktadır. Limitli veri ve güvenilirliği tam olarak sınanmamış formülasyon kullanımı sonucu, tasarım mühendisleri büyük güvenlik katsayıları ile çalışmaya devam etmektedir. Özellikle büyük projelerde, yüksek taşıma gücü kapasiteli kazık ve/veya baret temeller tasarlanmaktadır. Dolayısı ile, kazık temellerin ne kadar gerçekçi kapasiteler ile tasarlandığının bilinmesi çok önem arzetmektedir. Bu konuda gerçekçi kapasite tahkikleri için, tam enstrümante edilmiş kazık deneyleri uygulama aşaması öncesinde yapılmalıdır. Osterberg test metodu geoteknik camiasında genel kabul görmüş olmakla beraber elde edilen sonuçların güvenilirliği ve kabul edilebilirliği uygun görülmüştür. Bu çalışma kapsamında, büyük bir

[1] İnşaat Mühendisi., EGEZEMİN İNŞ. AŞ., ryildiz@egezemin.com
[2] İnşaat Y. Mühendisi, EGEZEMİN İNŞ. AŞ. sctuna@egezemin.com

geoteknik projede uygulanan Osterberg test uygulaması ve deney sonuçları anlatılmaya çalışılacaktır.

Anahtar Kelimeler: Derin Temeller, Tasarım Kapasitesi, Osterberg Test

1. GİRİŞ

Üst yapı yüklerinin, zemin taşıma gücünden daha fazla olduğu projelerde, yapı yükleri temel altında imal edilen fore kazıklar vasıtasıyla taşıtılmaktadır. Fore kazık taşıma gücü dizayn ve tasarımı şimdiye dek geliştirilen ampirik yaklaşımlar ve hesaplamalar ile yapılabilmektedir. Özellikle büyük çaplı projelerde, yapılan zemin etüt tasarımı ile beraber ön tasarımı yapılan fore kazıklarda, imalatlara başlanılmadan evvel mutlaka kontrol deneyleri yapılması gerekmektedir. Bu bildiri kapsamında, İzmir'de faaliyete geçirilen büyük bir proje kapsamında yapılan fore kazık tasarımı ve yerinde uygulanan yükleme deneyleri anlatılmıştır. Yapılan yükleme deneyleri ile ön tasarım sonuçları kıyaslanarak, proje üzerinde gerekli görülürse değişimlere gidilebilecek veya yapılacak deneysel çalışma ile beraber kazık taşıma gücü net olarak belirlenebilecek ve güvenlik faktörü bu doğrultuda revize edilerek gerekli ekonomik tasarım sağlanabilecektir.

2. PROJE BİLGİLERİ

İzmir ili Bayraklı ilçesinde gerçekleştirilen proje kapsamında iki adet yüksek yapı temeli için yaklaşık 500 ton kapasiteli 80 cm çaplı fore kazıklar öngörülmüştür. Fore kazık imalatlarına başlanılmadan evvel, proje müellifi ile beraber sahada 1000 ton uygulama kapasitesine sahip deneme amaçlı Osterberg yükleme deneyi yapılması öngörülmüştür. Yapılacak deney kazığı ile ilgili bazı bilgiler aşağıda verilmiştir.

Tablo 1. Proje Deney Kazığı Bilgileri

Adet	Test Tipi	Kazık Çapı	Delgi Boyu	Kazık Boyu	Test Yükü
1	Ön Deneme	Q800 mm	60 m	52 m	10 MN

2.1. Zemin Bilgisi

Proje kapsamında yer alan bölge Bayraklı ilçesi sınırları içinde yer almaktadır. Söz konusu parselde yapılan zemin etüt raporu kapsamında zeminin ana muhteviyat itibariyle killi olduğu ve yer yer siltli kumlu geçişlerin varlığı tespit edilmiştir. Proje kapsamında yapılan sondaj logları ile ilgili SPT-N30 sayıları değişimini gösterir grafik Şekil 1'de verilmiştir.

Şekil 1. SPT N-30- Derinlik Değişim Grafiği / Sondaj Loglarından Belirlenen Zemin Profili

Yapılan sondaj çalışmaları neticesinde elde edilen saha jeolojik birimleri ve değişimleri Şekil 1'de özetlenmiştir. Bu kapsamda zeminin daha önce bahsedildiği gibi killi ve kohezyonlu karakterde olduğu anlaşılmakta olup yer yer kum-silt geçişleri de gözlenmektedir.

2.1. Geoteknik Hesaplar

Zemin bilgileri, yapı temel bilgileri ve buna bağlı kriterler ışığında geoteknik hesaplara temel oluşturacak zemin modeli ve parametrelerin seçimi Tablo 1'de verildiği gibi yapılmıştır. Zemin hakim profile killi zeminlerden meydana geldiği için parameter seçimi drenajsız mukavemet üzerinden yapılmıştır. Mukavemet değerleri belirlenirken arazi laboratuvar deney sonuçları ile arazide yapılan deney sonuçları kullanılmıştır (Bowles, 1982).

-16.00 – Kazık Üst Kotu

su=100 kPa

-26.00

su=160 kPa

-52.50

su= 100 kPa

-60.00

su=250 kPa

-68.00

Tablo 1. Geoteknik Zemin Modeli ve Hesap Parametreleri

3. KAZIK YÜKLEME DENEYLERİ / OSTERBERG DENEYİ

Kazık yükleme deneyi, çok basit olarak imal edilen bir test kazığına veya mevcut bir proje kazığına istenen yönde, statik veya dinamik yöntemlerle yük etkitilmesinden ibarettir. Kazık yükleme deneyleri, özellikle de eksenel statik deneyler ile Osterberg deneyi kazık taşıma kapasitesinin doğrudan elde edilmesine imkân tanımaktadır.

Osterberg deneyi yapımı, konvansiyonel yükleme deneyi esnasında yapılabilecek hataları bertaraf edebilmesi açısından çok daha güvenli bir yöntemdir. England (2003), Osterberg yük hücresi yönteminin, konvansiyonel statik yükleme deneyine karşı sağladığı en önemli iki üstünlüğü; maliyet, tasıma, yerleştirme ve reaksiyon sisteminin oluşturulması konularında sağladığı tasarruf ve güvenlik konusunda sağladığı gelişme olarak nitelendirmektedir.

3.1. Deney Yapılışı

Test kazığı yapımından önce arazi -8.0 kotunda tesviye edilerek çalışma platformu oluşturulmuştur. Çalışma platformu üzerine kazık makinesi çıkartılmış, kazık aplikasyonu yapıldıktan sonra muhafaza borusu çakılarak imalata başlanılmıştır. Kazık forajı -68,05 m kotuna gelince foraj tamamlanmış ve dip temizliği yapılarak demir donatı ve donatıya bağlı ölçerler Şekil 2'de verilen detaylar doğrultusunda kuyu içerisine yerleştirilmiştir.

O-Cell yük hücresi, hidrolik hortumlar, taşıma levhaları, strain gage'ler, kablolar ve enstrümantasyon ataşmanları ile beraber donatı kafesine eklenerek kazık forajı içerisine yerleştirilmiştir.

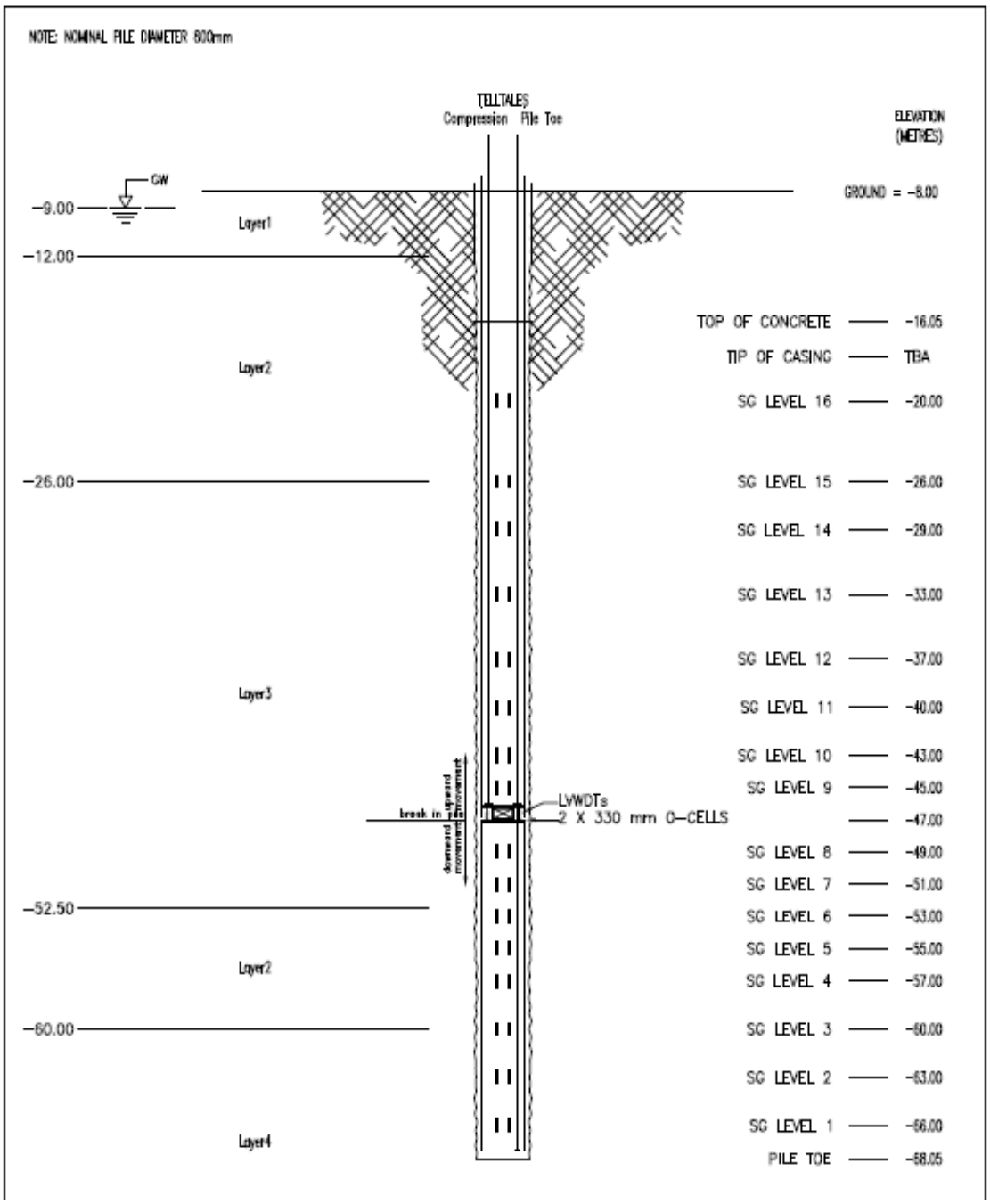
O-cell'ler içsel olarak basınç altında tutulup, krikonun üst kısmında ve alt kısmında eşit ve zıt yönlü kuvvetler etkitirler. O-Cell yükü uygulanan hidrolik basıncın, ilgili yük kalibrasyonuna karşılık gelen kısmında belirlenecektir. Yük hücresinde görünen değerler basınç ölçer vasıtasıyla ölçülebilmektedir. Yükleme aşağıdaki koşullardan herhangi birisinin olması durumunda bitirilecektir.

- Önceden belirlenmiş maksimum test yüküne ulaşılması;

- O-cell'lerde maksimum deplasmanın görülmesi (150 mm'den biraz az)

Kazıkta oluşan basınç deplasmanlarının görülebilmesi için iki adet telltale ve çubuk ekstansometreler kullanılmıştır. 4(dört) adet çelik deplasman ölçer (LVWDT) üst ve alt plakaya monte edilerek O-cell'de oluşacak deplasmanların ölçülebilmesine olanak sağlayacaktır. Yine kazık topuğunda yerleştirilen 2 adet klasik Telltale ve çubuk ekstansometreler ile kazık uç deplasmanları ölçülmüştür.

Deplasman ölçerler kazık şaftı boyunca yerleştirilecek ve O-cell tertibatı üstünde ve altında sürekli olarak yük dağılımını tespit edeceklerdir.



Şekil 2. O-Cell Yerleşimi ve Fore Kazık Yük Hücreleri Yerleşim Planı

Osterberg deneyinin yapılmasında en önemli noktalardan birisi de kazık içerisine konulacak hidrolik krikonun konumlandırılmasıdır. Burada amaç iki yönlü olarak yük aktaracak krikonun bulunduğu konumun üst ve alt kısımlarında önceden göçme gibi koşullara sebebiyet vermemesidir. Bu sebeple kriko yerleşiminin yeri konusunda Tablo 2'de verildiği gibi kazık taşıma gücü hesabı yapılmış ve kriko bu doğrultuda öngörülen yerde konumlandırılmıştır. Deney yapılış esnasında, çift taraflı plaka ile konumlandırılmış hidrolik kriko ve ölçüm aletleri ile donanmış fore kazık demir donatı kafes görüntüleri Şekil 3'te verilmiştir.

Şekil 3. Deney Yapılış Esnasında Görüntüler

Tablo 2. Hidrolik Kriko Konumlandırması

TABAKA	KOT	su, Kpa	Çevre, m	KAZIK BOYU M	ÇEVRE ALANİİ M^2	Qs=Alfa*As*cu, kN	SF	TAŞIMA KAPASİTESİ, Qall, Kn
LAYER 2	16.05							
LAYER 2	26	100	2.512	9.95	24.9944	1,249.72		
LAYER 3	44.8	160	2.512	18.8	47.2256	3,778.05		
					TOPLAM	**5,027.77**	**2**	**2,513.88**
LAYER 3	**44.8**							
LAYER2	52.5	160	2.512	7.7	19.3424	1,547.39		
LAYER 2	60	100	2.512	7.5	18.84	942.00		
LAYER 4	68.05	250	2.512	8.05	20.2216	2,527.70		
					TOPLAM	**5,017.09**	**2**	**2,508.55**

Alfa = 0.5

KRİKO YERİ =- 44.80 KOTU olarak Hesaplanmıştır.

3.2. Deney Sonuçları

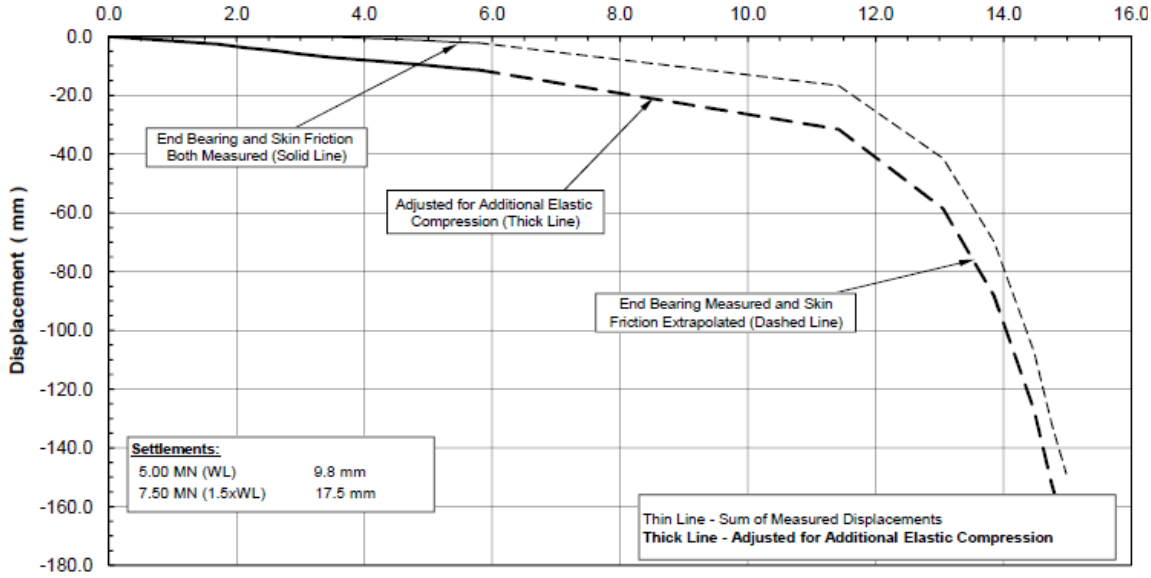
Elde edilen sonuçları kazık içerisine yerleştirilen hidrolik krikonun çift yönlü yük uygulaması ve bu yükleme sonrasında, kazık içinde çeşitli derinliklerde konumlandırılan

yük hücreleri ve deplasman ölçerler ile, kazık deplasmanları ve uç-çeper taşıma gücünün direkt ölçülmesine dayanmaktadır.
Tablo 3'te deney sonrasında ölçülen çeper deplasmanları ve ölçüldükleri derinlikler verilmektedir. Toplamda 16 adet yük hücresi kullanılarak yapılan çalışmada, yük hücreleri arasındaki derinliklerde oluşan çeper sürtünmeleri Tablo 3'de görümektedir. Buradan hareketle geri hesap yapılarak fore kazık taşıma gücü güncellenerek ve doğruluğu kabul edilerek ileriki aşamada muhtemel tasarım değişikliklerine gidilebilecektir.

Load Transfer Zone	Displacement [1]	Net Unit Skin Friction[2]
Strain Gauge Level 16 to Strain Gauge Level 15	↑ 1.10 mm	11.2 kPa
Strain Gauge Level 15 to Strain Gauge Level 14	↑ 1.19 mm	3.7 kPa (6.0 kPa at 1L-6)
Strain Gauge Level 14 to Strain Gauge Level 13	↑ 1.30 mm	16.7 kPa
Strain Gauge Level 13 to Strain Gauge Level 12	↑ 1.50 mm	74.8 kPa
Strain Gauge Level 12 to Strain Gauge Level 11	↑ 1.82 mm	89.6 kPa
Strain Gauge Level 11 to Strain Gauge Level 10	↑ 2.24 mm	75.0 kPa
Strain Gauge Level 10 to Strain Gauge Level 9	↑ 2.69 mm	127 kPa
Strain Gauge Level 9 to O-cell	↑ 3.15 mm	160 kPa
O-cell to Strain Gauge Level 8	↓ 147.48 mm	90.3 kPa
Strain Gauge Level 8 to Strain Gauge Level 7	↓ 147.18 mm	54.8 kPa (108 kPa at 1L-6)
Strain Gauge Level 7 to Strain Gauge Level 6	↓ 146.90 mm	51.9 kPa
Strain Gauge Level 6 to Strain Gauge Level 5	↓ 146.64 mm	53.8 kPa (58.2 kPa at 1L-3)
Strain Gauge Level 5 to Strain Gauge Level 4	↓ 146.41 mm	58.1 kPa (60.3 kPa at 1L-10)
Strain Gauge Level 4 to Strain Gauge Level 3	↓ 146.16 mm	60.6 kPa
Strain Gauge Level 3 to Strain Gauge Level 2	↓ 145.90 mm	69.3 kPa (88.1 kPa at 1L-8)
Strain Gauge Level 2 to Strain Gauge Level 1	↓ 145.70 mm	48.1 kPa (48.3 kPa at 1L-10)

Tablo 3. Deney Sonuçları-Çeper Sürtünme Kuvvetleri

Elde edilen sonuçlar kullanılarak, Osterberg deneyi ile klasik yükleme deneyi karşılaştırma olanağı oluşmuştur. Yükleme-deplasman eğrisi (Şekil 4) aşağıda verilen deney sonuçlarından fore kazıkların taşıma gücü-deplasman ilişkileri irdelenebilmektedir.



Şekil 4. Deney Sonuçlar – Kazık Yük/Deplasman İlişkisi

4.SONUÇLAR

Osterberg deney metodu, özellikle zemin içindeki farklı birimlerin yanal sürtünme dirençlerinin ve uç taşıma gücünün enstrümantasyonel olarak direkt yerinde ölçülebilmesine olanak vermesi sebebi ile son yıllarda özellikle büyük projelerde sıklıkla tercih edilen bir yöntem olmuştur.

Bu makale kapsamında, İzmir ili Bayraklı İlçesi içinde yapılan örnek bir çalışma anlatılmış, deney sonuçları makale içinde paylaşılmıştır. Bu tür büyük projelerde, geniş parsel sahaları içinde yapılan sondajlar ve buna bağlı olarak yapılan geoteknik taşıma gücü hesapları çoğunlukla geniş varsayımlara dayalı olmakla beraber, tasarımcı/projeci analizlerini büyük oranda güvenlik faktörü revize etmek zorunda kalmaktadır. Oysa ki, teknolojik olarak gelişmiş yöntemlerin uygulanması, hem yapılan işin daha doğru olmasına olanak sağlamakta, hem de tasarımcıya daha düşük güvenlik faktörleri ile çalışabilme imkanı sağlamaktadır. Bu yönüyle, ekonomik olarak da tercih edilebilir olmaktadır.

KAYNAKLAR

Bowles, J. E. (1982). Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill Book Company

M. England. (2009), "Review of methods of analysis of test results from bi-directional static load tests", Deep Foundations on Bored and Auger Piles – Van Impe & Van Impe (eds)

M. England. (2003), " Bi-directional Static Load Testing – State of the Art" Proceedings of the 4th International Geotechnical Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Ghent, Belgium. June 2-4.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ŞEV ANALİZLERİNDE ÜÇÜNCÜ BOYUT ETKİSİ KAZIKLI ŞEVLER VE ŞEV EĞRİLİĞİ

THE EFFECT OF THIRD DIMENSION ON SLOPE ANALYSIS – SLOPE CURVATURE AND PILED SLOPES –

M. Kubilay KELEŞOĞLU [1]

ABSTRACT

In this paper, a slope section reinforced with piles and a slope with a curvature is considered. The effect of third dimension that is often neglected on slope stability calculations is investigated. When the pile spacing is limited to 2D to 3D the critical slip surface is shallower with respect to the case without pile. However, as the pile spacing increases up to 8D, the slip surface is formed as deep as the case with no pile. As the pile spacing increases the factor of safety decreases as expected. Based on the results, the factor of safety is affected from the slope curvature. For a concave slope the factor of safety can increase up to 17 % for sharp slope geometries. For convex slopes however, the factor of safety almost remains constant as the slope has no curvature.

Keywords: Slope stability analysis, strength reduction method, finite difference, FLAC3D.

ÖZET

Bu çalışmada, kazıklarla güçlendirilmiş bir şev kesiti ile eğriliği bulunan bir şev geometrisi incelenmiştir. Genellikle ihmal edilen üçüncü boyut etkisinin şev güvenliği üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Hesaplardan elde edilen sonuçlara göre kazık aralığı azaldıkça oluşan kayma yüzeyi kazıksız duruma göre daha sığ bir derinlikte oluşmaktadır. Diğer taraftan kazık aralığı 8D'ye ulaştığında göçme yüzeyi kazıksız durumdaki göçme yüzeyi ile neredeyse benzerdir. Beklenildiği gibi kazık aralığı arttıkça stabilite değerleri azalmaktadır. İçbükey şevlerde, şevin eğriliğine bağlı olarak güvenlik sayısı %17'ye kadar artabilmektedir. Dışbükey şevlerde hesaplanan güvenlik sayıları ise düz şevler ile neredeyse aynı değerlerdedir.

Anahtar kelimeler: Şev stabilitesi, mukavemet azaltma yöntemi, sonlu farklar, FLAC3D.

[1] Yrd.Doç.Dr., İstanbul Üniversitesi, kelesoglu@istanbul.edu.tr

1. GİRİŞ

Şev stabilitesi problemleri, topoğrafik etkilere ve yükleme koşullarındaki farklılıklara bağlı olarak çoğunlukla üç boyutlu davranış gösterir. Yapılan araştırmalar, üç boyutlu şev analizlerinden hesaplanan güvenlik katsayılarının iki boyutlu analizlerde bulunanlardan daha büyük olduğunu göstermektedir. Ancak, yaygın hesap yöntemleri iki boyutludur ve üçüncü boyut etkisi genelde ihmal edilir. İki boyutlu şev stabilitesi analizlerinde sıklıkla kullanılan yöntem limit denge yaklaşımıdır. Ancak günümüzde, limit denge yaklaşımı üç boyutlu şev stabilitesi hesaplarında da kullanılmaktadır. İlk yaklaşımlar, hareketin oluştuğu doğrultuda kayan kütlenin simetrik olduğu kabulüne dayanmaktadır ki bu durumda tam anlamıyla simetrik ve idealize bir kayma düzlemi üzerinde hesap yapılmaktadır (Lam ve Fredlund, 1993, Azzouz ve Baligh 1983). Asimetrik (simetrik olmayan) kayma düzlemleri için geliştirilen ilk yaklaşım Huang ve Tsai (2000, 2002) tarafından önerilmiş, Cheng ve Yip (2007) tarafından yapılan çalışma ile yakınsama sıkıntılarını bertaraf etmek üzere geliştirilmiştir. Ancak, yine Cheng ve Yip (2007) tarafından ifade edildiği gibi basit problemler dışında 3D şev stabilitesi hesaplarının limit denge yöntemi ile hesaplanmasında ciddi problemler olduğu ve karmaşık şevlerde yapılan hesaplarda sıkıntılar yaşanmaktadır.

Diğer taraftan, son yirmi ila otuz yıllık süreçte şev stabilitesi konusunda yapılan araştırmalar incelendiğinde, klasik limit denge yaklaşımına ilaveten, Mukavemet Azaltma Yöntemi (Strength Reduction Method=SRM) olarak adlandırılan bir tekniğin de çok sık kullanıldığı fark edilmektedir (Zienkiewicz ve dig. 1975, Naylor 1982, Donald ve Giam 1988, Matsui ve San 1992, Griffiths ve Lane 1999). SRM yaklaşımına göre, bir şevin güvenlik katsayısı, zeminin kayma mukavemeti parametrelerinin (tan □′ ve c′ nin) ardışık bir şekilde azaltılması sonucunda, şevi göçmeye götürecek değer olarak tanımlanmıştır. Bu tekniğin kullanılmasıyla, mobilize olan kayma mukavemeti parametreleri c'_m ve ϕ'_m (1) bağıntısından elde edilebilir.

$$c'_m = \frac{c'}{FoS} \quad , \quad \phi_m' = \tan^{-1}\left(\frac{\tan(\phi')}{\mathrm{FoS}}\right) \qquad (1)$$

Bu bağıntılarda c'_m ve ϕ'_m sırasıyla efektif kohezyon ve zeminin efektif içsel sürtünme açısını göstermektedir. FoS ise göçmenin gerçekleştiği katsayıdır ve klasik limit denge yöntemleri ile hesaplanan güvenlik sayısı GS ile eşdeğer bir anlam taşımaktadır. Wei ve diğ. (2009)'a göre, SRM yönteminin en önemli avantajları arasında:

- zati yüklerin uygulanması ve/veya kayma mukavemetindeki azalmaya bağlı olarak göçme yüzeyinin doğrudan belirlenebilmesi,
- dilimler arası ya da tabakalar arasındaki kuvvetlerle ilgili herhangi bir kabul yapılmasına gerek olmaması
- sonlu elemanlar/sonlu farklar yazılımları ile kullanılabilmesi nedeniyle birçok karmaşık problem için uygulama alanı bulabilmesi

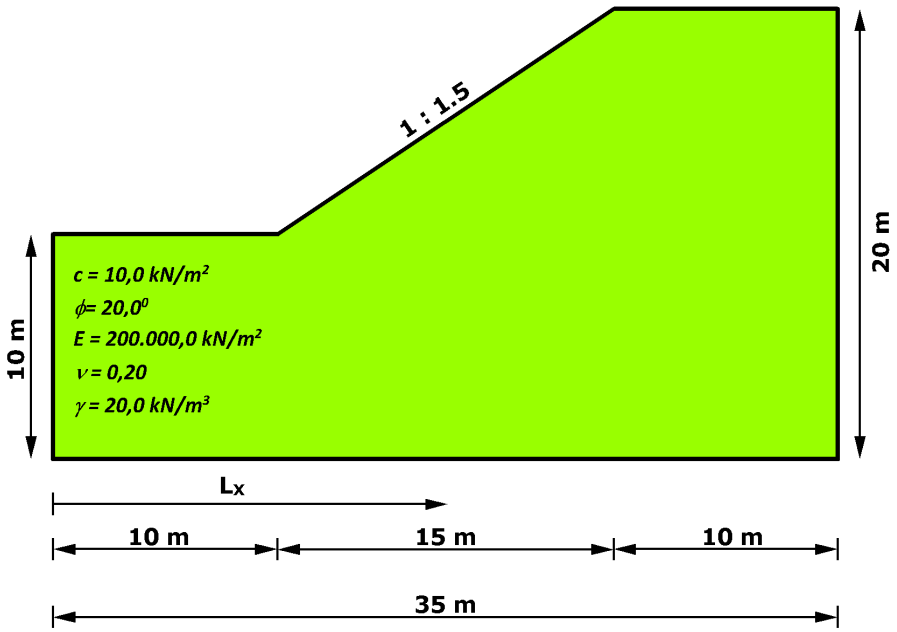
gösterilmiştir. Söz konusu teknik, birçok yazılım tarafından da standart olarak kullanılmakta, eklentiler ve komutlar ile kullanıcıya kolaylık sağlanmaktadır (Plaxis → phi-ci reduction, FLAC3D → fos).

Bu çalışmada, SRM yöntemini kullanarak şev stabilitesi problemlerinde üçüncü boyut etkisi incelenmiştir. Bu sayede, iki boyutlu analizlerde hesaplanan güvenlik seviyeleri ile kıyaslama yapılabilecektir. Ayrıca, kazıklarla desteklenmiş bir yamaçta, kazıklar arası

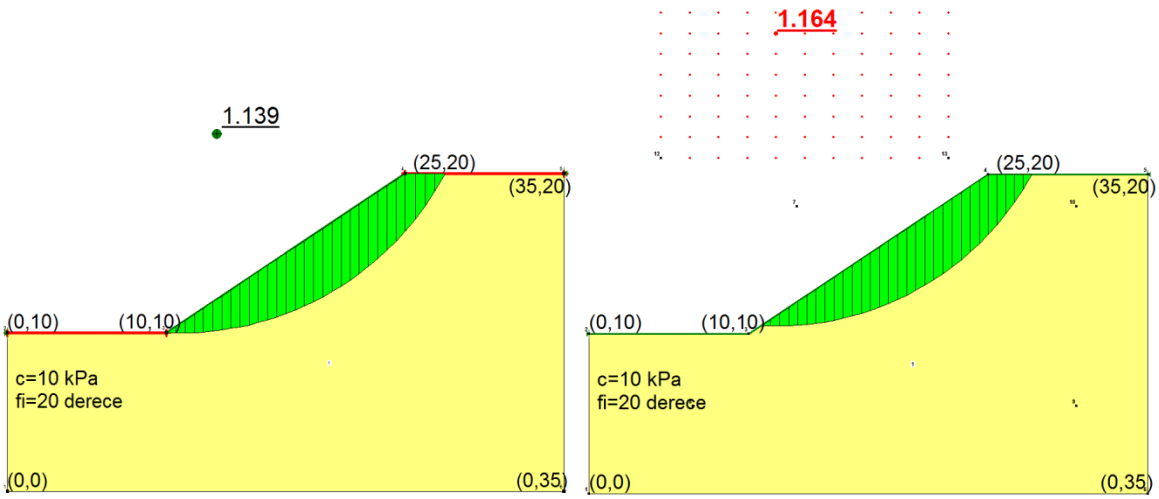
mesafenin ve kazık konumunun kayma düzlemlerinin oluşumu üzerindeki etkisi de SRM ile incelenmiştir. Bu çalışma kapsamında yapılan analizler, FLAC3D sonlu farklar yazılımı ile yürütülmüştür. FLAC3D v4.089 yazılımı ve SRM tekniği bir arada kullanılarak yapılacak analizler sonucunda, kritik kayma yüzeyinin tespiti ve güvenlik seviyesinin belirlenmesi amaçlanmaktadır. Parametrik bir çalışma yürütüleceği için, literatürde SRM ile ilgili birçok çalışmanın referansı olan bir şev stabilite problemi (Cai ve Ugai 2000, Won ve diğ. 2005, Wei ve Cheng 2009) kullanılacaktır.

2. GÖÇME YÜZEYİNİN BELİRLENMESİ – İKİ VE ÜÇ BOYUTLU YAKLAŞIMLAR

Tabii ve yapay şevlerin stabilitesi hem limit denge hem de SRM yöntemleri kolaylıkla hesaplanabilmektedir. Bu çalışmada Cai ve Ugai (2000), Won ve diğ. (2005), Wei ve Cheng (2009) tarafından incelenen şev geometrisi referans olarak alınmıştır. Şekil 1'de detayları verilen problemde zemin davranışı Mohr-Coulomb zemin modeline göre tanımlanmış ve mukavemet parametreleri, kohezyon c = 10,0 kN/m^2 ve içsel sürtünme açısı ϕ = 20,0^0 olarak verilmiştir. Zeminin elastisite modülü E = 200.000,0 kN/m^2, poisson oranı ν=0,20 ve zeminin birim hacim ağırlığı γ = 20,0 kN/m^3 olarak verilmiştir. Yeraltı suyunun incelenen şev üzerinde herhangi bir etkisi bulunmamaktadır. Daha önce Keleşoğlu ve Tekin (2012) tarafından Plaxis 2D ve SlopeW yazılımları ile iki boyutlu olarak incelenen şev geometrisine ait göçme davranışı, bu çalışmada sonlu farklar yazılımı FLAC3D programı kullanılarak üç boyutlu ortamda incelenmiştir. Limit denge yaklaşımını kullanan SlopeW programından elde edilen göçme yüzeyleri Şekil 2'de verilmektedir. Slope/W ile yapılan iki farklı analiz sonucu birbirine yakın sonuçlar vermektedir. İki yöntem arasındaki fark ise kayma yüzeyini belirlemek için yazılımın kullandığı farklı alternatiflerden kaynaklanmaktadır. Keleşoğlu ve Tekin (2012) tarafından yapılan çalışmada da benzeri sonuçlar elde edilmiştir. Söz konusu şev için GS = 1,14-1,16 arasında değişmektedir.

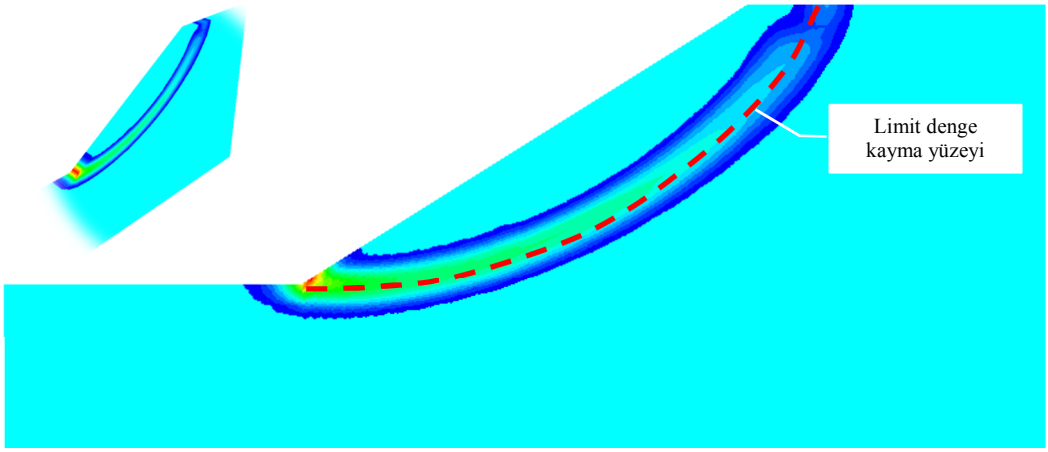


Şekil 1. İncelenen şev geometrisi (Cai ve Ugai, 2000)
(L_X: kazıklı durumda yatay mesafe)



Şekil 2. Slope/W limit denge programında farklı kayma yüzeyi belirleme seçeneği ile analiz edilen şevin güvenlik katsayıları (a) entry-exit (b) grid-radius seçenekleri

FLAC3D ile yapılan analizlere ait detaylar ise Şekil 3 ve 4'te verilmektedir. SRM yaklaşımı kullanılarak göçme düzleminin tanımlanması (i) kayma birim deformasyonları ya da (ii) kayma birim deformasyonundaki artış ile olmaktadır. Wei ve Cheng (2009) ve Keleşoğlu ve Tekin (2012) tarafından yapılan çalışmalarda her iki yaklaşımın da uygun olduğu gösterilmektedir. Bu çalışmada kayma birim deformasyonu değerleri kullanılmıştır. Şekil 3'te görüleceği gibi SRM yaklaşımı ile hesaplanan kayma düzlemi limit denge yönteminde olduğu gibi belirgin bir hat üzerinde olmamaktadır. Şekil 3'te görüldüğü gibi kayma gerilmelerinin en yoğun etkidiği bir bölgede kayma birim deformasyonları da birbirine çok yakın değerler almaktadır, bu durum olası kayma düzlemlerinin bu bölge içinde gelişeceğini ya da kayma gerilmelerin büyüklüğü nedeniyle yakınsama problemlerini işaret etmektedir. Her iki durumda da kayma gerilmelerinin en yüksek değerlerinin bu hat içinde geliştiği aşikârdır, bu da göçme yüzeylerinin oluşumunu anlamaya çalışan Geoteknik Mühendisleri bakımında yeterli bir ölçüt olarak görülebilir. Şekil 3'te kırmızı kesikli çizgilerle gösterilen kayma yüzeyi ise limit denge analizlerinden elde edilen yüzeyi göstermektedir. Bu sonuç yukarıda yapılan açıklamalarla birlikte değerlendirildiğinde SRM yöntemi ile kayma yüzeylerinin son derece gerçekçi bir şekilde hesaplanabildiği anlaşılmaktadır.

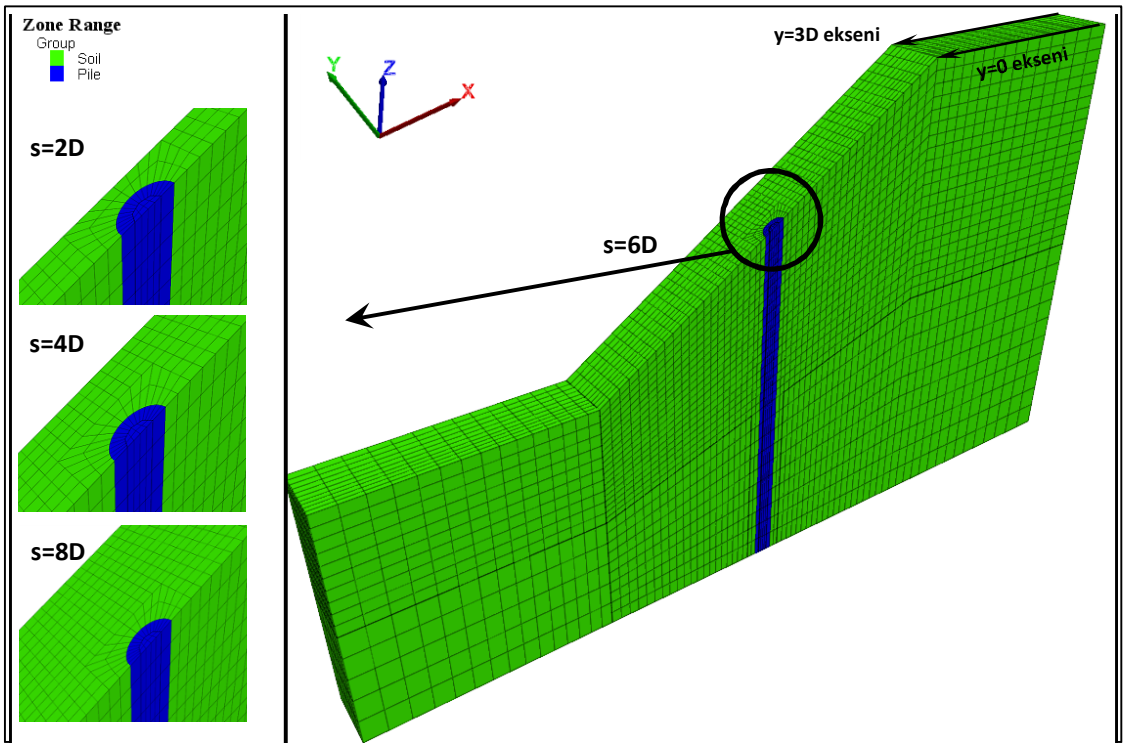


Şekil 3. FLAC3D ile hesaplanan kayma yüzeyi (FoS=1,179)

SRM yöntemi ile yapılan analizden elde edilen güvenlik sayısı FoS=1,18'dir. Bu değer aynı şev için Wei ve Cheng (2009) tarafından hesaplanan 1,20 değerinden sadece bir miktar düşük olmakla birlikte genel olarak uyumludur. Sonlu farklar modelindeki eleman büyüklükleri/adetleri FoS değerini önemli ölçüde etkilemektedir. Genellikle, sonlu farklar ağındaki eleman adedi arttıkça FoS değerleri azalmaktadır. Bu çalışmada hesaplanan 1,18 değeri ile Wei ve Cheng (2009) tarafından hesaplanan 1,20 değeri arasındaki farkın, her iki çalışmada kullanılan modeldeki eleman sayılarından kaynaklandığı söylenebilir. FLAC3D ile hesaplanan FoS=1,18 değeri, SlopeW limit denge hesaplarından bulunan GS=1,14-1,16 değerleri ile de son derece yakındır.

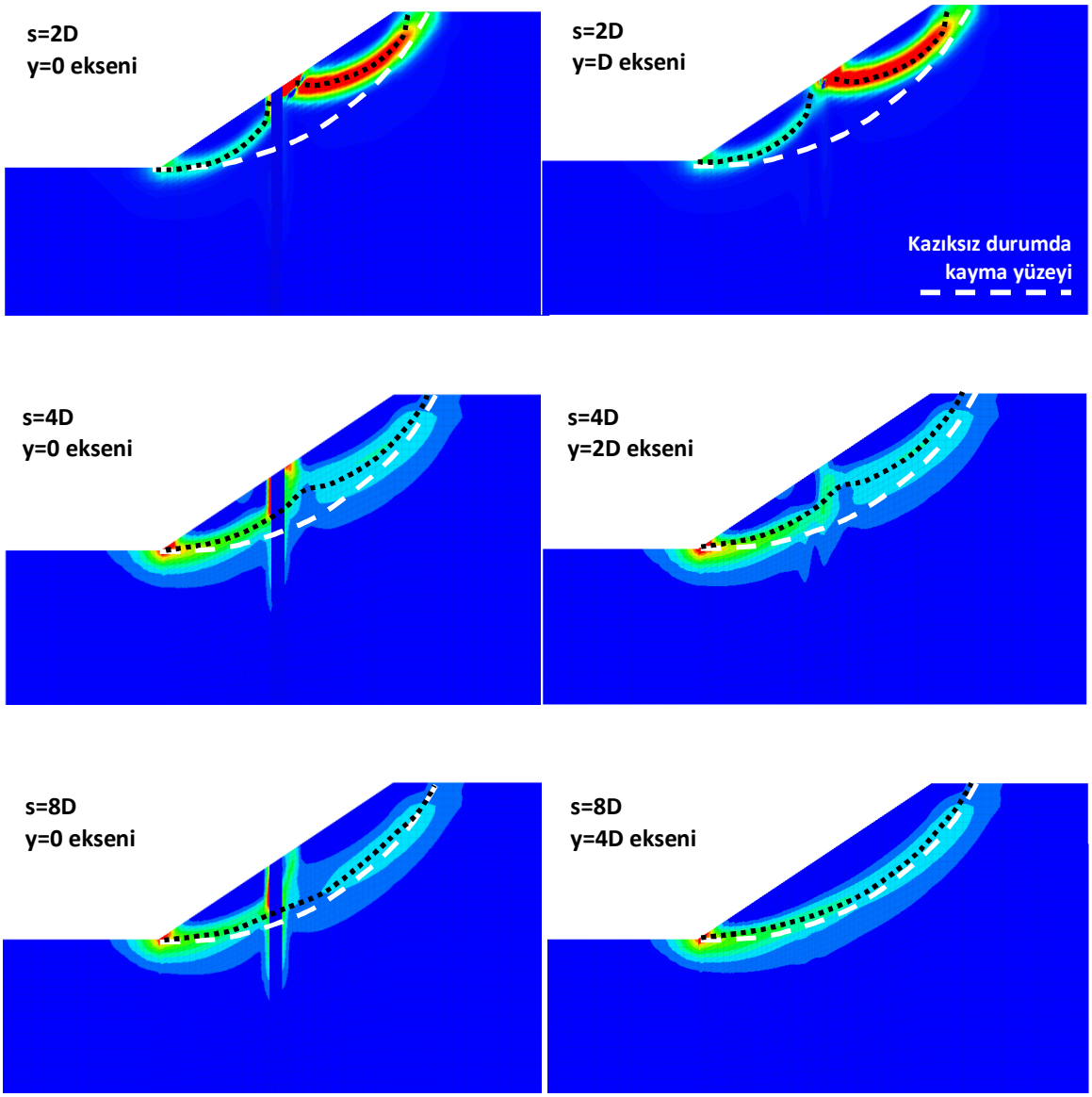
2. KAZIKLAR ARASI MESAFENİN GÖÇME DAVRANIŞINA ETKİSİ

Kazıklarla güçlendirilmiş şevlerin analizi; (i) kazık-zemin-kazık etkileşiminin hesaplara dahil edilmesi, (ii) zemin ve kazık hareketlerinin rölatif değerlerinin kullanılması, (iii) kemerlenme etkisi gibi nedeniyle çözümü zor problemlerdir. Sonlu elemanlar ve sonlu farklar analizleri, bu tip karmaşık problemler için ideal çözüm ortamlarıdır. Kazıklarla güçlendirilmiş şev problemi bir çok araştırmacı tarafından incelenmiştir. Wei ve Cheng (2009) Şekil 1'de verilen şevi kazıklı durumda da çözmüşler ve kazıksız durumdaki kayma düzlemi ile kazıklı durumdaki kayma düzlemlerinin birbirinden farklı olduğunu belirlemişlerdir. Benzeri bir analiz yöntemi bu çalışmada da kullanılmıştır (Şekil 4). Merkezler arası mesafesi 2D ile 8D arasında değişen 80 cm çapında çelik bir kazığın Lx = 17,5 metre mesafede bulunması durumu için bir seri analiz yapılmıştır. Kazıkların, kayma düzlemi dışında kalacak bir mesafeye soketlendiği kabul edilmiştir. Kazık elastisite modülü ve poisson oranı 60 GPa ve 0.20 olarak alınmıştır.

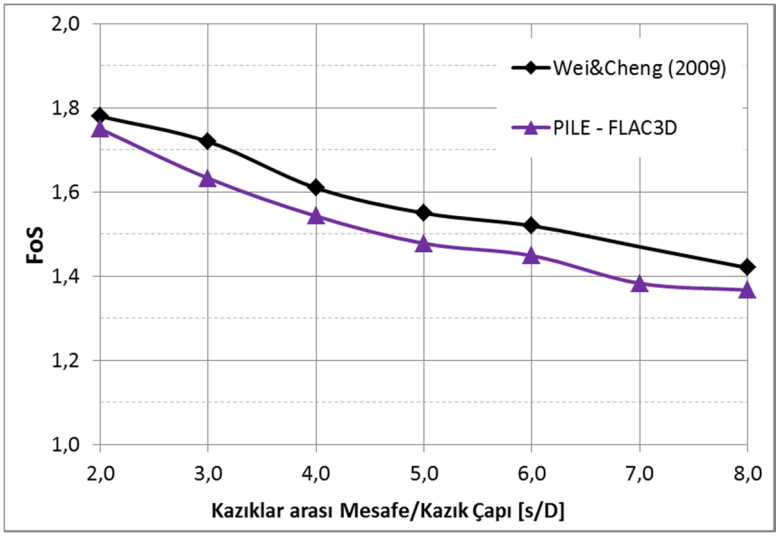


Şekil 4. Üç boyutlu analizlerde kullanılan FLAC3D sonlu farklar modelinde zemin ortamını ve kazık elemanı gösteren ekran görüntüsü

Şekil 5'ta analizlerden elde edilen kayma düzlemleri ve Şekil 6'da ise bu çalışmada hesaplanan FoS değerlerinin Wei ve Cheng (2009) tarafından hesaplanan değerlerle kıyaslaması verilmektedir. Elde edilen sonuçlar son derece uyumludur. Analizler sonucunda kazıklar arası mesafenin 2D -3D arasında olması durumlarında kazığın önünde ve arkasında son derece belirgin iki kayma düzlemi oluştuğu ve bu kayma düzlemlerinin kazıksız duruma göre çok daha sığ olduğu görülmektedir. Kazıklar arası mesafenin 4D-6D olması durumunda, tam kazık arkasında (y=0) ve kazıklar arası mesafenin tam ortasında nispeten daha az belirgin olan ama hala iki adet farklı kayma yüzeyi bulunmakta ve derinliği 2D-3D durumuna göre daha artmaktadır. 8D mesafede ise kayma düzlemi daha da derinleşerek kazıksız durumdaki kayma düzlemine ulaşmaktadır.



Şekil 5. 2D-4D-8D mesafeleri için tam kazık arkasında ve kazıklar arası mesafenin tam ortasında gözlenen kayma düzlemleri ve kazıksız durum ile kıyaslanması



Şekil 6. FLAC3D ile hesaplanan güvenlik sayısı (= FoS) değerlerinin Wei ve Cheng (2009) ile kıyaslaması

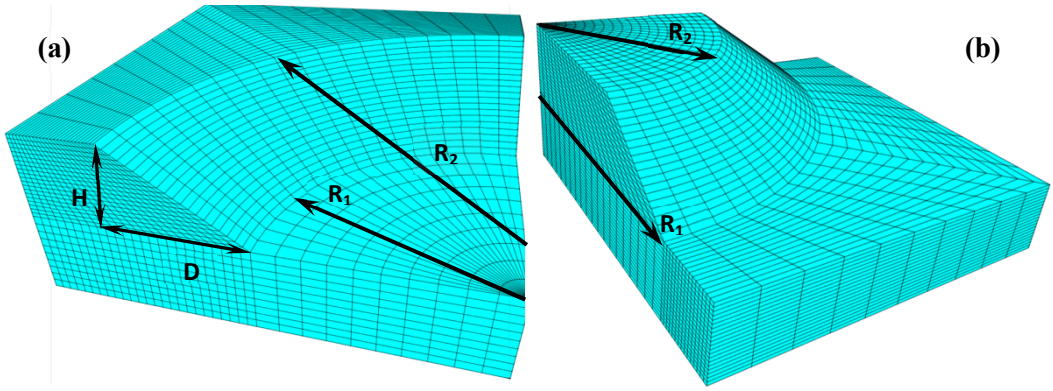
3. ŞEV EĞRİLİĞİNİN GÜVENLİK KATSAYISI ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

Şev analizleri, Şekil 1'de görüldüğü gibi, çoğunlukla şev eğimi sabit olan ve inceleme düzlemine dik doğrultuda herhangi bir eğriliği bulunmayan şev kesitleri üzerinde yapılır. Bu durumda, düzlem deformasyon kabulüne dayanarak, şev kesitinin birim genişliği için analizler yapılabilmektedir. Halbuki, gerçek topoğrafik koşullardaki farklılıklar nedeniyle sıklıkla düzlem deformasyon şartların dışına çıkılmaktadır. Doğal şevler ve karayolu şevlerinin büyük çoğunluğu belirli bir eğriliğe sahiptir. Şev eğriliği ise ancak üç boyutlu analizler ile hesaba katılabilmektedir.

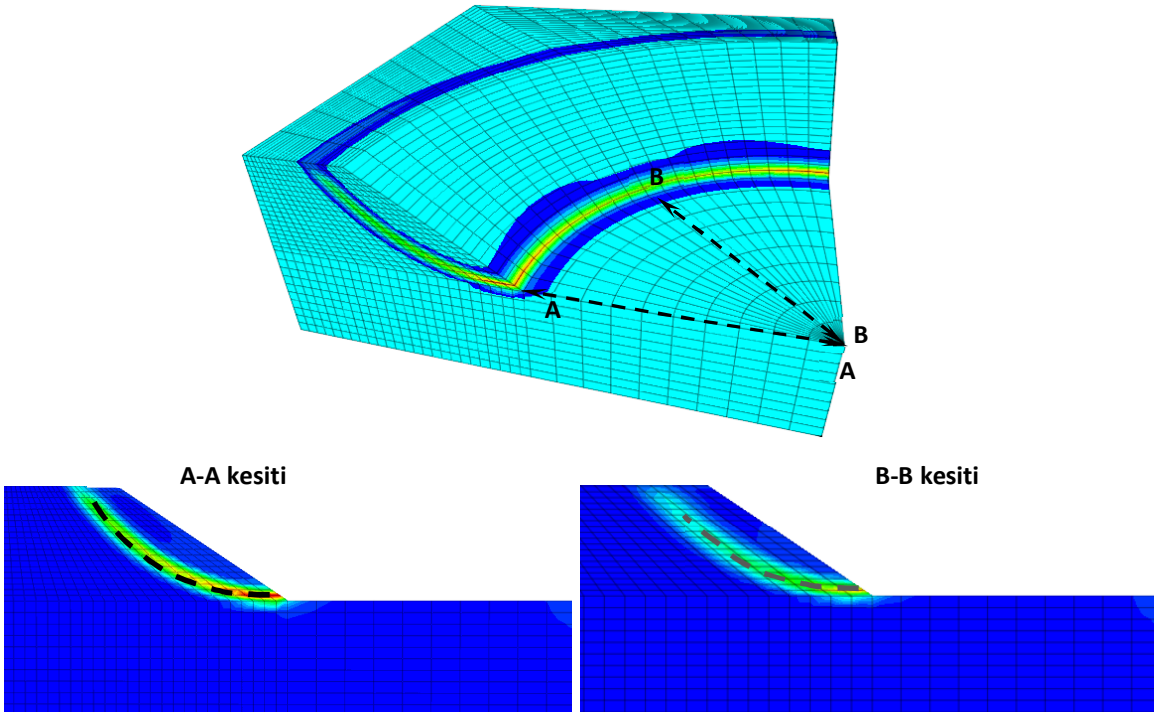
Çalışmanın bu kısmında yukarıda bahsedildiği üzere şev eğriliğinin güvenlik katsayısı üzerindeki etkisi incelenmiştir. Analizler tipik bir kesit üzerinde yürütülmüştür. Şekil 1'de verilen zemin kesitine ait üç boyutlu içbükey ve üç boyutlu dışbükey sonlu farklar modelleri Şekil 7'te verilmektedir. Söz konusu modellerin analizi sonucunda elde edilen kayma düzlemleri Şekil 8 ve 9'da, tüm analizler sonucunda elde edilen güvenlik sayıları ise Şekil 10'da sunulmaktadır. Şekil 10'da verilen sonuçlar, incelenen şevin ortalama eğrilik yarıçapı R_{ort} değerine göre hazırlanmıştır. R_{ort} değeri, şevin topuğuna ait eğrilik yarıçapı R_1 ile taç kısmına ait eğrilik yarıçapı R_2'nin ortalaması alınarak ($R_{ort}=(R_1+R_2)/2$) hesaplanmıştır. Analizler, düşey:yatay mesafe oranı 1,0:1,5 olan ve Şekil 1'de verilen şev-zemin özellikleri için yapılmıştır.

Şekil 8'te görüldüğü gibi, şevde içbükey eğrilik bulunması halinde, eğriliğin kenarlarında oluşan kayma birim deformasyonlarının (A-A kesiti) eğriliğin ortasında oluşanlara (B-B kesiti) göre daha fazla olduğu (kırmızı renkler daha büyük kayma deformasyonlarını göstermektedir) görülmektedir. B-B kesiti, şevin tam ortasında kaldığı için yanlardaki zemin gerilmeleri nedeniyle zemin hareketleri daha fazla sınırlandırılmakta ve kayma birim deformasyonlarına karşı nispeten daha stabil davranabilmektedir. B-B kesitinden A-A kesitine doğru ilerledikçe şev yüzeyini yanlardan sınırlayan zemin gerilmeleri azaldığı

için kayma düzlemi boyunca oluşan kayma birim deformasyonları daha da artmakta ve Şekil 2-3'te verilen kayma düzlemleri elde edilmeye başlanılmaktadır.

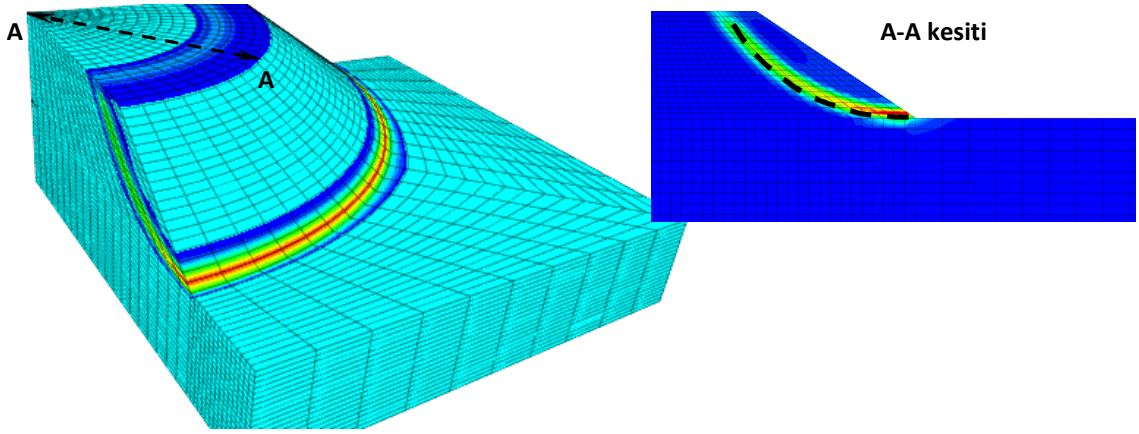


Şekil 7. (a) İçbükey-konkav ve (b) dışbükey-konvex şekilli şevlere ait sonlu farklar ağı, topuk ve taç kısımlarına ait eğrilik yarıçaplarının gösterimi

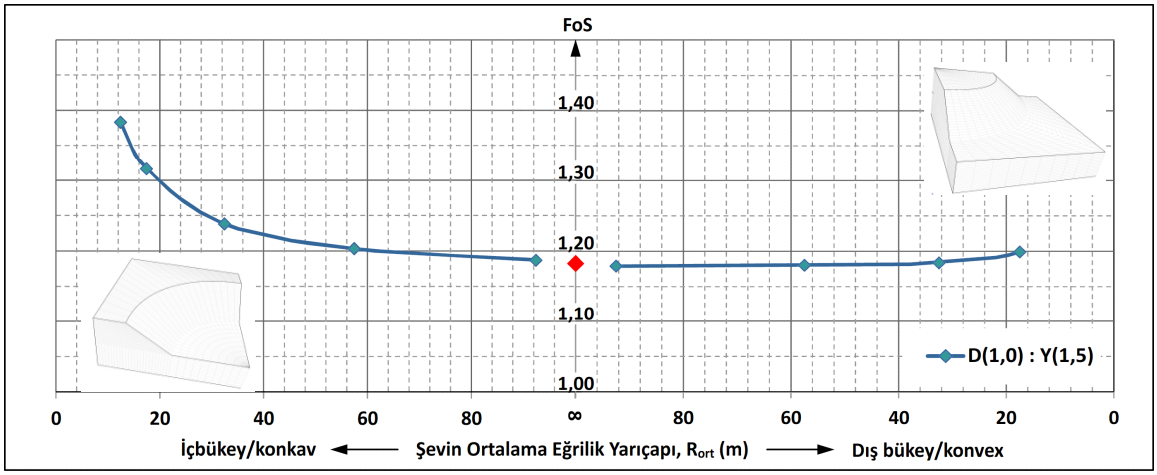


Şekil 8. İçbükey şevde oluşan kayma düzlemleri

Şevin düz olması durumunda FoS değeri 1,18 olarak Şekil 3'te hesaplanmıştır. Şev eğriliğine bağlı olarak şev hareketini sınırlayan zemin kütlesinin varlığı, genel stabiliteyi %5'lik bir artışla 1,24'e kadar yükseltmektedir. Şekil 10'da verilen sonuçlar incelendiğinde, şevin eğriliği arttıkça yani eğrilik yarıçapı azaldıkça şevin stabilitesi de doğru orantılı olarak artmaktadır. Eğriliği oldukça yüksek olan bir şev için stabilitedeki artış %17,0'ye kadar ulaşmaktadır. Eğrilik azaldıkça bu faydalı etki azalarak %1,0'a kadar düşmektedir.



Şekil 9. Dışbükey şevde oluşan kayma düzlemleri



	Uzunluklar [m]							
	R_1	R_2	H	D : Y	$FoS_{(Rort)}$	$FoS_{(R=\infty)}$	Artış (%)
İçbükey	5	20	10	1,0 : 1,5	**1,38**		17,3
	10	25	10	1,0 : 1,5	**1,32**		11,6
	25	40	10	1,0 : 1,5	**1,24**	1,18	5,0
	50	65	10	1,0 : 1,5	**1,20**		2,0
	85	100	10	1,0 : 1,5	**1,19**		0,7
Dışbükey	20	5	10	1,0 : 1,5	**1,23**		4,7
	25	10	10	1,0 : 1,5	**1,20**		1,7
	40	25	10	1,0 : 1,5	**1,18**	1,18	0,4
	65	50	10	1,0 : 1,5	**1,18**		0,1
	100	85	10	1,0 : 1,5	**1,18**		0,0

Şekil 10. İncelenen örnek problem için içbükey ve dışbükey şevlerin güvenlik katsayıları

Dışbükey eğrilikteki bir şev için de analizler yapılmış ve göçme yüzeylerinin oluşumu Şekil 9'da verilmiştir. Elde edilen kayma yüzeyleri hemen tüm kesitler için eşdeğerdir ve Şekil 3'te verilen düz şev durumu ile neredeyse aynıdır. Sadece şev eğriliğinin son derece yüksek olduğu keskin dönüşlü şevlerde bir miktar artış gözlenmektedir. İçbükey eğrilikteki şevlerdeki stabilite artışına rağmen, dışbükey şevlerde genel stabilitede herhangi bir azalma olmadığı görülmektedir. Aslında bu durum dışbükey şevlerde stabilitenin daha düşük olması gerektiği şeklindeki algı ile uyumlu olmamakla birlikte, literatürde yapılan çalışmalar ulaşılan bulgular ile uyumludur.

4.SONUÇLAR

Şev stabilite problemleri arazinin topoğrafik koşullarına, uygulanan iyileştirme yöntemine ve yükleme koşullarındaki farklılıklara göre üç boyutlu analiz yöntemlerinin kullanılmasını gerektirebilmektedir. Limit denge yaklaşımını kullanan üç boyutlu analiz yöntemlerinin uygulanmasında bazı zorluklar bulunmaktadır. Halbuki SRM yaklaşımı kullanılarak yapılan stabilite analizleri daha gerçekçi ve uygulanabilir hesap yöntemleridir. Bu çalışmada kazıklarla güçlendirilmiş bir şevin üç boyutlu stabilite analizi yapılmış ve kazık aralıklarının 2D-3D (ve hatta 4D-5D) arasında olması durumunda oluşan göçme durumunun kazıksız duruma göre daha sığ bir göçme yüzeyi oluşmasına neden olduğu tespit edilmiştir. 8D mesafede ise kayma düzlemi daha da derinleşerek kazıksız durumdaki kayma düzlemine ulaşmıştır. İçbükey ve dışbükey şev eğriliğinin bulunması durumları için yapılan analiz sonuçlarına göre içbükey şevlerde stabilitenin eğrilik yarıçapının bir fonksiyonu olduğu ve eğriliğin artmasıyla birlikte %17'lere kadar varan bir stabilite artışının gözlenebildiği hâlbuki dışbükey şevlerde FoS değerlerinin eğrilik bulunmağı durumdaki güvenlik seviyeleri ile neredeyse eşdeğer hesaplandığı tespit edilmiştir.

KAYNAKLAR

Azzouz, A.S. ve Baligh, M.M. (1983), "Loaded areas on cohesive slopes", J Geotech Eng, ASCE, 709–29.

Cai, F. ve Ugai, K. (2000), "Numerical analysis of the stability of a slopes reinforced with piles", Soils Found, 40:73-84.

Cheng, Y.M. ve Yip, C. (2007) "Three-dimensional asymmetrical slope stability analysis – Extension of Bishop's, Janbu's and Morgenstern-Price's techniques", J Geotech Geoenviron Eng, ASCE ; 133(12):1544–1555.

Donald, I.B. ve Giam, S.K. (1988) "Application of the nodal displacement method to slopestability analysis. In: Proceedings of the 5th Australia–New Zealand conference on geomechanics, Sydney, Australia, 456–460.

Griffiths, D.V. ve Lane, P.A. (1999) "Slope stability analysis by finite elements". Geotechnique, 49(3):387–403.

Huang, C.C. ve Tsai, C.C. (2000), "New method for 3D and asymmetrical slope stability analysis", J Geotech Geoenviron Eng, ASCE ; 126(10):917–927.

Huang, C.C. ve Tsai, C.C. (2002), "General method for three-dimensional slope stability analysis", J Geotech Geoenviron Eng, ASCE ; 128(10):836–848.

Kelesoglu, M.K. ve Tekin, A. (2012), "Kazıklarla güçlendirilmiş şevlerin sonlu elemanlar yöntemi ile analizi", ZMTM XIV. Ulusal Kongresi, , SDÜ, Isparta, 469-480

Lam, L. ve Fredlund, D.G. (1993), "A general limit equilibrium model for three-dimensional slope stability analysis", Can Geotech J ; 30:905–919.

Matsui, T. ve San, K.C. (1992) "Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique", Soils Foundations 32(1):59–70.

Naylor, D.J. (1982), "Finite elements and slope stability", Proceedings of the NATO Advanced Study Institute, Numer. Methods Geomech, 229–244.

Wei, W.B. ve Cheng, Y.M. (2009) "Strength reduction analysis for slope reinforced with one row of piles", Comput Geotech, 36:1176–1185.

Won, J., You, K., Jeong, S. ve Kim, S. (2005), "Coupled effects in stability analysis of pile-slope systems", Comput Geotech, 32 (4): 304-315.

Zienkiewicz, O.C., Humpheson, C. ve Lewis, R.W. (1975) "Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics", Geotechnique ; 25(4):671–689.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

GEOSENTETİK DONATILI ZEMİN İSTİNAT YAPILARINDA İVME AMPLİFİKASYONLARININ İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF SOIL AMPLIFICATION ON GEOSYNTHETIC REINFORCED SOIL RETAINING WALLS

Erol Güler[1] **Meriç DİREN [2]**

ABSTRACT

Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Wall concept is basically reinforcing a soil mass to form a wall from the soil which has a little tensional strength. These structures have been used all around the world for nearly four decades right now and their dynamic performance has been tested with models and on the field by observation. So far their dynamic response performance is promising and many detailed researches, academic studies have been performed. There are still many aspects to study on.
The main idea behind this study is to analyze the amplification of accelerations which has been investigated before with the commercial Finite Element Method program Plaxis v8.2. The study was conducted on 9 different models with 4 different soil types. These models are chosen as a medium height wall with a simple geometry.
Clay has shown a better performance as a backfill material compared to sand in amplification of accelerations, deformations, axial forces. Clay also has a de-amplification effect in the depths of the medium. So far this study has resulted with a confidence towards the dynamic performance of the Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls. The general conclusion is walls designed according to the current specifications behave successfully under earthquake loading conditions and amplification of accelerations are heavily affected by the soil properties.

Keywords: Geosynthetic Reinforcement, Amplification, Modeling

[1] Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, eguler@boun.edu.tr
[2] İnş. Yük. Müh.,Koray İnşaat Sanayii ve Ticaret A.Ş., mericdiren@gmail.com

ÖZET

Geosentetikler ile Donatılandırılmış Zemin İstinat Yapıları kavramı temelde çekme direnci olmayan zeminin geosentetik donatılar yardımı ile istinat duvarına dönüştürülmesidir. 40 yıla yakın bir süredir dünyanın bir çok bölgesinde kullanılmakta olan bu yapıların dinamik performansları hem sahada hem de deneyler vasıtası ile test edilmiştir ve edilmektedir. Şu ana kadar dinamik tepkileri umut verici olup, konu üzerine birçok akademik çalışma ve araştırma yapılmıştır. Halen üzerinde çalışılması gereken birçok konu vardır.

Bu makaledeki çalışmanın ana fikri de farklı çalışmalarda belirlenmiş olan amplifikasyon incelemesinin, sonlu elemanlar analizi kullanan Plaxis v8.2'nin dinamik modülü kullanılarak 4 farklı zemin tipi ve 9 farklı model üzerinde analizler yapılmasıdır. Bu analizler orta yükeseklikte basit bir duvar modellenerek yapılmıştır.

Amplifikasyonlar, deformasyonlar ve donatı gerilmeleri açısından, dolgu malzemesi olarak kil kullanımının, kum kullanımına göre çok daha başarılı bir performans doğuracağı sonucuna ulaşılmıştır. Kilin ayrıca duvarın derin bölgelerinde ivme değerlerinde azaltıcı bir etkiye sahip olduğu gözlenmiştir. Bu çalışmada Geosentetikler ile Donatılandırılmış Zemin İstinat Yapılarına duyulan güvenin yerinde olduğu anlaşılmıştır. Genel anlamda, bugün kullanılan standartlara uygun inşa edilen bu tip duvarların deprem yükleri altında başarılı davrandıklarını ve ivmelerin amplifikasyonlarının en yoğun bağlı olduğu hususun zemin özellikleri olduğu tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Geosentetik Donatı, Amplifikasyon, Modelleme

1. GİRİŞ

Her yapının zemin ile etkileşimi önemli olup, özellikle de deprem sırasında bu etkileşim daha da fazla ön plana çıkmaktadır. Öte yanda geosentetiklerin teknolojik imkanların gelişmesine paralel olarak kullanım alanları artarken, çekme dayanımı bulunmayan zemin malzemelerini bu çekme dayanımı yüksek malzemeler aracılığı ile donatılandırma fikri, geosentetik donatılı duvarların inşaasının önünü açmıştır(Das, 1994).

40 yıla yakın bir süredir dünyanin birçok bölgesinde kullanılmakta olan geosentetik donatılı duvar yapılarının dinamik performansları hem sahada hem de deneyler vasıtası ile incelenmiştir ve incelenmeye devam edilmektedir (Koerner, 2005).

Pek çok araştırmanın yanı sıra, Kandilli Deprem Araştırma Enstitüsü bünyesinde yapılan sarsma tablası testleri ile de bu tip yapıların deprem ivmelerini büyütmek sureti ile bir amplifikasyona neden olduklarını tespit etmiştir (Selek, 2011).

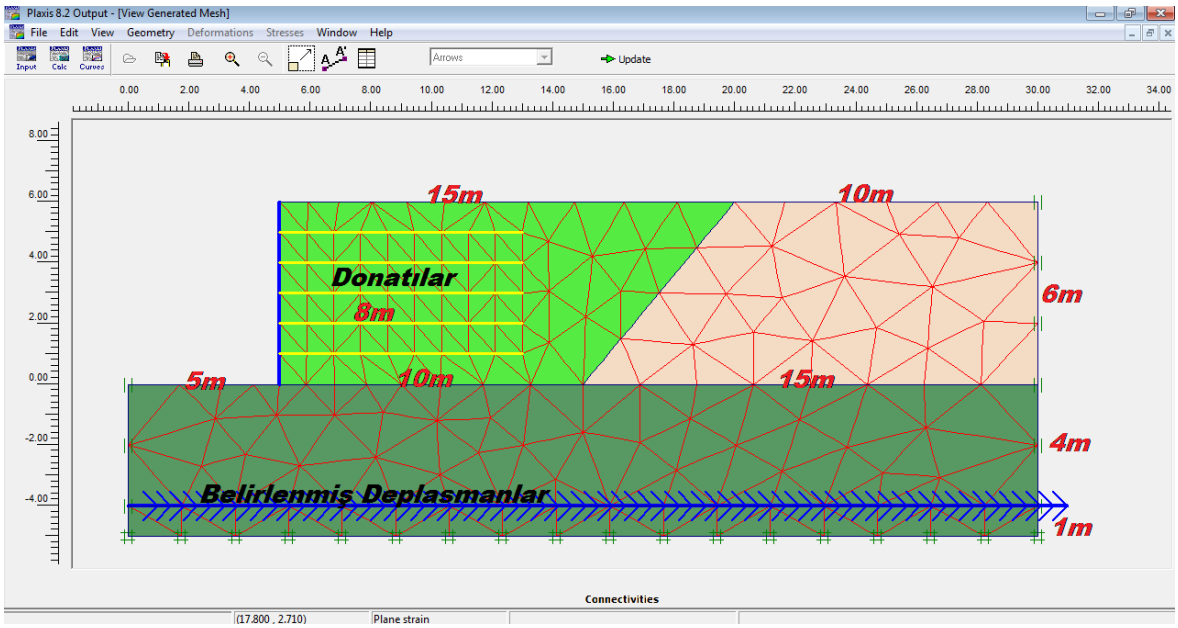
İvmelerin amplifikasyonu hususu yapılan hem deneysel hem de nümerik çalışmalar sırasında tespit edilmiştir. Zemin tipi ve geometrideki değişiklikler deprem dalgalarında değişikliklere yol açmakta, ivmeleri arttırmakta veya azaltabilmektedir (Bathurst and Hatami, 1998).

Bu çalışmada amaç, zemin, dolgu, taban zemin olarak kullanılan malzemelerin ve geosentetik donatı uzunluğunun ivme amplifikasyonları üzerindeki etkilerinin incelenmesidir. Sonlu Elemanlar Programı Plaxis v8.2'in dinamik modülü ile 4 farklı zemin tipi kullanılarak, 9 farklı model üzerinde analizler yapılmıştır. Duvar modelleri basit geometriye sahip, orta yükseklikte olmak sureti ile seçilmiştir. Kullanılan zemin tipleri kaya, sıkı kum, kum ve kildir. Donatılar standart geogrid olup ön duvar yüzü betonarme plaka olarak oluşturulmuştur. Belirlenmiş deplasmanlar yöntemi dinamik analizler için belirlenmiş bir harmonik deprem hareketi ile uygulanmıştır. Her modelde 8 nokta seçilerek

bu noktalarda ivme ölçümleri yapılmış ve ölçülen değerler ivme amplifikasyonlarını anlamak için karşılaştırılmışlardır.

2. MODELLEME

Sonlu elemanlar metodunu kullanarak çözüm yapan Plaxis v8.2 programı ile yapılan bu çalışmada kullanılan model Şekil 1'de gösterilmiştir.

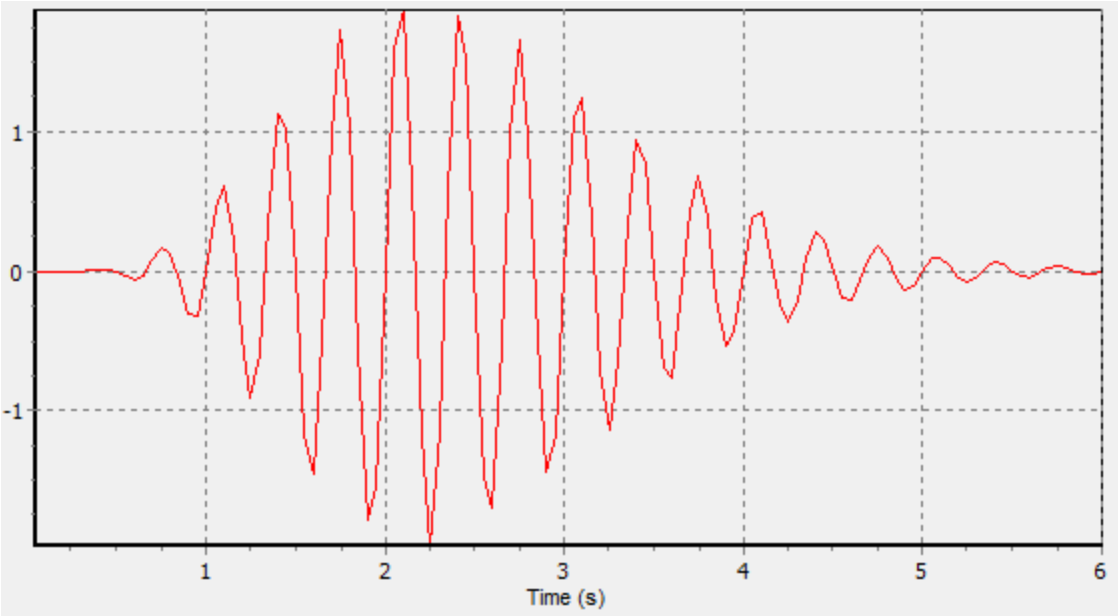


Şekil 1. Kullanılan Duvar Modeli

Çalışmada deprem olarak ise 6 saniyelik bir harmonik deprem hareketi kullanılmıştır. Bu kullanılan depremin grafiksel ifadesi Şekil 2' de yer almıştır. Depremsel enerjiler tıpkı diğer enerjiler gibi varoldukları ortamın özelliklerine göre belli şekilde azalarak yani sönümlenerek o ortamda ilerlerler. Zeminlerin plastisite indeksine bağlı olarak farklı sönümleme özellikleri gösterdiği bilinmektedir. Bu çalışmada, sönümleme oranı %5 olarak alınmıştır.

Bu bilgisayar analizlerinde uygulanan harmonik yükleme Şekil 1'de de görülebileceği şekilde zemin kotunun 4 metre altından tüm model boyunca uygulanan önceden belirlenmiş deplasmanlar aracılığı ile modele etki ettirilmiştir.

Duvar 6 metre yüksekliktedir. Duvar dolgusu üstte 15 alt kısımda ise 10 metre uzunluktadır. Modeldeki temel derinliği 5 metre alınmıştır. Modelin doğal dolgu kısmı ise üstte 10, alt kısımda ise 15 metredir.



Şekil 2. Kullanılan Depremin Grafiksel İfadesi

Yukarıda da ifade edildiği gibi bu çalışmada farklı zemin tiplerinin etkileri incelenmiştir. Kullanılan zemin tiplerinin özellikleri Tablo 1'de verilmiştir. Zeminlerin tümü Mohr-Coulomb zemin modeli ile temsil edilmiştir. Tablo 1'deki zemin özellikleri hem temel zemini, hem doğal şev hem de geosentetik donatılı dolgunun özelliklerini yansıtmaktadır.

Tablo 1: Zemin Tipleri

Zemin Tipleri				
	Kaya	Sıkı Kum	Kum	Kil
Birim Ağırlık (kN/m^3)	26	19	18	18
Elastisite Modülü (kN/m^2)	5,000,000.00	50,000.00	25,000.00	10000.00
Poisson oranı	0.20	0.30	0.30	0.45
Kohezyon (kN/m^2)	160.00	50.00	1.00	50.00
İçsel Sürtünme Açısı	35.00	34.00	34.00	28.00
Genleşme Açısı	1.00	16.00	2.00	0.00
Kayma Modülü (kN/m^2)	2,083,000.00	19,230.00	9,615.00	3448.00

Bu çalışmada kullanılan zemin tiplerinin etkisi araştırılırken, donatı boylarının uzunlukları, donatının özellikleri, duvar ön yüzünde kullanılan malzeme, katmanların kalınlıkları gibi unsurlar sabit tutulmuşlardır.

Bu çalışmada deprem dalgası da bütün modellerde aynı olark alınmış olup bu dalganın maksimum ivmesi 0.2g, frekansı 3Hz olan bir depremi simüle etmektedir. Bu çalışmada kullanılan geotekstil donatıların çekme dayanımı Ty = 40 kN/m ve rijidliği J = 364 kN/m olacak şekilde modellenmişlerdir. Bu değerler yaygın olarak kullanımda olan geosentetik donatıyı temsil etmektedir. Donatılar arasındaki düşey mesafe 1 m olarak seçilmiştir.

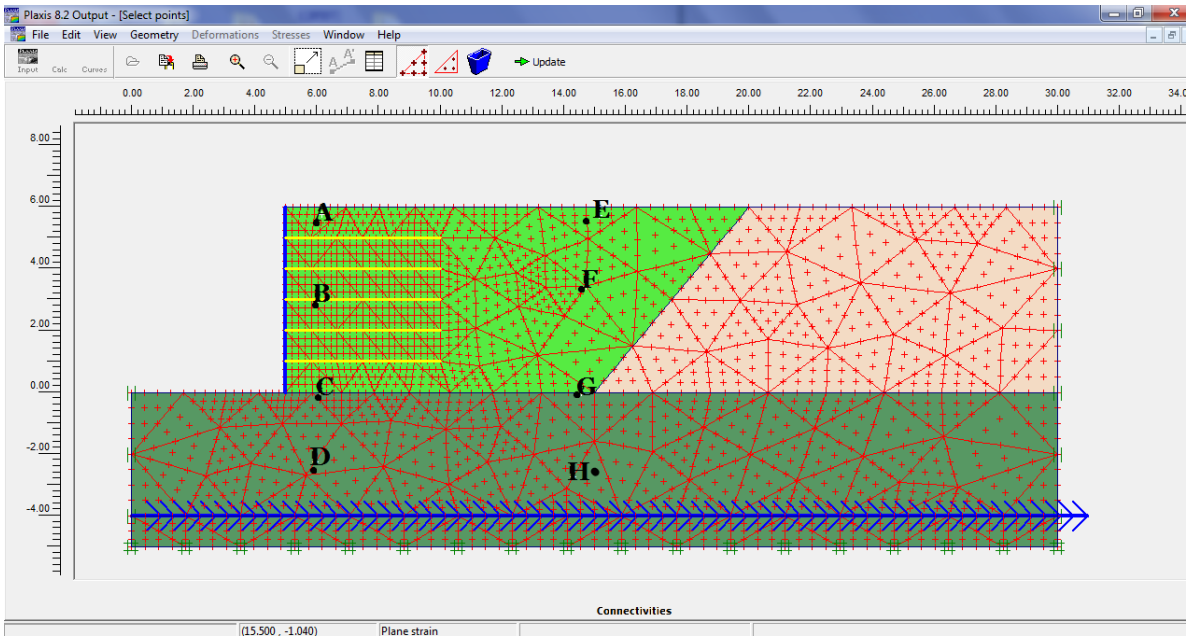
Bütün modellerde geosentetik donatı uzunluğu 5 m ve düşey donatı aralığı 1 m olarak alınmıştır. Ön yüzey beton modüler bir plaka olarak modellenmiştir. 15cm kalınlığında olup Plaxis programının standart plaka özellikleri kullanılmıştır. EI=1,24E+03 olarak alınmıştır. Beton plaka özellik olarak geosentetik donatılara bağlanacak bir yüzey sağlarken sisteme fazlaca etkisi olan bir taşıyıcı özellik göstermemektedir.

Tablo 2: Analiz Edilen Modeller

Plaxis Modelleri				
Model No.	Dolgu	Doğal Şev	Temel Zemini	Donatı Boyu
1	Kil	Kum-Sıkı	Kaya	5m
2	Kum	Kum-Sıkı	Kaya	5m
3	Kil	Kum-Sıkı	Kum-Sıkı	5m
4	Kum	Kum-Sıkı	Kum-Sıkı	5m
5	Kil	Kil	Kil	5m
6	Kum	Kil	Kil	5m
7	Kil	Kum-Sıkı	Kaya	8m
8	Kum	Kum-Sıkı	Kum-Sıkı	8m
9	Kil	Kil	Kil	8m

3.SONUÇLAR

Yapılmış olan analizler sonucunda elde edilen sonuçlar Tablo 3'de özetlenmiştir. Tablodan görülebileceği gibi geosentetik donatılı duvar içinde farklı noktalarda meydana gelen zemin büyütmeleri incelenmiş olup analiz edilen noktalar Şekil 3'te verilmiştir. Tablo 3'ten görüleceği gibi 2, 4 ve 8 numaralı modellerde A noktasında en büyük ivme ölçümleri gözlenmiştir. Bu noktalarda ivme neredeyse tabandan verilen ivmenin (A_0 = 2m^2/s) 4 katına ulaşmıştır .



Şekil 3. Analizlerde kullanılan noktalar

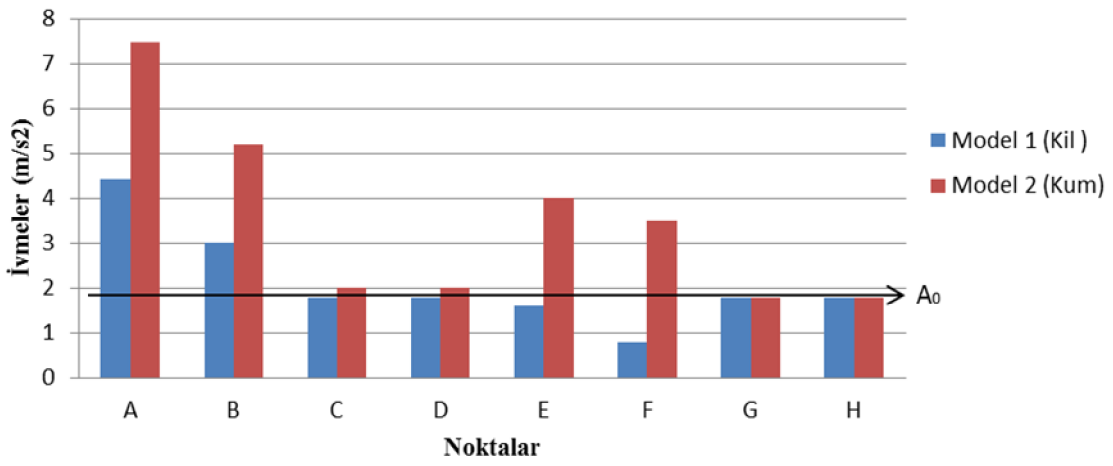
Tablo 3: Sonuçların noktalardaki ivmelere göre olan özetleri

Gözlenen En Yüksek İvme Değerleri (m2/s)								
Model N.	A	B	C	D	E	F	G	H
1	4,4	3	1,85	1,85	1,6	0,8	1,75	1,79
2	7,45	5,22	1,9	1,9	4	3,5	1,76	1,78
3	4,9	2,645	1,73	1,75	1,87	1,28	2	1,98
4	7,6	4,6	2,17	1,9	4,18	3,4	2,15	1,7
5	3,8	1,4	3,2	1,85	3,2	1,7	1,91	1,89
6	2,46	1,12	1,45	1,69	1,73	1,4	1,4	1,7
7	4,36	3	1,9	1,8	1,85	0,955	1,85	1,95
8	7,7	4,3	2,3	1,66	4,19	3,2	2,1	1,9
9	4,09	1,32	3,23	2,47	2,45	1,77	1,62	1,55

Sonuçları özetlemek istersek en yüksek ivme değerlerinin ölçüldüğü noktaları ve zemin tiplerini analiz ederek bir genellemeye varabiliriz. Statik analizler sırasında deformasyonların bütün modellerde benzer şekillerde olduğu gözlenmiştir.

Elde edilmiş olan bu analiz bulgularından varılabilecek ilk sonuç, en büyük zemin büyütmesinin ön cepheye yakın kısımda oluştuğu, ve ön cepheden geri gidildikçe zemin amlifikasyonun küçüldüğüdür.

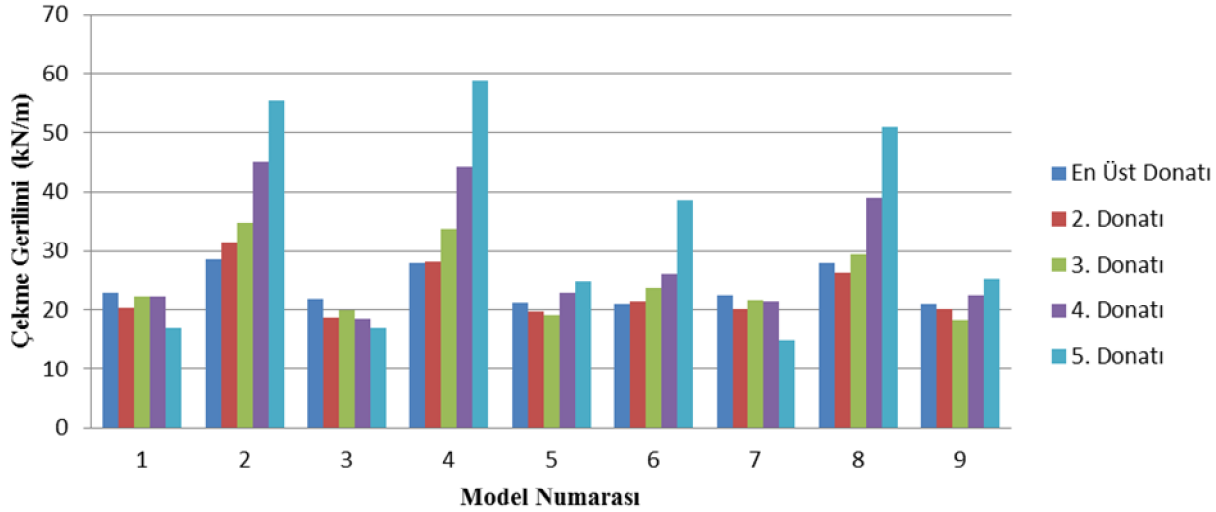
Model 1 ve 2'yi ele alarak bunları karşılaştırırsak, kil dolgu ile kum dolgunun ivme amplifikasyonları açısından ne kadar farklı davrandıklarını da gözlemleyebiliriz. Bu durum Şekil 4'te açıklanmıştır. Şekil 4'ten görülebileceği gibi kum zeminde çok daha büyük bir zemin büyütmesi meydana gelmektedir.



Şekil 4. Model 1 ve 2'nin ivmelerinin karşılaştırılması

Ayrıca geosentetik donatılardaki gerilmelere de bakıldığında kil ve kum dolgulu modellerde önemli farklılıklar olduğu gözlenmiştir. Kum dolgu özellikle en altta yer alan donatıların aşırı yüklenmesine yol açmaktadır. Şekil 5'te bu durum grafiksel olarak ifade edilmiştir. Sol yanda yer alan rakamlar kN/m cinsindendir.

Analizler ve karşılaştırmalar ivmelerin en fazla amplifiye oldukları bölgelerin duvarın ön yüzüne ve üst kısmına yakın bölgeleri olduğu sonucunu vermiştir. Kullanılan malzemelerin kohezyon değerlerinin en çok önemli bir etkileyen olduğu ve kohezyonsuz malzemelerde kohezyonlulara göre çok daha fazla amplifikasyon olduğu da belirlenmiştir.



Şekil 5. Donatılarda Ölçülen En Yüksek Gerilimler

Genel anlamda duvar yüzeyine ve duvarın en üst kotuna yaklaşımın ivme amplifikasyonuna daha yoğun şekilde yol açtığı söylenebilir. Duvarın dolgusunda kullanılan zemin tipinin bu amplifikasyonun değerini en fazla etkileyen unsurdur.

Statik durum analizlerinde deformasyonlar 1-3.5cm mertebelerinde iken, dinamik analizlerde kum dolgulu duvarlarda 15cm civarlarında deformasyonlar gözlenmiştir. Aynı modellerin ivme amplifikasyonları açısından da oldukça yoğun sonuçlar doğurdukları aşikardır.

- Kum dolgu ile oluşturulan modeller, duvarın üst-ön bölgesinde, en yüksek değerde ivmelerin ölçüldğü modellerdir bu değerler neredeyse girdi değerinin 4 katıdır.
- Arkada yer alan doğal dolgunun veya temel zeminin bu etkisi sınırlı ve azdır.
- Kil'in zeminin derinliklerinde oldukça güçlü bir sönümleyici etkisi vardır.
- Donatı uzunluğunun gereğinden daha fazla arttırılmasının amplifikasyona etkisi sınırlı ve azdır.
- Kohezyonsuz zeminler kohezyonlulara kıyasla amplifikasyonların artmasına veya azalmamasına sebep olmaktadırlar.
- Temel zeminin daha sağlam oluşu ölçülen ivmeleri azaltmıştır ama bu durum %10 mertebelerinde kalmıştır.

KAYNAKLAR

Bathurst, R. J., and K. Hatami (1998), "Seismic Response Analysis of a Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Wall", Geosynthetics International, Vol. 5, No. 1, pp. 127-166.

Das, B.M. (1994), "Principles of Foundation Engineering", BWS-KEN Publishing Company, Boston, USA.

Koerner, R. M. (2005), "Designing with Geosynthetics", Pearson Prentice Hall, New Jersey, USA.

Selek, Ö. (2011), "Earthquake Behavior of Geosynthetic-Reinforced Retaining Structures", Ph.D.Thesis, Boğaziçi University.

Plaxis v8.2 Dinamik Modül Bilgisayar Programı (2004), Hollanda.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

YÜKSEK MUKAVEMETLİ TEL AĞ İLE YAPILAN ŞEV STABİLİTESİ

SLOPE STABILIZATION MADE OF HIGH TENSILE WIRE MESH

Hakkı ERATLI[1] **Volker LEONHARDT**[2] **Armin RODUNER**[3]

ABSTRACT

Flexible slope stabilization systems made from wire mesh in combination with nailing are widely used in practice to stabilize soil and rock slopes. They are economical solutions and a good alternative to measures based on rigid concrete liner walls or massive supporting structures. Apart from designs using conventional steel wire, mesh from high-tensile steel wire is now also available on the market. The latter can absorb substantially higher forces and transfer them into the nailing. Special concepts have been developed for the dimensioning of flexible slope stabilization systems for use on steep slopes in more or less homogeneous soil or heavily weathered loosened rock, as well as fissured and layered rock. In the latter instability is determined by the fissure and layer surfaces. Stabilizations implemented in soil and rock, with and without vegetated face, confirm that these measures are suitable for practical application. The system components, dimensioning concept, bearing resistances of the system and revegetation will be shown.

Keywords: Ruvolum, Tecco, dimensioning, flexible slope stabilization system

ÖZET

Tel ağ ve çivilerden oluşan esnek şev stabilizasyon sistemleri uygulamada, kaya ve toprak şevlerin stabilizasyonu için çok miktarda kullanılmaktadır. Bunlar ekonomik çözümlerdir ve rijid beton duvar ve büyük destekleme yapıları gibi önlemlere alternatif olabilir. Geleneksel çelik tel örgülerden ayrı olarak şimdi piyasada yüksek mukavemetli teller de bulunmaktadır. Bunlar oldukça büyük kuvvetleri alabilir ve çivilere aktarır. Esnek şev stabilizasyonu sistemlerinin, yaklaşık homojen zeminde, ayrışmış kaya yüzeylerde, çatlaklı ve tabakalı kaya yüzeyler için dik şevlerde kullanımının boyutlandırılmasında farklı kavramlar geliştirilmiştir. Sonuncu da duraysızlık, çatlak ve tabaka yüzeylerine göre belirlenir. Bu bildiride yüksek mukavemetli ağlardan yapılan şev stabilite sisteminin bileşenleri, boyutlandırma kavramı, sistemin taşıma direnci ve bitkilendirilmesi ele alınacaktır.

Anahtar kelimeler: Ruvolum, Tecco, Esnek şev stabilizasyon sistemi,

[1] İnşaat.Yük.Müh, Geobrugg AG Geohazard Solutions, hakki.eratli@geobrugg.com
[2] Cografya, Yük.., Geobrugg AG Geohazard Solutions, volker.leonhardt@geobrugg.com
[3] İnşaat.Yük.Müh, Geobrugg AG Geohazard Solutions, armin.roduner@geobrugg.com

1. GİRİŞ

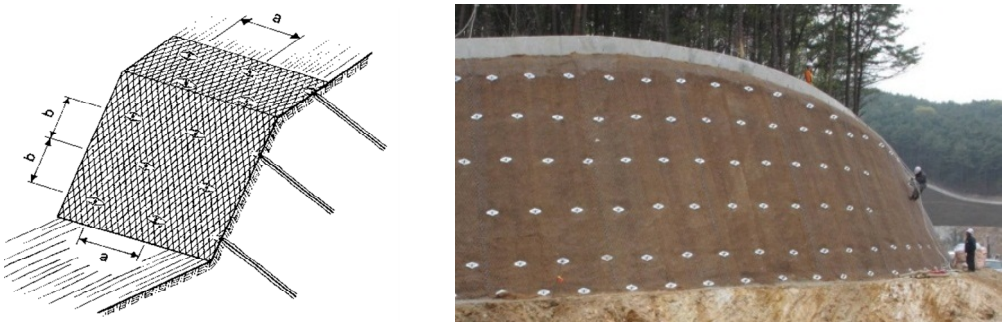
Esnek şev stabilitesi sistemleri, Dünya da birçok yerde, Avrupa, Asya, Kuzey Amerika ve daha soğuk iklimlerde, stabilize eden yüzeylerin donma/çözülme döngüsüne maruz kaldığı yerlerde uygunluğunu kanıtlamışlardır. Tarihsel olarak bu amaçlarda kullanılan tel ağlar çekme mukavemeti 400-500 N/mm^2 olan yumuşak çelik tel kullanılarak üretiliyordu.

Çekme mukavemeti en az 1770 N/mm^2 olan tellerden yapılan ağların geliştirilmesi şevlerin etkili ve ekonomik stabilizasyonu için yeni olanaklar ortaya çıkarmıştır (Bkz.Şekil 1). Gelişmiş boyutlandırma kavramları bu tür şev stabilizasyon sistemlerini yüzeysel duraysızlıklara karşı toprak ve kaya statiğini gözönüne alarak boyutlandırmaya yardım eder.

Şekil 1. Şev stabilizasyonu için yüksek mukavemetli tel ağ (solda) ve yüksek mukavemetli tel ağı şev yüzeyine bastırarak gerilme vermeye yardımcı olan özel tırnaklı plaka (sağda)

2. KAYA VE TOPRAK YÜZEYLERİN STABİLİZASYONU İÇİN YÜKSEK MUKAVEMETLİ TEL AĞ

Çekme mukavemeti en düşük 1770 N/mm^2 olan çelik telden yapılan yüksek mukavemetli tel ağ piyasada TECCO® adı ile bulunmaktadır. Standard olarak paslanmaya karşı alüminyum-çinko kaplama korumalı 3mm çapında çelik tellerden yapılmıştır. Ağın baklama biçimli yani eşkenar dörtgen ve 83mm x 143mm boyutlarındaki gözleri tek büküm ile üretilir. Çelik ağ 150 kN/m çekme mukavemeti sağlar. Bu değer minimum garanti edilen yük veya taşıma kapasitesini gösterir. Tel ağ üç boyutlu yapısı ile şeve tutunur ve şevin yeşillendirilmesine de yardımcı olur. Bu yüksek mukavemetli tel ağlar ile, geleneksel yaklaşık göz boyutlarında ve benzer tel çaplarında, uzunlamasına doğrultuda 45-50 kN/m çekme mukavemetine sahip ağlara göre çok daha büyük yükler alınabilmektedir.



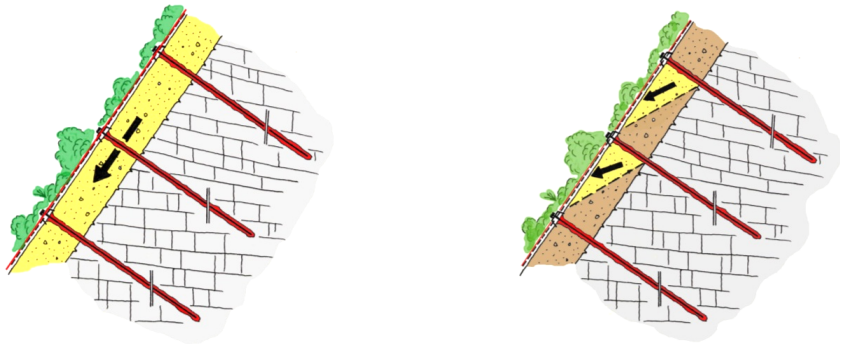
Şekil 2. Çivi düzenlemesi ile genel profil (solda) ve şaşırtmalı düzen ile çivi montajı yerleşimi– Dongcheon Projesi, Kore (sağ).

Ağa uygun dizaynı ile özel karo şeklindeki tırnaklı plakalar, ağın toprak veya kayaya sabitlenmesine yardımcı olur. Çiviye gerilme vererek ve ve mümkünse tırnaklı plakayı zemine hafifçe bastırarak stabilize edilir, ağ yüzey şeklini takip eder ve olabildiği kadar gerilir.

Bu şev stabilizasyonu sisteminde çivi sıraları aralarında mesafenin yarısı kadar şaşrtmalı yerleştirilir. Bu çiviler arasındaki olabilecek çıkışları azaltır ve çiviler arası mesafeler enine "a" boyuna ise "2 x b" olur (Bkz. Şekil 2, sol). Şaşırtmalı yerleşim Şekil 2 de (sağ) Kore Dongcheon projesinden bir fotograf ile gösterilmiştir.

3. AYRIŞMIŞ KAYA VE TOPRAK ZEMİN İÇİN BOYUTLANDIRMA KAVRAMI

RUVOLUM® yazılımı kullanılan ağın yüksek mukavemetli telden yapıldığını kabul ederek çivi çapını ve aralıklarını, yerleşimini hesaplamaya yardımcı olur. Yazılım prensipte yatay ve şev dogrultusunda ayarlanabilen çivi mesafesine izin veren tüm şev stabilizasyon sistemlerine uygulanabilir. Rüegger vd. (2002) .



Şekil 3. Boyutlandırma konsepti şeve paralel (solda) yüzeysel (genellikle 2m den az) duraysızlık araştırmalarına ve çiviler arasındaki (sağda) bölgesel duraysızlıkların araştırılmasına dayanır.

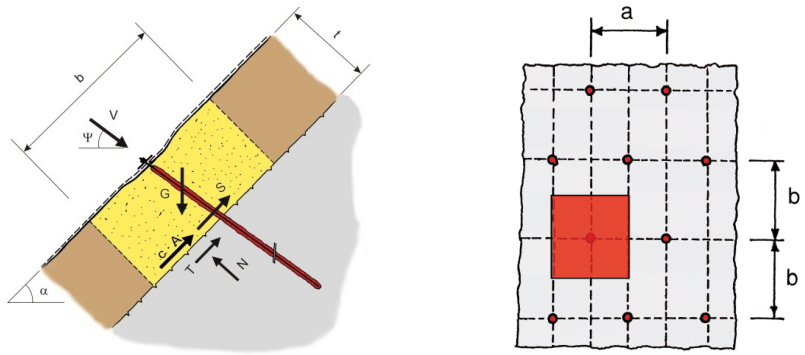
Yaklaşım yüzeysel şeve paralel duraysızlıkları hem de her bir çivi arasındaki bölgesel duraysızlıkları araştırır. Bu şekil 3 te gösterilmiştir ve takibeden bölümlerde açıklanacaktır fakat basitleştirme amacı ile fazla hidrostatik basınç, şevden aşağı akış basıncı ve sismik kuvvetler, vb. burada ihmal edilmiştir.

3.1 Yüzeysel, şeve paralel duraysızlıkların araştırılması

Şeve paralel yüzeysel duraysızlıklarda ilk araştırma üst kaplayıcı tabakadır ki bu sağlam alt toprak tabakasının kaymasında da tehdit oluşturur. Çivilendirme stabil olmayan üst tabakanın bütün olarak stabilize edilmesine yöneliktir. Burada a genişliğinde, b uzunluğunda ve t kalınlığında bir hacım her bir çiviye belli bir emniyet ile bağlanmıştır.

Şekil 4 te solda hacme etkiyen ve patlamasına/çıkmasına yol açabilecek göz önüne alınan kuvvetler gösterilmiştir. Kuvvet G, o zemin gövde parçasının ölü ağırlığını temsil etmektedir. c' x A terimi kohezyonun yatay düzleme göre α açısı eğimindeki kayma yüzeyinde tutma etkisini tanımlamaktadır. Ayrıca c' x A terimi ile, korunacak olan yüzey

tabaka ve sağlam tabaka arasındaki ya da üst tabakanın kendi içindeki kilitlenme etkisi hesaba katılabilir. Kuvvet V ağı şev yüzeyine doğru geren çivi doğrultusundaki kuvvettir. Bulonu sıkınca çivi üzerindeki tırnaklı plaka ve ağ zemine doğru basılır. V yatay düzleme göre ψ açısı kadar eğimlidir. Şevin hareketi oluşmadan önce çivideki öngerilme aşılmış olması gerekmektedir. S değişkeni, çivide tarafından alınan ve sağlam zemine aktarılan kesme kuvvetini temsil ediyor. Alt zemin tabakasından gelen N ve T reaksiyon kuvvetleri normal ve kayma yüzeyi doğrultusunda etki eder. Şekil 4 sağdaki resim plan görünüşünde yerleşim göstermektedir.



Şekil 4. Parçaya etki eden kuvvetler (solda) ve genel şaşırtmalı çivi düzeni (sağda)

Denge denklemi, geoteknik, geometrik parametreler (Mohr-Coulomb) ve öngerme kuvveti V ve model belirsizlik düzeltme faktörü γ_{mod} kullanılarak, kesme kuvveti S denklem 1 de gösterildiği gibi belirlenebilir.

$$S = 1/\gamma_{mod} \cdot \{\gamma_{mod} \cdot G \cdot \sin\alpha - V \cdot \gamma_{mod} \cdot \cos(\psi + \alpha) - c' \cdot A - [G \cdot \cos\alpha + V \cdot \sin(\psi + \alpha)] \cdot \tan\varphi'\} \quad \textbf{(1)}$$

RUVOLUM yazılımı EUROCODE 7 de yayınlanan kısmi güvenlik faktörleri kavramlarını kullanmaktadır. Sürtünme açısı ϕ'_k, kohezyon c'_k ve hacim ağırlığı γ_k sırasıyla ile/birlikte karşı gelen kısmi güvenlik düzeltme değerleri γ_ϕ, γ_c ve γ_γ ile azaltılmalı ya da çarpılmalıdır (sürtünme açısı ϕ'_k, tanjant ile azaltılıyor).

Yüzeysel, şeve paralel duraysızlıkların araştırılmasında aşağıdaki üç durum sağlaması yapılmalıdır.

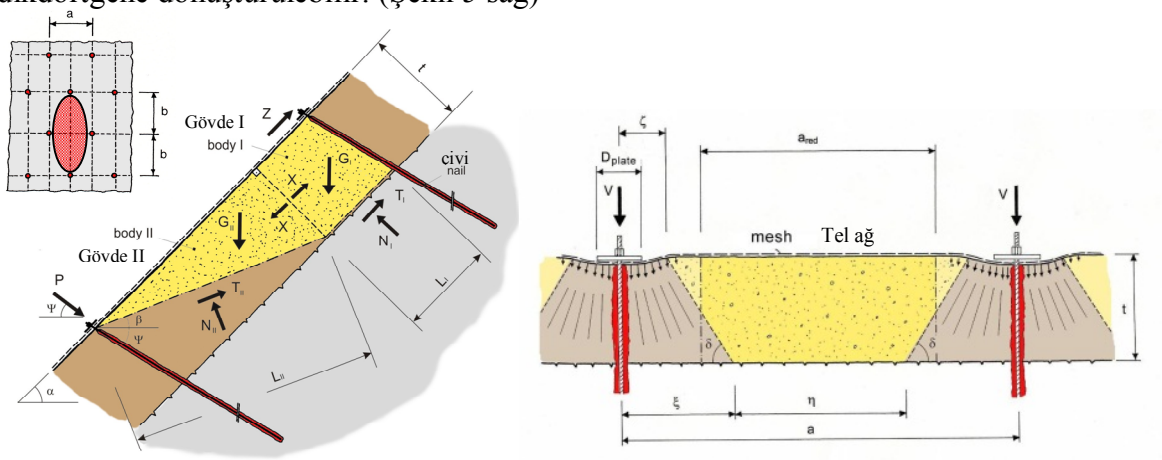
- Yüzey tabakanın kaymaya karşı tahkiki
- Tel ağın delinmeye karşı tahkiki
- Çivinin kesme ve gerilmeye karşı dayanmasının tahkiki

3.2 Her bir çivi arasında bölgesel duraysızlıkların araştırılması

İkinci araştırma çiviler arasındaki parçanın şekil 5 te gösterildiği gibi yerel olarak çıkmaya çalışmasını incelemektir. Burada aktif kamanın ağırlığı G_I ve pasif kamanın G_{II} olarak adlandırılmıştır. Yüzey stabilizasyon sistemi çıkmak isteyen tüm kütleler tutulacak, ortaya çıkan yükler emilip sistem tırnaklı plakalar ile çivilere sonuç olarak stabil zemine iletilecek şekilde boyutlandırılmalıdır.

Her bir çivinin üzerinde a eninde ve 2.b uzunluğunda bölgesel duraysızlık açısından emniyete alınması gereken bir alan vardır. Bu alandan başlayarak 2.b maksimum uzunluğuna varan uzunluklarda çıkmaya meyilli kütleler olabilir. Çıkmaya meyilli kamanın enkesiti mevcut koruma metodundan etkilenir. Ağ, çivi kafasına yani bulonun

tırnaklı plakayı iterek zemine dogru bastırdığı noktaya dogru V kuvveti ile gerilir. Böylece alt zemin üzerindeki çivi çevresindeki yüzeysel alan stabilize edilir. Hesap yöntemi bu olayı gözönüne alır. Basitleştirme için her bir uç tırnaklı plakanın ve yanındaki ağın altında oluşan basınç konileri incelenen kayan kütlenin dışında yer aldığı kabul edilir. Sonuçta kırmızı yaklaşık olarak yamuk şeklindeki alan eşit alandaki genişliği a_{red} ve kalınlığı t olan dikdörtgene dönüştürülebilir. (Şekil 5 sağ)



Şekil 5. Çiviler arasındaki bölgesel duraysızlık (solda) ve t kalınlığında maksimum mümkün olabilen çıkmaya meyilli kütle enkesiti; aktif olarak stabilize edilmiş basınç kesik konileri

(2) ve (3) numaralı denklemlerde belirtilen ilişkiler, Şekil 5 teki çift gövde kayma mekanizmasından doğan denge kabullerinin sonucudur ve Mohr-Coulomb kırılma durumunu hem de γ_{mod} model belirsizlik faktörünü hesaba katar. Çivi doğrultusunda etkiyen maksimum kuvvet P aşağıda gösterilen (2) ve (3) numaralı denklemler ile kayan yüzeyin eğimi β ve kalınlık t nin varyasyonlarına göre belirlenir.

$$X = 1/\gamma_{mod} \cdot \{G_I \cdot [\gamma_{mod} \cdot \sin\alpha - \cos\alpha \cdot \tan\varphi'] - c' \cdot A_I\} \quad (2)$$

$$P = \frac{G_{II} \cdot [\gamma_{mod} \cdot \sin\beta - \cos\beta \cdot \tan\varphi'] + (X - Z) \cdot [\gamma_{mod} \cdot \cos(\alpha - \beta) - \sin(\alpha - \beta) \cdot \tan\varphi'] - c' \cdot A_{II}}{\gamma_{mod} \cdot \cos(\beta + \psi) + \sin(\beta + \psi) \cdot \tan\varphi'} \quad (3)$$

Çiviler arasındaki yerel duraysızlıkların incelenmesi düşünüldüğünde aşağıdaki iki kontrol ele alınmalıdır.

- Tırnaklı plakanın üst şev kısmında ağın yırtılmayacağının tahkiki
- Ağın şeve paralel kuvvet Z yi üst çiviye iletebileceğinin tahkiki

4. GENEL STABİLİTE İNCELEMESİ

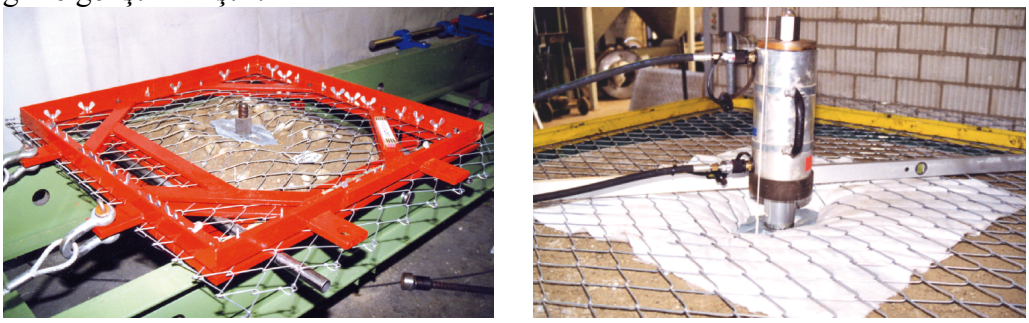
Yüzeye yakın duraysızlıkların RUVOLUM® metodu ile incelenmesine ek olarak çeşitli stabilite durumları gözönüne alınarak alt ana zemine göre derin kayma yüzeyleri ve genel stabilite durumları da ayrıca incelenmelidir. İlgili hesaplamalar geleneksel stabilite analizi metodlarına göre yapılır örneğin zeminde ya da kayada kayma yüzeyleri veya katmanlar ile belirlenmiş kayma yüzeyleri, çatlaklar gözönüne alınır. Çivileme her tahkik gözönüne alınarak optimize edilebilir.

5. SİSTEMİN DAYANMA GÜCÜNÜ BELİRLEMEK İÇİN TESTLER

Yüzeysel olarak ayrışmış ve gevşemiş kaya ve toprak şevlere destek için yukarıdaki denklemlerin dizayn yaparken kullanılabilmesi için tel ağın aşağıdaki yük taşıma kapasitesi veya dayanma direncini bilmek gerekir :

- Z_R : Tel ağın seçilen şeve paralel çekme gerilmesine dayanma direnci
- D_R : Tel ağın çivi yönünde delinme direnci
- P_R : Ağın tırnaklı plakaların kenarında şevden dışarı çıkmak isteyen gövde etkisi ile oluşan kesmeye karşı dayanma direnci

Yüksek mukavemetli çelik tel ağın dayanma direnci Şekil 6 da gösterilen test aletleri ile ve Landesgewerbeanstalt (LGA) Nürnberg, Germany (Brändlein, 2004) gözetiminde belirlenmiştir. Bu aletler Rüegger and Flum AG (Rüegger, vd. 2006) ve Geobrugg AG işbirliği ile geliştirilmiştir.



Şekil 6. Ağın şeve paralel seçilmiş çekme gerilmesine karşı dayanma direncini belirlemek için test düzeneği (solda) ve ağın çivi yönünde delinmeye karşı dayanma direncini belirlemek için test düzeneği (sağda)

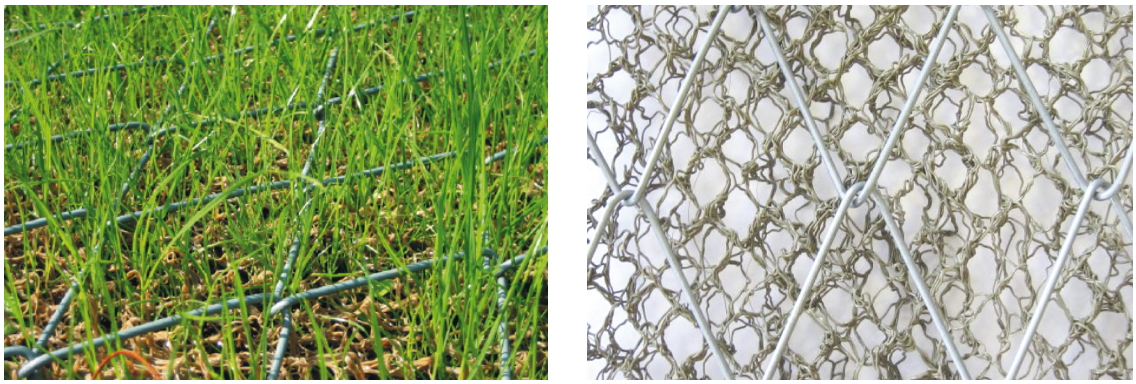
6. TEKRAR BİTKİLENDİRME / EROZYON KONTROL ÖRTÜSÜ İLE EROZYON ÖNLEME

Ince daneli, kohezyonsuz gevşek kaya veya çok ayrışmış kaya zeminlerden onluşan dik şevlerin yüzeylerinde erozyon tehlikesi vardır. Böyle ince malzeme yüksek mukavemetli ağın ağdan çıkabilir ve ağın altında boşluklar ve kanallar bırakarak akabilir.

Buna tepeden, tabakalardan, çatlaklardan gelen sular veya kuru yüzeylerde şiddetli yağmurlardaki yüzey suyu akışları neden olabilir. Zemin suyu basıncı genellikle toplanıp drenaj yapılır. Sürekli su çıkışları her zaman probleme yol açabilir dolayısı ile stabilizasyon önlemlerinen önce başa çıkılmalıdır, sonra düzeltme çok zor olabilir. Şev üst kısmından şeve büyük miktarlarda su akışını önlemeye özel önem verilmelidir. Eğer uygunsa şevin üst kısmına uygun drenaj kanalları yapılarak su yanlara doğru kontrollu bir şekilde aktarılabilir.

Geriye şeve direkt olarak düşen su kalıyor. Yüksek şiddette ve uzun süreli yağışlar da erozyona yol açabilir. Yağmur damlalarının çarpması ve yüzey suyunun drenajı da zemin hareketine, bozulmalara ve genel erozyona yol açabilir. Bu problem ile genellikle tüm yüzeyin bitkilendirilmesi ile başa çıkılabilir. Kökler yüzey tabakasını stabilize eder ve önemli miktarda su akmaya başlamadan önce bitkilendirilmiş tabakada tutulur.

Fakat, etkili bir bitkilendirmenin oluşması ve kararlı bir zemin ortamının olması zaman alır. Harekete ve erozyona maruz bir şevde bitkilerin gelişmesi zordur. Ağın serilmesinden hemen sonra erozyona dayanıklı bitkilendirme ve tohum püskürtme her zaman mümkün olmayabilir. Bu yüzden genellikle tel ağ ile birlikte erozyon önleme de yaparak zeminin yıkanıp gitmesini önlemek ve daha sonraki yeşillendirmeye ön koşulları sağlamak gerekebilir.



Şekil 7. Yüksek mukavemetli tel ağ ve erozyon kontrol örtüsü (solda) ve erozyon kontrol matı (sağda)

Maalesef, her zaman jüt, hindistan cevizi lifi gibi doğal elyaflardan yapılan erozyon kontrol örtüleri ile istenilen sonuca ulaşılamıyor, çünkü düzgün olmayan yüzeylerde zeminle temas sağlanamayan yerler olabiliyor. Bu örtüler genellikle bitkilendirme ve tohumlama püskürtmesi için çok dar gözenekli olabiliyor. Dolayısı ile görüntüde çıplak kalmış dolayısı ile yine erozyona maruz alanlar olabiliyor. Uzun vadede bu kısımlar örtünün de yırtılması ile birlikte erozyona devam ediyor.

Dolayısı ile aranan esnek, üç boyutlu açık gözenekli yapıda ve erozyona karşı iyi koruma sağlayabilecek bir örtü idi. Örtü bitkilendirme için gerekli tutunma ve stabilizasyon tabakasını sağlayacaktı. Ayrıca örgünün göze çarpmayan örneğin yüzeyinrengine uyumlu olması da önemlidir.

Değişik ürünler üzerinde, kuru ve ıslak koşullarda ve zor lokasyonlarda yapılan birçok uygunluk testinden sonra üç boyutlu, polipropilen rastgele serilmiş elyaflardan oluşan örtü, erozyon önleme ve bitkilendirilmiş yüzey için şartları en optimum şekilde karşılıyordu. Bu şekil 7 de gösterilen erozyon kontrol örtüsü özellikle TECCO® stabilizasyon sistemi ile kullanım için geliştirilmiştir ve TECMAT® ticari ismi ile mevcuttur.

7. SONUÇ

Yüksek mukavemetli tel ağ ve özel tırnaklı plakalar kullanılarak sunulan yüksek mukavemetli ağ sistemi özel saha koşullarına ve statik koşullara kolaylıkla adapte edilebilir. Yaklaşım, büyük yüklerin alınarak ve transfer ederek çivilerin daha ekonomik kullanılarak uygun bir çözüm sunar. Bu da çivilerin delinmesi oldukça önemli maliyet getirdiği için daha ekonomik çözüm sağlar.

TECCO® ile stabilize edilmiş şevler uygun erozyon kontrol matı ile birleştirilirse tekrar doğal yeşil ve bitkilendirilmiş görüntüye kavuşur, bu da göze hoş gelen bir görüntü sağlar.

Zemin çivilerinin yüksek mukavemetli tel ağ ile birlikte kullanımı için burada açıklanan konsepte göre, şevdeki yüzeysel duraysızlıklar için dizayn edilebilir ve boyutlandırılabilir. Bu, esnek yüzey önlemlerinin ilk düzgün dizaynıdır.

Derin yerleşimli göçme mekanizmaları için geleneksel dizayn metodlarına halen ihtiyaç duyulmaktadır.

KAYNAKLAR

Brändlein P, LGA Nuremberg, Germany, Monitoring and supervision of laboratory testing of the TECCO® slope stabilization system, Test report BPI 0400046/1, 2004.

Rüegger, R.; Flum, D.: Anforderungen an flexible Böschungsstabilisierungssysteme bei der Anwendung in Boden und Fels. Technische Akademie Esslingen, Beitrag für 4. Kolloquium „Bauen in Boden und Fels“, January 2006.

Rüegger, R.; Flum, D.; Haller, B.: Hochfeste Geflechte aus Stahldraht für die Oberflächensicherung in Kombination mit Vernagelungen und Verankerungen. Technische Akademie Esslingen, Beitrag für 2. Kolloquium „Bauen in Boden und Fels“, Januar 2002.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ZEMİN ÇİVİLERİNİN GÖMÜLÜ KAZIK ELEMANLAR İLE SAYISAL ANALİZİ

NUMERICAL ANALYSIS OF SOIL NAILS BY EMBEDDED PILE ELEMENTS

Mehmet M. BERİLGEN[1] **İ. Kutay ÖZAYDIN[2]** **Tuncer B. EDİL [3]**

ABSTRACT

Because of the ability to take into account nonlinear behavior, construction steps and soil-structure interaction, designs based on numerical analysis methods are likely to be more economical and safer. However, the need to use two-dımensional (2D) models in numerical analyses for practical reasons limits realistic solutions. Inability to model nail-soil interaction properly plays an important role. In a plane-strain idealızation nail elements are modeled as a thin plate. In this case, to obtain realistic deformations the rigidity of nail elements are reduced; however, it becomes difficult to model realistic soil-structure interaction. To avoid this problem, embedded beam or pile elements have been developed. In the embedded pile element approach, piles or other elements embedded in the soil (i.e., nail, tie-backs etc.) are modeled with their load capacity and incorporating soil-structure interaction. This study aims at numerical modeling of soil nails using embedded pile elements. For this purpose, a full-scale model experiment reported in Clouterre 1986 (Unterriener ve Benhamda, 1995) is modeled using Plaxıs 2D 2012(Brinkgreve,2012) program and the numerical results are compared with the experimental results. These comparisons indicate that use of embedded pile elements can be used for a realistic analysis of soil nails.

ÖZET

Sayısal analiz yöntemleri ile gerçekleştirilen tasarımlarda zeminin yük altında doğrusal olmayan davranışı, kazı inşa adımları ve yapısal elemanlarda zemin/yapı etkileşimi dikkate alındığından tasarımlar diğer analiz yöntemlerine göre daha güvenli ve ekonomik olabilir. Ancak pratik nedenlerden ötürü sayısal analizlerde iki boyutlu (2B) model kullanılması ihtiyacı analiz sonuçlarının gerçekçi olmasını zorlaştırmaktadır. Bunda çivi-zemin etkileşimini doğru modelleyememenin oluşturduğu sıkıntı önemli rol oynamaktadır. Düzlem şekil değiştirme idealizasyonuna göre kurulan bir modelde çivi elemanlar ince bir plak veya levha gibi modellenebilmektedir. Bu durumda gerçekçi yer değiştirmeleri elde etmek için çivi elemanların rijitliklerinin uygun oranda azaltılması yoluna gidilse de silindirik çivilerin gerçek zemin yapı etkileşimini modellemek güçleşmektedir. 2B analizlerde bunun önüne geçmek için gömülü kiriş veya kazık elemanlar geliştirilmiştir.

[1] Doç. Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, berilgen@yildiz.edu.tr
[2] Prof.Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi, berilgen@yildiz.edu.tr
[3] Prof.Dr., Univesity of Wiconsin, Madison, edil@engr.wisc.edu

Gömülü kazık elemanlarda zemin içindeki kazık veya diğer yapısal elemanlar (çivi, ankraj vb) taşıma gücü ile birlikte zemin-yapı etkileşimi gözönüne alınarak modellenmektedir. Bu çalışmada gömülü kazık elemanlar kullanılarak zemin çivilerinin sayısal modellenmesi amaçlanmıştır. Bu amaç için Clouterre 1986'da gerçekleştirilen tam ölçekli bir model deney (Unterriener ve Benhamda, 1995) Plaxis 2D 2012 (Brinkgreve, vd., 2012) yazılımı ile modellenmiş ve sonuçlar deneysel ölçümler ile karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmalar gömülü çivilerin gerçekçi sayısal analizlerinde kazık elemanların kullanılabileceğini göstermektedir.

1. GİRİŞ

Zemin çivileri şevlerin stabilitesini artırmak için tüm dünyada yaygın olarak kullanılan yerinde iyileştirme yöntemlerinden biridir. Bu yöntemde zemin iyileştirmesi, şev üzerinde yapılan delgiler içine yerleştirilen betonarme donatı çeliği veya benzeri donatılara grout uygulanarak zemin içinde rijit elemanlar oluşturulması tekniğine dayanmaktadır. Zemin çivilerinin sıradan malzemeler kullanılarak imal edilmesi, uygulandıktan sonra bakım gerektirmemesi ve içinde yeraldığı zeminle birlikte esnek bir sistem oluşturması nedeni ile yarma şevlerinde ve kazılarda sıkça kullanılmaktadır. Zemin çivileri basit uygulamaya sahip olması yanında sistemi oluşturan donatı, çevresindeki beton (grout) ve çevre zemin arasında karşılıklı bir etkileşim söz konusudur. Zemin çivilerinin davranışının aydınlatılması için çeşitli ülkelerde çok sayıda araştırmacı tarafından model deneyler ve yerinde aletsel gözlemler yapılmıştır. Bugün, bu çalışmalardan elde edilen bulgular ışığında zemin çivilerinin analizi ve tasarımı gerçekleştirilmektedir. İlk zemin çivili duvar 1972 yılında inşa edildikten sonra ilk tam ölçekli model deney Stocker vd. tarafından Almanya'da 1979 yılında gerçekleştirilmiştir. Zemin çivilerinin otoyol yarma şevleri için uygun bir iyileştirme yöntemi olduğunu farkeden Fransız mühendisler bu yeni yöntemin tasarımında ve uygulamasındaki eksiklikleri ortaya çıkarmak ve zemin çivilerinin davranışını anlamak için 1986-1991 arasında bir dizi tam ölçekli model deneyler yapmış ve deneylerden elde edilen bulgular ile bir yönetmelik hazırlamışlardır (Clouterre, 1991). Halen zemin çivileri üzerine gerçekleştirilen bir çok tasarımda Clouterre 1991'den yararlanılmaktadır.

Günümüzde zemin çivilerinin tasarımında yerel ve genel stabilite analizleri yapılmaktadır. Stabilite analizlerinde limit dengeye dayalı zemin şev analizleri yöntemleri kullanılmaktadır. Bu yöntemlerde ortamın yer değiştirmeleri hesaplanamadığından zemin çivili kazılarda duvar ve çevre yapılardaki yer değiştirmelerin hesaplanmasında çoğunlukla sonlu elemanlar, sonlu farklar veya başka bir sayısal analiz yöntemi kullanılması yoluna gidilmektedir. Bu sayısal analiz yöntemleri ile gerçekleştirilen tasarımlarda zeminin yük altında doğrusal olmayan davranışı, kazı inşa adımları ve yapısal elemanlarda zemin/yapı etkileşimi dikkate alındığından tasarımlar diğer analiz yöntemlerine göre daha güvenli ve ekonomik olabilir. Ancak pratik nedenlerden ötürü sayısal analizlerde iki boyutlu (2B) model kullanılması ihtiyacı analiz sonuçlarının gerçekçi olmasını zorlaştırmaktadır. Bunda çivi-zemin etkileşimini doğru modelleyememenin oluşturduğu sıkıntı önemli rol oynamaktadır. Düzlem şekil değiştirme idelazasyonuna göre kurulan bir modelde çivi elemanlar ince bir plak veya levha gibi modellenebilmektedir. Bu durumda gerçekçi yer değiştirmeleri elde etmek için çivi elemanların rijitliklerini uygun oranda azaltma yoluna gidilse de silindirik çivi elemanların gerçek zemin yapı etkileşimini modellemek son derece güçtür. 2B analizlerde bunun önüne geçmek başka bir deyişle 3 boyutlu sayısal problemi 2B olarak çözebilmek için gömülü kiriş veya kazık elemanlar kullanılabilir.

Gömülü kiriş veya kazık elemanlar sayısal analizlerde son bir kaç yıldır yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır (Engin vd., 2007; Septanika, 2005; Sadek ve Shahrour, 2004). Gömülü kazık elemanlarda zemin içindeki kazık veya diğer yapısal elemanlar (çivi, ankraj vb) taşıma gücü ile birlikte zemin-yapı etkileşimi gözönüne alınarak modellenmektedir. Bu durumda 2B modellerde mevcut donatı elemanların geometrik ve rijitliklerinin gözönüne alınarak daha gerçekçi analizler yapılmasını sağlamakla birlikte güvenilir taşıma gücü değerlerine gereksinim vardır.

Bu çalışmada gömülü kiriş elemanlar kullanılarak zemin çivilerinin sayısal modellenmesi amaçlanmıştır. Bu amaç için Clouterre 1986'da gerçekleştirilen tam ölçekli bir model deney Plaxis 2D 2012 (Brinkgreve, vd., 2012) yazılımı ile modellenmiş ve sonuçlar deneysel ölçümler ile karşılaştırılmıştır.

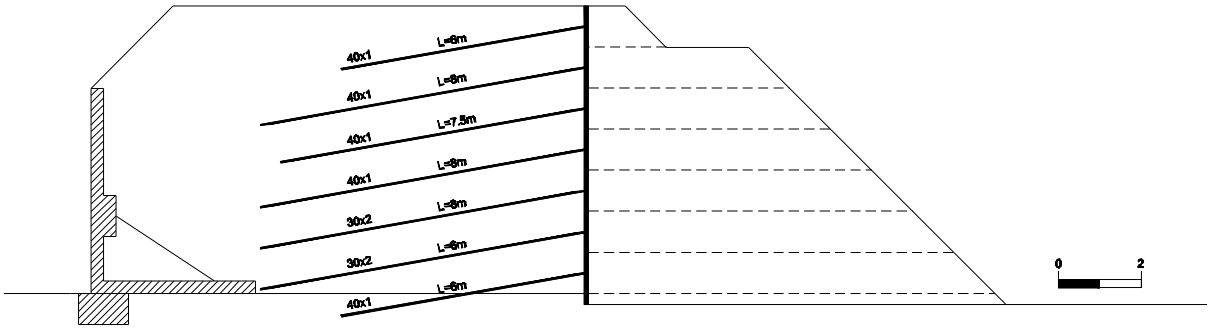
2. ZEMİNE GÖMÜLÜ KAZIK ELEMAN

Sonlu elemanlar yöntemi zemin etkileşimi problemleri için elverişli bir sayısal çözüm yöntemi olmakla birlikte, kazık grupları, zemin çivileri ve ankrajlarını gerçekçi modellemek için üç boyutlu modelleme (3B) yapılması gerekmektedir. 3B analizlerde modelleme ve sonuçları değerlendirme güçlüğü ile pahalı donanım ve yazılım gereksinimi mühendisleri 2B analizler yapmaya zorlamaktadır. Zemin çivilerinin 2B sonlu elemanlar analizinde bu durumu aşmak için pratikte genellikle çiviler plak veya benzeri elemanlar ile modellenmekte, çivinin zeminle etkileşimini modellemek için se arayüz elemanlar kullanılmaktadır. Bu durumda, düzlem şekil değiştirme idealziasyonunun yapıldığı 2B analizlerde silindirik zemin çivisinin gerçekteki gibi modellenemeyeceği açıktır. Bu güçlükleri aşmak için son yıllarda zemine gömülü kazık elemanlar (embedded pile elements) geliştirilmiştir. Bu elemanlar ile eleman sayısı azaltılarak zaman ve bellek ekonomisi sağlamak yanında zemin içinde yer alan kazık ve çivi gibi donatıların kesit tesirlerini de belirlemek mümkün olmaktadır. Sadek ve Shahrour (2004) tarafından geliştirilen gömülü kiriş eleman esas alınarak Plaxis 2D 2012 (Brinkgreve vd., 2012) yazılımı için gömülü kazık elemanlar geliştirilmiştir. Bu eleman kazık ile çevre ve uçtaki zemin-kazık etkileşimini modelleyen ara yüzey elemanlardan meydana gelmektedir. 2B gömülü kazık elemanlar üzerinde doğrulama çalışmaları halen sürmektedir (Brinkgreve vd., 2012).

3. 1:1 ÖLÇEKLİ ZEMİN ÇİVİLİ DUVAR DENEYİ

Zemin çivilerinin gömülü kazık elemanlar ile sayısal modelini incelemek amacı ile Clouterre kapsamında gerçekleştirilen CEBT-1 olarak adlandırılmış tam ölçekli model deneyden yararlanılmıştır (Unterriener vd. 1995). Bu model deneyde Şekil 1'de görüldüğü gibi 7 m derinlikteki bir diyaframm perde yatayla 10° açı yapan 1 m aralıklı farklı uzunluktaki 7 adet zemin çivisi ile desteklenmiştir. Çivi aralıkları yatay ve düşeyde 1 m olup uzunlukları 6-8 m arasında değişmektedir. Zemin çivileri 40-30 mm çapında ve 1-3 mm kalınlıktaki alüminyum boruların groutlanması ile modellenmiştir. Deneyde 10 cm kalınlıktaki betonarme duvar önüne ve arkasına Fountaine Kumu serilerek relatif sıkılığı Dr=0.60 olacak şekilde sıkıştırılmıştır. Kum dolgu 1-6m içinde farklı derinliklerde yapılan pressiometre deneylerinde limit basıncın p_l=0.5-1.5 MPa arasında değiştiği , ortalama pressiometre modulünün ise E_M=10 MPa olduğu saptanmıştır (Plumelle, 1987). Deneyin oturtulduğu zemin, içinde yapılan pressiometre deneylerinde, zeminin çok sert

olduğunu gözlenmiştir (p_l>>5 MPa, E_M>>50) (Schlosser, vd., 1993). Deney sırasında zemin çivileri içinde ve duvar arkasındaki geri dolguda inklinometre ölçümleri yapılmıştır. Inklinometre ölçümleri duvar yüzünde ve duvara 2m, 4m, ve 8m mesafelerde yapılmıştır.

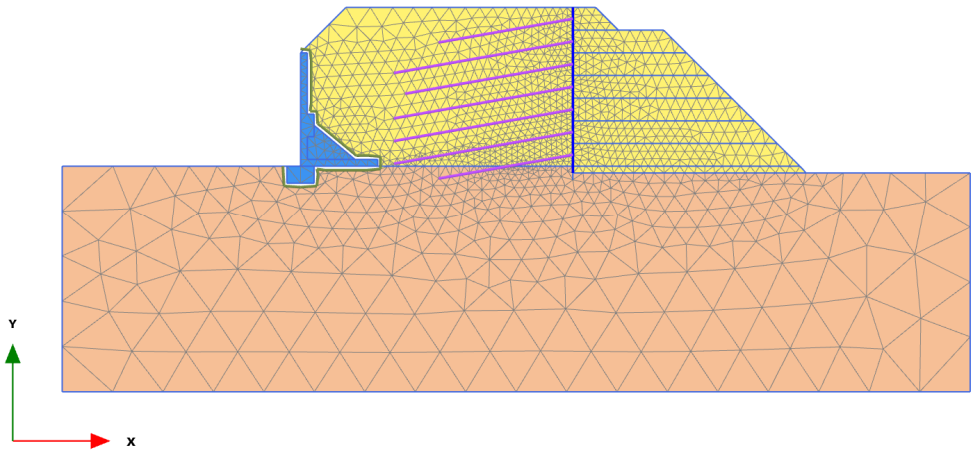


Şekil 1. Deneysel model (Unterriener vd., 1995).

Deney kumu üzerinde gerçekleştirilen çok sayıda üç eksenli basınç ve çekme deneyi sonucunda 0.60 relatif sıkılıkta kayma mukavemeti açısının φ=38°, kohezyonunun c=3 kPa olduğu görülmüştür. Fountaine kumunun %50'ye kadar silt içermesi ve %6-%12 su muhtevasına sahip olması sebebi ile bir miktar kohezyona sahip olduğu anlaşılmaktadır (Petit, 1987). Üç eksenli basınç deneyleri dilatans açısının ψ=25° alınabileceğini göstermiştir (Dupla ve Canou,1994).

4. SAYISAL ANALİZLER

Gömülü kazık elemanların zemin çivilerini modellemede yetkinliğini araştırmak için Şekil 1'de görülen 1:1 ölçekli deney gözönüne alınmıştır. Bu fiziksel modelin gömülü kazık elemanlar kullanılarak geri analizler ile incelenmesi için Plaxis 2D 2012 (Brinkgreve vd, 2012) yazılımı kullanılmıştır. Geri analizler için oluşturulan sonlu elemanlar modeli Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil 2. Sonlu elemanlar modeli

Şekil 2'den görüldüğü gibi sonlu elemanlar modelinde iki farklı zemin tabakası bulunmaktadır. Bu tabakalardan üstteki tabaka model duvarın arkasına yerleştirilen kum, alttaki ise temel zemini oluşturan tabakadır. SE analizlerde bu tabakalar için elasto-plastik gerilme-şekil değiştirme davranışı göz önüne alınmış olup malzeme parametreleri Unterriener vd. (1995) tarafından gerçekleştirilen çalışmadan alınmıştır. Bu çalışmada adı geçen yazarlar zemin çivilerini eşdeğer plak eleman ve çevresinde ara yüzey elemanlar kullanarak modellemiş ve Şekil 1'deki deneyi 5. adıma kadar 2B sonlu eleman (SE) analizleri ile incelemişlerdir. Plaxis analizleri için malzeme parametreleri güncellenmiştir. Güncelleme zemin elastiste modulü, Poisson oranı ve çivi sürtünme direnci üzerinde olmuştur. Unterriener vd. (1995) tarafından yapılan analizlerde kum zemin tabakaları için Mohr Columb malzeme modeli kullanılmış ve buna bağlı olarak elastiste modulü pressiometre modulünün iki katı $E=2E_M$ ve Poisson oranı $\nu=0.33$ alınmıştır. Plaxis analizlerinde ise zemin davranışını daha gerçekçi modelleyebilen Hardening Soil malzeme modeli tercih edilmiş ve elastik malzeme parametreleri buna göre güncellenmiştir. Her iki zemin tabakası için analizlerde göz önüne alınan malzeme parametreleri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Malzeme parametreleri

Parametre	Sembol	Birim	Fountain kumu	Temel zemini	İstinat duvarı
Malzeme modeli			Hardening Soil Model		Elastik
Tabii Birim Hacim ağırlık	γ	[kN/m^3]	16.1	17	24
Sekant Modülü	E_{50}^{ref}	[MPa]	20	70	25000
Ödometre Modülü	E_{oed}^{ref}	[MPa]	20	70	-
Boşaltma Modülü	E_{ur}^{ref}	[MPa]	60	210	-
Kohezyon	c_{ref}	[kPa]	3	0	-
Kayma muk. Açısı	ϕ	[°]	38	38	-
Poisson oranı	ν	[-]	0.2	0.2	0.15
Referans gerilme	p_{ref}	[kPa]	100	100	-
Hiperbolik model üstel katsayısı	m	[-]	0.5	0.5	-
Sükunetteki toprak basıncı katsayısı	K_0^{nc}	[-]	0.616	0.616	-
Göçme oranı	R_f	[-]	0.9	0.9	-
Arayüzey oranı	R_{inter}	[-]	1.0	1.0	-

SE modelde zemin çivileri gömülü kazık elemanlar, shotcrete perde duvarı plak eleman ve istinat duvarı 2B katı eleman ile modellenmiştir. Betonarme inşa edilmiş istinat duvarı için elastik mazleme davranışı kabülü ile kullanılan malzeme parametreleri Tablo 1'de verilmiştir. 10 cm kalınlıktaki perde duvar için de elastik malzeme kabulü ile istinat duvarı ile aynı elastik parametreler alınmıştır. Alûminyum borudan üretilen zemin çivileri için kullanılan gömülü kazık elemanların geometrik bilgileri ve çevre sürtünmesi değerleri Tablo 2'de verilmiştir. Bu elemanlar için elastisite modulü 70 000 MPa alınmıştır.

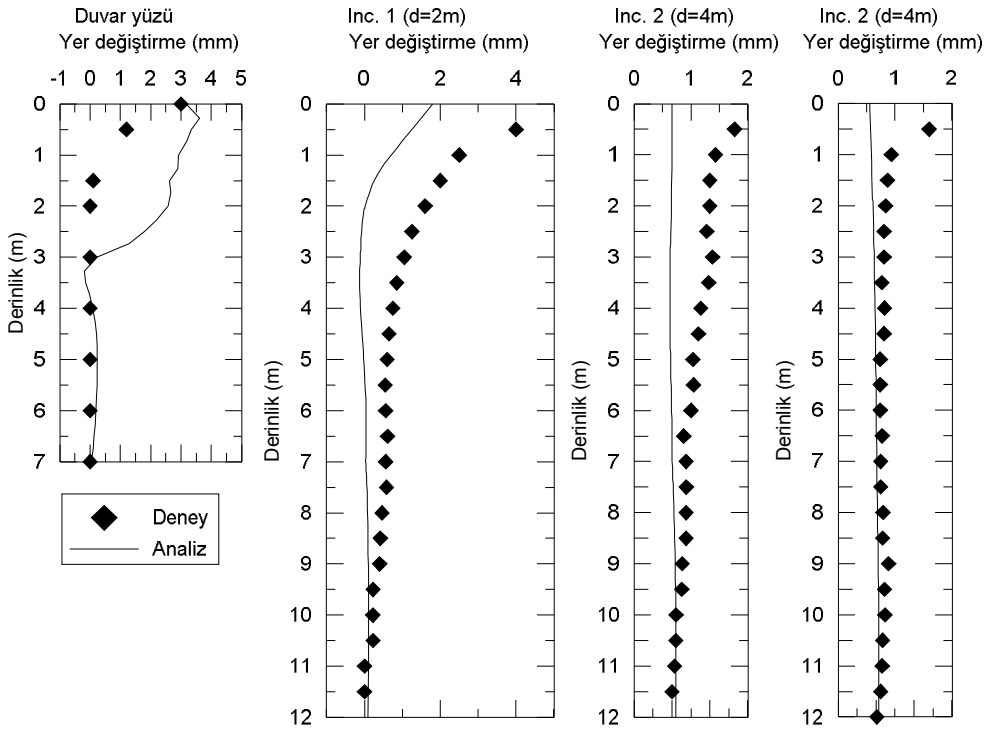
Tablo 2. Zemin Çivilerinin mekanik özellikleri

Çivi No	Derinlik	Uzunluk	Çap	Et kalınlığı	Nihaî çevre sürtünmesi kuvveti (üst uç)[1]	(alt uç)[2]
-	m	m	mm	mm	kN/m	
1	0.5	6	40	1	10	0
2	1.5	8	40	1	14	0
3	2.5	7.5	40	1	18	0
4	3.5	8	40	1	22	0
5	4.5	8	30	2	26	0
6	5.5	8	30	2	30	0
7	6.5	6	40	1	34	0

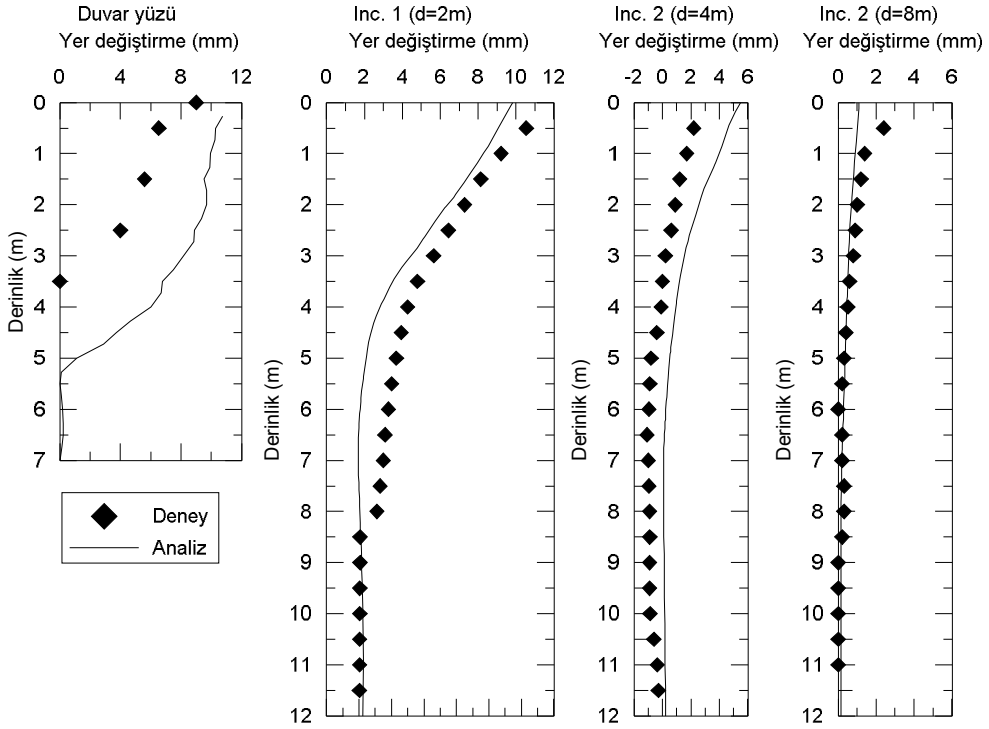
[1] Zemin çivisinin baş kısmında öngörülen birim çevre sürtünmesi kuvveti
[2] Zemin çivisinin alt ucunda öngörülen birim çevre sürtünmesi kuvveti

4.1. Analiz Sonuçları

Gömülü kazık elemanlar ile zemin çivilerinin modellendiği sonlu elemanlar analizleri Unterriener vd. (1995) tarafından hazırlanmış orijinal bildirideki gibi 5. Sıra çivi adımına kadar yapılmıştır. Deneysel ölçümler ile analizlerin karşılaştırması orijinaline bağlı olarak 3. ve 5. adımlarda yapılabilmiştir. Buna göre çivi imalatından sonra duvar yüzünde, duvara 2, 4 ve 8 m mesafelerde alınan inklinometre ölçümleri ile 2B gerilme şekil değiştirme analizleri sonuçlarının karşılaştırılması üçüncü adım için Şekil 3'de, beşinci adım için Şekil 4'de verilmiştir. Şekil 3'de ve Şekil 4'de verilen derinlik-yatay yer değiştirme grafiklerinden görüldüğü gibi hesaplanan yatay yer değiştirmeler inklinometre ölçümlerine yakın çıkmakla birlikte özellikle duvar yüzünde yatay yer değiştirme değişimi hesaplanana göre daha az ve farklı biçimdedir. Diğer yandan Şekil 4'de arazi ölçümleri beşinci adımda kazı yüksekliği 4.5-5.0m iken 3.5m derinlikten sonra hareket gözlenmediği anlaşılmaktadır. Buna karşın 5 m kazı derinliği alınarak analizin gerçekleştirildiği beşinci adımda hareket 5 cm'leri bulmuştur. Analiz ve ölçümlerdeki bu farklılığın arazi inşa koşullarının analizlerde tam olarak göz önüne alınabilmesini sağlayacak bilgilerin eksikliğinden kaynaklandığı söylenebilir.



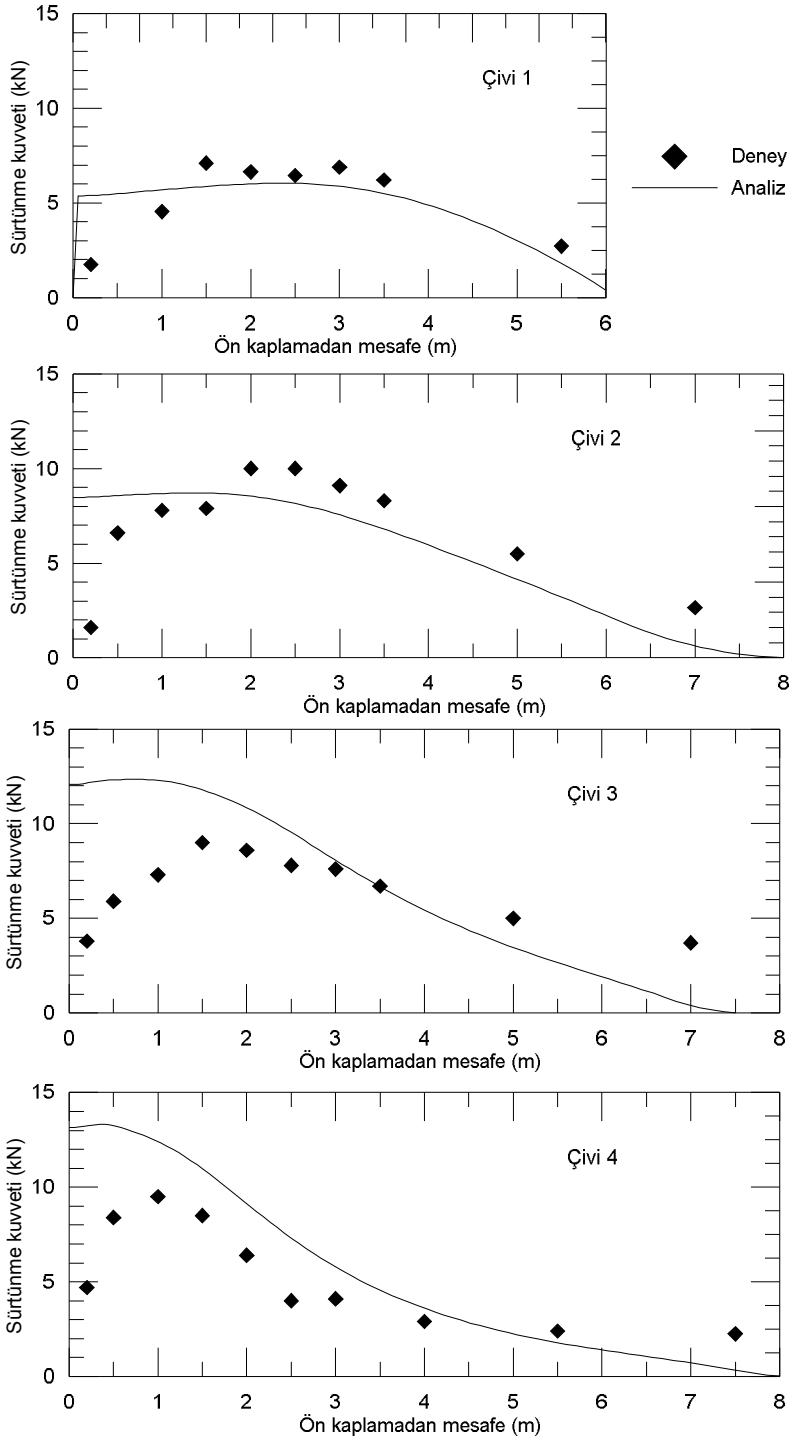
Şekil 3. 3. inşa aşamasında alınan inklinometre ölçümlerinin analizlerle karşılaştırılması



Şekil 4. 5. inşa aşamasında alınan inklinometre ölçümlerinin analizlerle karşılaştırılması

Gömülü kazık eleman ile modellenmiş çivilere gelen sürtünme kuvvetlerinin deneysel ölçümler ile karşılaştırılması Şekil 5'de verilmiştir. Şekil 5'da verilen sürtünme kuvveti eğrilerine bakıldığında arazi ölçümleri ile analiz sürtünme kuvveti eğrilerinin birbirine benzediği görülmektedir. Analizlerle bulunan sürtünme kuvveti eğrilerinin çivilerin baş kısmında ölçülen arazi değerlerinden daha büyük olduğu görülmektedir. Arazi ölçümleri zemin çivilerinin baş kısımlarında fazla kuvvet almadığını göstermiştir. Bu durum boru

elemandan üretilen çivilerin duvara ankastre bağlanmadığına ve çivilerin bir miktar hareket etmiş olduğuna işaret etmektedir. Oysa sonlu elemanlar modelde zemin çivileri için kullanılan gömülü kazık elemanlar duvarın modellendiği plak elemana ankastre bağlandığından baş kısmında arazide ölçülenden daha fazla yük hesaplanmıştır. Bu durumu sayısal modelde aşmak mümkün olmakla birlikte bildiri kapsamı dışında tutulmuştur. Çivi boyunca sürtünme kuvveti değişimi eğrilerine bakınca gömülü kazık elemanların zemin çivili destekleme sistemlerinin analizi için kullanımının uygun olduğu anlaşılmaktadır.



Şekil 5. 5. inşa aşamasında çivilerdeki sürtünme kuvvetlerinin karşılaştırılması

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada zemin içine yerleştirilen kazık, ankraj ve çivi gibi sıralı donatı elemanların 2B sayısal analizlerinde kullanmak üzere geliştirilen gömülü kazık elemanların zemin çivilerinin modellenmesi için uygunluğu incelenmiştir. Bunun için Clouterre 1986'da (Unterriener vd., 1995) gerçekleştirilen tam ölçekli bir model deney Plaxis 2D 2012 (Brinkgreve, vd., 2012) yazılımı ile modellenmiş ve sonuçlar deneysel ölçümler ile karşılaştırılmıştır. Yapılan karşılaştırmalar gömülü kazık elemanların zemin çivilerinin modellenmesinde kullanılabileceğini göstermektedir Böylece 2B analiz ile gerçekte 3B olan problemi çözme avantajı sağlanmakla birlikte bu elemanların kullanılmasında dikkat edilmesi gereken bazı hususlar vardır. Bu hususların giderilmesi ile bu elemanlar zemin çivileri ve benzeri donatılı zemin problemlerinin analizinde güvenle kullanılabilir. Bu hususlar:

1. İki boyutlu gömülü kazık elemanlar ile zemin donatılarını modellerken bugüne kadar bilinen sonlu elemanlardan farklı olarak çevre ve uç taşıma gücü değerlerine ihtiyaç vardır. Bu değerlerin seçilmesinde arazide yapılacak yükleme deneyleri sonuçlarını kullanmak en doğru yaklaşım olmakla birlikte zemin çivileri için hazırlanmış yönetmeliklerden yararlanılabilir (Ciria, 2005, FHWA, 2003, Clouterre 1991). Bu durumda tasarımın güvenliği için yapılan analizleri doğrulamak üzere arazi yükleme deneyleri yapılması uygun bir mühendislik yaklaşımıdır.

2. Zemine gömülü kazık elemanların sayısal analizlerde kullanımı yeni olduğundan henüz pratik amaçlarla kullanımı çok sınırlı olmuştur. Bu nedenle kullanımının alışılagelmiş diğer analiz yöntemleri ile kontrol edilmesinde yarar vardır.

3. Zemine gömülü kazık elemanların bilinçli kullanımını yaygınlaştırmak için arazi ve laboratuar modellerinin bu elemanlarla analizlerinin yapılmasına ihtiyaç vardır. Bu bağlamda analizlerde dikkate alınan sınır koşullarının arazide yerinde uygulanan sistemlerle ile uyumlu olması önem taşımaktadır.

KAYNAKLAR

Brinkgreve, R..B.J., Engin, E., ve Swolfs, W.M. (ed.) (2012) Plaxis 2D 2012 Manual, Plaxis BV., Hollanda.

Ciria (2005), Soil Nailing Best Practice Guidance.

Clouterre (1991), French National Research Project Clouterre - Recommendations Clouterre (English Translation 1993). Federal Highway Administration, US Department of Transportation, Washington, D.C., USA, Report No. FHWA-SA-93-026, 321 p.

Dupla, J.C. ve Canou, J. (1994), Caractérisation mécanique du sable de Fontainebleau à partir d'essais triaxiaux de compression et d'extension, Rapport Interne Clouterre II, CERMES-ENPC.

Engin, H.K., Septanika E.G. and Brinkgreve R.B.J. (2007), Improved embedded beam elements for the modelling of piles. Proc. 10th Int. Symp. on Numerical Models in Geotechnical Engineering – NUMOG X, Rhodes (Greece). April 2007.

FHWA (2003), “Soil Nail Walls”, Geotechnical Engineering Circular No.7.

Sadek, M. and Shahrour I. (2004). “A Three Dimensional Embedded Beam Element For Reinforced Geomaterials”, Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 28, 931–946.

Schlosser, F., Hoteit, N., ve Pierce, D. (1993), “Experimentation en vraie grandeur d’un mur Freyssisol-Websol en sol renforcé”, C. R. Symposium International sur le Renforcement des Sols: Expérimentations des années 1980, ENPC, Paris, 299-320.

Septanika, E. G. (2005), A finite element description of the embedded pile model. Plaxis internal report. Delft (The Netherlands)

Petit, G. (1987) Contrubition à l’étude expérimentale du comportement des massifs en sol cloné. Rapport de Stage de Fin d’Etudes, CERMES-ENPC.

Plumelle, C. (1987), “Experimantation en Vraie Grandeur D’une Parol Cloné”, Revue Française de Géotechnique, No.40, 45-50.

Stocker, M., Körder, G.W., Gassler, G., ve Gudehus, G. (1979), Soil Nailing. C.R. Coll. Intern Reinforcement de sols (2), paris, ENPC Press, 469-474.

Unterriener, P, Schlosser, F ve Benhamda, B. (1995) Calculation of the displacements of a full scale experimental soil nailed wall-French National Project Clouterre

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

DARBELİ TAŞ KOLON-ZEMİN YÜK PAYLAŞIM MEKANİZMASININ MODEL DENEYLERLE İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF LOAD SHARING MECHANISM BETWEEN RAMMED AGGREGATE PIER - SOIL THROUGH MODEL TESTS

Selçuk DEMİR[1] **Pelin ÖZENER**[2] **Cem AKGÜNER**[3]

ABSTRACT

This study presents the results from three series of laboratory tests carried out on a rammed aggregate pier installed in different sandy clay beds formed in a large scale model test tank. The soft clay beds were prepared in the large model test tanks by mixing 60% sand, 40% clay with a water content of 1.5 times the liquid limit of the clay. Instrumentation consisting of stress cells were installed at different depths of the clay bed. The slurry mixtures were allowed to consolidate one-dimensionally under 10 kPa, 40 kPa and 80 kPa. After the completion of primary consolidation, a single rammed aggregate pier that has 10 cm diameter and 60 cm height was installed at the center of the clay beds. The rammed aggregate piers were subjected to vertical loading at the top through a loading plate which has a 30 cm diameter displaced by the installation machine. The load-deformation behavior of the rammed aggregate pier, and surrounding soil were investigated by evaluating the measurements obtained from the stress cells.

As a result of the performed tests, important results were obtained regarding the working mechanism of the rammed aggregate pier in soils having different soil strengths, stress increases surrounding the soil and load sharing between the aggregate pier and the surrounding soil.

Key words: *Soil imrovement, rammed aggregate piers, stone column, model testing, load sharing.*

ÖZET

Bu bildiride, büyük ölçekli bir model deney tankı içerisinde hazırlanmış yumuşak killi kum zeminlerde oluşturulan darbeli taş kolonlar (DTK) üzerinde gerçekleştirilen 3 adet model deney sonuçları sunulmuştur. Yumuşak (slurry) zemin yatağı %60 kum %40 kil karıştırılarak, su muhtevası likit limitinin 1.5 katı olacak şekilde hazırlanmıştır. Hazırlanan

[1] Araş. Gör., Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik ABD, email: sedemir@yildiz.edu.tr
[2] Yard. Doç. Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik ABD, email: tohumcu@yildiz.edu.tr
[3] Öğr. Gör. Dr., Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik ABD, email: akguner@yildiz.edu.tr

slurry kıvamdaki zemin 10kPa, 40kPa ve 80 kPa yük altında konsolide edilmiştir. Konsolidasyon tamamlandıktan sonra killi kum zemin içerisinde 10 cm çapında ve 60 cm boyunda darbeli taş kolon imal edilmiştir. Daha sonra kolonun üzerine 30 cm çapında yükleme plakası yerleştirilerek düşey doğrultuda eksenel yükleme uygulanmıştır. Deneylerde enstrümantasyon olarak farklı derinliklere yerleştirilen gerilme ölçerler kullanılmıştır. Deneylerin sonunda darbeli taş kolonların çalışma mekanizması hakkında önemli sonuçlar elde edilmiş ve gerilme sensörlerinin ölçüm sonuçları değerlendirilerek, darbeli taş kolonların farklı mukavemete sahip zeminlerde nasıl davranış gösterdiği, çevre zeminde meydana getirdiği gerilme artışları ve eksenel yüklenilmesi durumunda yük aktarma mekanizmasının nasıl gerçekleştiği belirlenmeye çalışılmıştır.

Anahtar Kelimeler: *Zemin iyileştirilmesi, darbeli taş kolon ,taş kolon, model deney, yük paylaşım oranı.*

1. GİRİŞ

Zamanla artan nüfus ile doğru orantılı olarak yapı ihtiyacı da artmaktadır. Özellikle büyük nüfuslara sahip kentlerde, inşaat alanı sıkıntısından dolayı ihtiyaç olunan yapılar artık çoğunlukla zayıf zeminlere yapılmak zorunda kalınmaktadır. Böyle bir durumda düşük mukavemete sahip zeminlerin iyileştirilmesi önemli bir konu haline gelmektedir. Darbeli taş kolonların (DTK) inşaat sürelerinin kısa olması ve yumuşak zeminlerde önemli oranda rijitlik artışına neden olmaları nedeniyle sıklıkla kullanılan bir iyileştirme yöntemi olmuşlardır.

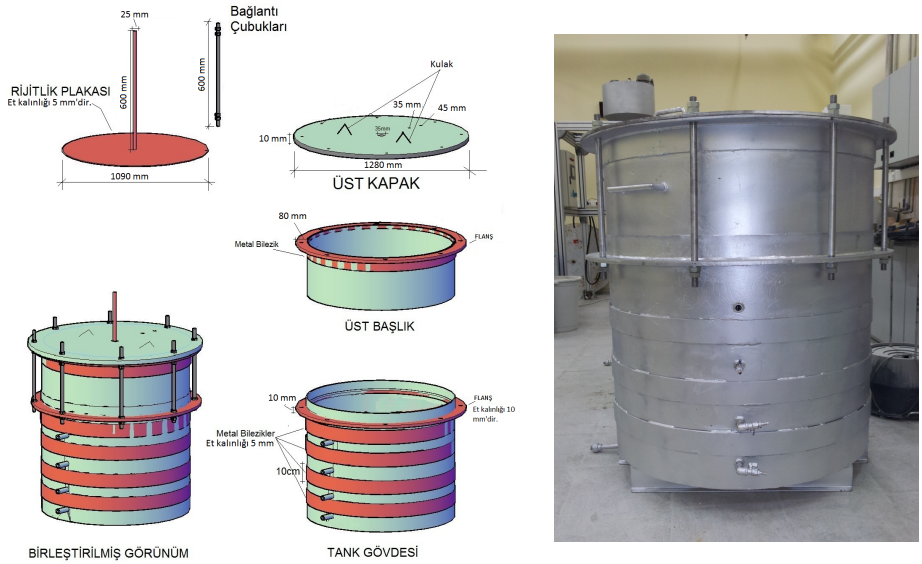
Son yıllarda kullanımı hızla artan darbeli taş kolonlar, zeminde açılan silindirik çukura belirli yükseklikten çakıl yerleştirilip tokmaklanarak sıkıştırılması yolu ile imal edilmektedir. Bu yöntemde oluşturulan rijit kolonlar, uygulanan darbe ile kolon hacminde artışa neden olmakta ve dolayısıyla çevre zeminde hem sıkışma hem de yanal gerilme artışlarına yol açmaktadır. Darbeli taş kolonlar hem kohezyonlu hem de kohezyonsuz zeminlerde kullanılabilmektedirler. Darbeli taş kolonlar uygulanacağı zemin tabakalarına ve özelliklerine göre değişik boylarda, dizilimlerde ve farklı uygulama tekniklerine göre planlanırlar. Darbeli taş kolonlar sıvılaşma potansiyelini azaltma, taşıma gücünü arttırma, çevre zeminde mukavemet artışı ve oturma kontrolü sağlama gibi avantajlar sunmaktadır. Bu avantajlarından ötürü bu zemin iyileştirme tekniği büyük oturmaların beklendiği radye temeller, dolgular, depolama tankları gibi yapı temelleri altında başarıyla kullanılmıştır (Lawton ve Fox, N. S., 1998).

Henüz yeni sayılacak bir zemin iyileştirme tekniği olan DTK uygulamaları konusunda henüz aydınlatılmamış noktalar olduğundan bu çalışmada yumuşak zeminlerde tekil DTK'ın düşey yük altında komşu zeminle davranışının model deneylerle incelenmesi amaçlanmıştır. Bu deneylerde bir model deney tankı içerisinde farklı drenajsız kayma mukavemetine sahip yumuşak killi kum zeminler hazırlanmış ve tekil darbeli taş kolonlar gerçeğine benzer şekilde imal edildikten sonra eksenel yükleme altındaki davranışı incelenmiştir. Bu amaçla, zemin içerisinde farklı derinliklere gerilme ölçerler yerleştirilerek, darbeli taş kolon oluşturulması ve yüklenilmesi sırasında zemin içinde meydana gelen gerilme değişimleri ölçülmüştür. Darbeli taş kolonun imalatı tamamlandıktan sonra, kolon üzerinde yükleme deneyi gerçekleştirilmiş, kolonun rijitliği ve çevre zemin/kolon yük paylaşım mekanizması hakkında fikir elde edilmeye çalışılmıştır.

2. MODEL DENEYLERİN HAZIRLANMASI

2.1 Model Deney Tankı

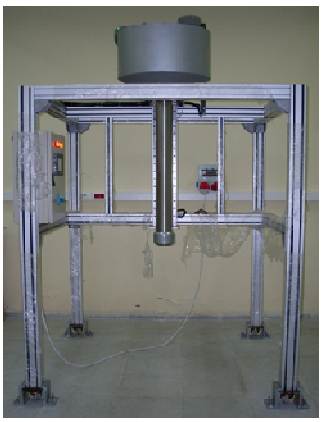
Çalışma kapsamında gerçekleştirilen üç adet model deneyde, boyu 110 cm ve çapı 90 cm olan deney tankı kullanılmıştır (Şekil 1). Model deney tankı Şekil 1'de görüldüğü gibi, tank gövdesi, üst başlık, üst kapak ve rijitlik plakasından oluşmaktadır. Rijitlik plakası uygulanan basıncı üniform bir şekilde zemine aktarmak için kullanılmıştır.



Şekil 1. Model Deney Tankı

2.2 Darbeli Taş Kolon Oluşurma ve Yükleme Sistemi

Model deneyler sırasında zemin numunesinde darbeli taş kolon oluşturmak ve oluşturulan kolonu yüklemek için 140 x 140 x 200 cm boyutlarında profillere sahip bir çerçeveden oluşan, çakıl haznesi bulunan, 10 cm çapında 100 cm boyunda çelik bir boru ile bu boruyu zemine iten ve darbe uygulayabilen motor ve kumanda paneline sahip bir sistem kullanılmıştır (Şekil 2). Bu sistem ile tekil darbeli taş kolon oluşturulabilmekte ve üzerine kademeli olarak yük uygulanabilmektedir.



Şekil 2. Darbeli Taş Kolon Oluşturma ve Yükleme Sistemi

2.3 Model Deneyde Kullanılan Zemin Özellikleri ve Zemin Yatağının Hazırlanması

Deneylerde kullanılan zemin numunesi % 60 kum % 40 kil karışımı olacak şekilde hazırlanmıştır. Darbeli taş kolon geri dolgu malzemesi olarak kırmataş kullanılmıştır. Deneylerde kullanılan zeminlere ait özellikler Tablo 1'de özetlenmiştir.

Tablo 1. Model Deneylerde Kullanılan Zeminlerin Özellikleri

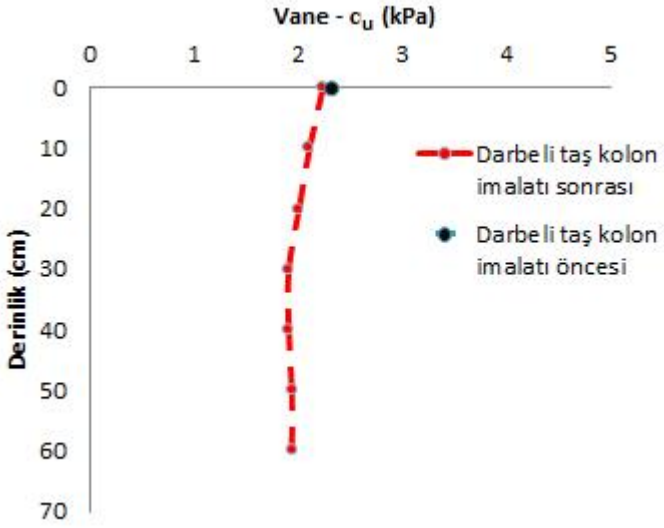
Malzeme	*USCS*	*Özgül Ağırlık (gr/cm^3)*	*Likit Limit (%)*	*Plastik Limit (%)*
Kum	SP	2.65	-	-
Kil	CH	2.54	57	35
Killi Kum	SC	2.63	25	14
Çakıl	GW	2.82	-	-

% 60 kum % 40 kil karışımı zemin numunesine likit limitinin 1.5 katı kadar ağırlıkça su eklenerek mikser yardımı ile homojen hale getirilmiştir. Zemin numunesinin konsolide olabilmesi için tank tabanına ve üst kısmına yaklaşık 5 cm kalınlığında yıkanmış çakıl tabakası serilmiştir. Böylece zemin numunesinin konsolidasyonu için tankta geçirimli bir tabaka elde edilerek çift yönlü drenaj sağlanmıştır. Hazırlanan çakıl tabakasının üzerine küçük danelerin drenajı tıkamasını engellemek amacıyla ince filtre görevi yapan bir geotekstil şilte yerleştirilmiştir. Ayrıca zemin numunesinin deney tankına yerleştirilmesi aşamasında zemin içerisine gerilme ölçerler yerleştirilmiştir. Gerçekleştirilen 3 adet model deney için zemin numunesi tank içerisinde yaklaşık 105 cm yüksekliğe kadar doldurularak konsolide edilmiştir. Konsolidasyon basıncı, yüksek basınçlarda (80 kPa ve 40 kPa) hava yastığı ile düşük basınçlarda (10 kPa) ise ölü yük kullanılarak uygulanmıştır. Hava yastığına zarar verebilecek sürtünmelerin etkisini azaltmak için polistren köpükler kullanılmıştır (Şekil 3).

Şekil 3. Hava Yastığının Köpükler ile Desteklenmesi

2.4 Darbeli Taş Kolonun Oluşturulması ve Yükleme Deneyi

Tank içerisinde belirli basınçlar altında konsolide edilen zemin numunesi, konsolidasyonunu tamamladıktan sonra zemin numunesinde vane kesme deneyi yapılarak drenajsız kayma mukavemeti ölçülmüştür. Şekil 4'te, 2. model deneyde ölçülen drenajsız kayma mukavemetinin derinlikle değişimi gösterilmektedir.



Şekil 4. Model Deney 2'ye ait Drenajsız Kayma Mukavemetinin Derinlikle Değişimi

Model deney tankı içerisinde darbeli taş kolon oluşturulabilmesi için deney tankı kolon oluşturma makinesinin altına getirilmiştir. Model darbeli taş kolon üretiminde kolon oluşturma makinesinin probu 60 cm derinliğe kadar indirilmiştir. Sonrasında 20 cm yukarıya çekilmiş ve yukarıdaki çakıl haznesinden çakıl doldurulmuştur. Alt kısımda oluşan boşluğa dolan çakıla titreşim uygulanarak 8 cm'e sıkıştırılmış ve bu işlemler 7 kez yinelenerek darbeli taş kolon elde edilmiştir. Oluşturulan darbeli taş kolonun üstten görünüşü Şekil 5'te verilmiştir. Daha sonra 2cm kalınlığa ve 30 cm çapa sahip metal yükleme plakası DTK üzerine yerleştirilerek yükleme deneyi gerçekleştirilmiştir.

Şekil 5. Konsolide Edilmiş Zeminde İmal Edilmiş Darbeli Taş Kolon

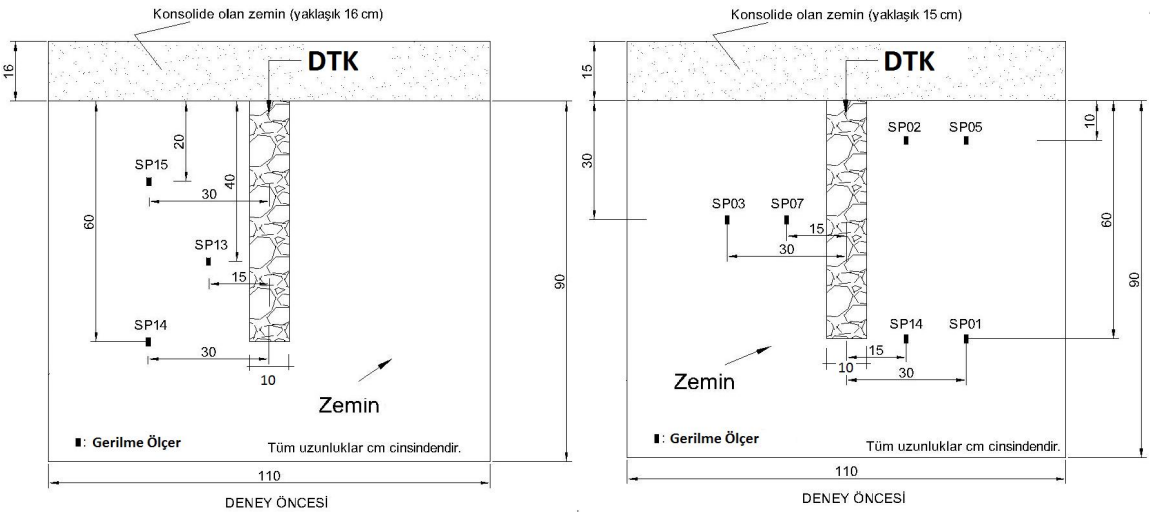
3. MODEL DENEY SONUÇLARI ve DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu çalışma kapsamında 3 adet model deney gerçekleştirilmiştir. Model deneylere ait özellikler Tablo 2'de gösterilmektedir. Tablo 2'de özetlendiği gibi yapılan 3 adet model deneyde, zemin numuneleri farklı konsolidasyon basınçları altında konsolide edilerek farklı drenajsız kayma mukavemetine sahip zeminler oluşturulmaya çalışılmıştır.

Tablo 2. Model Deney Özellikleri

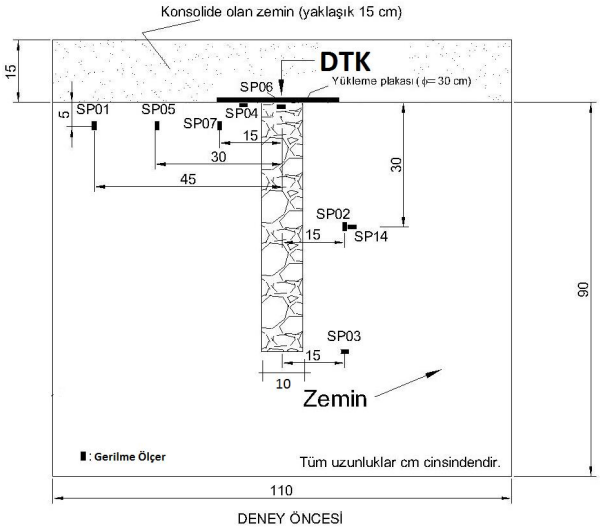
Deney No	*Uygulanan Konsolidasyon Basıncı(kPa)*	*Konsolidasyon Süresi (ay)*	*Kullanılan basınç yöntemi*	*Ortalama Zemin Mukavemeti (kPa)*	*Kullanılan gerilme ölçer sayısı*
1	80	5	hava yastığı	10	3
2	10	1	ölü yük	2.5	6
3	40	3	hava yastığı	3	8

Gerçekleştirilen model deney 1 ve model deney 2'de sadece zemin içerisinde farklı konumlarda gerilme ölçerler kullanılırken, model deney 3'te ayrıca oluşturulan darbeli taş kolonun üst kısmına da gerilme ölçer yerleştirilmiştir. Böylece uygulanan eksenel yük altında darbeli taş kolon ile zemin arasındaki yük paylaşım oranı belirlenmeye çalışılmıştır. Her üç model deney için yerleştirilen gerilme ölçerlerin konumları Şekil 6a ve Şekil 6b'de gösterilmektedir.



(a) (b)

Şekil 6a. Deney 1 (a), ve Deney 2'de (b) Kullanılan Gerilme Ölçerlerin Konumu



Şekil 6b. Deney 3'te Kullanılan Gerilme Ölçerlerin Konumu

3.1 Darbeli Taş Kolon İmalatının Zemin Özellikleri Üzerindeki Etkisi

Zemin içerisine açılan bir silindirik boşuk içerisinde oluşturulmuş darbeli taş kolonlar çevresindeki zemini yana doğru genişletmeye zorlar. Bu yanal genişletme zemindeki yanal gerilmeleri arttırmakta ve dolayısı ile zeminin rijitliğini artırmaktadır. (Handy R.L., 2001). Lawton ve Merry (2000) yaptıkları araştırmada yumuşak killi zeminde darbeli taş kolon imalatından sonra yanal gerilmelerdeki artıştan dolayı zemin özelliklerindeki iyileşmeyi incelemişlerdir. Darbeli taş kolon imalatından önce ve sonra yaptıkları CPT deney sonuçlarına göre, CPT uç direncinin darbeli taş kolon imalatından sonra 1-3 katı oranında değişiklik gösterdiği sonucuna ulaşmışlardır. Yapılan model deneylerde darbeli taş kolon oluşturma aşamasında yumuşak zemin numunesi içerisine gerilme ölçerlerden yanal gerilmelerdeki artışlar ölçülmüştür. Sensörlerde ölçülen bu gerilme artışları her üç model deney için Tablo 3'de özetlenmiştir.

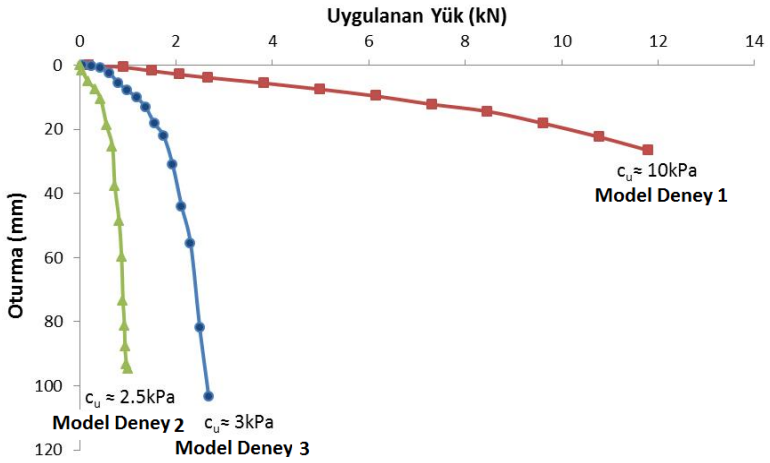
Tablo 3. Darbeli Taş Kolon Oluşturma Aşamasında Oluşan Yanal Gerilme Artışları

Deney No	*Gerilme Artışı (kPa)*						
	SP01	*SP02*	*SP05*	*SP07*	*SP13*	*SP14*	*SP15*
1	-	-	-	-	0	2	0
2	4	4	2	5	-	7	-
3	5	7	5.5	8	-	-	-

Tablo 3'de darbeli taş kolon oluşturma aşamasında yanal gerilmelerde bir miktar artış olduğu görülmektedir. Bununla birlikte tekil darbeli taş kolon imalatından önce zemin yüzeyinde yapılmış drenajsız kayma mukavemeti ölçümleri ile tekil darbeli taş kolon imalatı sonrasında yapılmış ölçümlere bakıldığında yüzeydeki kayma mukavemetinde önemli bir artışın meydana gelmediğini görülmektedir. Ancak darbeli taş kolon grubu imalatı durumunda meydana gelecek yanal gerilme artışlarının yumuşak zeminin rijitliğini artırıcı yönde bir etki yapacağı düşünülmektedir.

3.2 Farklı Drenajsız Kayma Mukavemetine Sahip Zeminler İçerisindeki Darbeli Taş Kolonların Davranışı

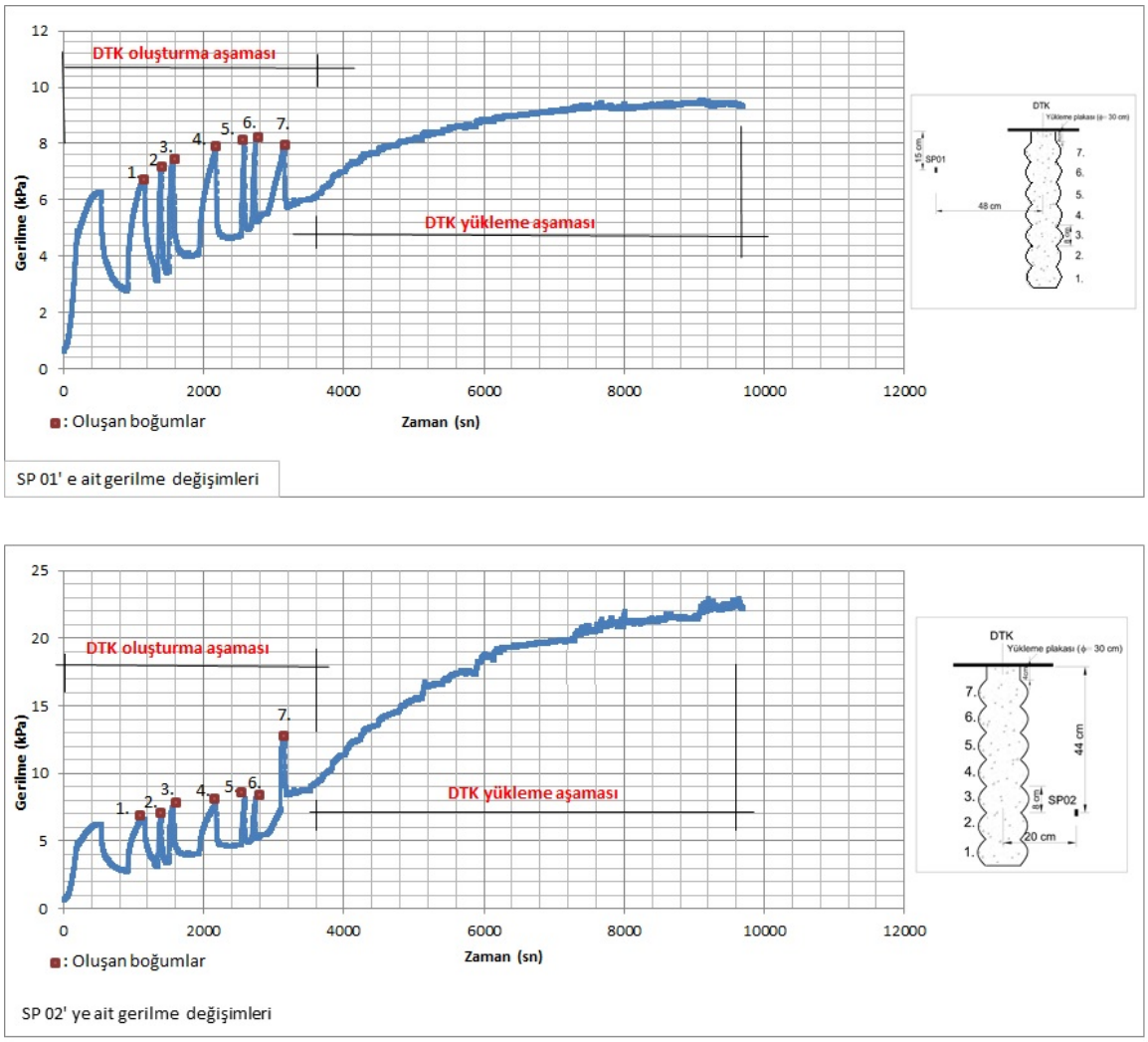
Farklı drenajsız kayma mukavemetine sahip zeminlerde oluşturulmuş darbeli taş kolonlar üzerinde gerçekleştirilen yükleme deneyleri sonucunda oluşan yük-oturma eğrileri Şekil 7'de verilmiştir. Drenajsız kayma mukavemeti (c_u) yüksek olan zeminlerde darbeli taş kolonun taşıma gücü değerinin daha fazla olduğu görülmüştür. Bu eğrilerden model deney 2 ve model deney 3'te oluşturulan darbeli taş kolonlarda göçme meydana geldiği anlaşılmaktadır. Diğer taraftan model deney 1'de ise çerçeve sistemin rijitliğinin yeterli olmamasından dolayı yüklemeye daha fazla devam ettirilemeyip, yaklaşık 12 kN'dan daha yüksek yük seviyelerine çıkarılmamıştır. Bu nedenle darbeli taş kolonun nihai taşıma kapasitesi belirlenememiştir.



Şekil 7. DTK'nun Drenajsız Kayma Mukavemetine Bağlı Deplasman Değerleri

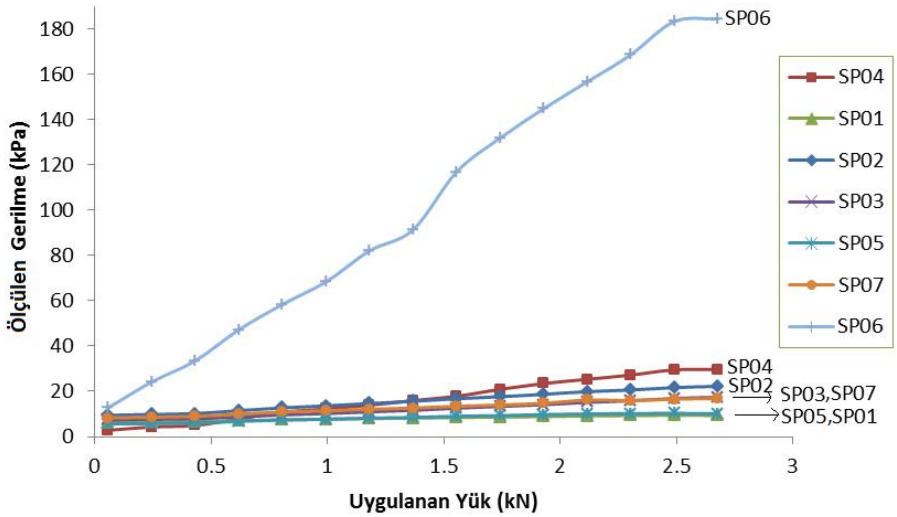
3.3 Darbeli Taş Kolon – Zemin Yük Paylaşım Mekanizmasının Değerlendirilmesi

Model deney 3'te, Şekil 6b'de görüldüğü gibi 8 adet gerilme ölçer (SP01, SP02, SP03, SP04, SP05, SP06, SP07 ve SP14) kullanılmıştır. Bu gerilme ölçerlerden SP03, SP04, SP06 ve SP14 yatay olarak (düşey gerilmeleri ölçebilmek için), geri kalanı ise düşey olarak (yatay gerilmeleri ölçebilmek için) zemin numunesi içerisine yerleştirilmiştir. Yükleme esnasında uygulanan eksenel yükün darbeli taş kolon ve zemindeki dağılımını görebilmek için SP04 ve SP06 gerilme ölçerleri kullanılarak, uygulanan eksenel yükün yüzde kaçının darbeli taş kolon tarafından taşındığı, yüzde kaçının ise zemin numunesi tarafından taşındığı belirlenmeye çalışılmıştır. Bu amaçla Şekil 6b'de gösterildiği gibi SP06 gerilme ölçeri, oluşturulan 10 cm'lik DTK'nun üst kısmında ve merkezine, SP04 gerilme ölçeri ise zemin numunesi üzerinde SP06 ile aynı derinlikte yer alacak şekilde yerleştirilmiştir. Ayrıca DTK'nun oluşturulması ve yüklenmesi esnasında SP01 ve SP02 gerilme sensörlerinde oluşan gerilme değişimleri ise Şekil 8'de verilmiştir.



Şekil 8. Model Deney 3'de yer alan SP01 ve SP02 Sensörlerinden Ölçülen Gerilmelerin Zamanla Değişimi

Şekil 9'da ise 3. model deney içerisinde yerleştirilmiş gerilme sensörlerinden elde edilen eksenel yükleme sırasında ölçülen gerilmelerin uygulanan eksenel yük ile değişimi gösterilmiştir. Burada her bir yükleme aşamasında yükün uygulandığı yükleme plakasından uzaklaştıkça beklenildiği gibi gerilmelerde azalmalar meydana gelmektedir. SP14 gerilme ölçeri kolon yükleme aşamasında arızalandığından, bu derinlikte bir ölçüm alınamamıştır. Ancak zemindeki düşey gerilmelerin ölçüldüğü SP03 ve SP04 sensörlerinin uygulanan eksenel yük ile değişimi, düşey gerilmelerin derinlikle azaldığını göstermektedir. Benzer şekilde yanal gerilmelerin ölçüldüğü SP01, SP05, SP07 ve SP02 gerilme ölçerlerinden alınan ölçümler ise, yanal gerilmelerin kolon merkezinden uzaklaştıkça azaldığını göstermektedir.



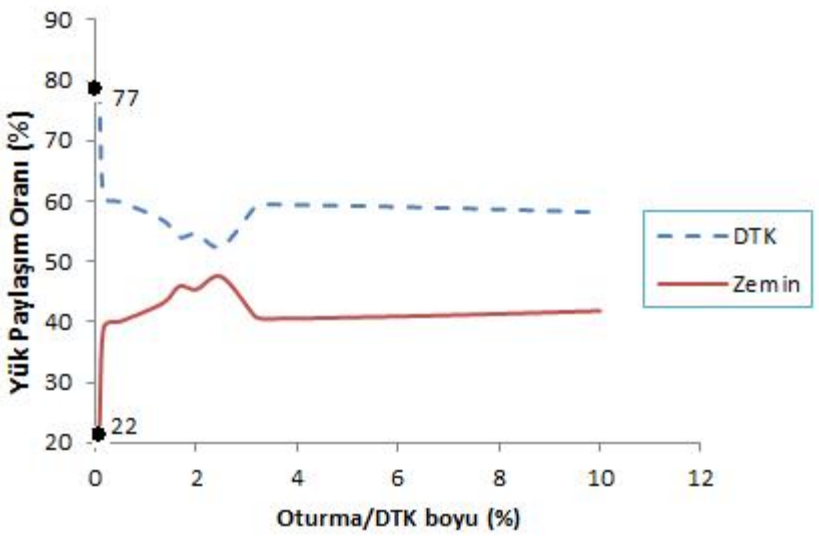
Şekil 9. Model Deney 3‘de Uygulanan Eksenel Yük Altında Zeminde Ölçülen Gerilme Değişimleri

Zemin yüzeyinin hemen altına yerleştirilen SP04 gerilme ölçeri ile darbeli taş kolonun (DTK)‘un üst kısmına yerleştirilen SP06 gerilme ölçerinden alınan veriler uygulanan yük altında zemin-darbeli taş kolon yük paylaşım oranını belirlemek amacıyla değerlendirilmiştir. Darbeli taş kolon yükleme sırasında zemin ve kolon yüzeyinde yer alan sensörlerden ölçülen gerilmeler Tablo 4’teki gibidir.

Tablo 4. Darbeli Taş Kolon Yükleme Aşamasında SP04 ve SP06 Sensörlerinden Ölçülen Gerilme Değerleri

Eksenel Yük (kN)	*Ölçülen SP06 (kPa)*	*Ölçülen SP04 (kPa)*	*SP06 (%)*	*SP04 (%)*
0	0	0	0	0
0.12	12.74	2.82	77.75	22.24
0.24	24.14	4.27	77.64	22.35
0.43	33.48	4.96	60.95	39.04
0.61	47.17	7.83	59.89	40.10
0.80	58.38	10.80	56.90	43.09
0.99	68.34	12.21	54.05	45.94
1.18	82.04	13.89	54.59	45.40
1.36	91.38	15.95	52.48	47.51
1.55	116.90	17.83	59.06	40.93
1.74	131.85	20.95	59.45	40.54
1.92	144.81	23.45	58.95	41.04
2.11	156.72	25.33	58.16	41.83
2.30	168.63	27.20	57.49	42.50
2.49	183.32	29.51	57.80	42.19
2.67	184.51	29.70	54.11	45.88

Darbeli taş kolon için hesaplanan yük paylaşım oranı, darbeli taş kolonun tüm yüzeyine gelen yükün toplam uygulanan eksenel yüke oranı alınarak hesaplanmıştır. Zemin ve darbeli taş kolonun yük paylaşım oranının oturma ile olan değişimleri ise Şekil 10‘da gösterilmiştir.



Şekil 10. DTK‘nun Yük Taşıma Oranının Deplasmanla Değişimi

Şekil 10‘da görüldüğü gibi başlangıç yük seviyelerinde darbeli taş kolon uygulanan yüklerin %77‘sini, diğer taraftan zemin ise uygulanan toplam yükün % 22’sini taşımaktadır. Bu durum darbeli taş kolonun uygulanan toplam yükün büyük bir kısmını taşıdığını ve çevreleyen zemine daha az yük paylaşımı bıraktığını göstermektedir. Yüksek oturma mertebelerinde ise çevreleyen zemine aktarılan gerilmenin arttığı görülmektedir. Bununla birlikte özellikle darbeli taş kolon boyunca yük paylaşım oranının nasıl değiştiğini deneysel olarak belirlemek mümkün olmamıştır. Ancak, sistemin yüksek oturma değerlerinde (darbeli taş kolon boyunun yaklaşık %3‘üne karşılık gelen oturma değerinde) sistemin mobilize olduğu düşünülürse yükün darbeli taş kolonun alt kısımlarına aktarılarak buralarda taşındığı ve dolayısıyla yük paylaşım oranın bu kısımlarda da zemine oranla daha yüksek mertebelerde olduğu düşünülmektedir. Ayrıca Tablo 4’teki değerlere bakıldığında SP06 ve SP04 sensörlerinden elde edilen gerilme değerlerinde yaklaşık 6 kat mertebesinde bir fark olduğu görülmüştür. Buradan DTK‘nun rijitliğinin zemin numunesine göre 6 kat daha fazla olduğu ve bu nedenle de uygulanan yükün rijitlikleri oranında paylaşıldığı söylenebilir.

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, darbeli taş kolonların davranışını laboratuvarda inceleyebilmek için farklı drenajsız kayma mukavemetine sahip zeminlerde 10 cm çapında ve 60 cm boyunda tekil darbeli taş kolonlar üretilerek yükleme deneyine tabi tutulmuşlardır. Bu deneyler sonucunda, drenajsız kayma mukavemeti (c_u) yüksek olan zeminlerde DTK‘nun taşıma gücü değerinin daha fazla olduğu görülmüştür ayrıca darbeli taş kolon oluşturulurken yapılan tokmaklama işleminin zeminde maksimum gerilmelere neden olduğu görülmüştür ve bu maksimum gerilmeler kolonda oluşturulan boğum sayılarına karşılık gelmektedir. Darbeli taş kolon oluşturma ve yükleme aşamasında yanal gerilmelerde bir artış olduğu görülmektedir fakat bu artışların zemin mukavemetinde önemli ölçüde bir artışa sebep olmadığı görülmüştür. Ancak darbeli taş kolonların grup olarak imalatları durumunda meydana gelecek yanal gerilme artışlarının yumuşak zeminlerin rijitliğini artırıcı yönde bir etki yapacağı düşünülmektedir. Yapılan deneyler sonucunda darbeli taş kolon ile zemin arasındaki yük paylaşım oranlarına bakıldığında darbeli taş kolonun rijitliğinin çevre

zeminin rijitliğinden 6 kat daha fazla olduğu ve uygulanan yükü rijitlikleri oranında paylaştıkları belirlenmiştir. Eksenel yükleme sırasında zemin yüzeyinde ve darbeli taş kolonun üst kısmında alınan deneysel ölçümlerden yük paylaşım oranının artan oturmalarla birlikte azaldığı ve çevreleyen zeminin yük paylaşım oranında artışın meydana geldiği görülmektedir. Ancak, sistemin yüksek oturma değerlerinde (darbeli taş kolon boyunun yaklaşık %3'üne karşılık gelen oturma değerinde) sistemin mobilize olduğu düşünülürse yükün darbeli taş kolonun alt kısımlarına aktarılarak buralarda taşındığı ve dolayısıyla yük paylaşım oranın bu kısımlarda da zemine oranla daha yüksek mertebelerde olduğu düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

Hughes, J.M.O. ve Withers, N.J. (1974), "Reinforcing of Soft Cohesive Soils With Stone Columns", Ground Engineering, 7: 42-49.

Murugesan, S., Rajagopal K., (2010), "Studies on the Behavior of Single and Group of Geosynthetic Encased Stone Columns", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, pp. 129-139.

Handy, R. L., (2001), "Does Lateral Stress Really Influence Settlement?", J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering., 127(7), 623–626.

Lawton, E. V. and Merry, S. M. (2000), "Performance of Geopiersupported Foundation During Simulated Seismic Tests on Northbound Interstate 15 bridge over South Temple, Salt Lake City Utah", Final Rep. No. UUCVEEN 00-03, Univercity of Utah.

Demir, S. (2013), "Killi Kum Zeminler İçinde Oluşturulmuş Darbeli Taş Kolonların Davranışının Model Deneylerle İncelenmesi", Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.

Ataman, Ş., (2012), "Tokmaklanmış Taş Kolonlar (Geopier) ile İyileştirilmiş Zeminlerin Model Deneylerle İncelenmesi", Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.

Lawton, E.C. ve Fox, N.S., (1994). "Settlement of Structures Supported on Marginal or Inadequate Soil Stiffened with Short Aggregate Piers", Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, ASCE Geotechnical Special Publication, 40(2): 962–974.

5. GeoteknikSempozyumu
5-7Aralık 2013,Çukurova Üniversitesi, Adana

TABAKALAŞMIŞ ZEMİNLER ÜZERİNDE YER ALAN GENİŞLETİLMİŞ YOL DOLGULARININ NÜMERİK ANALİZİ

NUMERICAL ANALYSIS OF WIDENING EMBANKMENTS ON LAYERED SOİLS

Zülal AKBAY ARAMA[1] Melek YARAMIŞ[2] S. Feyza ÇİNİCİOĞLU[3]

ABSTRACT

Road embankment widening works constitute a major part of the building processes carried out in the scope of modernization and expansion of transportation systems. Geotechnical problems related to embankment widening application are of vital importance in order to achieve safe solutions together with satisfactory service requirements. The role and effect of soil stratification and different road widening application processes are analyzed and followed in this paper by using a 2-D finite element software. The results indicated the crucial importance of both the type of foundation soils stratification and implementation processes on the typical courses of behavior such as; development of deformations within the embankment and foundation soils, variation of safety factors, stress distributions, the required lengths of duration for construction and consolidation to approach long term stability conditions.
Key words: Embankment widening, layered soil, clayey soils, deformation mechanisms

ÖZET

Artan nüfus ve gelişen ekonomik koşulların paralelinde trafik hacminin artışına bağlı olarak eski yol dolguların genişletilmesi çalışmaları ulaşım sistemlerinin geliştirilmesi projelerinin önemli bir bileşenini teşkil etmektedir. Bu uygulamaların yollarda önemli stabilite ve servis bozulması sorunlarını yaratmaması için bunlarla bağlantılı geoteknik sorunların değerlendirilmesi ve önlenmesi birincil önemdedir. Bu bildiride yol genişletme çalışmalarının farklı yapım süreçlerinin farklı temel zemini profilleri üzerindeki etkisi tüm yapım süreci boyunca sonlu elemanlar yöntemi ile modellenerek takip edilmiştir. Sonuçlar gerek temel zemini profilinin farklılığının gerekse de uygulama programları farklılığının dolgu ve temel zemini ortamındaki deformasyon gelişimi, güvenlik seviyesi değişimi, gerilme ortamı oluşumu, göçme mekanizmalarının gelişimi, yapım süreleri ve stabilitenin konsolidasyonla arttırılması süreleri gibi tipik davranış öğeleri üzerinde büyük etkisi olduğunu göstermiştir.
Anahtar Kelimeler: Dolgu genişletmesi, zemin tabakalaşması, killi zeminler, deformasyon mekanizmaları

[1] Araştırma Görevlisi., İstanbul Üniversitesi, zakbay@istanbul.edu.tr
[2] İnşaat Mühendisi, İstanbul Üniversitesi, yrmsmelek@gmail.com
[3] Prof. Dr., İstanbul Üniversitesi, feyzac@istanbul.edu.tr

1. GİRİŞ

Karayollarının genişletilmesi önemli bir ulaşım geotekniği problemidir ve mevcut dolguların eklenen yeni dolgularla genişletilmesinin yaratacağı sorunların irdelenmesini ve çözümlerin geliştirilmesini kapsar. Eski dolgu ile birleşecek ilave yeni dolguların yapılması ile oluşturulan kompozit sistemin stabilitesinin ve gerilme-deformasyon davranışının beklenen performansı karşılayacak seviyede olmasının yapım ve kullanım süreçleri boyunca sağlanması gereklidir. Dolgu stabilitesi sadece dolgu malzemesinin özelliklerine ve dolgu geometrisine değil aynı zamanda dolgu altı temel zemini tabakalarının gerilme-deformasyon davranışına bağlıdır. Bu bağlamda, stabilite ve performansı sağlamanın başat koşulu, dolgunun dolgu yüklerinden etkilenen zemin tabakalarının gerilme-deformasyon tepkisini dengeleyecek yükleme ve bekleme aşamalarının uygulanması suretiyle yapılmasıdır. Sonuç olarak, oluşturulacak sistemin davranışı eklenecek dolgunun geometrisine ve rijitliğine, eski dolgunun zaman içinde değişmiş bulunan rijitlik özelliklerine, temel zemininin mukavemet ve rijitlik parametrelerine bağlı olmaktadır. Eski ve yeni dolgu arasında dolgu malzeme granülometrisi, deformasyon yeteneği, kompaksiyon derecesi gibi birçok yapım özelliği yönünden farklılıklar bulunmasına ilave olarak, en önemli farklılık eski dolgunun ve etkilenen temel zemininin zaman içinde gerilme ve deformasyon sürecinden geçmiş olmasından kaynaklanmaktadır. Bu yüzden, kayma yüzeyinin yerini ve şeklini belirlemek zordur ve bu durum limit denge metodunun kullanımını sınırlamaktadır. Genişletilmiş dolguların davranış analizinde sonlu elemanlar yönteminin uygulanması ilk dolgunun yapımından başlayarak tüm değişim sürecinin modellenebilmesi olanağını sağlaması sebebiyle en uygun modelleme yöntemi olmaktadır. Elbette yol genişletme tasarımlarına başlamadan önce mevcut eski dolgunun durumunu irdelemek için sadece nümerik yöntemlerle yapılan projeksiyon çalışmaları yeterli değildir. Bu projeksiyon çalışmalarının mevcut dolgularda ve bunların temel zemininde yapılacak zemin etütlerinden elde edilen bulgularla birlikte irdelenmesi ve gerekli parametre revizyonlarının yapılması çalışmaların gerçek davranışı temsil ve öngörü yeteneğini güçlendirecektir. Bu bildiride, dolguların genişletilmesinin farklı zemin profilleri üzerindeki etkisinin geoteknik açıdan değerlendirmesi yapılmıştır. Bu değerlendirme için mevcut yol dolguları ile temel sistemini oluşturan tabakalaşmış zeminler nümerik sonlu elemanlar programı ile analiz edilerek, tek ve çift taraflı olarak tasarlanan sistemlerin gerilme-deformasyon davranışları ve güvenlik durumları incelenmiştir. Günümüze kadar yapılmış olan nümerik analizlerde tabakalaşmış zeminler üzerinde yer alan yol dolgularının genişletilmesi konusuna gereğince değinilmemiştir. Bu sebeple sunulan çalışmada, iki farklı tabakalaşma durumu ele alınarak elde edilen zemin profilleri üzerinde yer alan mevcut dolguların, daha iyi özelliklere sahip olan bir dolgu malzemesi ile genişletilmesi konusu ele alınmıştır. Söz konusu eski dolguların ve yeni genişletme bölgelerinin malzeme özelliklerinin, modellerinin, rijitlik farklılaşmasının, dolgu şev eğiminin, tabakalaşmış zeminlerin geoteknik parametrelerinin ve rijitlik özelliklerinin sistem davranışını nasıl etkilediği Plaxis 2D-2011 programında yapılan konsolidasyon ve güvenlik analizleri ile irdelenerek, gerilme-deformasyon davranışı, göçme mekanizmaları ve güvenlik sayıları yorumlanmıştır.

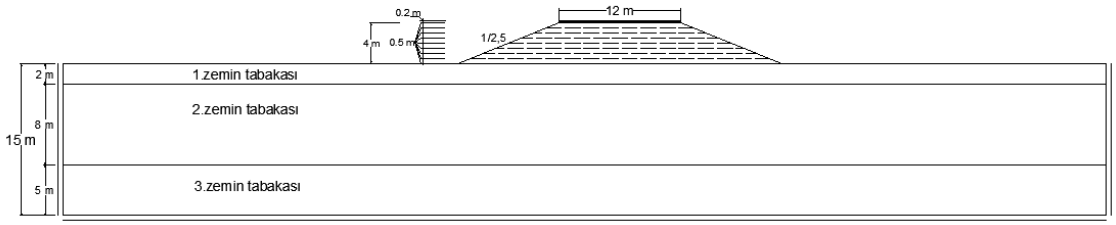
2. PARAMETRİK ANALİZLER

Tabakalaşmış zeminler üzerinde yer alan genişletilmiş yol dolgularının davranışını incelemek amacı ile yapılan bu çalışmada iki farklı zemin profili; i) Birinci (üst) zemin

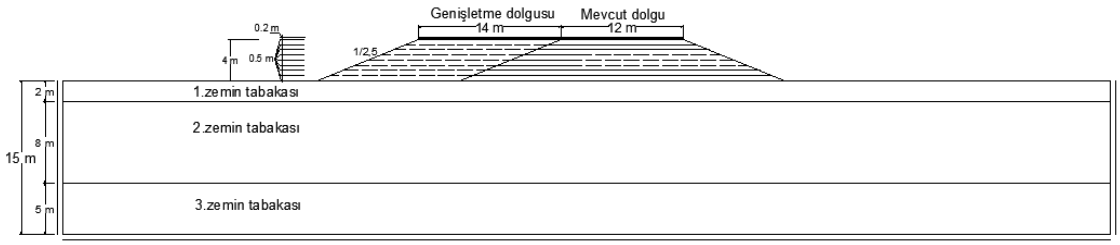
tabakası yumuşak kil ikinci(alt) zemin tabakası sert kil, ii)Birinci(üst) zemin tabakası sert kil ikinci(alt) zemin tabakası yumuşak kil olacak şekilde analizler yapılmıştır. Çalışma kapsamında kullanılan yolların geometrik kesiti Karayolları Geometrik Standartları'ndan seçilmiş, dolgu ve temel zemini özellikleri ise literatürde bulunan sıklıkla kabul görmüş kaynaklardan faydalanılarak belirlenmiştir. Mevcut dolguya ve genişletilmiş dolguya ait inşa kademeleri ile konsolidasyon süreleri, gerçek davranışı ve prosedürleri yansıtması bakımından, kurgulanarak analizlere yansıtılmıştır. Farklı tabakalaşma durumunun yanı sıra tek ve çift taraflı olarak genişletilmenin yapılması gibi birçok farklı koşul için konsolidasyon ve stabilite analizleri tekrarlanarak çalışmalar gerçekleştirilmiştir.

2.1. Karayolu Geometrisinin Belirlenmesi

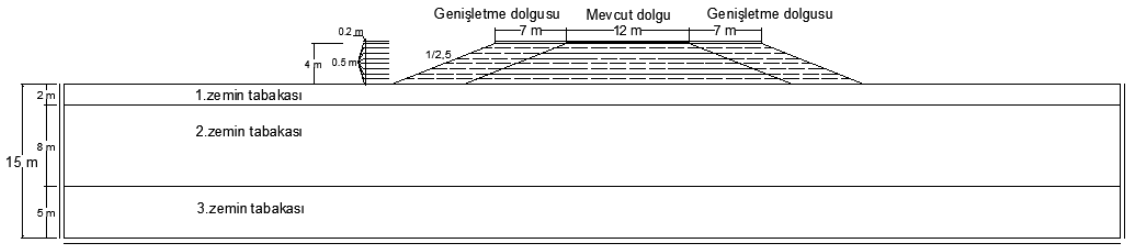
Yapılacak olan analizlerde kullanılacak mevcut dolgu Karayolları Geometrik Standartları'ndan iki şeritli kentsel çevre yolu geometrik özellikleri göz önüne alınarak seçilmiştir. Tasarım hızı 90 km/sa olan düz topografik yapıya sahip mevcut yolun, şerit genişliği 3,5 m, dış banket genişliği 2,5 m ve platform genişliği toplamda 12 m'dir(Şekil 1). Mevcut dolgunun; tasarım hızı 100 km/sa olan düz topografik yapıya sahip ve şerit genişliği 3,5 m, iç banket genişliği 1 m, dış banket genişliği 2,5 m, orta refüj genişliği 4 m olan toplamda 26 m platform genişliğine sahip çok şeritli kentsel çevre yoluna dönüştürülmesi amaçlanmaktadır. Genişletme, Şekil 2 ve Şekil 3'te gösterildiği gibi, gerekli inşa alanının mevcut olduğu varsayılarak, tek taraflı durumda 14 m ve çift taraflı durumda ise mevcut dolgunun sağına ve soluna 7'şer m yeni dolgu eklenerek yapılmıştır.



Şekil 1. Mevcut karayolu dolgusunun geometrik özellikleri



Şekil 2. Tek taraflı olarak genişletilmiş karayolu dolgusunun geometrik özellikleri



Şekil 3. Çift taraflı olarak genişletilmiş karayolu dolgusunun geometrik özellikleri

2.2. Temel Zemini ve Yol Dolgusunun Geoteknik Özellikleri

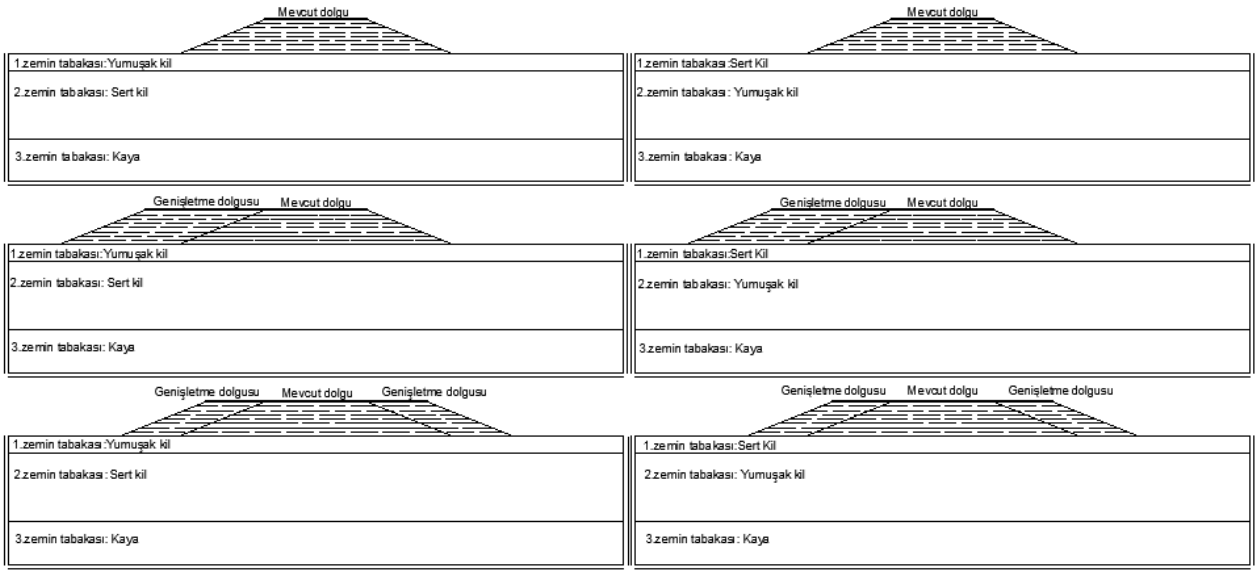
Tabakalaşmış zemin durumunun dolgu stabilite ve davranışı üzerindeki etkisi, birbirine zıt rijitlik özelliğine sahip kil tabakaları iki farklı ardarda sıralama durumu için araştırılmıştır. Parametre seçimine özel önem verilmiş ve bu bağlamda literatürden geniş ölçüde yararlanılmıştır. Tablo 1'de verilen kayma mukavemeti parametreleri için s_u-SPT-N_{60}* değişiminden Bowles (1996) ve Sivrikaya (2009)'dan, Poisson oranı ve birim hacim ağırlıkları için Bowles (1996)'dan zemin türüne göre, permeabilite katsayıları için USCS'deki zemin granülometrisinden faydalanılmıştır. Yol dolgularının geoteknik özellikleri tanımlanırken eski dolgunun aşınmışlığı, gerilme-deformasyon ortamının değişimi ve benzeri hususlar dikkate alınarak parametre seçimleri yapılmıştır. Her iki dolgu için de üst temel tabakası alt temele göre daha rijit seçilmiştir. Yol kaplaması betondur ve lineer elastik geçirimsiz malzemedir. Zemin tabakalaşmasında yer altı su seviyesi zemin yüzeyinde olacak şekilde seçilmiştir.

Tablo 1. Temel zemini ve yol dolgusunun geoteknik özellikleri

Zemin türü	Zemin kıvamı	c	g_u	g_s	Ø	k	ν	E_0
		kPa	kN/m3	kN/m3	°	m/gün	-	kPa
1-2	Yumuşak	2	15	16	15	1,00E-03	0,4	2000
2-1	Sert	100	18	19	24	1,00E-05	0,3	36000
3	Kaya	-	20	21	42	1,00E-07	0,2	300000
Kaplama	NP	-	24	24	-	-	0,15	2,50E+07
Üsttemel	MC	1	21	21	40	0,1	0,25	135000
Eskidolgu	MC	8	20	20	30	1	0,35	90000
Yenidolgu	MC	10	21	21	38	0,5	0,2	135000

2.3. Analiz Yapılan Kesitler

Şeçilen zemin profili üç tabakadan oluşmaktadır. Birinci tabaka kalınlığı 2 m, ikinci tabaka kalınlığı 8 m olup altta 5 m kalınlığındaki kaya tabakası ile devam etmektedir. Analizlerde kullanılacak olan zemin profilleri Şekil 4'de gösterilmiştir.

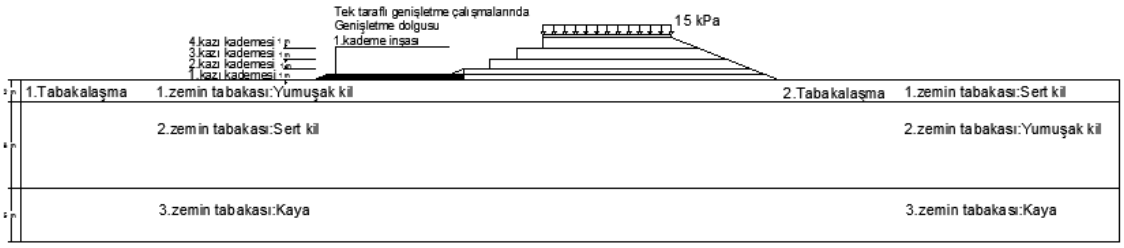


Şekil 4. Yol dolgusu altında seçilen zemin profilleri

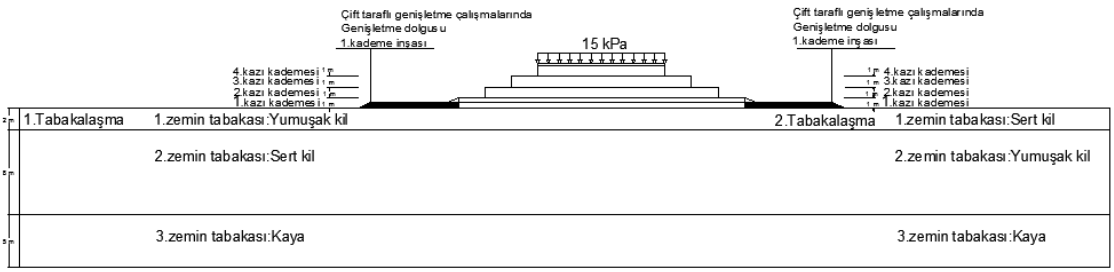
3.NÜMERİK ANALİZLER

3.1. Yol Kesitinin Tanımlanması ve Dolguların İnşa Aşamaları

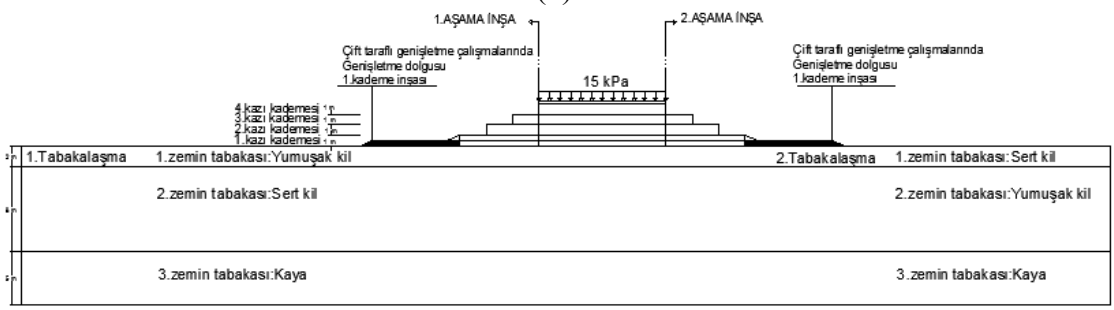
12 m platform genişliğine sahip olan mevcut yol dolgusu, toplamda 26 m olacak şekilde genişletilecektir. Dolgu yüksekliği 4 m olup dolgu şevlerinin eğimi, standartlarda kil zemin için belirtilen 1/3≤m≤1/2 sınırı göz önünde bulundurularak 1/2,5 olarak seçilmiştir. Mevcut dolgu iki şeritli kentsel çevre yolu olup üzerine 15 kPa'lık yayılı yük etkidiği varsayılmış ve dolgu genişletilmesininyapılması ile çok şeritli kentsel çevre yoluna dönüşecek olan karayolunun üzerine etkiyen yükün de 30 kPa değerine çıkacağı düşünülmüştür. Dolgu ve zeminlerin malzeme modelleri Mohr-Coulomb malzeme modeli olarak seçilmiştir. "Mevcut dolgu" şeklinde tanımlanan eski dolgu 50 cm'lik tabakalar halinde, tüm kademeleri ikişer günde serilerek ve göçmeye sebep olmayacak bekleme süreleri ile inşa edilmiştir. Dolgunun üzerine trafik yükü olarak 15 kPa değerinde yayılı yük statik olarak etkitilmiştir. Eski dolgunun konsolidasyonunu tamamlaması için geçecek olan süre, ilave boşluk suyu basıncı değerinin 10 kPa değerine düştüğü zaman olarak tanımlanmıştır. Eski dolgunun konsolidasyon sürecinin ardından yeni dolgu inşa aşamalarına geçilmiş, eski dolgu, genişletme yönünde 1 m yüksekliğinde ve 1:2,5 şev eğiminde kazılarak yeni dolgu malzemesi 50 cm'lik kademeler halinde serilmiştir. Çift taraflı genişletme durumunda iki tür uygulama süreci benimsenmiş olup bunlardan ilki, genişletmenin her iki tarafının da aynı zamanda başlaması; ikincisi ise iki aşamalı bir inşa sürecinin tercih edilmesi şeklindedir. İkinci prosedürün benimsenmesi durumunda ilk önce bir yöndeki genişletme çalışmaları tamamlanmış ve inşa edilen yol kullanıma açılarak, üzerine 15 kPa değerinde yayılı statik yük etkidiği varsayılmıştır. İkinci yöndeki dolgunun genişletmesine birinci aşamada inşa edilen genişletme dolgusunun tamamlanması ve yüklenmesinin ardından başlanmıştır. İnşanın sonlanması ile eski dolgu ve birinci aşamada inşa edilen genişletme dolgusu üzerinde bulunan 15 kPa değerindeki yük 30 kPa değerine çıkarılarak tüm genişletilmiş yüzeye uygulanmıştır (Şekil 5). Genişletilmiş dolgunun uzun süreli davranışının belirlenmesi amacı ile minimum boşluk suyu basıncı değerinin 10 kPa'a düştüğü süre belirlenmiş ve daha sonra bu sürenin sonundaki gerilme-deformasyon değerleri elde edilmiştir. Tüm bu işlemler sürecinde davranışı temsil eden tipik aşamalar için elde edilen deformasyon ve stabilite durumları değerlendirilmiştir. Seçilen aşamalar; eski dolgu için dolgu inşasının bitimi, taşıt yüklerinin uygulanması, ilave boşluk suyu basınçlarının yeterli seviyede sönümlenmesine bağlı olarak konsolidasyon sonu şeklindedir. Dolgu genişletme çalışmalarının modellenmesi için ise, inşa sürecinde yapılan kademeli kazıların güvenlik ve deformasyon analizleri, dolgu inşasının bitimi, taşıt yüklerinin uygulanması, ilave boşluk suyu basınçlarının yeterli seviyede sönümlenmesine bağlı olarak konsolidasyon sonu olarak tanımlanmıştır.



(a)



(b)

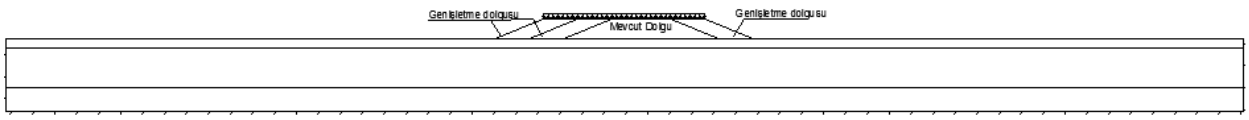


(c)

Şekil 5. Genişletme dolgularının inşa aşamaları (a)Tek taraflı genişletme (b)Çift taraflı genişletme için birinci plan (c) Çift taraflı genişletme için ikinci plan

3.2. Nümerik Analiz Detayları

Plaxis (2D) iki boyutlu analiz programında genişletilmiş yol dolgularının çözümlenmesi için düzlem deformasyon koşulları ve 15 noktalı elemanlar kullanılmıştır. Sistem sınırları Şekil 6'da gösterildiği gibi genişletilmiş dolgu taban genişliğinin iki katı oranında seçilerek sınır koşullarının sistem davranışı üzerindeki etkisi azaltılmıştır.

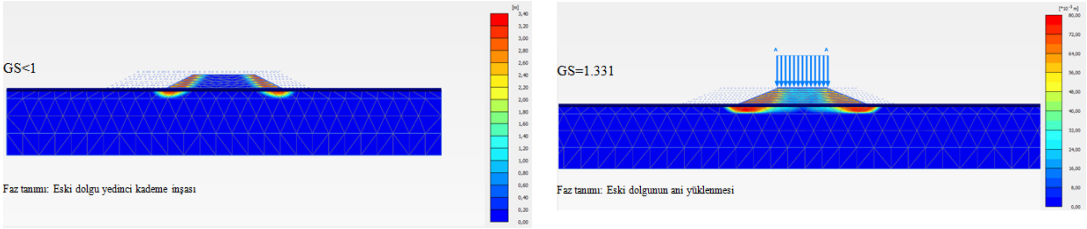


Şekil 6. Nümerik analiz programında kullanılan yol kesiti ve sistem sınırları

3.3. Analizler İçin Dolgu Şev Geometrisinin Seçimi

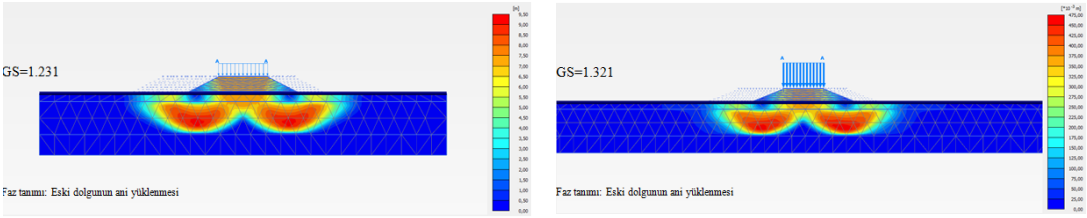
Yolun geometrik standartları seçilirken yol için gereken genişletme alanı sınırlı ise daha dik şevler ile genişletme sağlanır. Dik şevler stabilite sorununu ortaya çıkarabilir. Dolgu geometrisinden kaynaklanan stabilite sorunlarının belirlenmesi amacıyla birçok çalışmada sonlu elemanlar metodu ile düzlemsel deformasyonlar temel alınarak, yolun genişletilmesi sırasında dolgunun davranışını analiz etmek için tasarımlar yapılmıştır (Ludlow ve diğ., 1993, Vos ve diğ., 1994, Allersma ve diğ., 1994, Wang ve Huang, 2004, Wang ve diğ. 2006). Bu bildiri için yapılan analizlerde göçme olmaksızın istenilen yükseklikte dolgunun yapılabilmesi ve dolgu inşası ve sonrasındaki genişletilmesi dönemlerindeki davranışın göçme ile kesintiye uğramadan takip edilebilmesi amaçlanmıştır. Bu sebeple dolgu yapımı ve dolgu ekleme analiz kademeleri göçmeye sebep olmayacak yeterlilikte ancak

olabildiğince kısa ve hızlı bir süreç tanımlanarak gerçekleştirilmiştir. Dolgu malzeme parametreleri eski dolgular için tipik olan değerler olarak seçilmiştir. Bu değerlerden vazgeçmeden ve herhangi bir dolgu iyileştirme yöntemine başvurmadan analizleri yapabilmek bakımından dolguda değiştirilebilecek tek parametre şev açısı olmaktadır. Alttaki temel zeminlerinin rijitlik ve kıvam durumu stabiliteyi koruyacak dolgu geometrisinin belirlenmesi üzerinde etkilidir. Bu bakımdan ilk aşamada seçilen zemin tabakalanmaları üzerinde eski dolgu malzeme parametreleri değiştirilmeksizin stabilitesini koruyabilecek şev eğiminin elde edilmesi için gereken analizler yapılmıştır. Yapılan analiz sonuçları Şekil 7 ve Şekil 8'de verilmiş olup, 1/2 şev eğiminde üst tabakanın yumuşak olduğu zemin profilinde stabilite sağlanamazken, aynı eğim değerinde üst tabakanın sert olduğu profilde göçme olmaksızın sistem stabil kalmıştır. Yapılan değerlendirmelerle eski malzeme parametreleri ile hem üst tabakanın yumuşak hem de üst tabakanın sert olması durumunda güvenliği koruyabilecek şev eğiminin 1/2.5 olduğu belirlenerek analizler her iki tabakalanma türü için bu dolgu geometrisi ile devam ettirilmiştir.



(a) **(b)**

Şekil 7. Zemin profili: üst tabaka yumuşak kil alt tabaka sert kil **(a)**1/2 şev eğimi (b) 1/2.5 şev eğimindeki mevcut dolgunun güvenlik durumu



(a) **(b)**

Şekil 8. Zemin profili: üst tabaka sert kil alt tabaka yumuşak kil **(a)**1/2 şev eğimi (b) 1/2.5 şev eğimindeki mevcut dolgunun güvenlik durumu

3.4. Yol Dolgusu Genişletme Çalışmalarının Planlanması

Bu çalışma kapsamında, yeni yapılacak olan bir yol genişletme projesinde; hem farklı inşa aşamaları hem de farklı trafik organizasyon planları uygulanarak yol genişletme projelerinde planlamanın önemine ve yapılan planlamanın tasarlanan sistemin güvenlik durumu ve yapısal deformasyonlarına etkilerine değinilmiştir. Bildiride üç farklı yol inşa şekli seçilerek, bu inşa şekillerinde farklı trafik organizasyon planları uygulanmıştır:

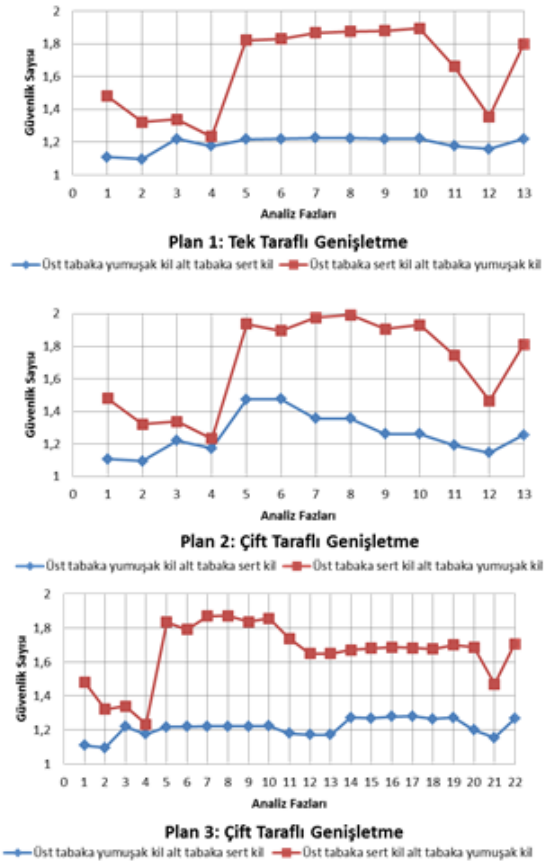
Plan 1: "Yol dolgusu tek taraflı olarak 14 m genişletilecek olup, genişletme çalışmaları sırasında mevcut dolgu iş makinalarının çalışması için kullanılabilir şekilde açık tutulacaktır. Mevcut dolgu şev topuğundan kademeli olarak kazılarak yeni dolgu imalatı gerçekleştirilecektir. Genişletme dolgusu, stabiliteyi bozmayacak şekilde, belirlenen sürelerde beklemeye tabi tutularak kademeli bir şekilde inşa edilecektir. Genişletme dolgusunun imalatından sonra trafik hacmi iki katına çıkarılacaktır."

Plan 2: "Yol dolgusu çift taraflı genişletilecek olup, yolun her iki cephesindeki genişletmeye aynı anda başlanacaktır. Genişletme çalışmaları sırasında mevcut dolgu iş makinalarının çalışması için kullanılabilir şekilde açık tutulacaktır. Mevcut dolgu şev topuğundan kademeli olarak kazılarak yeni dolgu imalatı gerçekleştirilecektir. Genişletme dolgusu, stabiliteyi bozmayacak şekilde, belirlenen sürelerde konsolidasyona tabi tutularak kademeli bir şekilde inşa edilecektir. Her iki taraftaki genişletme çalışmaları aynı anda bitirilerek trafik hacmi iki katına çıkarılacaktır."

Plan 3: "Yol dolgusu çift taraflı bir şekilde genişletilecek olup, önce yolun bir cephesinde genişletme yapılacak, bu çalışma sırasında mevcut dolgu iş makinalarının çalışması için kullanılabilir şekilde açık tutulacak ve mevcut dolgu şev topuğundan kademeli olarak kazılarak yeni dolgu imalatı gerçekleştirilecektir.Genişletme dolgusu, stabiliteyi bozmayacak şekilde, belirlenen sürelerde konsolidasyona tabi tutularak kademeli bir şekilde inşa edilecektir. Bu sürecin tamamlanmasının ardından genişletme dolgusu da mevcut dolgu ile aynı trafiğe açılacak ve ikinci aşama imalatına geçilecektir. İkinci cephe genişletmenin tamamlanmasının ardından yol için trafik hacmi iki katına çıkarılacaktır." Bu planlar doğrultusunda uygulanmış olan genişletme çalışmalarında yapısal sistemin bütünsel stabilitesi, inşa ve tamamlanma süreleri analizler sonucunda elde edilerek karşılaştırılmıştır.

Sıra	Tanımlamalar
1	GS1:Eski dolgunun tamamlanması
2	GS2: Eski dolgunun (15kPa)yüklenmesi
3	GS3:Eski dolgunun konsolidasyonu (u=10kPa)
4	GS4:1.kademe kazı yapılması
5	GS4*:Genişletme dolgusu 1. kademe serilmesi
6	GS5:2.kademe kazı yapılması
7	GS5*:Genişletme dolgusu 2. kademe serilmesi
8	GS6 :3.kademe kazı yapılması
9	GS6*:Genişletme dolgusu 3. kademe serilmesi
10	GS7: 4.kademe kazı yapılması
11	GS8: Genişletme dolgusunun tamamlanması
12	GS9: Bütün dolgunun yüklenmesi (30kPa)
13	GS10:Bütün dolgunun konsolidasyonu(u=10kPa)

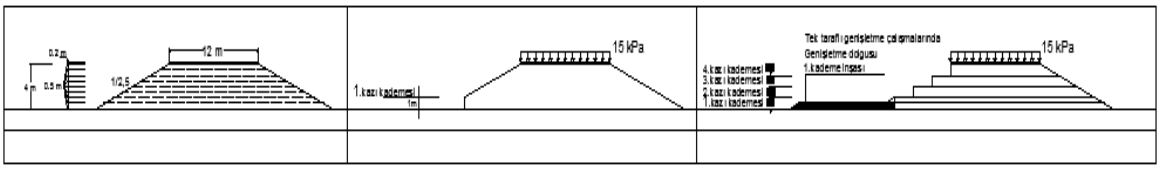
Sıra	Tanımlamalar
1	GS1:Eski dolgunun tamamlanması
2	GS2: Eski dolgunun (15kPa)yüklenmesi
3	GS3:Eski dolgunun konsolidasyonu (u=10kPa)
4	GS4:1.Aşama 1.kademe kazı yapılması
5	GS4*:1.Aşama Genişletme dolgusu 1. kademe serilmesi
6	GS5:1.Aşama 2.kademe kazı yapılması
7	GS5*:1.Aşama Genişletme dolgusu 2. kademe serilmesi
8	GS6 :1.Aşama 3.kademe kazı yapılması
9	GS6*:1.Aşama Genişletme dolgusu 3. kademe serilmesi
10	GS7: 1.Aşama 4.kademe kazı yapılması
11	GS8: 1.Aşama Genişletme dolgusunun tamamlanması
12	GS9:1.Aşama Genişletme dolgusu ve eski dolgunun yüklenmesi (15kPa)
13	GS10:2.Aşama 1.kademe kazı yapılması
14	GS10*2.Aşama Genişletme dolgusu 1. kademe serilmesi
15	GS11:2.Aşama 2.kademe kazı yapılması
16	GS11*2.Aşama Genişletme dolgusu 2. kademe serilmesi
17	GS12 :2.Aşama 3.kademe kazı yapılması
18	GS12*2.Aşama Genişletme dolgusu 3. kademe serilmesi
19	GS13: 2.Aşama 4.kademe kazı yapılması
20	GS14: 2.Aşama Genişletme dolgusunun tamamlanması
21	GS15: Bütün dolgunun yüklenmesi (30kPa)
22	GS16:Bütün dolgunun konsolidasyonu(u=10kPa)



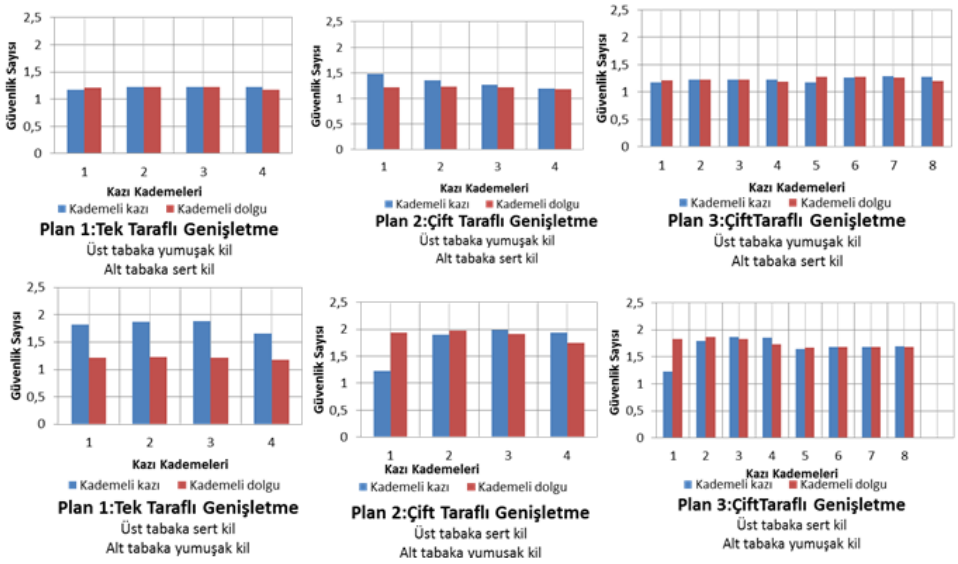
Şekil 9. Yol genişletme çalışmalarında inşa planlaması-güvenik durumu ilişkisi

Şekil 9'da kullanılan grafik sisteminde düşey eksen güvenlik sayısını temsil ederken yatay eksen nümerik bir sonucu temsil etmemekte olup sadece imalat sürecini anlatmaktadır. Güvenlik analizleri sonucunda Şekil 9'dan da net bir ayrımla gözlendiği üzere, yapının

güvenliği önemli derecede temel zemini profiline bağlı olmaktadır. Plan 2 uygulaması yolun tamamının kullanıma açılma süresini kısaltmıştır ancak kısmi kullanımı arttırması ve trafiğin sürekliliğini sağlanması bakımından Plan 3'de tercih edilebilir bir yöntem olmaktadır. İnşa aşamalarında önemli diğer bir konu da kademeli kazı ve imalat sürecidir. Olay, mevcut dolgunun şev topuğundan başlanarak kazılması ve yeni dolgunun kazılan alanlar da dahil olmak üzere istenilen genişlikte kademeli olarak imal edilmesine dayanmaktadır. Şekil 10'da birinci kademe kazı planı detayları ile verilmiştir. Bu doğrultuda Plan 1 ve Plan 2'de dört aşamada yapılan kazı ve dolgu çalışmalarına ile Plan 3'te sekiz aşamada yapılan kazı ve dolgu çalışmalarına ait güvenlik ilişkisi Şekil 11'de verilmiştir. Şekil 10 ve 11'de de Şekil 9'da olduğu gibi üst tabakanın yumuşak olması durumunda güvenlik sayılarının daha düşük olduğu ve 1'e yakın değerlerde kaldığı görülmektedir. Bu da üst tabakanın yumuşak zemin olması durumunda stabilitenin çok daha kolaylıkla kaybedilebileceğini ve bu bakımdan özellikle yükleme aşamalarında dolgu kademelerinin zeminin mevcut durumunda taşıyabileceği ilave gerilme değerini aşmayacak seviyede ayarlanması gerektiğini göstermektedir. Diğer taraftan üstte yeterli kalınlıkta bir sert tabaka veya kabuk tabakası bulunması durumunda kabuk tabakası yükü alttaki yumuşak zemine aktararak dolgu inşasının daha güvenli olarak yapılabilmesini sağlamakta ancak alttaki yumuşak zeminde deformasyon ortamı çok daha geniş olmaktadır. Eski dolgu şevinde kazı yapılması durumunda üstte kabuk bulunan profilde güvenlik sayısı azalması çok daha fazla miktarda ve hızlı olarak gerçekleşmekte ve topuğa dolgu yapımından en fazla olumlu etkilenen profil de yine kabuk tabakalı profil olmaktadır.



Şekil 10. Genişletme dolgusu imalatında kazı detayları



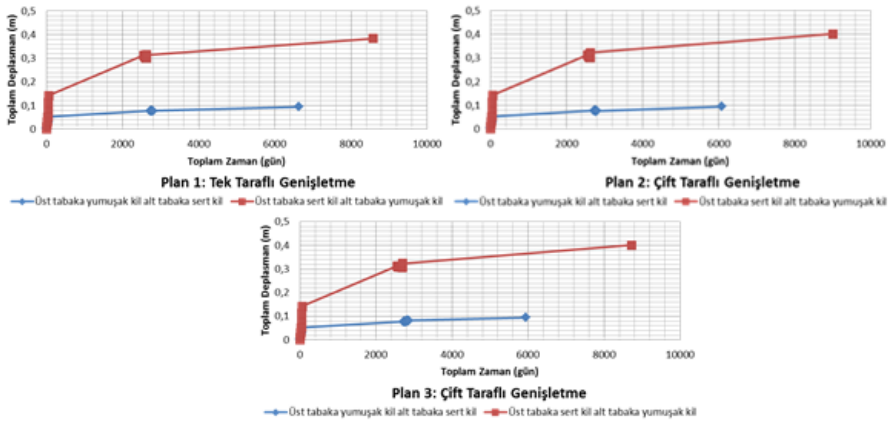
Şekil 11. Kademeli kazı ve dolgu yapılmasının güvenlik sayısına etkisi

3.5. Yol Dolgusu ve Temel Zeminindeki Deformasyonlar

Şekil 12'de her üç tip yapım yöntemi için ve incelenen iki tip zemin profili için toplam deformasyon-zaman ilişkileri görülmektedir. Şekiller üst tabakanın sert olduğu ve altta yumuşak zemin bulunan profilde toplam deformasyonların çok daha büyük olduğunu göstermektedir. Bu da altta bulunan kalın ve yumuşak zemin tabakasının deformasyon yeteneğinin büyüklüğünün sonucu olarak beklenen bir davranıştır. Seçilen dolgu genişletme sürecinin dolgu genişletme uygulamasının bitiminden ve taşıt yükünün uygulanmasından sonra ilave boşluk suyu basınçlarının yeterli derecede sönümlenmesi ve genişletilmiş dolgunun uzun süreli stabilitesinin sağlanması için gereken süreler üzerinde de dikkate değer etkisi bulunmaktadır. Tablo 2'de tanımlanan süreler anlamlıdır, çünkü yükleme programlarına bağlı olarak ilave gerilmelerden etkilenen ortam hacmi büyüklüğü farklı olmakta ve aynı bağlamda drenaj yollarının boyu değişmektedir.

Tablo 2. Uygulama yönteminin inşa süreleri ve konsolidasyon süreleri üzerindeki etkisi

TABAKALAŞMA DURUMU	OLAY VE SÜRE(gün)	PLAN 1	PLAN 2	PLAN 3
Üst zemin tabakası yumuşak alt zemin tabakası sert	Eski dolgunun inşası	53	53	53
	Eski dolgunun konsolidasyonu	2670	2670	2670
	Yeni dolgunun inşası	69	69	138
	Bütün dolgunun yüklenmesi	3841	3296	3071
Üst zemin tabakası sert alt zemin tabakası yumuşak	Eski dolgunun inşası	53	53	53
	Eski dolgunun konsolidasyonu	2506	2506	2506
	Yeni dolgunun inşası	69	69	138
	Bütün dolgunun yüklenmesi	5948	6376	6018

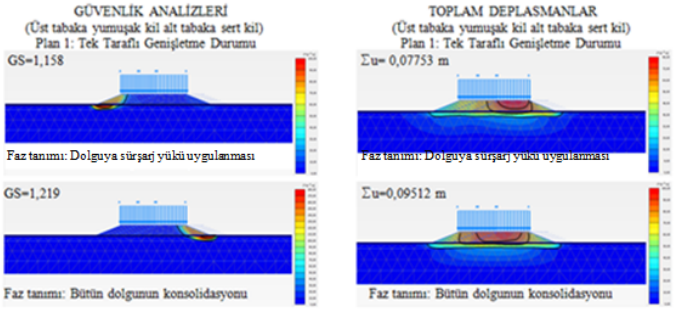


Şekil 12. Farklı genişletme ve tabakalaşma durumlarında deplasman-zaman ilişkisi

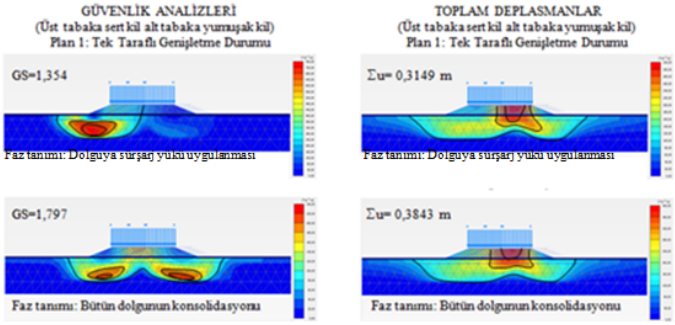
3.6. Deformasyonlar ve Göçme Mekanizmaları

Dolgu genişletme çalışmaları sırasında temel zemininde ve dolguda oluşan gerilme ve deformasyon ortamı dolgu yapım ve konsolidasyon süreci boyunca değişik aşamalarda farklılıklar gösterir. Gerilme-deformasyon ortamındaki bu değişim süreci aynı zamanda zemin tabakalanma özellikleri ve yapım sürecinden büyük ölçüde etkilenmektedir. Bu çalışmada iki tür tabakalanma şekli ve bunun üzerinde üç farklı programla dolgu genişletme süreci uygulanması durumları için sürecin tüm aşamalarındaki gerilme-deformasyon ortamı değişimleri incelenmiştir. Ancak burada yer kısıtı sebebi ile iki tür zemin profili ve üç tip uygulama programı için sadece genişletme çalışmalarının bitimini takiben sürsarj yükü uygulanması anı ve konsolidasyon sonu deformasyon ortamları ve bu

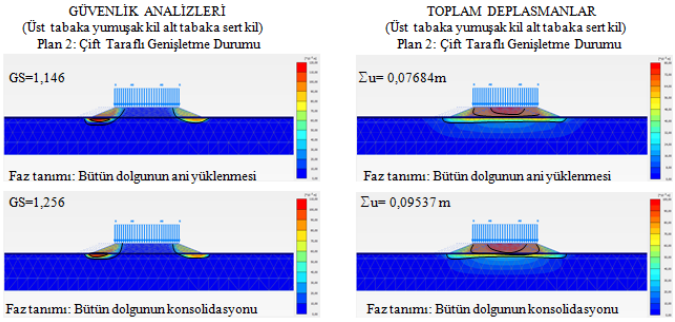
anlardaki mukavemet parametreleri azaltma yöntemi ile elde edilen deformasyon mekanizmaları ve güvenlik sayıları Şekil 13-17'de verilmiştir.



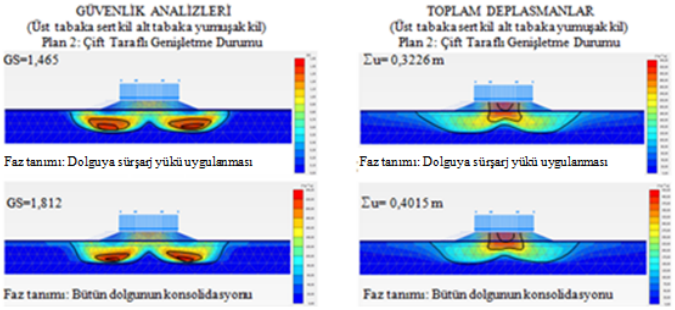
Şekil 13. "Plan1-Tabakalaşma1" için güvenlik analizleri ve toplam deplasman ağları



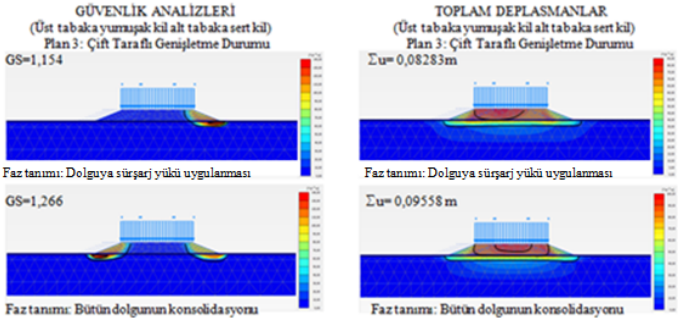
Şekil 14. "Plan1-Tabakalaşma2" için güvenlik analizleri ve toplam deplasman ağları



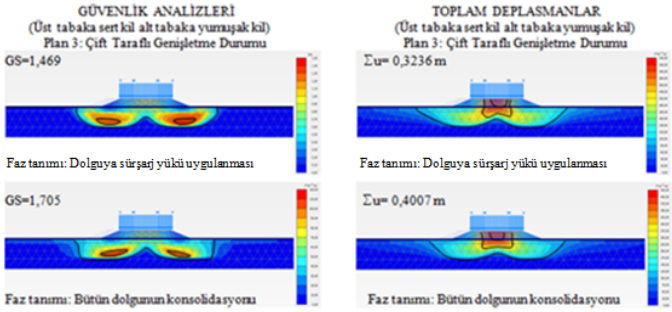
Şekil 15. "Plan2-Tabakalaşma1" için güvenlik analizleri ve toplam deplasman ağları



Şekil 16. "Plan2-Tabakalaşma2" için güvenlik analizleri ve toplam deplasman ağları



Şekil 17. "Plan3-Tabakalaşma1" için güvenlik analizleri ve toplam deplasman ağları



Şekil 18. "Plan3-Tabakalaşma2" için güvenlik analizleri ve toplam deplasman ağları

Şekil 13'te üst tabakanın yumuşak olduğu profilde Plan 1'in uygulamasının sonuçları görülmektedir. Burada deformasyon mekanizması takip edildiğinde sürşarj yüklemesi sırasında göçme mekanizması yeni yapılan dolgu şevindeyken konsolidasyon sonunda eski dolgu şevine kaymaktadır. Bu durum konsolidasyon sonunda sol taraftaki oturmalar sebebi ile oldukça zayıf parametrelere sahip olan eski dolgu bölgesinin sol taraftaki sıkışmayla birlikte hareket edememesinden kaynaklanmaktadır. Aynı şekilde toplam deplasmanların yoğunlaştığı bölgeler güvenlik analizlerindeki davranışın nasıl geliştiği anlaşılmaktadır. Şekil 14'te üst tabakanın sert olduğu profilde Plan 1'in uygulamasının sonuçları görülmektedir. Güvenlik ve deplasman analizlerinden görülebileceği gibi bu tabakalanma durumunda gerilmeler yumuşak zemine nakledilmekte ve mekanizma esas olarak yumuşak zemin içerisinde gerçekleşmektedir. Üstteki sert tabaka elde edilen güvenlik sayılarını bir miktar arttırmakla birlikte yumuşak tabakanın daha kalın olması oluşan deplasmanların büyük ölçüde artmasına sebep olmaktadır. Sadece güvenlik sayısı yönünden bakıldığında üst tabakada sert zemin bulunmasının daha güvenlikli bir uygulamaya yol açabileceğini ifade etmek mümkün iken deformasyonlar göz önüne alındığında üst yapının servis yeterliliği açısından bu tür bir profilin daha önemli sorunlara yol açabileceği söylenebilir. Şekil 15 ve Şekil 16'da Plan 2'nin farklı zemin profillerine uygulanışı gösterilmiştir. Sistem simetrisi ve aynı anda inşa yöntemi seçilmesi sebebi ile gerek göçmeyi oluşturan deformasyonlar gerekse toplam deplasmanlar türünden değerlendirme yapıldığında üst tabakanın yumuşak olduğu zemin profilinde genişletme şevlerinde problemler oluşurken, üst tabakanın sert olduğu zemin profilinde bütün sistemin merkezine göre simetrik olacak şekilde yumuşak tabaka içerisinde ilave yüklenen kısımlarda problemler gözlenmektedir. Şekil 17 ve 18'de ise Plan 3'ün farklı profillere uygulanmasının sonuçları görülmektedir. Çift taraflı inşa yönteminde uygulanan iki aşama sebebi ile sonradan eklenen ikinci genişletme dolgusu, sürşarj yükünü en son almaktadır. Bu durumda üst tabakanın yumuşak olduğu zemin profilinde sonradan eklenen dolgunun kendi şevinde göçme mekanizması

oluşurken konsolidasyon sonrasında genişletilme bölgelerinin her ikisinde de sistemsel simetri ile şev problemleri oluşmaktadır. Üst tabakanın sert olduğu zemin profilinde ise benzer bir şekilde, gerilmeler yumuşak tabaka içerisinde ancak ikinci aşamada eklenen genişletme dolgu hizasında artmakta, konsolidasyon sonrasında ise iki genişletme dolgusu altında da eşit oranda dağılan bir mekanizma oluşmaktadır.

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada ulaştırma geotekniğinin önemli problemlerinden birisi olan dolgu inşası ve mevcut dolguların genişletilmesinin yol açacağı geoteknik problemler değerlendirilmiştir. Değerlendirme farklı temel zemini ortamları ve farklı uygulama süreçleri esas alınarak yapılan iki boyutlu sonlu elemanlar analizlerinin sonuçlarının irdelenmesi ile gerçekleştirilmiştir. Aşağıda yapılan analizlerle ilgili tipik sonuçlardan bazıları özetlenmektedir;

1. Yapılan değerlendirmeler sonucunda eski malzeme parametreleri ile hem üst tabakanın yumuşak olması durumunda hem de üst tabakanın sert olması durumunda güvenliği koruyabilecek şev eğiminin 1/2.5 olduğu belirlenmiş ve analizler her iki tabakalanma türü için bu dolgu geometrisi ile devam ettirilmiştir.
2. Temel zemini profilinde dolgu altındaki tabakanın yeterli kalınlıkta sert bir tabaka olması veya kabuk tabakası bulunması durumunda kabuk tabakası kendisi fazla deforme olmayarak gerilmelerin alt tabakaya aktarılmasına sebep olmaktadır. Hâlbuki üstte yumuşak zemin varsa gerilmeler öncelikle yumuşak tabaka içerisindeki deforme ve deplasmanlarla absorbe edilmektedir.
3. Eski dolgu şevinde kazı yapılması durumunda üstte kabuk bulunan profilde güvenlik sayısı azalması çok daha fazla miktarda ve hızlı olarak gerçekleşmektedir. Aynı durumda kazı kademesini takiben topuğa yapılan dolgu bu tür zemin ortamında güvenlik sayısını hızla arttırmaktadır.
4. Analiz sonuçları üst tabakanın sert olduğu ve altta yumuşak zemin bulunan profilde toplam deformasyonların çok daha büyük olduğunu göstermektedir. Bu da altta bulunan kalın ve yumuşak zemin tabakasının deformasyon yeteneğinin büyüklüğünün sonucu olarak beklenen bir davranıştır.

5. Seçilen dolgu genişletme süreç programının genişletilmiş dolgunun uzun süreli stabilitesinin sağlanması için gereken süreler üzerinde dikkate değer etkisi bulunmaktadır.
6. Dolgu genişletme çalışmaları sırasında temel zemininde ve dolguda oluşan gerilme ve deformasyon ortamı dolgu yapım ve konsolidasyon süreci boyunca değişik aşamalarda farklılıklar gösterir. Gerilme-deformasyon ortamındaki bu değişim süreci aynı zamanda zemin tabakalanma özellikleri ve yapım sürecinden büyük ölçüde etkilenmektedir.
7. Konsolidasyon sürelerinde yapılacak bir azaltma ile sistem stabilitesi bozulabilmektedir. Bu durum özellikle üst tabakanın yumuşak olduğu zemin profillerinde daha büyük önem kazanmaktadır.

KAYNAKLAR

Allersma H.G.B., Ravenswaay L., Vos, E. (1994), "Investigation of Road Widening on Soft Soil Using a Small Centrifuge", Transportation Research Record, 1462, 47-53.

Bowles, J.E., (1996), "Foundation Analysis and Design, 5th edition, McGraham Hill.

Hung, X., Wang., H., (2004), "Centrifuge Model Test and Numerical Analysis of Embankment Widening on Soft Ground", Proc. Applications of Advanced Technologies in Trans. Eng. Of the 8th International Conf. ASCE, Beijing, China.

Karayolları Teknik Şartnamesi, (2006), T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Karayolları Genel Müdürlüğü, Ankara.

Ludlow, S.J., Chen, W.F., Bourdeau, P.L., Lovell, C.W., (1993), "Embankment Widening and Grade Raising on Soft Foundation Soils", Phase 2, Research Project Final Report: Joint Highway Research Project, Purdue University.

Sivrikaya, O., Toğrol, E., (2009),"Arazi Deneyleri ve Geoteknik Tasarımda Kullanımları", Birsen Yayınevi, İstanbul.

Tschebotarioff, G.P., (1973), "Foundations retaining and earth structures", McGraw-Hill New York

Vos., E., Couvreur, J.F., Vermaut, M., (1994), "Comparison of Numerical Analysis With Field Data of a Road Widening Project on Peaty Soil", Proc. International Workshop: Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat, Balkema, Rotterdam, 267-274.

Yang, L., Shan, W., (2010), "Stability Finite Element Analysis in The Process of one Side Widened Embankment Construction", ICCTP 2010: Integrated Transportation Systems, ASCE.

Wang, H., Huang, X., (2006), "The Study of Ground and Embankment Treatment Techniques in Road Widening", Pavement Mechanics and Performance, ASCE.

GRUP PLAKA ANKRAJLARIN ÇEKME DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

INVESTIGATION OF UPLIFT BEHAVIOR OF GROUP ANCHORS

Buse EMİRLER [1] **Mustafa LAMAN[2]**

ABSTRACT

In this study, uplift capacity of anchor plates embedded in sand was investigated by conducting model tests. Square shaped plate anchors were used in the tests. The effect of the parameter of spacing between anchors investigated on the uplift behavior. FE analysis of the test models were also carried out by using the FE program, PLAXIS 3D Foundation. The numerical analysis were conducted under 3D. The results obtained from the numerical method are compared with the experimental values. After comparing the results of experiments and the numerical studies, design parameters was suggested for the relevant foundation engineering applications.

Keywords: Plate anchors, uplift capacity, breakout factor, group efficiency, PLAXIS 3D.

ÖZET

Bu çalışmada, kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesi model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Deneylerde kare geometride ankraj plakaları kullanılmıştır. Model deneylerde, ankrajlar arası mesafenin çekme kapasitesi üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Çalışmada ayrıca, kum zemine gömülü ankrajların, Plaxis 3D Foundation bilgisayar programı kullanılarak, 3 boyutlu sonlu elemanlar yöntemi ile sayısal çözümü yapılmıştır. Elde edilen deneysel ve sayısal sonuçlar karşılaştırılarak temel mühendisliğinde kullanılmak üzere tasarım parametreleri önerilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Ankraj plakaları, çekme kapasitesi, kopma faktörü, grup etkisi, PLAXIS 3D.

1. GİRİŞ

Günümüzde gereksinimlerin değişmesi ile birlikte, farklı türde yapılara ihtiyaç duyulmaya başlanmıştır. Bu ihtiyaçlara bağlı olarak, farklı türdeki temel sistemlerinin kullanılması kaçınılmaz hale gelmiştir. Özellikle yüksek gerilim hatları, haberleşme kuleleri (radyo ve televizyon kuleleri vb.), uzun fabrika bacaları, deniz platformları (deniz yüzeyinde yapılmış rıhtım yapıları, su altındaki platformlar ve dalgakıran yapıları vb.), otoban ve

[1] Araş. Gör., Çukurova Üni., bemirler@cu.edu.tr
[2] Prof. Dr., Çukurova Üni, mlaman@cu.edu.tr

demiryollarındaki işaret levhaları ile reklam panolarını taşıyan direkler ve boru hatları gibi özel yapıların temel sistemleri, farklı yükleme koşullarına maruz kalmaktadırlar. Bu yapılar, özellikle çekme kuvveti türü yükleme koşullarının etkisi altındadırlar. Bahsedilen kuvvetlere; eksantrisiteden kaynaklı kuvvetler, su üstünde inşa edilen geçici yapılardaki kaldırma kuvveti, kablolarda oluşan kuvvetler ve boş silolarda oluşan kaldırma kuvvetleri örnek verilebilir.

Birçok yapının temel sistemlerinin, basınç gerilmeleri bakımından analiz edilip tasarlanması yeterli iken; bazı temel sistemleri, çekme gerilmeleri yönünden de analiz edilerek tasarlanmalıdır. Özellikle çekme gerilmesi altındaki temel sistemlerinin, çekme kapasitesine etkiyen faktörlere göre tasarlanması gerekmektedir. Son dönemlerde çekme kuvvetine maruz yapılarda ankraj sistemleri efektif olarak kullanılmaktadır. Kullanılan bu ankraj sistemlerine; zemin özellikleri, yükleme koşulları, gömülme derinliği ve grup halinde olma durumları gibi faktörler etki etmektedir.

Bu çalışmada; grup ankraj sistemlerinin davranışı deneysel ve sayısal olarak incelenmiştir. Deneysel çalışmalar için, laboratuvarda ankraj sistemlerinin küçük ölçekte simülasyonunun yapıldığı bir düzenek hazırlanmıştır. Deneylerde; ankrajlar arası mesafenin çekme kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Yapılan deneysel çalışmalar; sonlu elemanlar yöntemine dayalı Plaxis 3D Foundation paket programı ile modellenerek, sayısal sonuçlar ile deneysel sonuçlar karşılaştırılmıştır.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Ankraj sistemlerinin davranışının incelenmesine yönelik deneysel ve gözlemsel birçok çalışma mevcuttur. Adams ve Hayes (1967) yayın hattı kuleleri inşaatı için, ankrajlar üzerinde büyük ölçekli arazi deneyleri yapmışlardır. Ankrajların davranışlarını daha iyi anlamak amacıyla Baker ve Kondner (1966), Meyerhof ve Adams (1968), Das ve Seeley (1975a, b), Andreadis ve ark. (1981), Murray ve Geddes (1987) geleneksel olarak laboratuvarda küçük ölçekli model çalışmalar yapmışlardır. Ayrıca diğer araştırmacılardan Ovesen (1981), Tagaya ve ark. (1988), Dickin (1988) ve Dickin ve Leung (1990, 1992) santrifüj modelleme tekniğini geliştirerek tam ölçekli prototipler üzerinde istenilen gerilme durumları için gerekli verileri elde etmişlerdir. Vesic (1971), Chattopadhyay ve Pise (1986), Rowe ve Davis (1982) teorik çalışmalar yapmışlardır.

Tek bir ankraj plakası üzerine teorik ve deneysel çalışmalar oldukça fazla olmasına rağmen, grup ankrajların davranışı üzerine yapılan çalışmalar oldukça sınırlıdır. Grup ankrajlar konusunda ilk çalışmalardan biri Hueckel tarafından 1957'de yapılmıştır. Hueckel (1957), Hanna ve diğ. (1972), Larnach (1972, 1973) laboratuvar ortamında deneysel çalışmalar yaparak, çekme kapasitesini etkileyen parametreleri incelemişlerdir. Smith (1962), grup ankrajların davranışını incelemek amacıyla arazide büyük ölçekli deneysel çalışmalar yapmıştır. Geddes ve Murray (1996), grup ankrajların çekme kapasitesini bir seri model deney yaparak incelemişlerdir.

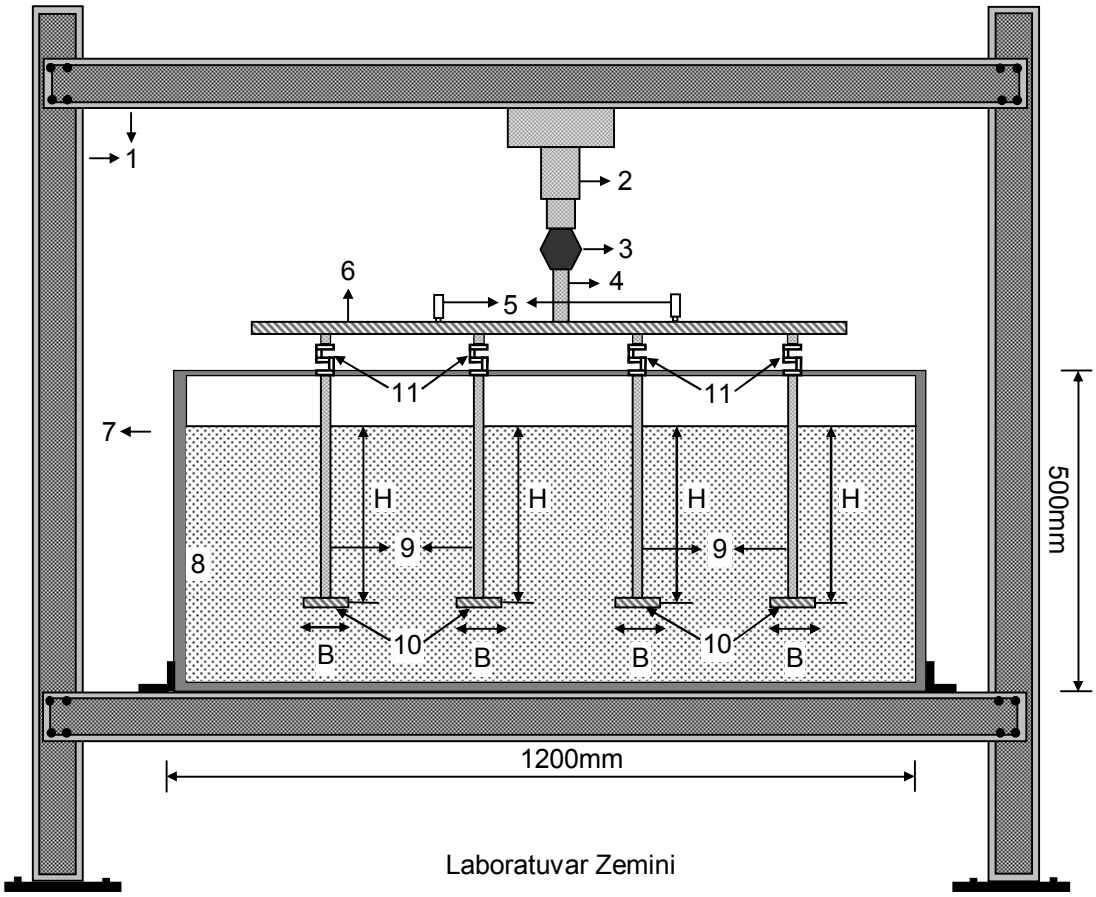
3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR VE DENEY SONUÇLARI

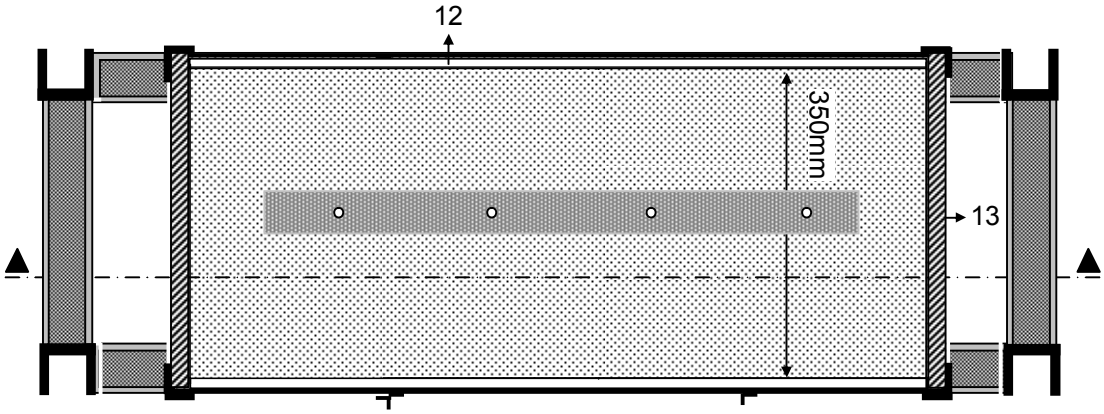
3.1. Deneysel Çalışmalar

Deneysel çalışmalar; sıkı kum zemin içerisine, 5cm×5cm boyutlarında ve 10mm kalınlıkta rijit plakalar yerleştirilerek yapılmıştır. Deneyler, kare ankraj plakasının H/B=5 gömülme derinliğinde ve (1×2) konfigürasyonda yerleştirilip, ankrajlara çekme kuvveti uygulanması

suretiyle gerçekleştirilmiştir. Deneylerde ankrajlar arası mesafenin (S/B), çekme kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Deneyler, Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Laboratuvarında mevcut 120cm uzunluk, 35cm genişlik ve 50cm yükseklikteki dikdörtgen kesitli kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 3). Deney kasası iskeleti çelik profilden olup, ön ve arka yüzü 20mm kalınlığında plexiglas, yan yüzler ile alt taban ise, 20mm kalınlıkta ahşap malzemeden imal edilmiştir.

Deneysel çalışmada, zemin olarak Çukurova Bölgesi, Seyhan Nehri yatağından getirilen kum numuneler kullanılmıştır. Kum numuneler, Ç.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Laboratuvarı'nda ASTM (American Standarts of Testing Materials) standartlarına göre 18 No'lu (1mm çaplı) ve 200 No'lu (0.074mm çaplı) eleklerden yıkanarak elenmiştir. Eleme işlemi sonunda 18 ve 200 No'lu elekler arasında kalan kum numuneler, laboratuvarda etüvde kurutulmuştur (Şekil 1). Deneysel çalışmada kullanılan kum numuneler, ASTM standartlarına göre, önceden belirlenen bir seri elekten elenerek dane çapı dağılımı elde edilmiştir. Dane çapı dağılım eğrisinden, zemin sınıfı, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi'ne (USCS) göre kötü derecelenmiş ince ve temiz kum (SP) olarak bulunmuştur. Elek analizi deney sonuçları toplu olarak Tablo 1'de verilmiştir.





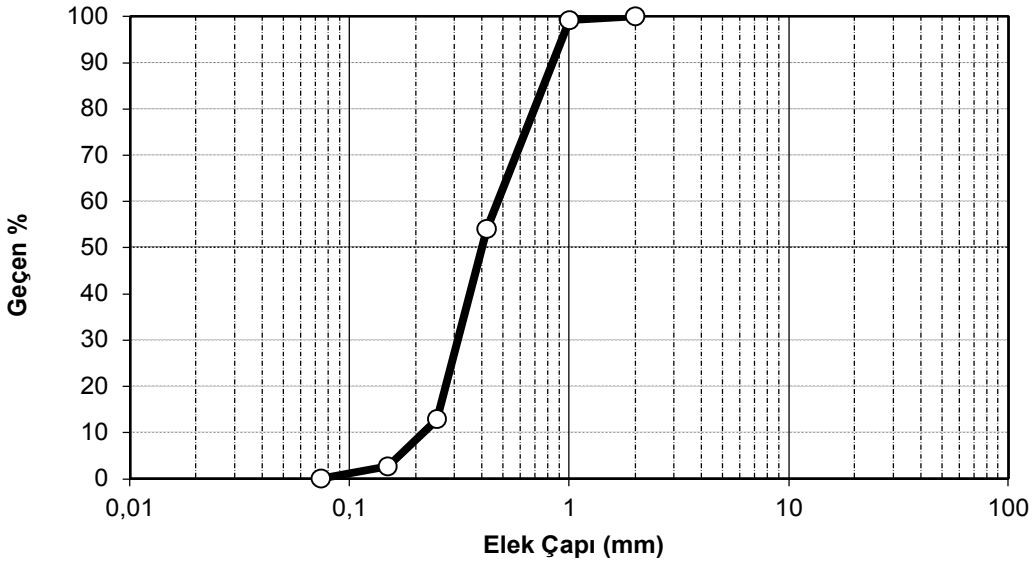
(b)

1- Yükleme Çerçevesi	8- Model Zemin
2- Motor Kontrollü Hidrolik Kriko	9- Çekme Çubuğu
3- Yük Hücresi	10- Ankraj Plakası
4- Yükleme Başlığı	11- Yük Hücresi
5- Deplasman Transduseri	12- Pleksiglas Tabaka
6- Ankraj Bağlantı Plakası	13- Ahşap Tabaka
7- Çelik Profil	

Şekil 3.2. Deney şeması (a) kesit (b) plan

Tablo 1. Zemin Özellikleri

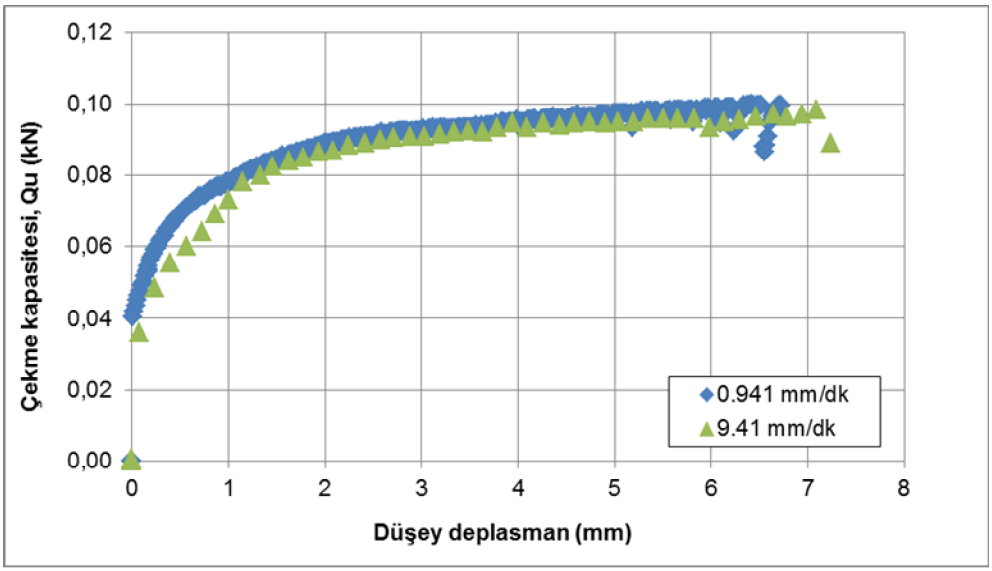
Granülometri Parametreleri	**Birim**	**Değer**
Kaba Kum Yüzdesi	%	0.0
Orta Kum Yüzdesi	%	46.90
İnce Kum Yüzdesi	%	54.00
Üniformluk Katsayısı, C_u	-	2.50
Derecelenme Katsayısı, C_c	-	0.90
Zemin Sınıfı	-	SP



Şekil 2. Kuma ait dane dağılımı

Deneyler aşağıda belirtilen hususlara dikkat edilerek zemin içindeki ankraja düşey hareket uygulanmasıyla gerçekleştirilmiştir.

1. Deney düzeneğinin hazırlanması sırasında, öncelikle ankraj plakaları, deney kasasının merkezine gelecek şekilde, H/B=5 gömülme oranında kasa içerisine yerleştirilmiştir.
2. Kum numuneler, kasa içerisine 5cm'lik tabakalar halinde birim hacim ağırlığı γ_k=17.0kN/m^3 olacak şekilde dinamik yöntem (hilti) ile sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Bu amaçla, deney kasasının kenarları ölçeklendirilmiş ve her tabaka için gerekli kum ağırlığı önceden hesaplanarak kontrollü bir şekilde sıkıştırma yapılmıştır. Ayrıca, her bir tabakada dolgu yüzeyinin düzgün olup olmadığı su terazisi yardımıyla kontrol edilmiştir. Bu işlem hedeflenen zemin kalınlığı elde edilinceye kadar devam ettirilmiştir.
3. Çekme yükü, yük hücresi ile ankraj plakasına bağlı olan ara çubuk eleman vasıtasıyla gerçekleştirilmiştir.
4. Deneyler, model ankrajlar ile mevcut zemin arasında yenilme koşulunun oluşmasına kadar elektrikli motor ile çalışan yükleme düzeneği yardımıyla gerçekleştirilmiştir. İlk etapta 2 farklı yükleme hızı ile deneyler gerçekleştirilmiş olup, yükleme hızının etkisinin olmadığı görüldüğünden, deney süresini çok artırmamak için, deneyler ortalama bir hız değeri olan 4.705mm/dk'lık bir hızda gerçekleştirilmiştir.



Şekil 3. Yükleme hızının çekme kapasitesine etkisi

5. Her bir deneyde, model ankraj plakaları taşıma kapasitesine ulaşıncaya kadar, deplasman değerleri ve buna karşılık gelen yük değerleri bilgisayar ortamına aktarılmıştır.

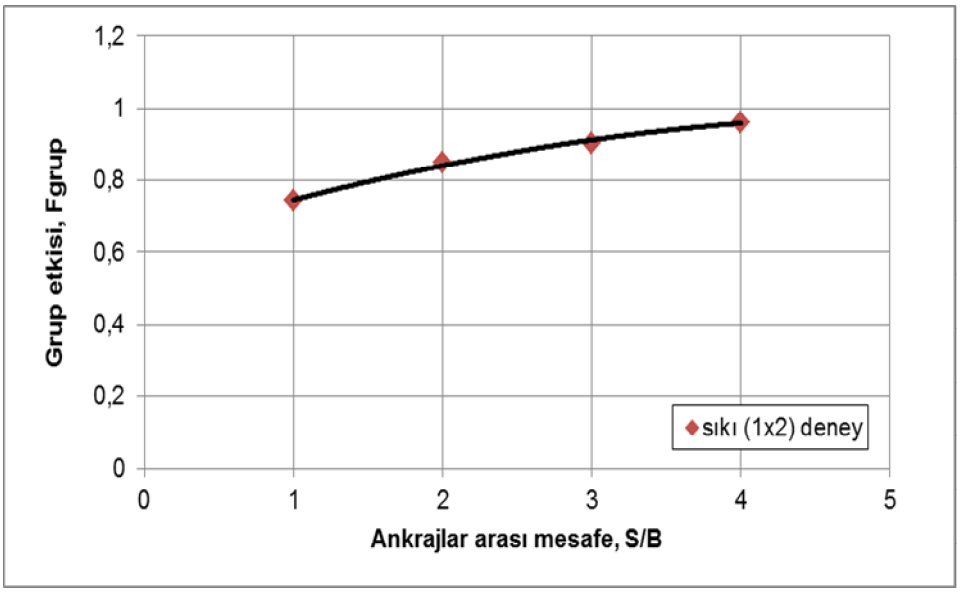
3.2. Deney Sonuçları

Bu çalışma kapsamında, ankrajlar arası mesafe değiştirilerek deneyler yapılmıştır. Sonuçların daha genel ifade edilmesi amacıyla, deney sonuçlarının gösterilmesinde ve karşılaştırılmasında, boyutsuz bir parametre olan, grup etkisi (F_{grup}) kullanılmıştır. Grup etkisi aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır (Geddes ve Murray, 1996).

$$F_{grup} = \frac{Q_{toplam} \times 100}{N \times Q_u}$$

Burada,
F_{grup}: Grup etkisi,
Q_{toplam}: Toplam çekme kuvveti,
N: Ankraj sayısı,
Q_u: Tek bir ankrajın çekme kuvveti olarak ifade edilmektedir.

Deneyler; sıkı kum zemin (D_r=%85) ve (1x2) yerleşim düzeninde, sabit gömülme derinliği H/B=5'de ve farklı ankrajlar arası mesafede yapılmıştır. Elde edilen sonuçlardan; ankrajlar arası mesafenin artmasıyla çekme kapasitesinin ve buna bağlı grup etkisi, F_{grup}'un arttığı görülmüştür (Şekil 4).



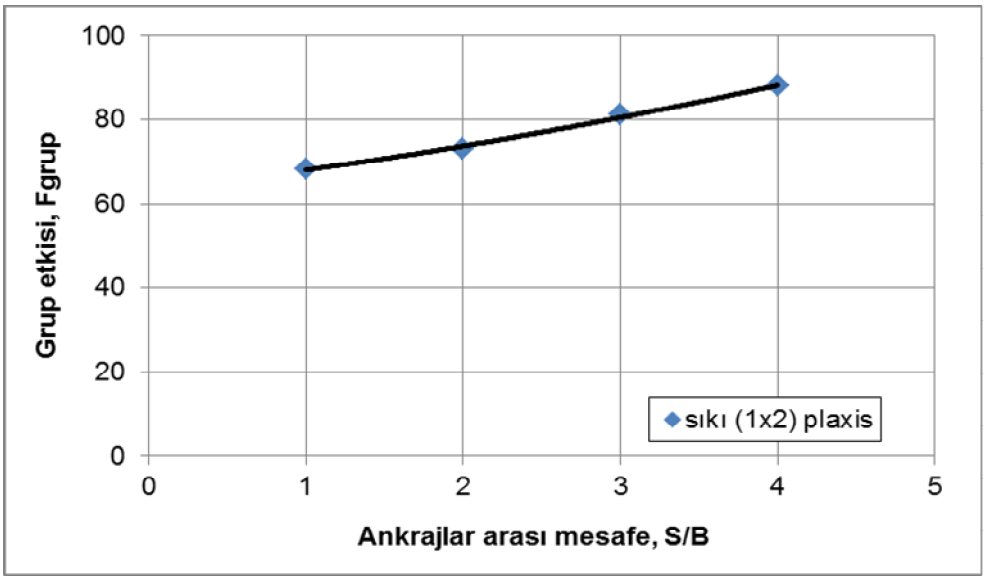
Şekil 4. Deney sonuçları

4. SAYISAL ANALİZLER VE SONUÇLARI

Sıkı zemin ve (1x2) grup ankraj sisteminde analizler yapılmıştır. Gömülme derinliğinin H/B=5 olması durumunda; ankrajlar arası mesafe S/B'nin artması ile çekme kapasitesinin ve buna bağlı grup etkisi, F_{grup}'un değişimi Şekil 5'te gösterilmiştir. Buradan, ankrajlar arası mesafenin artmasıyla, sistemin çekme kapasitesinin arttığı görülmüştür.

Tablo 2. Kum Zemin İçin Mc Model Parametreleri

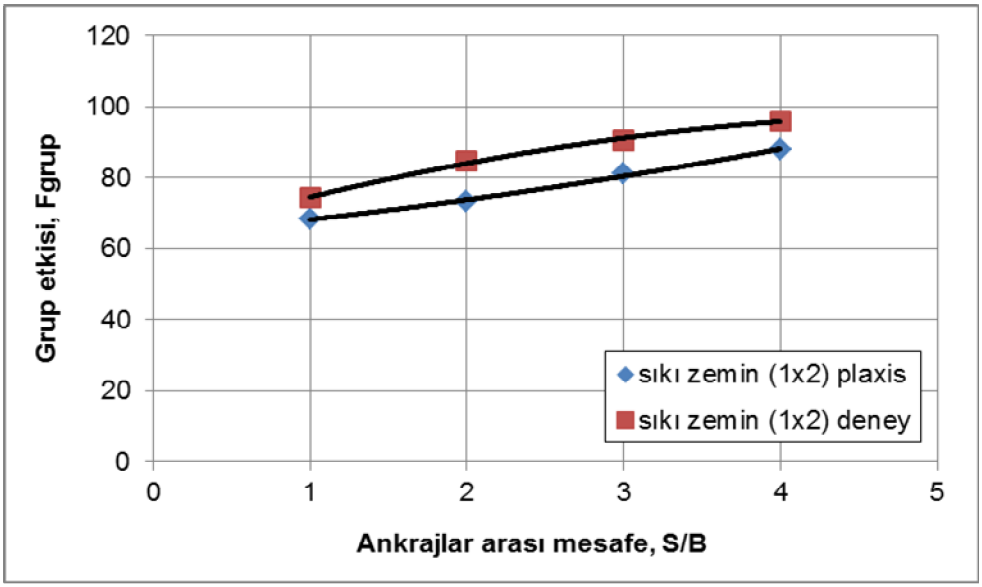
	Sıkı kum
Malzeme modeli	MC
Davranış tipi	Drenajlı
Kuru birim hacim ağırlık, γ_{dry} (kn/m^3)	17.0
Doygun birim hacim ağırlık, γ_{sat} (kn/m^3)	20
Poisson oranı, ν	0.300
E_{50} (kn/m^2)	30000
c (kn/m^2)	0.300
İçsel sürtünme açısı, ϕ (°)	44



Şekil 5. Sayısal analiz sonuçları

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada; ankrajlar arası mesafenin (S/B), kum zeminlere gömülü ankraj plakalarının çekme kapasitesine etkisi model deneyler ve sayısal analizler yapılarak araştırılmıştır.



Şekil 6. Deneysel ve sayısal analiz sonuçları

Elde edilen deneysel ve sayısal analiz sonuçlarına göre, ankrajlar arası mesafe S/B'nin 1'den 4'e çıkarılması durumunda, çekme kapasitesi ile grup etkisinin arttığı ve bu artımın % 30 mertebelerinde olduğu görülmüştür.

TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın birinci yazarı TÜBİTAK tarafından yurt içi yüksek lisans bursu ile desteklenmektedir. Birinci yazar, bu destek için TÜBİTAK'a teşekkürlerini sunmaktadır.

KAYNAKLAR

ADAMS, J. K., and HAYES, D. C., 1967. The Uplift Capacity of Shallow Foundations, Ontario Hydro. Res. Quarterly, 19 (1), 1.

ANDREADIS, A., BURLEY, E., and HARVEY, C. 1981. Embedded Anchor Response to Uplift Loading. J. Geotech. Engrg. Div., 107(1), 59–78.

BAKER, W. H., and KONDNER, R. L., 1966. Pullout Load Capacity of a Circular Earth Anchor Buried in Sand, Highway Res. Rec. 108, National Research Council, Washington, DC, 1.

CHATTOPADHYAY, B. C., and PISE, P. J., 1986. Uplift Capacity of Piles in Sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 9 pp. 20919.

DAS, B.M., and SEELEY, G. R., 1975. Breakout Resistance of Horizontal Anchors, Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE, 101(9), 999.

DICKIN, E. A., 1988. Uplift Behaviour of Horizontal Anchor Plates in Sand, J Geotech Eng Div, ASCE ;114(GT11):1300–17.

DICKIN, E. A. and LEUNG, C. F., 1990. Performance of Piles With Enlarged Bases Subject to Uplift Forces, Canadian Geot. J., Vol. 27, pp. 546-556.

DICKIN, E. A. and LEUNG, C. F., 1992. The influence of Foundation Geometry on the Uplift Behaviour of Piles With Enlarged Bases, Canadian Geot. J., 29(3): 498-505.

GEDDES, J. D., MURRAY, E. J., 1996. Plate Anchor Groups Pulled Vertically in Sand, J Geotech Eng. 122(7): 509–516.

HANNA, T., SPARKS, R., YILMAZ, M., 1972. Anchor Behaviour in Sand, J Soil Mech Found Eng Div ASCE, 98 (11): 1187–1207.

HUECKEL, S., 1957. Model Tests on Anchoring Capacity of Vertical and Inclined Plates, Proc. 4th Int. Conf.on Soil Mech. and Found. Engrg., Butterworth Scientific Publications, London, 2, 203-206.

LARNACH, W. J., 1972. The Pull-out Resistance of Inclined Anchors Installed Singly and in Groups in Sand, Ground Engrg., 5 (4): 14-17.

LARNACH, W. J., 1973. Anchors 3-the Behaviour of Grouped Inclined Anchors in Sand, Ground Engrg., 6 (6): 34-41.

MEYERHOF, G. G., and ADAMS, J. I., 1968. The Ultimate Uplift Capacity of Foundations, Canadian Geotech. J., 5(4), 225.

MURRAY, E.J., GEDDES, J.D., 1987. Uplift Behaviour of Plates in Sand, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 113 (3), 202-215.

OVESEN, N. K., 1981. Centrifuge Tests of Uplift Capacity of Anchors, Proc., 10th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, 717–722.

ROWE, R. K., DAVIS., E. H., 1982. The Behaviour of Anchor Plates in Sand, Geotechnique, Vol. 32, No. 1, June, pp. 25-41.

SMITH, J. E. (1962). "Deadman anchorages in sand." U.S. *Naval Civ. Engrg. Lab. Tech. Rep.* No. R 199. Port Hueneme, Calif.

TAGAYA, K., SCOTT, R. F., and ABOSHI, H., 1988. Pullout Resistance of Buried Anchor in Sand. Soils and Foundations 28 (3), pp. 114-130.

VESIC, A. S., 1971. Breakout Resistance of Objects Embedded in Ocean Bottom, Journal of Soil Mech. Found. Div., ASCE, 97(9), 1183.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

GRUP TAŞ KOLON YÜKLEME DENEYİ

LOAD TEST ON GROUP STONE COLUMNS

Ahmet ARSLAN[1] **Firdevs UYSAL[2]** **Abdulazim YILDIZ[3]** **Martino LEONI [4]**

ABSTRACT

This study presents the results of instrumented load tests on groups of columns . Load tests was performed to evaluate behaviour of group stone columns on the field. A monitoring system has been installed to measure vertical and horizontal displacements, pore water pressure and pressure distribution. The results of long term monitoring of group stone columns assessed and some of results are presented.

Key words : Stone column, monitoring systems, load test

ÖZET

Bu çalışmada arazide gerçekleştirilen grup taş kolon yükleme deneyi anlatılmaktadır. Batı Adana Atıksu Arıtma Tesisleri içerisinde yer alan arazide kil zeminde tam ölçekli tekil ve grup taş kolon inşa edilmiş ve yükleme yapılarak taş kolon davranışı incelenmiştir. Grup taş kolon davranışını izlemek için farklı nokta ve derinliklere basınölçerler, piyezometreler, yatay ve düşey inklonometreler yerleştirilmiştir. Yükleme sırasında ve sonrasında farklı zamanlarda alınan okumalar değerlendirilerek elde edilen sonuçlar bu çalışmada sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler : Taş kolon, ölçüm sistemleri, yükleme deneyi

1. GİRİŞ

Taş kolon ile zemin iyileştirme yöntemi kohezyonlu ve kozhezyonsuz zeminlerde uygulanan bir zemin iyileştirme yöntemdir. Yöntem, zeminin taşıma gücünün arttırılması, boşluk suyu basıncının azaltılarak oturmaların hızlandırılması, sıvılaşma potansiyelinin azaltılması ve şev stabilitesinin arttırılması gibi amaçlar için kullanılır. Taş kolonlar ilk olarak 1830'lu yıllarda Fransa'da doğal zeminlerin iyileştirilmesi için kullanılmıştır. Ancak, bu yöntem Avrupa'da 1950'den sonra, Amerika'da ise 1972'den sonra yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Son yirmi yıllık dönemde ise, özel bir taş kolon çeşidi

[1] İnşaat Yük. Müh., Çukurova Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü, Adana. E-mail: ahmetarslan22@gmail.com
[2] Arş. Gör., Çukurova Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü, Adana. E-mail: fuysal@cu.edu.tr
[3] Doç. Dr. , Çukurova Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü, Adana. E-mail: azim@cu.edu.tr
[4] Dr., Università di Parma, Italya. E-mail: martino.leoni@wechselwirkung.eu

olan geopier (Rammed Aggregate Pier) yöntemi yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Yöntemin ekonomik olmasının yanı sıra uygulama kolaylığı da tercih edilme sebeplerindendir.

Son yıllarda geoteknik mühendisliğinde izleme sistemleri ve tam ölçekli arazi deneyleri önem kazanmıştır. Literatürde tam ölçekli arazi deneyler ile taş kolon davranışının araştırıldığı çalışmalar mevcuttur. Han ve Yee (1991) tarafından yumuşak zeminde inşa edilmiş taş kolonlar üzerinde büyük ölçekli plaka yükleme deneyleri yapılmıştır. Bu araştırmada dört farklı yükleme testi yapılmıştır. Bunlardan ikisi taş kolon ile iyileştirilmiş zemine, bir tanesi kaplanmış (isolated) taş kolona, sonuncu ise iyileştirilmemiş zemine uygulanmıştır. Bu koşullarda, rijit temelin oturması, gerilme dağılım faktörü ve boşluk suyu basıncı ölçülmüştür. Kirsch ve Sondermann (2003), Kuala Lumpur'da bulunan bir baraj için inşa edilen 15m yüksekliğindeki dolguyu incelemiştir. Çalışmada şev stabilitesi ve taş kolonların davranışı incelenmiştir. Sistemdeki gerilme dağılımını ölçmek için kolon üstlerine ve zemine basınçölçerler yerleştirilmiştir. Arazide uzun süreli ölçümler yapılmıştır. Oh ve ark. (2007), Avustralya Queensland'da bulunan ve yüksek hassasiyetli yumuşak zemin üzerinde inşa edilmiş bir deneme dolgusunu incelemiştir. Bu deneme dolgusu taş kolonsuz, 2m ve 3m aralıklı taş kolonlar üzerine inşa edilmiş ve dolgu davranışı incelenmiştir. Çalışmada dolgu altındaki zeminin boşluk suyu basıncı, sistemin deformasyon davranışı ve taş kolonun iyileştirmeye olan etkisini incelemek için arazi ölçümleri ve sayısal analizler yapılmıştır. McCabe vd. (2009), taş kolonların yumuşak kil ve siltli zeminlerdeki davranışını kapsamlı olarak araştırmıştır. Taş kolon imalatı sırasında ve sonrasında boşluk suyu basıncı ve toplam gerilme değişimi ölçümleri yapılarak iyileştirilmiş zeminin performansı gözlenmiştir. Serridge ve Sarsby (2009), İskoçya'da hassas ve yumuşak Bothkennar kilinde inşa edilen bir dizi taş kolonu incelemiştir. İmalat kuru alttan besleme yöntemi ile yapılmıştır. Bu çalışmada taş kolonların uzunluğunu, kolonlar arasındaki mesafe ve taş kolon davranışını etkileyen kabuk bölgesinin etkisi incelenmiştir. Çalışmada, derin ve yumuşak kil zeminlerdeki taş kolon imalatı ve arazi deney sonuçlarının kalibre edilerek nümerik analizlerde nasıl kullanılacağı ile ilgili önemli sonuçlar elde edilmiştir.

Bu çalışmada kil zemin içerisine inşa edilen grup taş kolonların davranışı ölçüm sistemi kurularak izlenmiştir. Deney arazisi; Adana ili, Seyhan ilçesi, Yenidam Köyü Mevkiinde, Batı Adana Atıksu Arıtma Tesisleri içerisinde yer almaktadır. Öncelikle deney arazisinde detaylı bir zemin araştırması yapılmış ve zemin profili belirlenmiştir. Grup taş kolon davranışını izlemek için farklı nokta ve derinliklere basınölçerler, piyezometreler, yatay ve düşey inklonometreler yerleştirilmiştir. Yükleme sırasında ve sonrasında farklı zamanlarda alınan okumalar değerlendirilerek elde edilen sonuçlar bu çalışmada sunulmuştur.

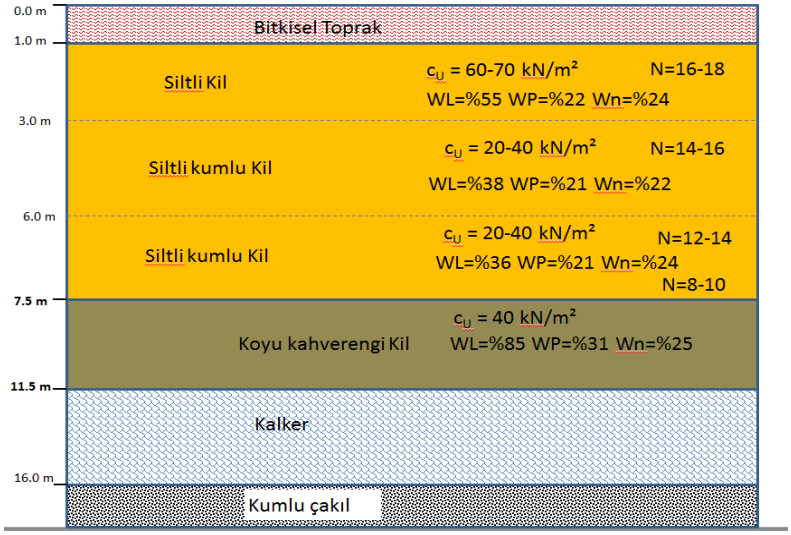
2. PROJE ÖNCESİ YAPILAN ARAŞTIRMALAR

Deney sahasının bulunduğu arazide daha önce yıllarda farklı amaçlar için iki ayrı zemin araştırması yapılmıştır. Bu zemin araştırmalarına ilave olarak tekrar bir zemin araştırması yapılmış ve elde edilen tüm bulgular ve sonuçlar birlikte değerlendirilmiştir.

2.1. Arazi Çalışmaları

Önceki zemin araştırmasında deney sahasının bulunduğu arazi üzerinde 4 adet sondaj kuyusu (SK1, SK2, SK3 ve SK4) ve 2 adet muayene çukuru açılmıştır. Sondaj kuyularına ait loglar incelendiğinde alüvyon türü zeminler nedeniyle tabakalar arasında özellikle 7m

den sonra farklılıklar gözlenmektedir. Son yapılna zemin araştırmasında ise sahada 15m derinliğinde yeni bir sondaj kuyusu daha açılmıştır . Yeni açılan sondaj kuyusu SK5 olarak adlandırılmıştır. Yeni sondaj kuyusu içerisinde her 1.5m derinlikte presiyometre deneyi yapılmış, laboratuvar deneyleri için örselenmiş ve örselenmemiş zemin numuneleri alınmıştır. Buna göre deney sahasının zemin profili Şekil 1.'de görülmektedir



Şekil 1. Proje sahasına ait zemin profili ve parametreleri

2.2. Laboratuvar Çalışmaları

Deney sahasında açılan sondaj kuyusundan farklı derinliklerden alınan örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde laboratuvarda bir seri sınıflandırma, mukavemet ve oturma deneyleri yapılmıştır. Laboratuvar deneyleri Ç.Ü. İnşaat Mühendisliği Zemin Mekaniği laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Deney verileri değerlendirilerek zemin tabakalarının mühendislik özellikleri belirlenmiştir. İlk 3m'lik tabakanın aşırı konsolide kil olduğu, daha sonra ise kil tabakasının normal konsolide veya az aşırı konsolide kil olduğu görülmektedir.

3. TAŞ KOLON YÜKLEME DENEYİ

Arazide ilk olarak grup taş kolon deney sahasının kenarında tek bir taş kolon inşa edilerek yükleme deneyi yapılmıştır. Taş kolon malzemesi tabakalar halinde kuyu içerisine yerleştirilmiştir. Her tabaka yoğunluk esas alınarak eşit oranda sıkıştırılmıştır. Tekil taş kolonun çapı 0.80m ve toplam boyu 11.60m'dir. Taş kolon üzerine 0.80m çapında rijid çelik plaka yerleştirilmiştir. Yükleme deneyi için gerekli yükü sağlamak için taş kolonun her iki yanına birer tane betonarme kazık imal edilmiştir (Şekil 2). Kazıkların üzerine kalın, rijit çelik profil kiriş imal edilmiş ve yükleme testi için gerekli yük kriko yardımı ile çelik profilden elde edilmiştir.

Şekil 2. Yükleme deneyi düzeneği

Tekil taş kolonun ardından grup taş kolon imalatı için üçgen yerleşim planı esas alınmıştır. Her bir kolonun koordinatları hassas bir şekilde arazide tespit edilmiştir. Karelaj sonrasında grup taş kolon imalatına başlanmıştır. Grup taş kolonlar tekil kolon gibi 0.80m çapta ve boyu ise ortalama 12m olacak şekilde imal edilmiştir. Öncelikle zeminde delgi işlemi yapılmıştır. Zeminde bazı tabakalarda göçme olasılığı sebebiyle delgi işlemi muhafaza borusu ile yapılabilmiştir. Delgi işleminden sonra kolon imalatına geçilmiştir. Taş kolon malzemesi 40cm'lik tabakalar halinde uniform yoğunlukta bir kolon elde etmek için her kademeye aynı miktarda malzeme konularak sıkıştırılmıştır. Grup taş kolon imalatı yaklaşık bir hafta sürmüştür. Grup taş kolon imalatı sonrasındaki görünümü Şekil 3'de görülmektedir.

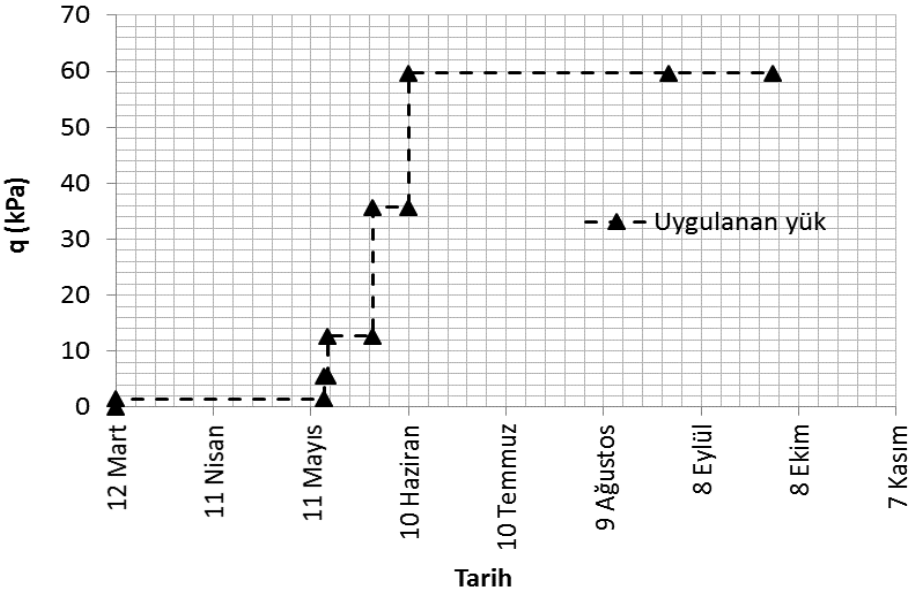
Şekil 3. Grup taş kolon imalatı sonrası görünümü

Bu aşamada çalışma alanında farklı noktalara ve derinliklere piyezometreler, basınç ölçerler, düşey ve yatay inklometreler yerleştirilmiştir. Piyezometre ve düşey inklonometrelerin istenilen derinliklere yerleştirilebilmesi için belirlenen noktalardan sondaj kuyuları açılmıştır. Piyezometre ve düşey inklonometrelerin yerleştirilmesinden sonra basınç ölçerler ve yatay inklonometrelerin yerleştirilmesi aşamasına geçilmiştir. Bu

işler için sahada hafriyat çalışması yapılmış ve ölçüm cihazlarının projedeki noktalara yerleştirilmesi amacıyla zemin yüzeyi seviyesi projede öngörülen derinliğe getirilmiştir. Sahanın projede öngörülen derinliğe getirilmesinden sonra, yatay inklonmetere ve basınç ölçerler yerleştirilmiş ve taş kolon üzerine ince kum tabakası serilerek tesviye edilmiştir. Bu işlemlerden sonra, önce granüler dolgu tabakası, sonra da betonarme plak inşa edilmiştir. Bu aşamalardan önce ve sonra düzenli olarak okuma alınmıştır. Kum tabakası üzerine de geogrid donatı tabakası serilmiş ve üzerine ise 0.20m kalınlığında iri daneli granüler malzeme serilmiştir. Bu işlem sonrası tekrar ölçümler alınarak kaydedilmiştir. Stabilize dolgu tabakasının üzerine 0.30m kalınlığında rijid betonarme plak inşa edilmiştir. Betonarme plak inşa edildikten sonra da tekrar ölçümler alınarak okumalar kaydedilmiştir.

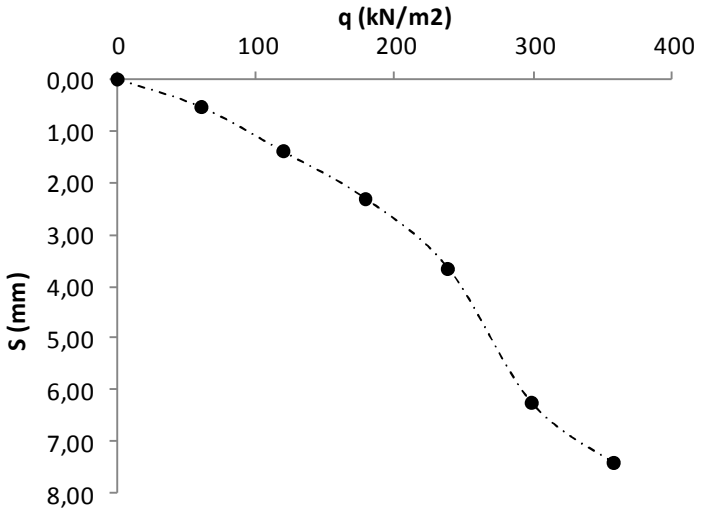
5. YÜKLEME DENEYİ VE ÖLÇÜMLERİN ALINMASI

Grup taş kolonların yüklenmesi için değişik alternatifler araştırılmıştır (kilit parke taşları, taş bloklar, metal ağırlıklar, beton ağırlık vb.). Bu yöntemler nakliye imkânları ve maliyetleri yönünden kıyaslandığında yükleme için beton ağırlık kullanılmasının daha uygun olacağına karar verilmiştir. Farklı tarihlerde kademeli yükleme yapılmış ve okumalar alınmıştır. İlk kademe yükleme olarak temel üzerine 1m yüksekliğinde beton dökülmüştür. Bir hafta sonra ikinci kademe yüklemeye geçilmiştir. Bu kademede de yine 1m yüksekliğinde beton dökülmüş ve hemen sonrasında okumalar alınmıştır. Daha sonra düzenli olarak farklı tarihlerde okumalar alınmaya devam edilmiştir. Şekil.4'de uygulanan yük kademeleri ve süreleri görülmektedir.



Şekil 4. Uygulanan yük kademeleri ve süreleri

Tekil taş kolon yükleme deneyi sonucunda elde edilen yük-oturma eğrisi Şekil 5'de görülmektedir. Grafikten elde edilen gerilme seviyesi yaklaşık grup kolonlarda uygulanması düşünülen servis yükünün çok üzerinde olmasına rağmen oturmalar çok düşük mertebelerde kalmıştır. Tekil taş kolon yükleme deneyi, zemin model parametrelerinin kalibre edilmesi için önemlidir. Ayrıca tekil kolon yükleme deney sonuçlarından taş kolon elastisite modülü de hesaplanmıştır.



Şekil 5. Yük-oturma eğrisi

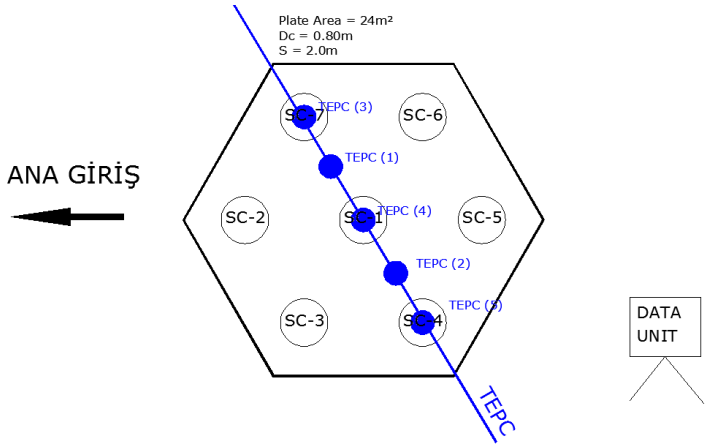
Grup taş kolon yükleme deneyinde ise daha kapsamlı ölçümler alınmış ve sonuçları aşağıda özetlenmiştir.

5.1 Basınç Ölçümleri

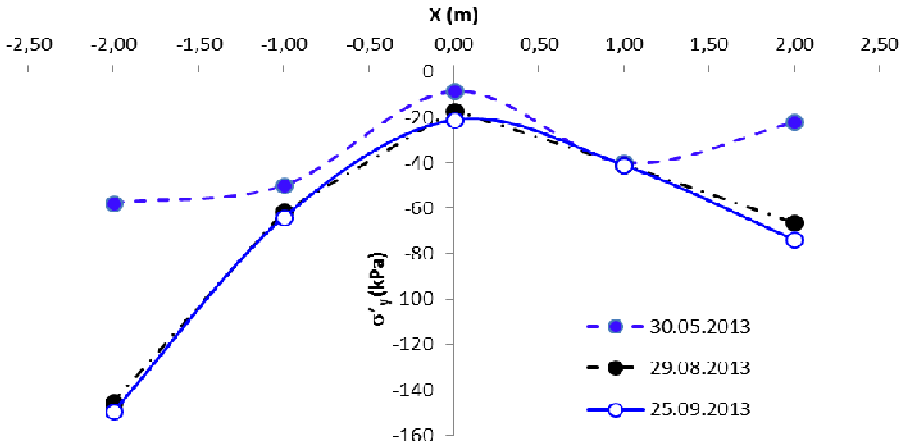
Grup taş kolonlar inşa edildikten sonra bir hat boyunca 5 adet basınçölçer (Total Earth Pressure Cell (TEPC)) yerleştirilmiştir (Şekil 6). TEPC'lerin 3'ü taş kolon üzerine, diğer ikisi ise zemin üzerine yerleştirilmiştir. Taş kolon üzerine yerleştirilen TEPC'ler 1 MPa, zemin üzerine yerleştirilenler ise 0.5MPa kapasitesinde olup Tablo 1'de liste halinde verilmiştir. Burada amaç uygulanan yükün taş kolon ve zemin tarafından paylaşım oranlarını görmektir.

Tablo 1. Basınç ölçerler ve kapasiteleri

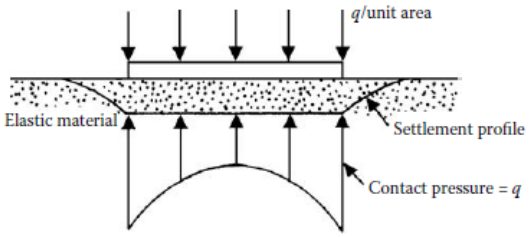
TEPC	*Kapasite (MPa)*	*Yeri*	*Seri No*
TEPC(1)	0.5	SC-7 ile SC-1 arasında	19135
TEPC(2)	0.5	SC-1 ile SC-4 arasında	19185
TEPC(3)	1.0	SC-7 üzerinde	21537
TEPC(4)	1.0	SC-1 üzerinde	21383
TEPC(5)	1.0	SC-4 üzerinde	21434



Şekil 6. TEPC'lerin yerleri



Şekil 7. Temel altında ölçülen TEPC değerleri

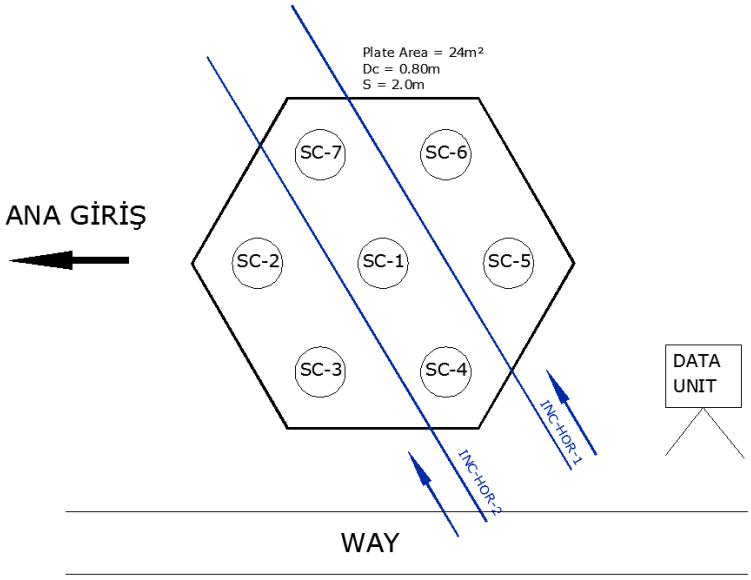


Şekil 8. Kil zemin üzerine oturan rijid bir temel altında oluşan gerilme dağılımı

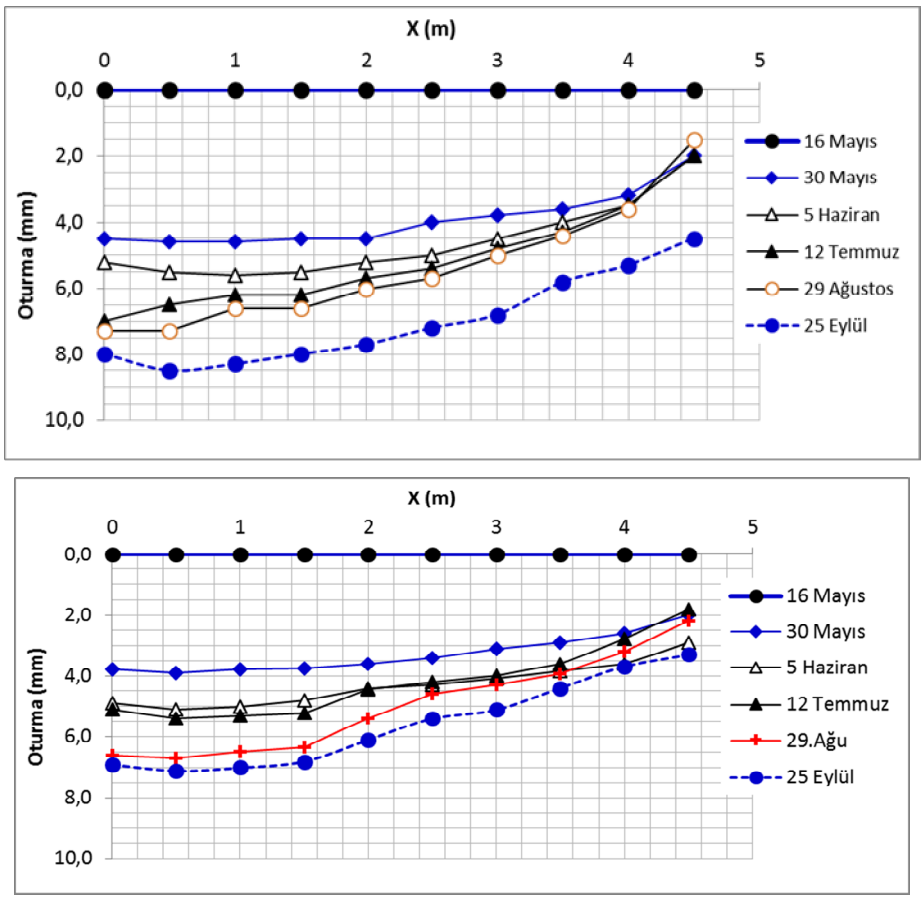
Şekil 7'da TEPC'lerden alınan okumalar taban basınç dağılımı şeklinde gösterilmiştir. Temel merkez bölgesinde minimum seviyede, kenarlarda ise maksimum olduğu görülmektedir. Bu taban basınç dağılımı, Şekil 8'de gösterilen tipik suya doygun kil zeminler üzerine oturan rijid temel altındaki gerilme dağılımı ile benzerlik göstermektedir. Kil zemin içerisine taş kolon inşa edilmesine rağmen taban basınç dağılımı kil zeminlerdeki taban basınç dağılım tarzını önemli ölçüde değiştirmemiştir.

5.2. Yatay İnklonometre Ölçümleri

Yatay inklonometreler, temel altında oluşan düşey deplasmanları ölçmek için kullanılmıştır. Öncelikle temel altına yatay yönde iki farklı ölçüm borusu yerleştirilmiştir (Şekil 9). Bu borular içerisine 0.5m aralıklarla ölçüm cihazları monte edilmiştir. İlk okuma 16 Mayıs 2013 tarihinde betonarme plak inşa edilmeden önce alınmış ve bu okumalar referans okuma olarak kabul edilmiştir. Böylece temel altında farklı noktalarda yükleme nedeniyle oluşan düşey deplasmanlar ölçülmüştür.



Şekil 9. Yatay inklonometrelerin yerleri

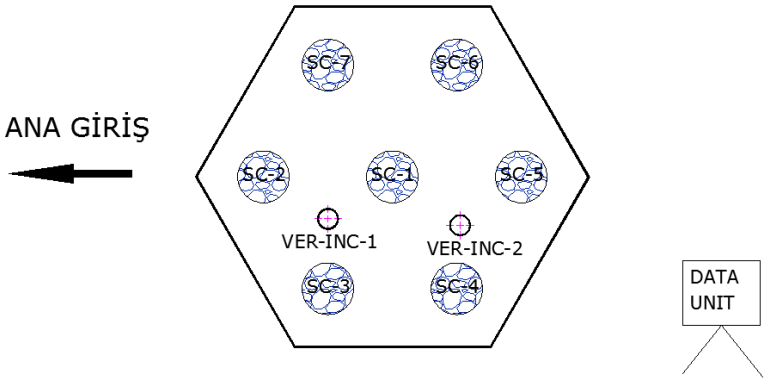


Şekil 10. Yatay inklonometre sonuçları

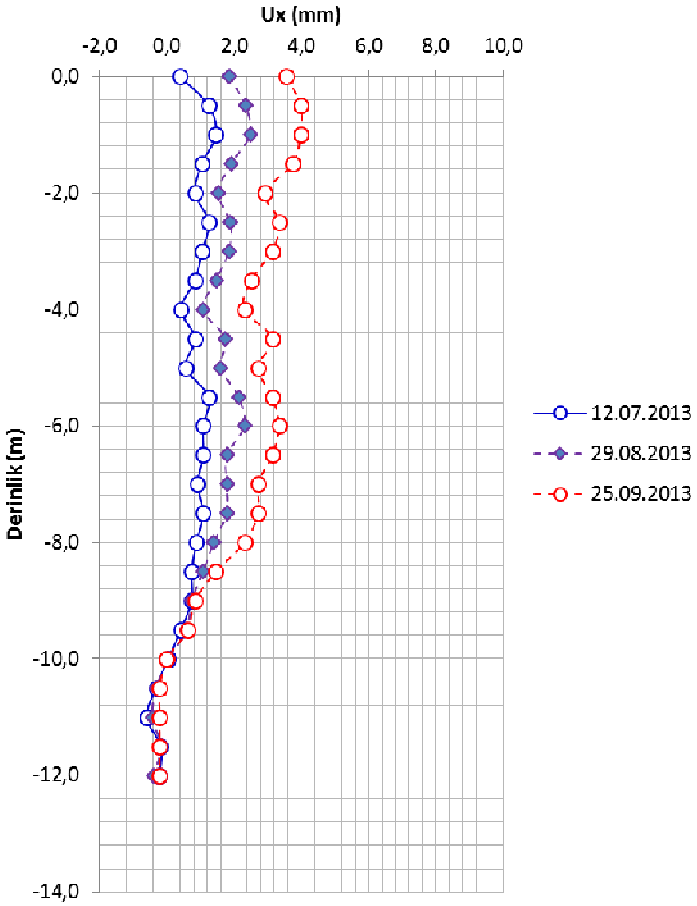
Şekil 10'da farklı tarihlerde yatay inklonometre 1 ve 2'den alınan ölçüm değerleri grafik şeklinde sunulmuştur. Yatay inklonometre sonuçları temel altındaki düşey oturmalar ve hareketler hakkında bilgi vermektedir. Temel betonarme plak olduğu için rijid kabul edilebilir ve temel altında üniform düşey oturmalar beklenmektedir. Fakat her iki yatay inklonometre sonuçları incelendiğinde SC-7 kolonu tarafına doğru temelde hafif dönme eğilimi görülmektedir. Basınç ölçerlerden alınan okumalar da bu durumu teyit etmektedir.

5.3 Düşey İnklonometre Ölçümleri

Düşey inklonometreler, zeminde derinlik boyunca meydana gelen yatay deplasmanları ölçmek için kullanılmıştır. Öncelikle iki adet kuyu açılmıştır (Şekil 11). Kuyu içerisine önceden hazırlanmış 13m uzunluğunda borular indirilmiştir. Borular içerisine 0.5m aralıklarla ölçüm aletleri yerleştirilmiştir. Alınan ölçüm sonuçlarına göre yatay deplasmanların derinlikle değişimi Şekil 11'de görülmektedir.



Şekil 11. Düşey inklonometre kuyuları (VER-INC-1 ve 2)

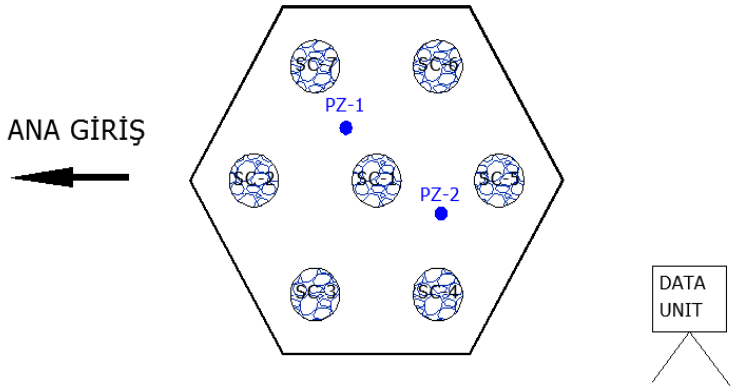


Şekil 12. Yatay deplasmanların derinlikle değişimi

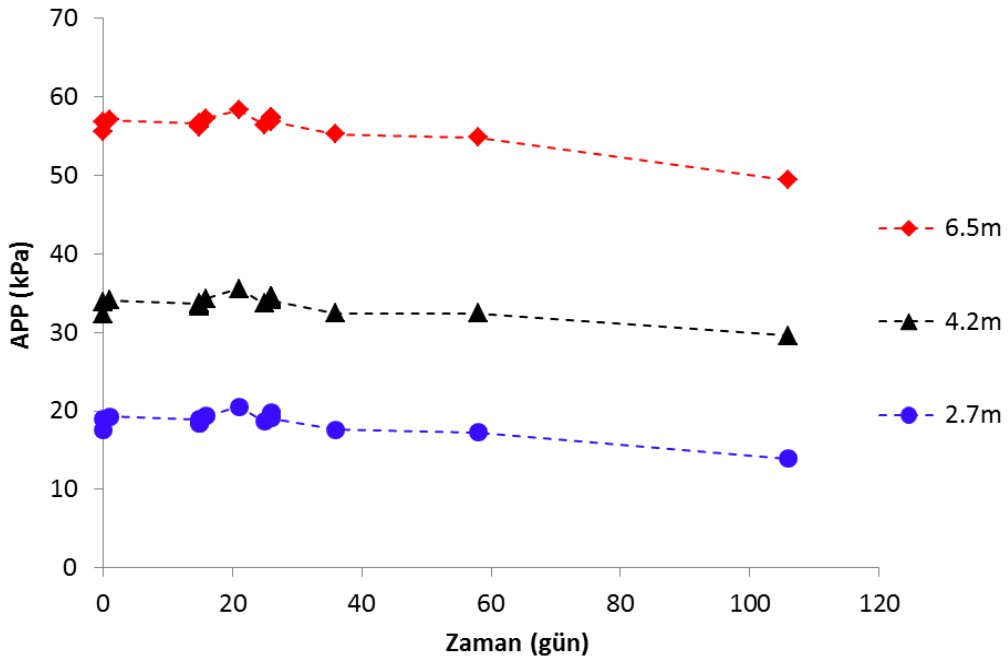
5.4 Piyezometre Ölçümleri (VWP)

VWPZ'ler farklı derinliklerde boşluk suyu basınçlarını ölçmek için kullanılmıştır. Üç farklı derinliğe ölçüm aletleri yerleştirilmiştir (Şekil.13). Önce iki adet kuyu açılmıştır (PZ-1 ve PZ-2 kuyuları). Daha sonra 2.7m, 4.2m ve 6.5m derinliklere boşluk suyu basınç ölçüm aletleri yerleştirilmiştir.

Şekil 14'de iki farklı derinlikte alınan boşluk suyu basınç ölçüm sonuçları görülmektedir. Boşluk suyu basınçlarının zamanla değişimi incelendiğinde yükleme nedeniyle boşluk suyu basınçlarında artışlar (ilave boşluk suyu basıncı) gözlenmiştir. Fakat bu artışlar beklenenden daha küçük mertebelerde olmuştur. Bunun nedeni taş kolonların düşey dren gibi çalışması nedeniyle sönümlenmenin çok hızlı gerçekleşmesi olarak gösterilebilir. Taş kolonların boyutlarının düşey drenlere göre çok daha büyük olması onların düşey drenlerden daha efektif çalışmasına neden olmaktadır.



Şekil 13. VWPZ'lerin yerleri ve derinlikleri



Şekil 14. Boşluk suyu basınçlarının (APP) zamanla değişimi

6. SONUÇLAR

- Bu araştırma, TÜBİTAK projesi kapsamında gerçekleştirilmekte olup bu bildiride bir bölümü sunulmuştur. Proje çalışmaları halen devam etmektedir.

- Proje sahasında yapılan zemin araştırmaları sonucu zemin profili ve zemin özellikleri belirlenmiştir. Bu zemin profili esas alınarak taş kolon boyutları belirlenmiştir. Özellikle bu zemin araştırmaları kapsamında yapılan zemin mekaniği deney verileri kullanılarak nümerik analizlerde kullanılacak zemin model parametreleri detaylı bir şekilde belirlenmeye çalışılmıştır.

- Kil zemin içerisine inşa edilen grup taş kolonlar üzerindeki gerilme dağılımı ölçülmüştür. Kenardaki kolonların daha fazla gerilmeye maruz kaldığı, merkezdeki kolonun bulunduğu bölge ise minimum gerilmeye maruz kalmaktadır.

- Son okuma tarihi olan 25 Eylül 2013 itibariyle temel altındaki oturmalar yaklaşık 7-8mm'dir. Zamana bağlı olarak oturmaların devam ettiği görülmektedir. Derinlik boyunca zeminde yatay deplasmanların oluştuğunu ve maksimum yatay deplasmanın yaklaşık 4mm civarında olduğunu görülmüştür. Yaklaşık ilk 2.0m derinlik içerisinde yatay deplasmanların maksimum olduğu ve derinlikle azaldığı görülmektedir. 8.0m derinlikten sonra ise yatay deplasmanların oluşmadığı görülmektedir.

- Yükün uygulandığı tarihlerde boşluk suyu basınçlarında beklenenden küçük artışlar ölçülmüştür. Bunun nedeni taş kolonların düşey drenlere nazaran daha efektif çalışması gösterilebilir. Farklı zamanlarda alınan ölçümler boşluk suyu basınçlarının zamanla sönümlendiği göstermektedir.

- Arazide okuma alınmaya devam edilmektedir. İleride ilave yükleme yapılarak grup taş kolon davranışı izlenmeye devam edilecektir. Grup taş kolonların sonlu elemanlar yöntemine dayalı üç boyutlu sayısal analizleri ise halen devam etmektedir. Arazi ölçüm okumaları ile sayısal analiz sonuçları karşılaştırılarak taş kolon davranışının detaylı bir şekilde araştırılması hedeflenmektedir.

TEŞEKKÜR

Bu bildiri, TÜBİTAK (Geoteknikte Veri Toplama sistemleri, Proje No: 9100030) ve Çukurova Üniversitesi, Bilimsel Araştırma Proje Birimi (Proje No: MMF2012BAP10) tarafından desteklenmiştir. Ayrıca Arazi ölçüm sistemleri Geogrup A.Ş. tarafından kurulmuştur.

KAYNAKLAR

HAN, J. & YE, S. L. (1991), "Field tests of soft clay stabilized by stone columns in coastal areas in China". Proceedings of the 4th International Conference on Piling and Deep Foundations, Stresa, Italy, pp. 243–248.

KİRSCH, F. AND SONDERMANN, W. (2003), "Field measurements and numerical analysis of the stress distribution below stone column supported embankments and

their stability,"International Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice, 17-19 Sep, Noordwijkerhout, The Netherlands, VGE, Essen.

MCCABE, B.A., NIMMONS, G.J. AND EGAN, D. (2009), "A review of field performance of stone columns in soft soils," Geotechnical Engineering 162, Issue GE6, ICE, December, 323-334.

OH, E.Y.N., BALASUBRAMANIAM, A.S., SURARAK, C., BOLTON, M., CHAI, G.W.K. AND HUANG, M. (2007), "Behaviour of a highway embankment on stone columns improved estuarine clay," Proceedings of the Sixteenth Southeast Asian Geotechnical Conference, Southeast Asian Geotechnical Society, Thailand.

SERRİDGE, C.J. AND SARSBY, R.W. (2009), "A review of field trials investigating the performance of partial depth vibro stone columns in a deep soft clay deposit," Geotechnics of Soft Soils: Focus on Ground Improvement, Taylor and Francis, 293-298.

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ADAPAZARI ZEMİNLERİNİN SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF LIQUEFACTION POTENTIAL OF ADAPAZARI SOILS

Zülküf KAYA[1] **Ayfer ERKEN**[2]

ABSTRACT

The August 17, 1999 Kocaeli Earthquake had a moment magnitude of M_w = 7.4 with a focal depth of 17 km. This earthquake occurring on the North Anatolian Fault Line affected Adapazari City located in northwest of Turkey causing several liquefaction and bearing capacity loss cases involving tilting of buildings, excessive settlements and lateral displacements. The earthquake caused several thousands of death and billions of dollars of losses. The purpose of this research is to determine the liquefaction potential of Adapazari soils which were investigated by coupled with in situ or laboratory tests. Soil samples taken from 10 borings located at 8 different sections of Adapazari were used in this study. In-situ tests were also performed during drilling of bore-holes. Liquefaction susceptibility of Adapazari soils containing coarse and fines was determined based on current procedures for evaluating liquefaction susceptibility.

Keyword : Adapazari, liquefaction, earthquake

ÖZET

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin moment büyüklüğü M_w = 7.4 ve odak derinliği 17 km'dir. Kuzey Anadolu fay hattı üzerinde meydana gelen bu deprem Adapazarı şehrinde yapıların yana yatması, aşırı oturması ve yanal yayılması gibi durumları da içine alan çok sayıda sıvılaşmaya ve taşıma gücü kayıplarına neden olmuştur. Bu deprem aynı zamanda binlerce kişinin ölümü ve milyon dolarlık ekonomik kayıplara neden olmuştur. Bu çalışmanın amacı arazi ve laboratuvar deneyleri ile Adapazarı zeminlerinin sıvılaşma potansiyelini araştırmaktır. Bu çalışmadaki zeminler Adapazarı ilinin 8 farklı bölgesinde yapılan 10 sondaj çalışmasından alınmıştır. Sondaj çalışmaları sırasında ayrıca arazi deneyleri yapılmıştır. Kaba ve ince daneleri içeren Adapazarı zeminlerinin sıvılaşma potansiyeli mevcut yöntemlere göre araştırılmıştır.

Anahtar Kelime : Adapazarı, sıvılaşma, deprem

[1] Y. Doç. Dr., Erciyes Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kayseri, zkaya@erciyes.edu.tr
[2] Prof. Dr., İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, erken@itu.edu.tr

1. GİRİŞ

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminden Türkiye'nin batı kesimleri kuvvetli şekilde etkilenmiştir. Adapazarı, depremin merkez üssüne yakın olması, kötü inşa edilen yapılar ve yapılaşmaya uygun olmayan temel zeminlerinden dolayı büyük hasar görmüştür. Adapazarı şehrinin büyük bir bölümü kırılan Kuzey Anadolu Fayının yakınında ve derin alüvyon havzaları üzerinde yer almaktadır (Yılmaz ve diğ., 2004). Bu nedenle 250 000'den fazla insanın yaşadığı Adapazarı şehrinde 17 Ağustos 1999 Kocaeli (M_w=7.4) depremi sırasında zeminde sıvılaşma ve taşıma gücü kayıpları meydana gelmiştir. Bu çalışmada Adapazarı merkez mahallelerinde yapılan geoteknik araştırmalar ve çalışmalar kapsamında elde edilen veriler kullanılarak bu bölgenin sıvılaşma potansiyeli hem kaba daneli zeminler hemde ince daneli zeminler için incelenmiştir.

2. BÖLGENİN JEOLOJİSİ VE DEPREMSELLİĞİ

17 Ağustos 1999 tarihinde 03:01:37 yerel zamanında meydana gelen depremin yüzey dalga manyitüdü 7.8 (USGS), cisim dalga manyitüdü 6.3 (USGS), moment manyitüdü 7.4 (USGS, Kandilli), episenter kordinatları 40.702N, 29.987E (USGS) ve derinliği 17 km (USGS)'dir. Manyitüdü 7.4 olan ve Türkiye'nin batı kesiminde yer alan Gölcük kasabasına yakın meydana gelen deprem, Kuzey Anadolu Fay (KAF) hattı üzerinde oluşmuştur. Sapanca gölü ile İzmit körfezi arasındaki KAF hattının sağa yanal deplasman ötelenmesini 2.60 m olarak belirlemişlerdir (http://koeri.boun.edu.tr).

Adapazarı, Türkiye'nin kuzeyinde doğudan-batıya uzanan Kuzey Anadolu Fayı'ndan dolayı tektonik açıdan aktif bir konumdadır. Kent, kalınca bir alüvyon dolgu yani zayıf bir zeminde yer alması nedeniyle çeşitli tarihlerde meydana gelmiş olan şiddetli depremlerden büyük hasar görmüştür. Jeoloji ve yerel zemin şartlarından dolayı, deprem esnasında sıvılaşma potansiyeli açısından ve taşıma gücü kaybından dolayı kaygı uyandırmaktadır (Erken, 2001).

Adapazarı ve çevresinin büyük bir kısmını Sakarya ve Mudurnu nehirlerinin getirdiği çakıllı ve siltli kumlar içeren Kuvaterner alüvyon birikintileri oluşturur. Genellikle çakıl-kum-silt serileri devamlı bir şekilde görülür. Bu birikintiler merceksi veya bant şeklinde düşük plastisiteli kil ve silt serileri içerirler. Kil, kum, çakıl ve silt bazen tek başlarına belli seviyelerde bazen de bunların değişik kombinasyonları şeklinde ardalanmalı olarak görülmektedir (Önalp, 2000).

Merkez mahallelerinde ağır hasarlı yapıların %22'yi aştığı yerlerde alüvyon zemin kalınlığı 1000 m'lere yaklaşmaktadır (Komazawa ve diğ., 2002). Yılmaz ve diğ. (2004) Adapazarı'nda oturma ve yana yatma şeklinde yapı hasarları meydana geldiğini ifade etmişlerdir. 17 Ağustos depremi için zemin davranış çalışmalarının sonuçlarına dayalı olarak 1g veya yukarısında spektral ivmeler (%5 sönümlü) şehirdeki derin alüvyon zeminlerdeki 4-6 katlı yapıların doğal periyot aralığına karşılık geldiğini belirtmiştir (Bakır ve diğ., 2002).

3. SIVILAŞMA ANALİZİ

Bu çalışma kapsamında kaba daneli zeminler için Seed ve Idriss (1971)'in basitleştirilmiş yönteminin modifiye edilmiş hali (Youd ve diğ., 2001), ince daneli zeminler için ise Seed ve diğ. (2003) ile Bray ve diğ. (2004) yöntemleri kullanılarak sıvılaşma potansiyeli araştırılmıştır.

Zemin tabakalaşması ve zemin tabakalarının özelliklerini belirlemek için Adapazarı merkezinde on ayrı noktada detaylı geoteknik araştırma yürütülmüştür. Bu kapsamda sondaj çalışmaları sırasında SPT deneyleri yapılmış ve alınmış olan örselenmemiş ve örselenmiş zeminler üzerinde laboratuvarda deneyler yapılmıştır. Örselenmiş kavanoz numuneleri üzerinde endeks deneyleri (granülometri, likit limit, plastik limit, dane birim hacim ağırlık) yapılmıştır. Sondaj çalışmalarının yapıldığı mahalleler Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Sondajların Ait Oldukları Mahalleler

Sondaj No	Mahalle	Koordinat N	Koordinat E	Açıklama (Gözlemsel olarak tespit edilmiştir)
SK1	Yenidoğan	40° 46.33	30° 23.55	PTT yanı
SK2	Papuççular	40° 46.24	30° 24.07	Dönen binanın yanı (sıvılaşma yok)
SK3	Yenigün	40° 46.38	30° 24.22	Taşıma gücü kaybı
SK4	Tığcılar	40° 46.00	30° 24.00	Dönen bina (Sıvılaşma var)
SK6	Cumhuriyet	40° 46.00	30° 23.70	Atatürk Okulu karşısı (sıvılaşma var)
SK7	Cumhuriyet	40° 46.00	30° 23.70	Atatürk Okulu karşısı (sıvılaşma var)
SK8	Semerciler	40° 46.00	30° 23.00	-
SK9	Orta	40° 46.69	30° 24.25	-
SK11	Karaosman	40° 47.00	30° 23.00	-
SK12	Karaosman	40° 47.00	30° 23.00	-

3.1. Zeminlerin Endeks Özelliklerinin Belirlenmesi

Adapazarı şehrinin farklı noktalarından alınan örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde laboratuvarda yapılan deneyler sonucu elde edilen zemin endeks özelliklerinden sıvılaşmanın gözlendiği mahallelerden sadece SK4 ve SK7 sondajına ait olan bilgiler Tablo 2 ve 3'de verilmiştir.

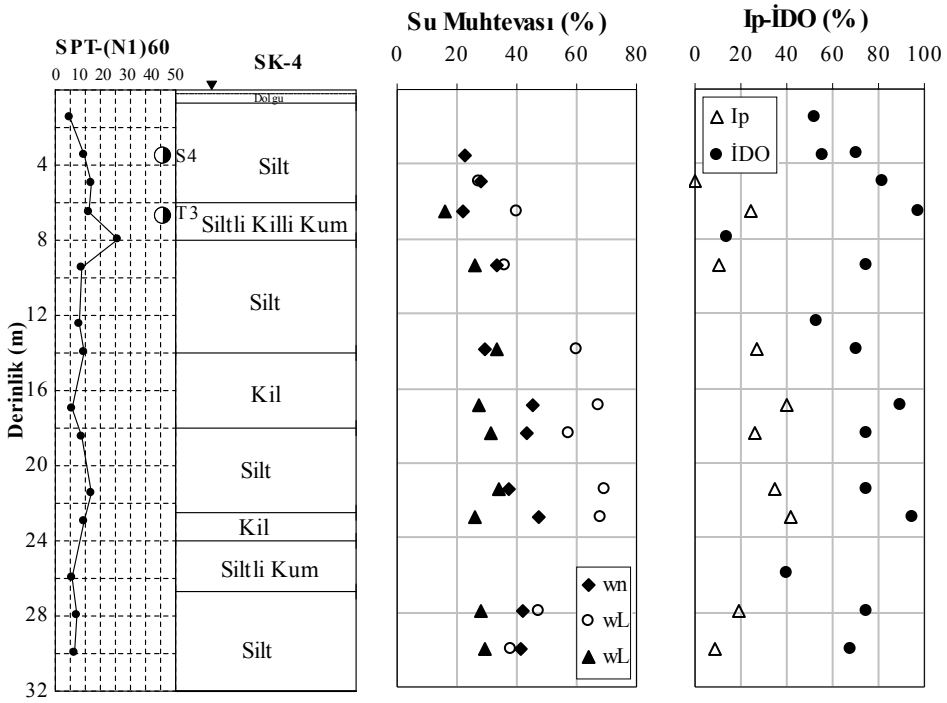
SK4 sondajında 14m derinliğe kadar, 2m kalınlığında siltli killi kum bandı içeren silt tabakası bulunmaktadır. Bu tabakadan sonra sırasıyla 4m kalınlığında kil ve silt tabakaları sonrasında yaklaşık olarak ikişer metre kalınlıkta kil ile siltli kum tabakası bulunmaktadır. En altta ise 5m kalınlığında silt tabakası yer almaktadır (Şekil 1).

Tablo 2. SK4 Sondajına (Tığcılar Mahallesi) Ait Endeks Özellikler

Deney No	Sondaj No	Derinlik (m)	N_{30}	YASS (m)	İDO (%)	w_n (%)	w_L (%)	w_P (%)	I_p %	Zemin Cinsi
	SK4	1.45			52.0					ML
	SK4	3.45			70.0					CL
S4-1	SK4	3.50	12	0.2	55.5	22				ML
	SK4	4.95			82.0	28	27	NP	NP	
T3-1	SK4	6.50	15	0.2	97.5/9.2	22	40	16	24	CL/SP-SC
	SK4	7.95			14.0					SM
	SK4	9.45			75.0	33	36	26	10	ML
	SK4	12.45			53.3					ML
	SK4	13.95			70.0	29	60	33	27	MH
	SK4	16.95			90.0	45	67	27	40	CH
	SK4	18.45			75.0	43	57	31	26	MH
	SK4	21.45			75.0	37	69	34	35	MH
	SK4	22.95			95.0	47	68	26	42	CH
	SK4	25.95			40.0					SM
	SK4	27.95			75.0	42	47	28	19	ML
	SK4	29.95			68.0	41	38	29	9	ML

Tablo 3. SK7 Sondajına (Cumhuriyet Mahallesi) Ait Endeks Özellikler

Deney No	Sondaj No	Derinlik (m)	N_{30}	YASS (m)	İDO (%)	w_n (%)	w_L (%)	w_P (%)	I_p %	Zemin Cinsi
	SK7	1.90			-	44	52	35	17	MH
S7-1	SK7	3.50	4	1.0	98.1	41	74	41	33	MH
S7-2	SK7	3.50	4	1.0	97.0	44	79	43	36	MH
S7-3	SK7	3.50	4	1.0	99.3	43	66	35	31	MH
	SK7	4.95			13.2					SP
	SK7	6.45			4.8					SP
	SK7	7.95			0.8					SP
	SK7	9.00			0.3					
	SK7	10.95			23.1					
	SK7	12.00			4.2					
	SK7	13.95			3.1					SP-SM
	SK7	15.45			-	36	58	38	20	MH
	SK7	18.45			-	38	44	16	28	CL
	SK7	20.05			-	36	46	25	21	CL



Şekil 1. Tığcılar Mahallesinde Yapılan SK4 Sondajına Ait Zemin Profili ve Endeks Özellikleri

3.2. Kayma Dalgası Hızlarının Belirlenmesi

Direkt olarak ölçülmeyen kayma dalgası hızları sondaj çalışmaları sırasında yapılan Standart Penetrasyon Deneyinden (SPT) elde edilen N_{30} değerleri bütün zeminler için geçerli olan yöntemlerden İyisan, 1996; Seed ve Idriss, 1982 ve Kiku ve diğ., 2001 tarafından önerilen ampirik formüller kullanılarak derinlik boyunca hesaplanmıştır. Kiku ve diğ. (2001) tarafından geliştirilen formül Adapazarı zeminlerine ait verilere dayanmaktadır. Bağıntılarda V_s m/sn birimindedir.

İyisan (1996)

$$Vs = 51.5 * N^{0.516} \quad \textbf{(1)}$$

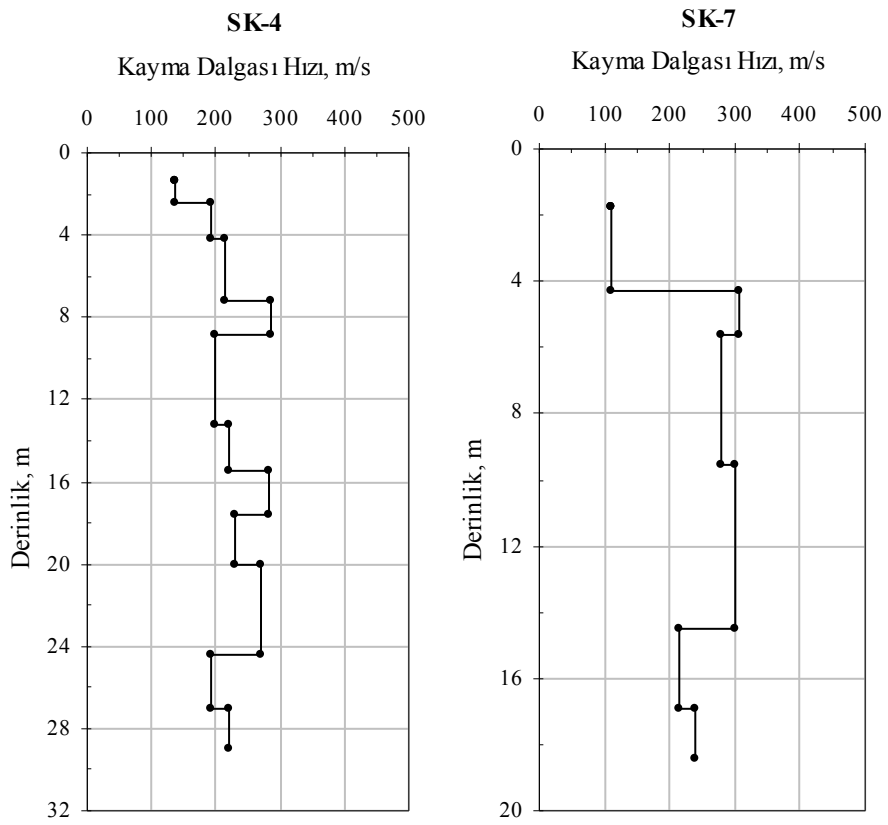
Seed ve Idrriss (1982)

$$Vs = 56.4 * N^{0.50} \quad \textbf{(2)}$$

Kiku ve diğ. (2001)

$$Vs = 68.3 * N^{0.292} \quad \textbf{(3)}$$

Yukarıda verilen ampirik formüller kullanılarak elde edilen ortalama kayma dalgası hızının derinlikle değişimi SK-4 ve SK-7 sondajı için Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil 2. SK4 ve SK7 Sondajlarına Ait Vs'in Derinlikle Değişimi

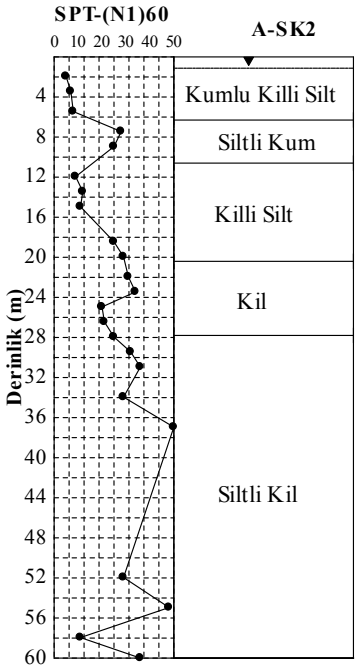
Genel olarak ilk 10 m derinlikte kayma dalgası hızı V_s=100-200 m/sn aralığında değişirken 10-30 m derinliğinde V_s=200-300 m/sn aralığında değişmektedir.

3.3. En Büyük Yer İvmesinin Belirlenmesi

Bu çalışmada yumuşak zemin tabakaları üzerinde oluşan en büyük yer ivmelerinin (PGA) hesabı için azalım ilişkileri ve ProShake programı kullanılmıştır. Bir boyutlu analiz yapan ProShake programı kullanılarak zeminin elastik olmayan non-lineer davranışı, seçilen belli bir iterasyon yüzdesiyle, eşdeğer lineer analize dönüştürülerek zemin tabakalarının anakayada meydana gelen kuvvetli yer hareketi sırasındaki ivme, hız ve yer değiştirmelerinin hesabı yapılabilmekte, bunların derinlikle değişimleri belirlenebilmektedir.

1999 Kocaeli depremi sırasında kalın ve yumuşak alüvyon zemin tabakaları üzerinde bulunan bölgelere ait yer hareketi kayıtları mevcut değildir. Sakarya'da Bayındırlık ve İskan Müdürlüğü istasyonunda alınan kayıtta (SKR, http://angora.deprem.gov.tr) doğu-batı yönünde en büyük ivme, hız ve yer değiştirme değerleri sırasıyla; 0.415g, 81 cm/s ve 214 cm.dir. Analizlerde, 1999 Kocaeli depremine ait ana kayadaki SKR (1999) kaydı kullanılmıştır. Kayma modülü ve sönüm oranı için programın veri tabanında bulunan Vucetic ve Dobry (1991), Ishibashi ve Zhang (1993) ve Seed ve Idriss (1970) ve Seed ve diğ. (1984) tarafından önerilen eğriler kullanılmıştır. SK1 ve SK4 sondajlarında 30 m., diğer sondajlarda ise 20 m derinlikte sondaj çalışması bitirilmiştir. Ancak, Adapazarı'nda ana kayanın 1000-1200 m gibi çok derinlerde olduğu bilindiğinden, analizlerde anakayanın kaç metre derinlikten başlayacağı burada önem arz etmektedir. Bu nedenle, Adapazarı

Belediyesinin yanında yapılmış olan A-SK2 sondaj çalışmasından (Şekil 3) yararlanılarak bütün sondajlar 60 m derinliğe kadar uzatılmış ve sonrası anakaya olarak tanımlanmıştır.



Şekil 3. Adapazarı Belediyesi Yanında Yapılan A-SK2 Sondajına Ait Zemin Profili

Yukarıda verilen deprem ve zemine ait özellikler ProShake programında kullanılarak zemin yüzeyinde elde edilen ivme değerleri Tablo 4'de gösterilmiştir.

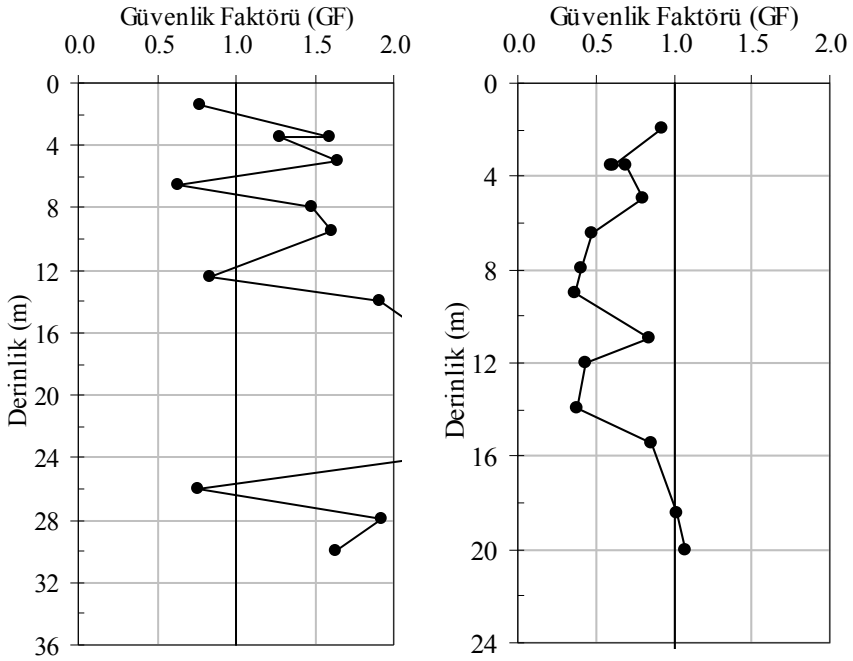
Tablo 4. Sondajların Zemin Yüzeyinde Elde Edilen İvme Değerleri

Sondaj No	İvme (g)
A-SK2	0.249
SK1	0.465
SK2	0.369
SK3	0.371
SK4	0.220
SK6	0.133
SK7	0.509
SK8	0.375
SK9	0.127
SK11	0.353
SK12	0.376

3.4. Sıvılaşma Analizi Sonuçları

Kaba ve ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi için birçok yöntem mevcut olup bu çalışma kapsamında kaba daneli zeminler için Seed ve Idriss (1971)'in basitleştirilmiş yönteminin modifiye edilmiş hali (Youd ve diğ., 2001) kullanılmıştır. İnce daneli zeminler için ise Seed ve diğ. (2003) ile Bray ve diğ. (2004) yöntemleri kullanılarak sıvılaşma potansiyeli araştırılmıştır.

Kaba daneli zeminler için yukarıda zemin profilleri ve endeks özellikleri verilen sondaj logları üzerinde yapılan sıvılaşma analizi sonuçlarına göre elde edilen güvenlik faktörünün derinlikle değişimi Şekil 4'de verilmiştir.

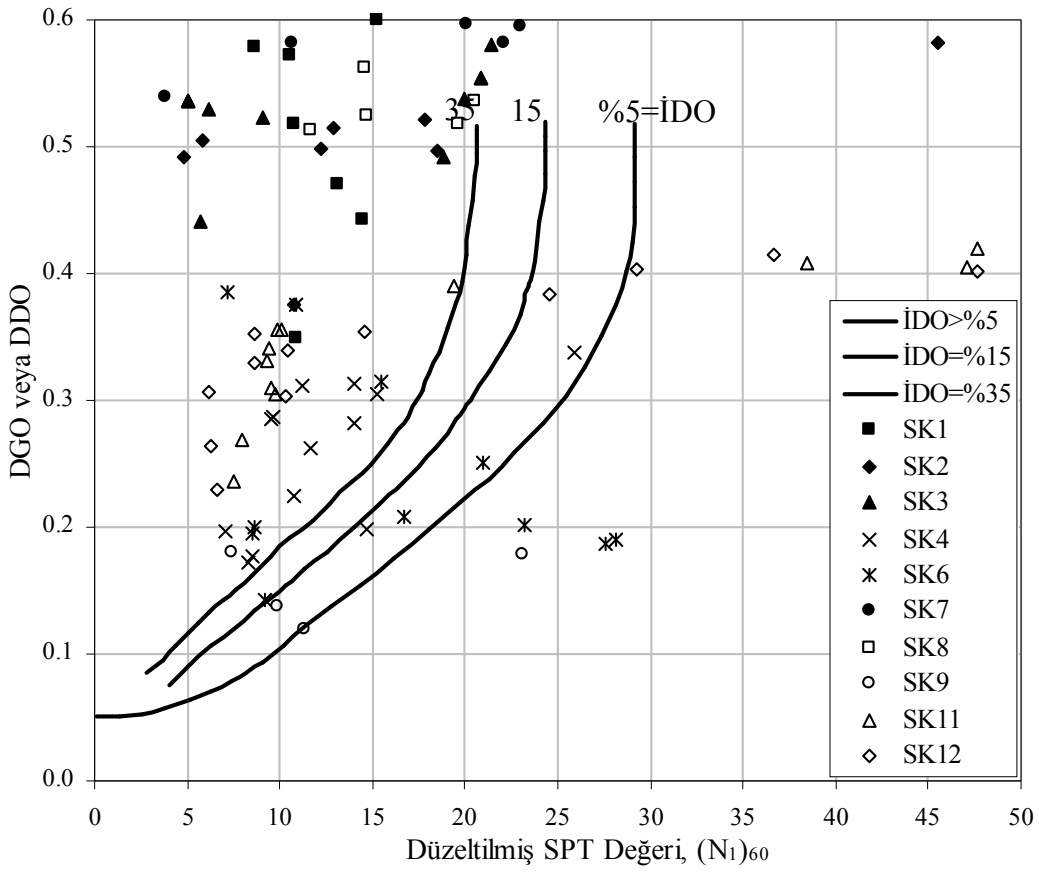


Şekil 4. SK4 ve SK7 Sondajlarında Sırasıyla Güvenlik Faktörünün Derinlikle Değişimi

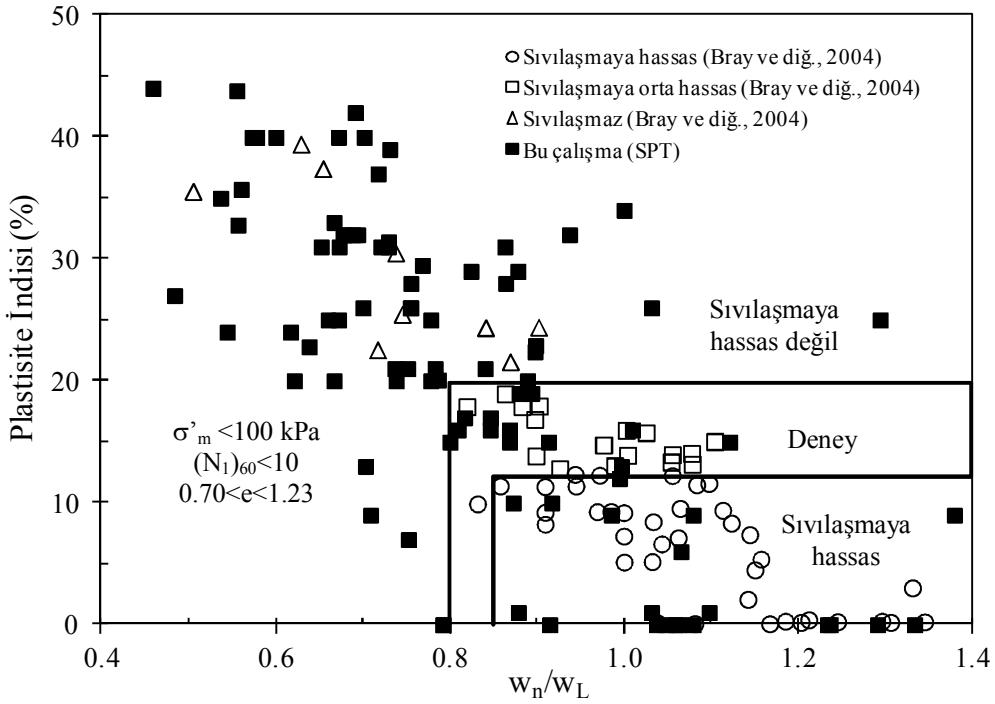
Sondajlara ait güvenlik faktörünün derinlikle değişimine bakıldığı zaman SK1, SK3, SK7 ve SK8'in siltli ve kumlu tabakalarının büyük bir kısmı sıvılaşma riski altındadır. SK4 sondajında ise 2.0, 6.0, 12.0 ve 26.0m derinliğindeki zemin tabakalarında sıvılaşma riski söz konusudur. Bununla beraber SK6, SK9 sondajlarının tamamı, SK11 ve SK12 sondajlarında ise 6.5-8.0m derinlikleri arasındaki killi kum tabakası hariç bütün zemin tabakaları sıvılaşmaya karşı dirençli zeminlerden oluşmaktadır.

Ayrıca, Youd ve diğ. (2001) yöntemi kullanılarak yapılan sıvılaşma analizi sonuçlarına göre bu sondaj loglarına ait düzeltilmiş SPT-$(N_1)_{60}$ ile dinamik gerilme oranı arasındaki ilişki Şekil 4'te verilmiştir. Şekil 5'e göre düzeltilmiş SPT-N değeri $(N_1)_{60}$=4-48 arasında değişen zeminlerin dinamik gerilme oranı DGO=0.12-0.60 arasında değişmektedir.

Bray ve diğ. (2004) tarafından düşük çevre basınçlarına sahip ince daneli zeminler için önerilen kritere göre oluşturulan grafik Şekil 6'da verilmiştir. Bu grafikte bütün sondaj derinliklerine ait veriler kullanılmıştır. Grafikten görüleceği üzere sıvılaşmaya hassas ve deney gerektiren bölge içerisinde kalan numune sayısı sıvılaşmaya hassas olmayan numune sayısına göre daha azdır. Bununla beraber sıvılaşmanın gözlendiği SK-4, SK-6 ve SK-7 sondajlarının düşük çevre basıncı olarak dikkate alınabilecek ilk 10 m'lik kısmındaki numunelerin %25'i deney yapılması gereken, %25'lik kısmı ise sıvılaşmaya hassas bölge içerisinde kalmaktadır. Bununla beraber tüm numuneler dikkate alındığında ise numunelerin yaklaşık %20'lik kısmı sıvılaşmaya hassas, %22'lik kısmı ise deney yapılması gereken bölge içerisinde kalmaktadır.

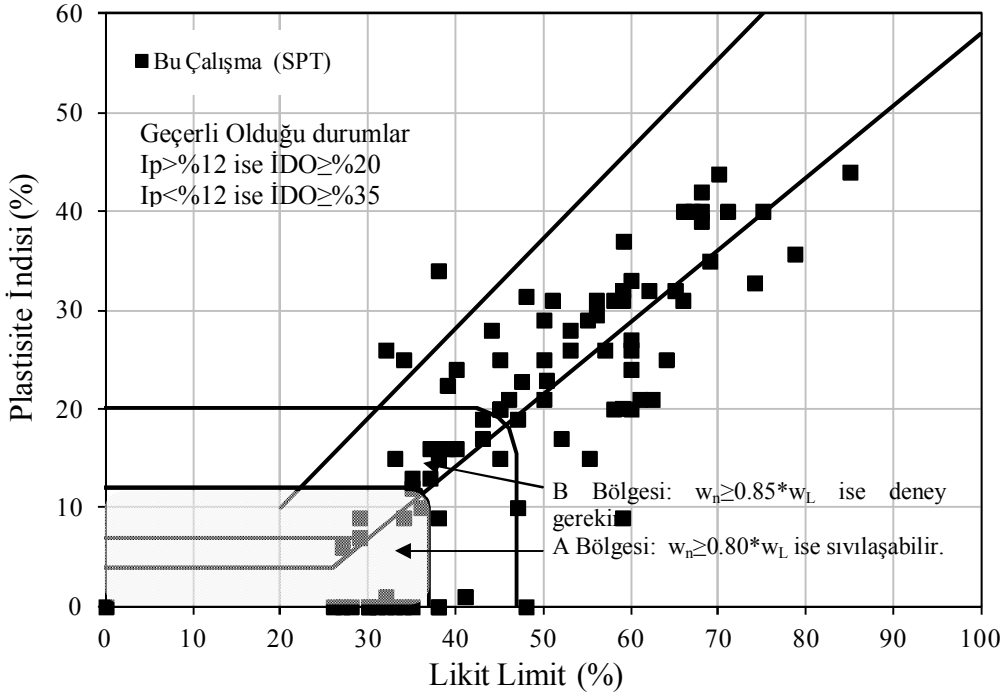


Şekil 5. Manyitüdü 7.5 Olan Bir Deprem İçin $(N_1)_{60}$-Dinamik Gerilme Oranının Değişimi



Şekil 6. Bray ve diğ. (2004) Tarafından Düşük Çevre Basınçlarında İnce Daneli Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelini Değerlendirmek İçin Önerilen Kriter

Seed ve diğ. (2003), 1999 Kocaeli ve Chi-Chi depremlerinden sonra örselenmemiş ince daneli zeminlere ait dinamik deneyler ve vaka analizlerini derleyerek ince daneli malzemelerin sıvılaşma potansiyelini belirlemek amacı ile önerdikleri grafik Şekil 7'de verilmiştir. Bu yönteme göre $I_P<12$ ve $w_L<37$ ile su muhtevasının likit limit değerinin %80'ninden fazla olduğu doygun zeminler sıvılaşabilir olarak kabul edilmiştir. Şekil 7'de verilen grafik incelendiğinde numunelerin yaklaşık %20 si sıvılaşabilir, diğer %20'si deney gerektiren bölgede yer alırken geriye kalan %60'lık kısım sıvılaşmayan bölge içerisinde kalmaktadır.



Şekil 7. Seed ve diğ. (2003) Tarafından Önerilen Kriter

4. SONUÇLAR

Genellikle yüzeye yakın alüvyonlu zemini olan Adapazarı'nda Kocaeli depremi gibi büyük sarsıntılar sırasında silt ve kumları içeren temel zeminleri sıvılaşmaya maruz kalabilmektedir. Ampirik bağıntılar kullanılarak hesaplanan kayma dalgası hızı genel olarak ilk 10 m içerisinde 100-200 m/s aralığında iken 10 m'den sonraki derinlikte 200-300 m/s arasında değişmektedir. On tane sondaja ait veriler kullanılarak hesaplanan zemin tabakalarına ait dinamik gerilme oranı değerleri 0.12-0.60 arasında değişmektedir.

Analizlerde her bir sondaj verileri ve Sakarya kaydı kullanılarak Prohake programıyla belirlenen ivme değerleri kullanılmıştır. Proshake analizi sonucunda elde edilen ivme değerleri ise 0.127-0.509g arasında değişmekte olup genel olarak 0.360g civarındadır. Proshake analizinden elde edilen ivme değerleri kullanılarak yapılan analiz sonuçlarına göre SK1, SK3, SK4, SK7 ve SK8 sondajlarına ait derinlik boyunca zemin tabakalarının büyük bir çoğunluğu sıvılaşmaktadır. Diğer sondajlarda ise sıvılaşmanın meydana gelmediği görülmektedir.

Bu çalışma kapsamında ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için Bray ve diğ. (2004) ve Seed ve diğ. (2003) tarafından önerilen yöntemler kullanılmıştır. Her iki yöntem sonucunda bütün sondaj derinlikleri dikkate alındığında numunelerin yaklaşık olarak %25'i sıvılaşmaya hassas, %25'i ise test edilmesi gereken bölge içerisinde kalmıştır.

Görüleceği üzere bu tür ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelini araştırırken dinamik laboratuvar deneylerinden yararlanmak daha gerçekçi sonuçlar ortaya koyacaktır.

KAYNAKLAR

Bakır, B. S., Sucuoğlu, H., Yılmaz, T. (2002), "An Overview of Local Site Effects and The Associated Building Damage During the 17 August 1999 Izmit Earthquake", Bull Seismol. Soc. Am, **Vol**. 92 **(1)**, 509–526.

Bray, J. D., Sancio, R. B., Riemer, M. F., and Durgunoglu, T. (2004), "Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils", 11th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, 655-662.

Erken, A. (2001), "The Role of Geotechnical Factors on Observed Damage In Adapazarı", Proceedings of the XVth International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, İstanbul, Turkey, 29-32.

İyisan, R. (1996), "Zeminlerde Kayma Dalgası Hızı Ile Penetrasyon Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması, İMO Teknik Dergi, 7**(2)**, 1187-1199.

Kiku, H., Yoshida, N., Yasuda, S., Irisawa, T., Nakazawa, H., Shimizu, Y., Ansal, A. M., Erken, A. (2001), "In-situ penetration tests and soil profiling in Adapazari, Turkey", Proc. XVth ICSMGE EGE Satellite Conference, Istanbul, Turkey, 259-265.

Komazawa, M., Morikawa, H., Nishimura, K., Nakamura, K., Sawada, S., Erken, A., Akamatsu, J., Önalp, A., (2002), "Bedrock structure in Adapazari, Turkey-a possible cause of severe damage by the 1999 Kocaeli earthquake", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22, 829-836.

Önalp, A., Sert, S., Bol, E. (2000), "Adapazarı Zeminlerinin Deprem Performansı", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 8. Ulusal Kongresi, 26-27 Ekim 2000, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 375-382.

Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 97**(SM9)**, 1249-1273.

Seed, H. B. And Idriss, I. M. (1982), Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes, Monograph Series, **Vol.** 5, Earthquake Engineering Research Institute.

Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, Pestana, J. M., Riemer, M. F., Sancio, R., B., Bray, J. D., Kayen, R. E. and Faris, A. (2003), "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework", 126th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H.M.S. Queen Mary, Long Beach, California, April 30.

Yılmaz, M. T., Pekcan, O., Bakır, B. S. (2004), "Undrained Cyclic Shear And Deformation Behavior of Silt–Clay Mixtures of Adapazarı, Turkey", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, 497-507.

Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F.,Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C.,Marcuson, W.F., III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., and Stokoe, K. H., II. (2001), "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, **Vol.** 127 **(10)**, 817-833.

5. Ulusal Geoteknik Sempozyumu
5-6 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

ŞEV TEPESİ CİVARINDA YER ALAN KAZIKLARIN YANAL YÜK TAŞIMA KAPASİTESİ

LATERAL LOAD CAPACİTY OF PILES LOCATED NEAR SLOPES

Erdal UNCUOĞLU[1] **Mustafa LAMAN**[2]

ABSTRACT

In this study; the effect of the horizontal distance of the pile to the slope crest on the lateral load capacity of short rigid pile subjected to lateral load has been investigated experimentally. For this purpose, a series of model tests have been conducted in loose sand condition. In the model tests, a model pile which has a diameter of 50 mm and an embedment length of 200 mm has been used. Lateral load has been applied at a height of 300 mm above the sand surface. The lateral load bearing capacity ratio has been defined by comparing the lateral load capacity values obtained in sloping ground condition and the level ground condition. The results showed that the slope effect on the lateral load capacity has been disappeared when the pile placed 3D from the crest of the slope.

Key words; sloping ground, short rigid pile, sand, model test.

ÖZET

Bu çalışmada; kazığın şev tepesine olan yatay mesafesinin, yanal yüke maruz rijit kısa kazıkların yanal yük taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi deneysel çalışmalar yapılarak araştırılmıştır. Bu amaçla; D=50 mm çapında ve L=200 mm gömülü uzunluktaki model çelik kazık zemin yüzeyi üzerinden e=300 mm yükseklikte etkiyen yanal yük etkisinde gevşek kum zemin durumunda deneye tabii tutulmuştur. Şevli durumda elde edilen taşıma kapasitesi değerleri şevsiz durumda elde edilen taşıma kapasitesi değeri ile kıyaslanarak yatay yük taşıma kapasitesi oranı (YYTKO) tanımlanmıştır. Elde edilen sonuçlar kazığın şev tepesinden itibaren 3D uzaklığa yerleştirilmesi durumunda şev etkisinin ortadan kalktığını göstermektedir.

Anahtar kelimeler; şevli yüzey, rijit kısa kazık, kum, model deney.

1. GİRİŞ

Kısa kazıklar; çaplarının büyük olması, gömülü uzunlukları ile çapları arasındaki oranının (L/D) küçük olması ve kazığı çevreleyen zemine göre rijitliklerinin fazla olmasından dolayı tasarım ve analizlerde rijit eleman olarak kabul edilirler. Rijit kısa kazıklar, zemin yüzeyi üzerinden belli bir (e) yüksekliğinde etkiyen bir yanal yüke maruz

[1] Yrd. Doç. Dr., Erciyes Üniversitesi, erdalu@erciyes.edu.tr
[2] Prof. Dr., Çukurova Üniversitesi, mlaman@cu.edu.tr

kaldıklarında meydana gelecek ötelenme ve dönme gibi yanal hareketlere karşı taşıma güçlerini pasif zemin basıncı yolu ile kazanırlar.

İstinat duvarları, köprü ayakları, yüksek gerilim hattı direkleri, otobanlardaki işaret ve reklam direkleri ile otobanlarda gürültü kontrolü için inşa edilen ses duvarları gibi yapılar, genellikle, kısa kazık temeller tarafından desteklenmektedir. Bu tip yapılar, çoğunlukla, doğal yarmalar ya da dik şevlere yakın yerlerde inşa edilmekte, şiddetli rüzgar kuvvetleri ve deprem etkileri gibi büyük yanal yüklere maruz kalabilmektedirler. Bu durumda; bu yapıları destekleyen kazık temellerin yanal yük etkisindeki davranışları zemin yüzeyinin düz olduğu durumda sergileyecekleri davranışlarından farklı olacaktır.

Literatürde; şevli zemin yüzeyi durumunda, kum zeminde yer alan yanal yüke maruz kazıkların davranışlarını araştırmak için yapılmış sınırlı sayıda model deney çalışması (Shen ve ark. (1988), Dickin ve Nazir (1999), Chae ve ark. (2004), Sawwaf (2006)) bulunmaktadır. Yapılmış olan model deney çalışmalara ait sonuçlar incelendiğinde, elde edilen sonuçlar arasında farklılıklar olduğu görülmüştür. Elde edilen sonuçlar arasındaki farklılığın nedeni deneysel çalışmalarda kullanılan şev açılarının aynı olmaması, farklı L/D oranlarına sahip farklı model kazıkların kullanılmış olması, yatay yük uygulama yüksekliğinin (e) farklı olması, kullanılan model kum zemin ve deney sıkılıklarının farklı olmasına bağlı olarak açıklanabilir.

Şevli zemin yüzeyi durumunda yanal yüke maruz bir kısa kazık probleminde; kazığın şev tepesinde veya civarında yer alması durumunda yanal yük taşıma kapasitesinin zemin yüzeyinin düz olduğu duruma göre ne kadar azalacağı ve şevden dolayı yanal yük taşıma kapasitesinde meydana gelen kaybın şev tepesinden ne kadar uzaklıkta ortadan kalkacağı sorularının yanıtları önemlidir.

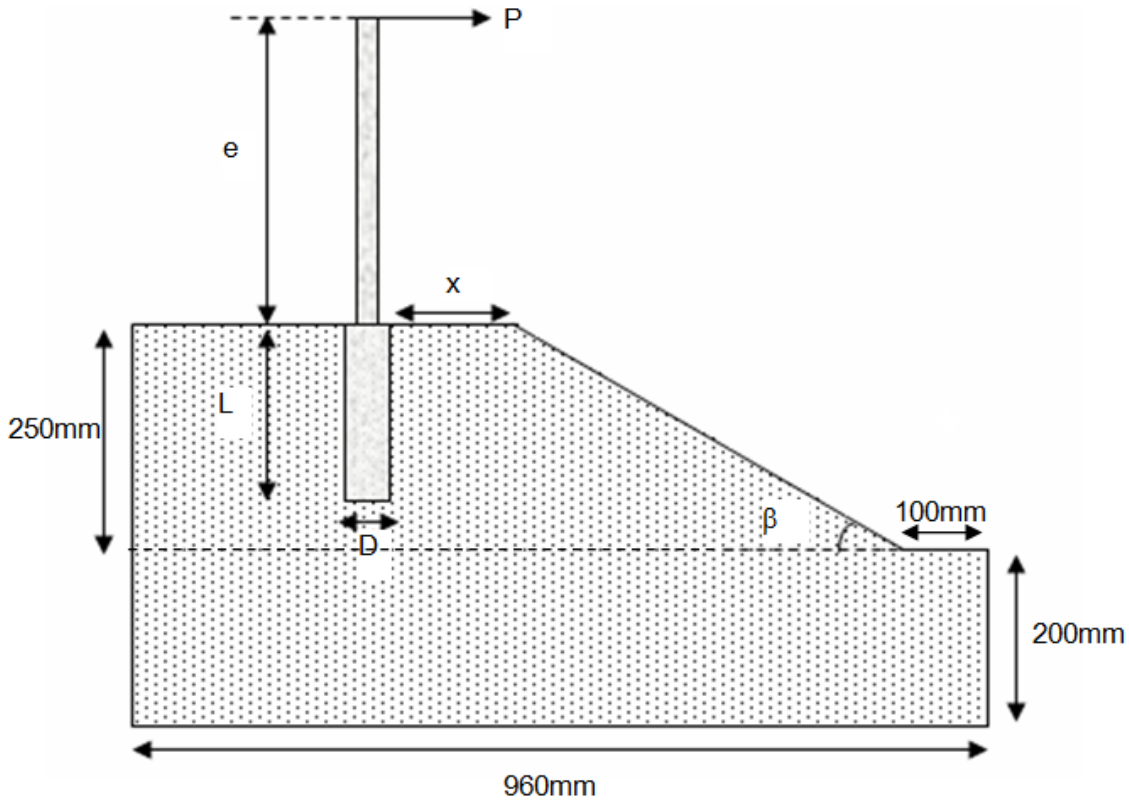
Bu çalışmada; 30°'lik şev açısına sahip kum zeminde yer alan yanal yüke maruz rijit kısa kazığın şev tepesine olan uzaklığının yanal yük taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi model deney çalışmaları yapılarak araştırılmıştır. Deneyler, sadece, gevşek kum zemin durumunda gerçekleştirilmiştir.

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Deneysel çalışmalar iç ölçüleri 960 mm × 480 mm × 500 mm (uzunluk × genişlik × yükseklik) olan dikdörtgen kesitli kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir. Deney kasasının iskeleti 5 mm kalınlıktaki çelik profilden olup yan yüzeyleri 10 mm kalınlıktaki cam, ön ve arka yüzeyleri ile alt tabanı ise 20 mm kalınlıktaki ahşap malzemeden oluşmaktadır. Deney kasası boyutları sınır etkisini minimize edecek yeterli büyüklükte seçilmiştir. Kum zemin ve kasa iç yüzeyleri arasında oluşabilecek sürtünmenin en aza indirilebilmesi için kasa iç kısmında yer alan cam ve ahşap yüzeyler cilalanarak pürüzsüz hale getirilmiştir.

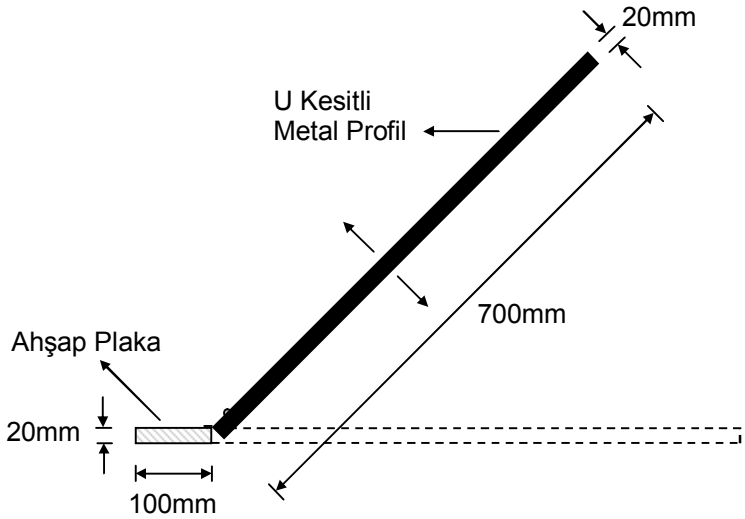
Yanal yük, zemin yüzeyi üzerinde 300 mm yükseklikten çekme kuvveti olarak uygulanmıştır. 1/20 ölçekte tasarlanan model düzenekte seçilmiş olan bu yükseklik prototip boyutlarda 6 m'lik bir yüksekliği temsil etmektedir. Bu yükseklik değeri; karayolları kenarında, dışında veya üzerinde inşa edilecek olan levhalar, ışıklar ve yüksek gerilim enerji nakil hatları için kullanılan ilgili yönetmelikte belirtilen yükseklik değeri ile de uyumludur.

Deneysel çalışmalar sırasında model kazıklara etkiyen yük değerleri 1 kN kapasiteli bir yük hücresi ile, çekme kolunun yanal yük etkisindeki ötelenmeleri ise zemin yüzeyi üzerinden 26 mm ve 89 mm yüksekliklerde yer alan deplasman transducerleri ile ölçülmüştür. Yük hücresi ve deplasman transducerleri kullanılarak elde edilen veriler ADU veri toplama cihazına aktarılmış ve daha sonra DIALOG programı yardımı ile sayısal değerlere dönüştürülmüştür. Model deney geometrisi Şekil 1'de görülmektedir.



Şekil 1. Model Deney Geometrisi

Gevşek kum zemin, kasa içerisinde şev topuğu seviyesine kadar yatay tabakalar halinde serilerek yerleştirildikten sonra Şekil 2'de görülen şevli yüzeyi oluşturacak profil ve ahşap plaka düzeneği şevli yüzeyin başlangıç noktasına yerleştirilmekte ve istenilen açıda sabitlenmektedir. İlk şevli tabaka oluşturulduktan sonra her ilave tabaka için ahşap plakalar profiller arasından geçirilmekte ve istenilen şev yüksekliğine ulaşılıncaya kadar kum zeminin serilerek yerleştirilmesine devam edilmektedir.



Şekil 2. Şev Oluşturma Düzeneği (Keskin, 2009)

Deneysel çalışmalar sırasında; D=50mm çapında ve L=200mm uzunluğunda dolu kesitli model çelik kazık kullanılmıştır. Yanal yük zemin yüzeyi üzerinden e=300mm yükseklikten uygulanmıştır.

Deneysel çalışmalarda model zemin olarak Devlet Su İşleri (DSİ) Adana Bölge Müdürlüğü'nden temin edilen Çukurova Bölgesi Çakıt dere yatağından alınmış kum numuneler kullanılmıştır. Model kum zeminin sınıfı dane çapı dağılımı eğrisinden yararlanılarak, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi (USCS)'ye göre kötü derecelenmiş ince ve temiz kum (SP) olarak tanımlanmıştır. Deneysel çalışmalar, sadece, gevşek halde hazırlanmış kum zeminde gerçekleştirilmiştir. Deney kumunun dane birim hacim ağırlık (γ_s), kuru birim hacim ağırlık (γ_k) ve boşluk oranı değerleri Çizelge 1'de özetlenmiştir.

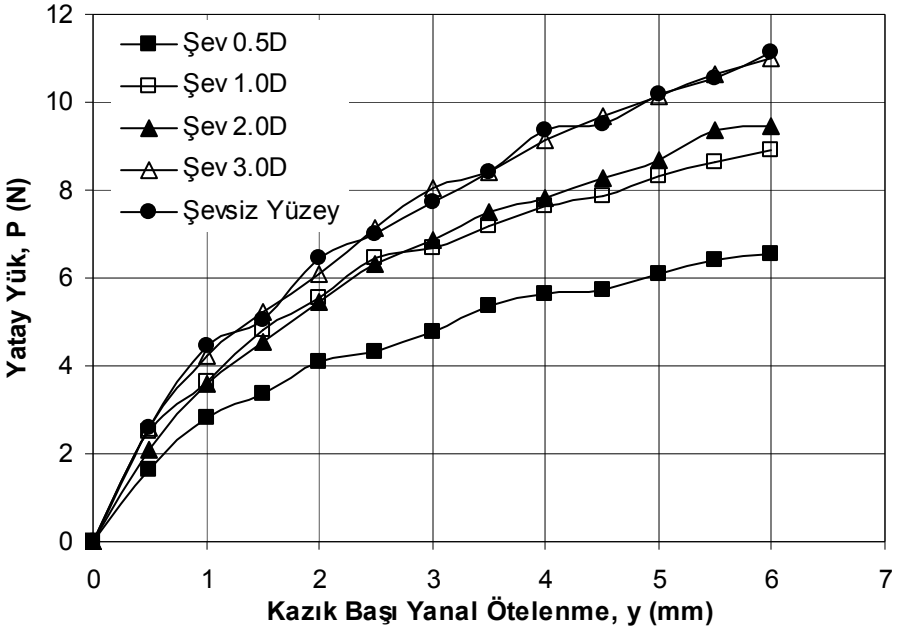
Çizelge 1. Deney kumunun özellikleri

Parametreler	Birim	Değer
Dane Birim Hacim Ağırlığı, γ_s	kN/m^3	26.800
Gevşek Haldeki Kuru Birim Hacim Ağırlık, γ_{kmin}	kN/m^3	15.030
Gevşek Halde Boşluk Oranı, e_{maks}	-	0.783

3. DENEY SONUÇLARI

Deneysel çalışmalar sırasında; model kazık, şev tepesine dört farklı x yatay mesafesinde yerleştirilmiştir. Belirtilen yatay mesafe değerleri kazık dış yüzü ile şev tepesi arasındaki yatay uzaklığı ifade etmekte olup kazık çapı (D) cinsinden sırası ile 0.5D, 1.0D, 2.0D ve 3.0D dir. Yanal yük taşıma kapasitesi, kazık başındaki yanal ötelenmenin kazık çapının %10'una eşit olduğu andaki yanal yük değerleri olarak göz önüne alınmıştır.

Deneysel çalışmalar sırasında elde edilen veriler kullanılarak her bir deneye ait kazık başı yanal yük-yanal ötelenme ilişkileri elde edilmiştir. Elde edilen yanal yük-yanal ötelenme ilişkileri Şekil 3' de sunulmuştur. Bununla birlikte; kazık başında 1° ve 2°'lik dönme açılarına karşılık gelen yanal yük ve moment taşıma kapasitesi değerleri ile kazık başında kazık çapının %10'u kadar bir yanal ötelenmeye ($U_{0.10D}$) neden olan yanal yük ve moment taşıma kapasitesi değerleri hesaplanarak Çizelge 2' de özetlenmiştir.



Şekil 3. Şevli Kum Zeminde Yanal Yük-Yanal Ötelenme İlişkisi

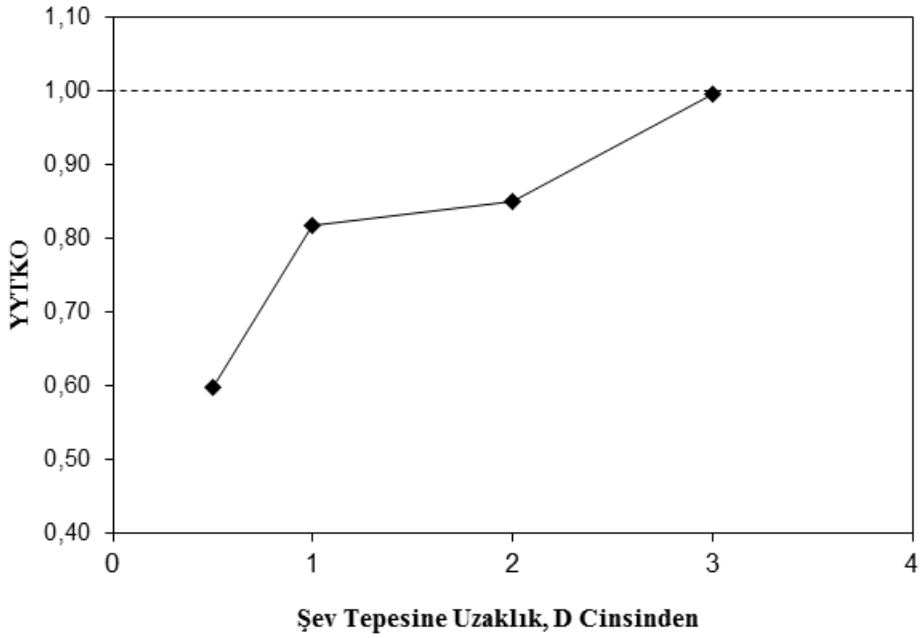
Çizelge 2. Şevli Kum Zeminde Elde Edilen Deney Sonuçları

Şevli Zemin Yüzeyi - D=50mm - L=200mm						
Şev Tepesine Mesafe		0.5D	1.0D	2.0D	3.0D	Düz
R_D (mm)		184.761	173.256	165.070	157.279	156.998
R (°)		2.109	2.229	2.325	2.424	2.427
Yanal Yük (N)	1°	4.915	6.693	6.647	7.584	7.396
	2°	6.881	8.800	9.363	10.626	10.672
	$U_{0.10D}$	6.085	8.332	8.660	10.158	10.204
Moment (Ncm)	1°	147.450	200.790	199.410	227.520	221.880
	2°	206.430	264.000	280.890	318.780	320.160
	$U_{0.10D}$	182.550	249.960	259.800	304.740	306.120

R_D (mm), Dönme noktasının zemin yüzeyinden derinliği,
R (°), Kazık başı dönme açısı

Şekil 3'deki yanal yük-yanal ötelenme ilişkileri incelendiğinde yük-ötelenme davranışının non-lineer özellikte olduğu ve kazığın şev tepesinden uzaklaşması ile bu non-lineer davranışın daha dik ve belirgin bir hale geldiği görülmektedir. Bununla birlikte, kazığın şev tepesine olan yatay uzaklığının artması kazığın yanal yük taşıma kapasitesini de artırmaktadır. Kazığın şev tepesine olan uzaklığının ≥1.0D olduğu durumda, 0.75°'lik dönme açısı değerine kadar moment taşıma kapasiteleri arasında önemli farklılıklar gözlenmemişken, özellikle 2.0D ve 3.0D arasında, 0.75°'den büyük dönme açılarında moment taşıma kapasiteleri arasında önemli sayılabilecek farklar gözlenmiştir.

Kazık başında kazık çapının %10'u kadar bir yanal ötelenmeye ($U_{0.10D}$) neden olan yanal yük taşıma kapasitesi değerleri incelendiğinde, kazığın şev tepesine olan uzaklığının artması ile kazık yanal yük taşıma kapasitesinin de önemli derecede arttığı görülmektedir. Kazık başında kazık çapının %10'u kadar bir yanal ötelenmede şevli durumda elde edilmiş olan yanal yük taşıma kapasitesi değerleri zemin yüzeyinin düz olduğu durumda elde edilmiş olan yanal yük taşıma kapasitesi değeri ile bölünerek yanal yük taşıma kapasitesi oranı (YYTKO) tanımlanmıştır. Kazığın şev tepesine olan uzaklığı kazık dış yüzünden itibaren 0.5D iken kazığın yanal yük taşıma kapasitesi zemin yüzeyinin düz olduğu durumdaki yanal yük taşıma kapasitesinin %60'ı kadardır. Bu oran; 1.0D, 2.0D ve 3.0D yatay uzaklıkları için sırası ile %82, %85 ve %99 olarak elde edilmiştir. Kazığın şev tepesine olan uzaklığının 2.0D olduğu durumda şevli yüzeyin yanal yük taşıma kapasitesi üzerinde bir miktar da olsa etkili olduğu görülmektedir. Bununla birlikte; kazığın, şev tepesinden 3.0D veya daha uzağa yerleştirilmesi durumunda, yanal yük taşıma kapasitesi, şevli yüzeyden etkilenmeyecektir. Elde edilen sonuçlara dayanılarak, kazığın şev tepesine 2.0D ile 3.0D arasında bir mesafede bulunması durumunda şevli yüzeyin yanal yük taşıma kapasitesi üzerindeki etkisinin ihmal edilebilecek seviyelerde olduğu söylenebilir. Şekil 4'de kazığın şev tepesine olan uzaklığı ile YYTKO arasındaki ilişki görülmektedir.



Şekil 4. Şevli Kum Zeminde Şev Tepesine Uzaklık-YYTKO İlişkisi

Kazığın şev tepesine olan uzaklığının artması ile kazığa etkiyecek başlangıç yatay çevre basıncını da artacaktır. Bunun sonucu olarak, kazığa etkiyecek pasif zemin direnci de artacağından, dönme noktasının zemin yüzeyinden derinliği de zemin yüzeyine doğru hareketlenmektedir.

4. SONUÇLAR

Şevlendirilmiş gevşek kum zemin içerisinde yer alan yanal yüke maruz rijit kısa kazıkların yanal yük taşıma kapasitesi üzerinde kazığın şev tepesine olan yatay mesafesinin etkisi deneysel çalışmalar yapılarak araştırılmıştır.

Kazığın şev tepesine olan uzaklığının şev tepesinden itibaren 0.5D olduğu durumda elde edilen yanal yük taşıma kapasitesi şevsiz durumdakinin %60'ı kadar iken bu oran kazık şev tepesinden 1D uzaklığa yerleştirildiğinde %82, 2D ve 3D mesafelere yerleştirilmesi durumunda da %85 ve %99 olarak elde edilmiştir.

Elde edilen sonuçlar kazığın şev tepesinden itibaren 3D uzaklığa yerleştirilmesi durumunda şev etkisinin tamamen ortadan kalktığını göstermektedir. Bununla birlikte; YYTKO ile kazığın şev tepesine olan uzaklığı arasında doğrusal bir ilişki de söz konusu değildir.

KAYNAKLAR

Chae, K.S., Ugai, K. and Wakai, A., 2004. Lateral Resistance of Short Single Piles and Pile Groups Located Near Slopes. International Journal of Geomechanics, 4 (2): 93-103.

Dickin, E.A. and Nazir, R., 1999. Moment-Carrying Capacity of Short Pile Foundations in Cohesionless Soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125 (1): 1–10.

Keskin, M.S. (2009), Güçlendirilmiş Kumlu Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Deneysel ve Teorik Analizi. Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.

Sawwaf, M.E., 2006. Lateral Resistance of Single Pile Located Near Geosynthetic Reinforced Slope. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132 (10): 1336-1345.

Shen, C.K., Bang, S., Desalvatore, M. And Poran, C.J. (1988), Laterally Loaded Cast-in-Drilled-Hole Piles. Transportation Research Record 1191, 155-165.

Uncuoğlu, E. (2009), Kohezyonsuz Zeminlerdeki Kazıkların Yatay Yük ve Moment Etkisi Altındaki Davranışlarının Analizi. Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.

www.kgm.gov.tr/asps/trafik/yonetmelik2.htm

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

TEMEL TASARIMINDA PARAMETRE SEÇİMİ VE OPTİMİZASYON

OPTIMIZATION AND PARAMETER SELECTION IN FOUNDATION DESIGN

Suphi CİVELEK[1] **Mustafa LAMAN**[2] **İsmail Cem BASKIN**[3]

Selçuk BİLDİK[4]

ABSTRACT

In this study, the importance of the parameters used in foundation design, the effect to structural safety and total cost are examined especially for the super structure design process. In the study, a finished construction project is analyzed by a structural design software. During optimization, sectional effects for all foundation types, reinforcement percentages, ultimate bearing capacity criterias, base stresses in design combinations are given graphically. During foundation design, the effect of the parameters entered in structural software to design, the effect to incorrect design is examined with tables and graphics. It has been observed that the maximum stress under foundation remains unchanged while the local soil class is Z1, Z2 and Z3. However, it is investigated that the stress increases by 25% when the soil class is chosen as Z4. When the maximum stress case under foundation is taken into account, the most critical case happens if the soil class is changed from Z3 to Z4.

Key Words: Bearing Capacity, Foundation Design, Optimization of Foundation.

ÖZET

Bu çalışmada, özellikle üst yapı tasarımı sırasında, temel dizaynı yaparken kullanılan parametrelerin önemi, yapı güvenliğine ve maliyetine etkileri irdelenmiştir. Çalışmada, piyasada uygulanmış bir yapı projesi üzerinde üst yapı tasarımı yapan paket program yardımıyla analiz edilmiştir. Optimizasyon yapılırken, tüm temel tipleri için kesit tesirleri, donatı yüzdeleri, taşıma gücü kriterleri, tasarıma ait kombinasyonlarda bulunan taban gerilmeleri grafiksel olarak değerlendirilerek sunulmuştur. Ayrıca temel tasarımı yapılırken paket programa girilen parametrelerin tasarıma etkisi seri analizler yapılarak ekonomikliği, yanlış tasarıma olan etkisi tablo ve grafiklerle değerlendirilmiştir. Temel tasarımında seçilen zemin yerel grubunun Z1, Z2 ve Z3 olması durumunda temel altında oluşan maksimum gerilmede değişim olmazken, zeminin Z4 grubu olması durumunda

[1] İnş.Yük.Müh., Adana Büyükşehir Belediyesi, suphicivelek@gmail.com
[2] Prof.Dr., Çukurova Üniversitesi, mlaman@cu.edu.tr
[3] İnş.Yük.Müh., Baskın A.Ş., cem.baskin@baskin.com.tr
[4] Arş. Gör., Çukurova Üniversitesi, selcukbildik65@gmail.com

gerilmenin yaklaşık %25 oranında arttığı görülmüştür. Temel altında oluşan maksimum gerilme durumu dikkate alındığında zemin grubunun Z3'den Z4'e geçmesi durumu modellemede en kritik durum olarak ortaya çıkmaktadır.

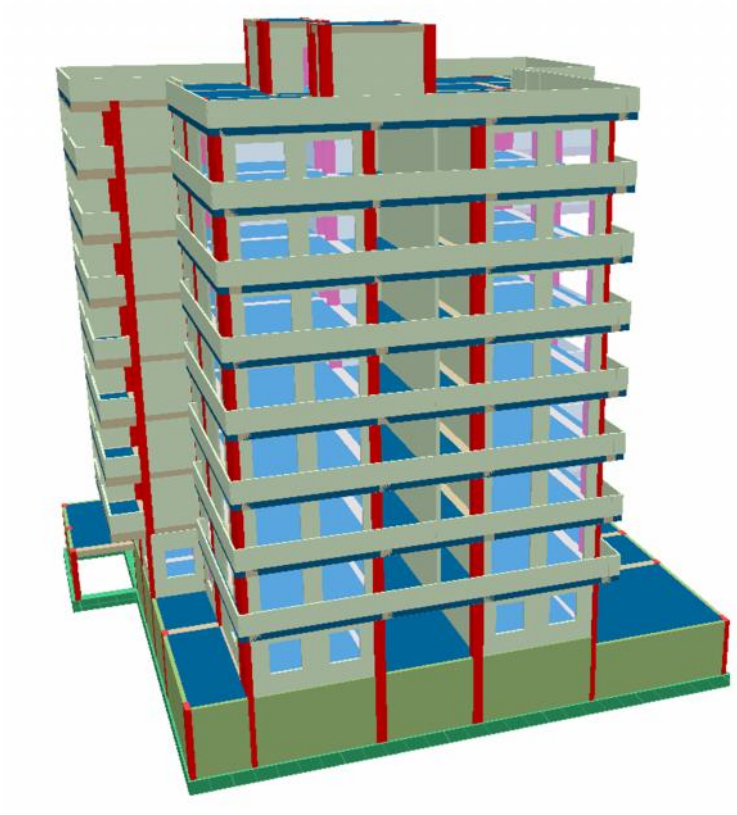
Anahtar Kelimeler: Taşıma Gücü, Temel Tasarımı, Temel Optimizasyonu

1. GİRİŞ

Üst yapı projelerinin temel ve taşıyıcı sistem hesabı yapılırken, temel tasarımı için kullanılan parametreler sınırlı ve yetersiz olmakla beraber, üst yapı tasarımına esas şartname ve eklerinde Geoteknik Mühendisliği uygulamalarına ilişkin net kural ve standartlar halen yer almamaktadır. Özellikle kompleks ve önem arzeden yapı tasarımına ilişkin temel hesabı sırasında, ilgili yapının temel tasarımı için temel zeminini temsil edecek parametreler, zemin emniyet gerilmesi, zemin yatak katsayısı, yerel zemin sınıfı alınarak yapılmaktadır. Temel tasarımına ilişkin en önemli kriterin bir diğeri olan temeller için izin verilebilir oturma koşulu hesaba dahil edilmemektedir. Bir başka deyişle uygulamada temel tasarımı yapılırken oturma hesabı yapılmayıp yalnızca taşıma gücünün sağlanması koşuluna bakılmaktadır. Temel tasarımı mevcut şartnamelerde belirtilen kurallar çerçevesinde yapıldığında üst yapıda geri dönülmez yapım hatalarına ve büyük ekonomik kayıplara neden olabilmektedir. Bu çalışmada, vaka analizi olarak ele alınan uygulanmış olan konut projesi yapımı sırasında temel tipinin belirlenmesi için optimizasyon yapılarak en ekonomik ve güvenli temel sistemi oluşturulmaya çalışılmıştır. Optimizasyon yapılırken, piyasada sık kullanılan paket program (STA4CAD V13.1) kullanılarak, tüm temel tipleri için kesit tesirleri, donatı yüzdeleri, taşıma gücü kriterleri, tasarıma ait kombinasyonlarda bulunan taban gerilmeleri grafiksel olarak değerlendirilerek sunulmuştur. Ayrıca temel tasarımı yapılırken paket programa girilen parametrelerin tasarıma etkisi seri analizler yapılarak ekonomikliği, yanlış tasarıma olan etkisi tablo ve grafiklerle değerlendirilmiştir.

2. SAYISAL MODELLEME

Bu çalışmada, Adana ilinde uygulaması yapılan Bodrum + Zemin + 7 Normal Kattan oluşan konut amaçlı kullanılacak bir yapı modellenmiştir. Yapıya ait sayısal modelleme ve analizlerde, çok katlı betonarme yapıların statik, deprem, rüzgar ve betonarme analizini 3 boyutlu olarak yapan STA4CAD V13.1 paket programı kullanılmıştır. Yapıya ait model Şekil 1'de gösterilmektedir. Birinci seri analizlerde, 4 farklı zemin grubu programda tanımlanarak, zemin grubunun temel tasarımına etkisi incelenmiştir. Programa Z1, Z2, Z3 ve Z4 yerel zemin grupları tanımlanmış ve yapının analizi yapılmıştır. Bu durumda temel altında oluşan maksimum gerilme durumları karşılaştırılmıştır. Aynı zamanda programda tanımlanan zemin yatak katsayısının temel altında oluşan gerilmeye etkisi incelenmiştir. İkinci seri analizlerde, yapının zemin etüd raporunda verilen Z3 grubu zemine oturması durumunda, temel tipi seçiminin maliyete etkisi incelenmiştir.



Şekil 1. Yapının Sayısal Modeli

3. SAYISAL SONUÇLAR

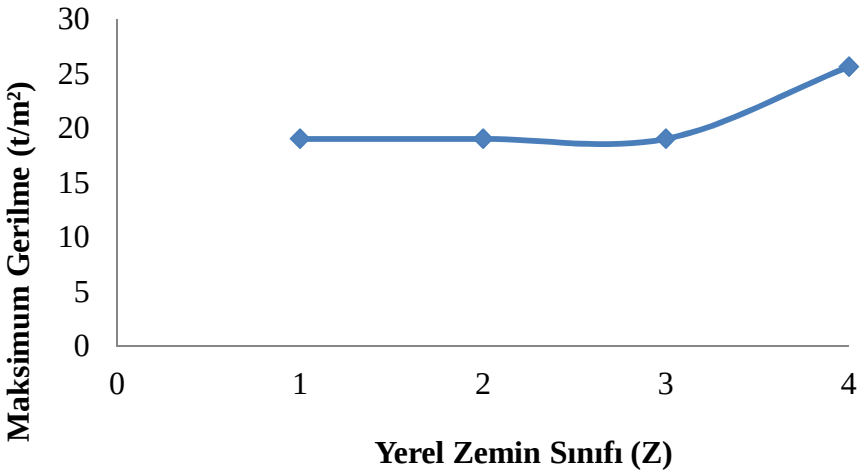
STA4CAD V13.1 paket programı kullanılarak elde edilen sayısal sonuçlar bu başlık altında özetlenmiştir.

3.1. Zemin Grubu Seçiminin Etkisi

Yapılan sayısal analizlerin birinci grubunda, yapı altındaki zemin grubunun etkisi incelenmiştir. Bu amaçla B+Z+7 kattan oluşan yapı modeli altındaki zemin Z1, Z2, Z3 ve Z4 gruplarında seçilerek, temel altında oluşan maksimum gerilmeler karşılaştırılmıştır. Zemin yatak katsayısı, zemin yatak katsayısı sabit alınmış ve yapı için yüzeysel kirişli radye temel seçimi yapılmıştır. Zeminin farklı gruplarda seçilmesi durumunda oluşan maksimum gerilme, yapının toplam beton ve donatı miktarları ile yapıdaki kesiti yetersiz eleman sayıları Tablo 1'de özetlenmiştir. Ayrıca yapı temeli altında oluşan maksimum gerilmenin, zemin grubuna bağlı değişimi Grafik 1'de grafik olarak sunulmuştur. Elde edilen sonuçlar, zemin grubunun kötüleşmesi ile yapıdaki kesiti yetersiz eleman sayısını arttırdığını göstermektedir. Zemin grubunun Z1, Z2 ve Z3 olması durumunda oluşan maksimum gerilmede değişim olmazken, zeminin Z4 grubu olması durumunda gerilmenin %25 oranında arttığı görülmüştür. Temel altında oluşan maksimum gerilme durumu dikkate alındığında Z3'den Z4 zemin grubuna geçişin yapısal modellemede en kritik durum olduğu görülmektedir. Z3 durumunda yüzeysel temel ile yapı çözülebilirken, yerel zemin sınıfının Z4 olması durumunda derin temele ihtiyaç duyulmaktadır. Bu durumda yerel zemin sınıfının doğru belirlenmesi yapısal çözüm için oldukça önemli bir aşama olarak önümüze çıkmaktadır.

Tablo 1. Zemin Sınıfına Bağlı Gerilme ve Metraj Değişimleri

Yerel Zemin Sınıfı	Maksimum Gerilme (t/m²)	Donatı (Kg)	Beton (m³)	Kesiti Yetersiz Eleman Sayısı
Z1	19,04	182036	1350	0
Z2	19,04	184585	1350	0
Z3	19,04	191424	1350	0
Z4	25,65	203789	1350	377



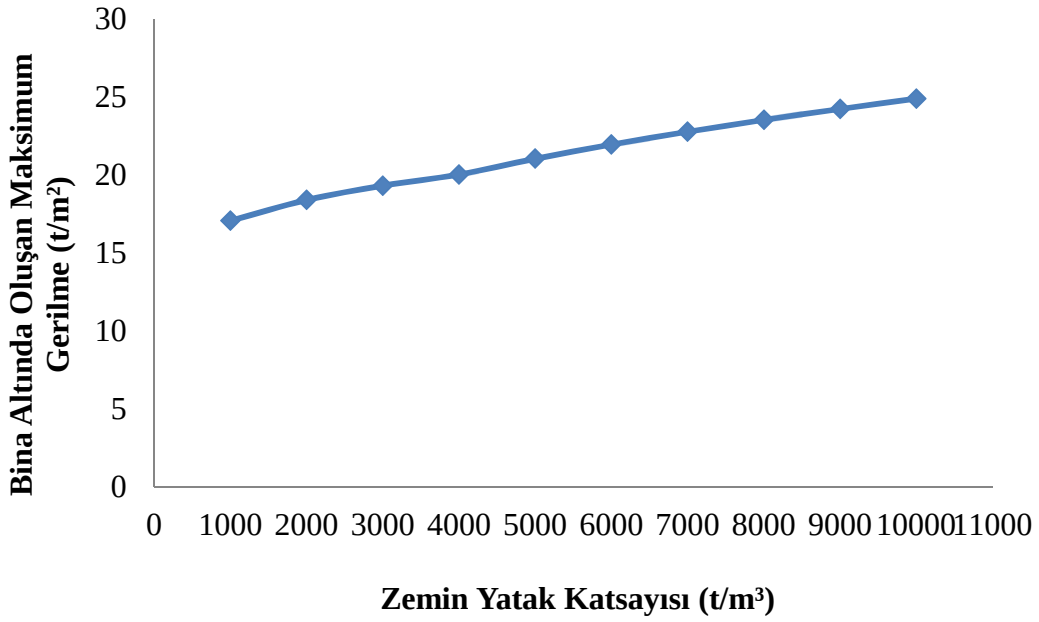
Grafik 1. Yerel Zemin Sınıfı-Maksimum Gerilme İlişkisi

3.2. Zemin Yatak Katsayısının Etkisi

Bu grupta yapılan analizlerde yerel zemin sınıfı Z3 seçilerek B+Z+7 kattan oluşan yapı modeli altındaki zemin yatak katsayıları değiştirilerek temel altında oluşan maksimum gerilmeler karşılaştırılmıştır. Bu analizlerde de temel tipi, radye temel olarak seçilerek analizler gerçekleştirilmiştir. Yapılan analizler sonucu zemin yatak katsayısının temel altında oluşan maksimum gerilme ile yapıdaki toplam donatı ve beton miktarına etkisi Tablo 2'de özetlenmiştir. Ayrıca zemin yatak katsayısına bağlı olarak maksimum gerilmede meydana gelen değişim grafiği Grafik 2'de sunulmuştur. Zemin yatak katsayısı yapıdaki toplam donatı ve beton metrajını fazla etkilemezken, zemin yatak katsayısının artmasıyla temel altında oluşan maksimum gerilme artmaktadır.

Tablo 2. Zemin Yatak Katsayısına Bağlı Gerilme ve Metraj Değişimleri

Zemin Yatak Katsayısı t/m³	Maksimum Gerilme (t/m²)	Donatı (Kg)	Beton (m³)
1000	17,09	193695	1350
2000	18,42	192129	1350
3000	19,34	191191	1350
4000	20,06	190594	1350
5000	21,07	190289	1350
6000	21,98	189925	1350
7000	22,80	189709	1350
8000	23,56	189549	1350
9000	24,26	189360	1350
10000	24,92	189224	1350



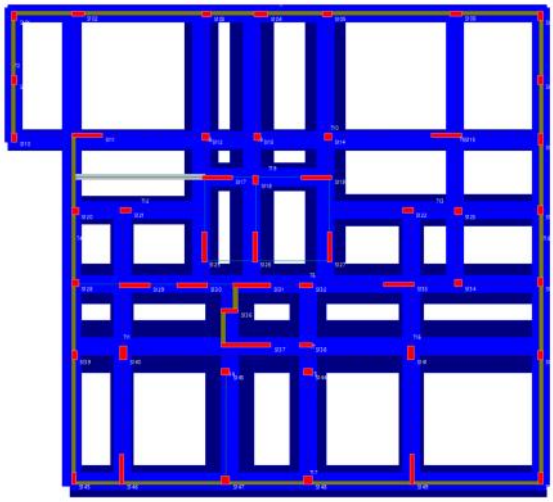
Grafik 2. Zemin Yatak Katsayısı-Maksimum Gerilme İlişkisi

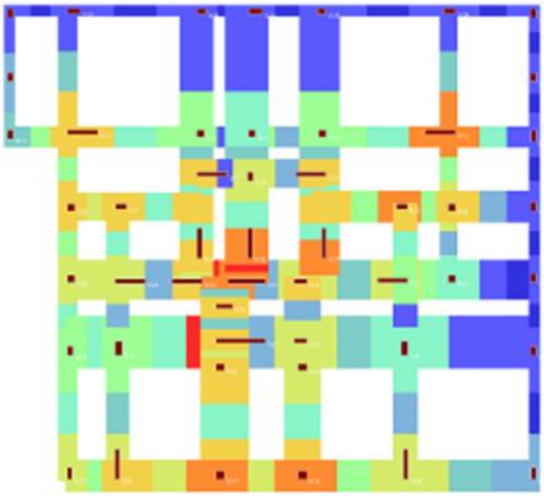
3.3. Temel Seçiminin Maliyete Etkisi

Bu çalışmada, temel tipi seçiminin temel maliyetine etkisinin incelenmesi amacıyla, yapı 3 farklı temel durumu için ayrı ayrı analiz edilmiştir. Analizler yapı üretiminde kullanılan zemin etüd raporunda belirtilen Z3 zemin grubunda, radye, sürekli şerit ve kirişli radye temel durumları için analiz edilmiştir. Bu temel türleri Şekil 2'de gösterilmiştir. Analizlerin tamamında, seçilen yapı temelinin güvenli olduğu görülmüştür. Farklı temel tiplerinin seçilmesi durumunda temel tipine bağlı, temel donatı miktarları Şekil 3'da, temel beton miktarları Şekil 4'de verilmiştir. Ayrıca üç farklı temel tipi için toplam yapı maliyetleri Şekil 5'de kıyaslanmıştır. Elde edilen sonuçlar kıyaslandığında, temel tipinin

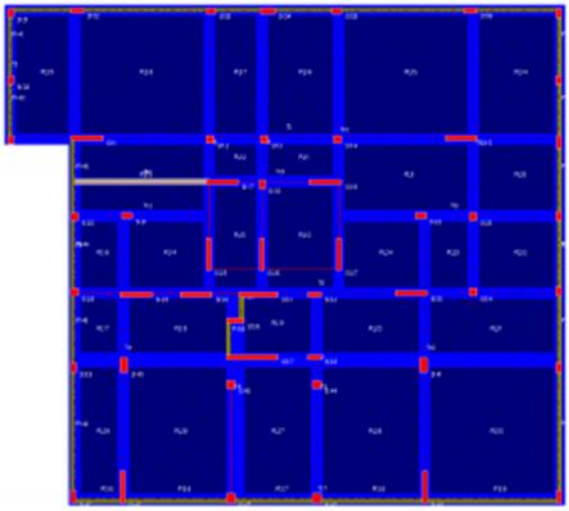
radye seçilmesi durumunda maliyetlerin maksimum düzeyde olduğu, temelin sürekli seçilmesi olması durumunda ise yapı maliyetinin kirişli radye durumu ile yakın bir maliyete geldiği görülmektedir. Temel tipi seçimi temel ve yapı maliyetini önemli ölçüde etkilemektedir.

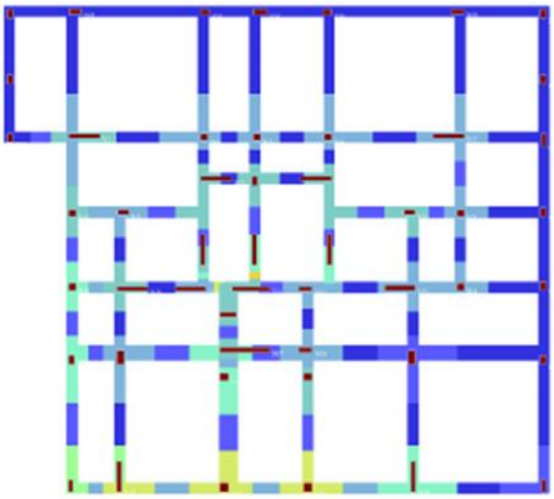
a) Sürekli Temel Modellemesi ve taban gerilme dağılımı



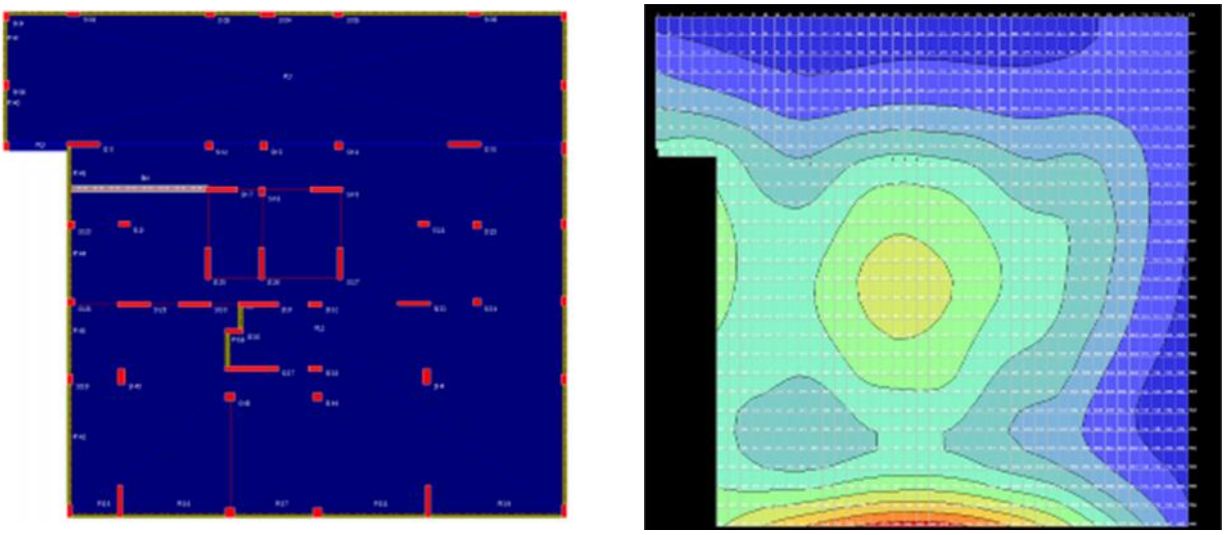


b) Kirişli Radye Temel Modellemesi ve taban gerilme dağılımı

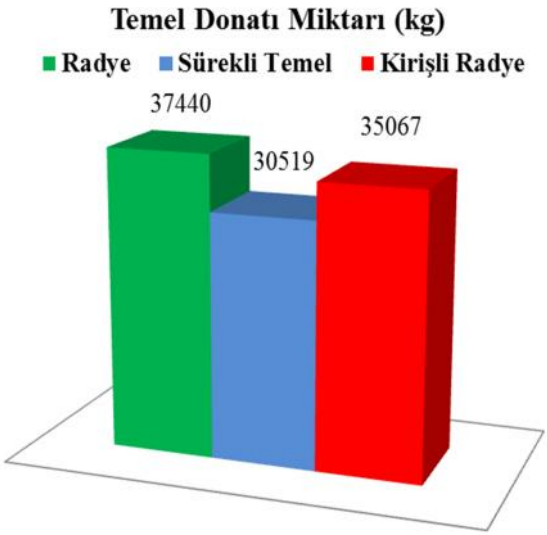




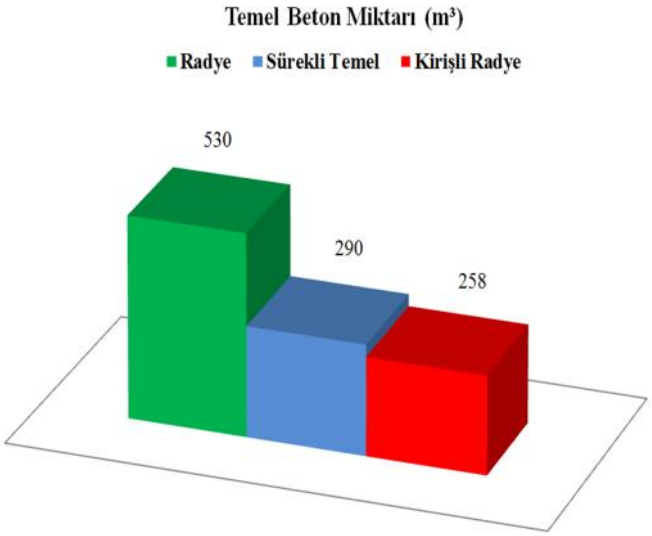
c) Radye Temel Modellemesi ve taban gerilme dağılımı



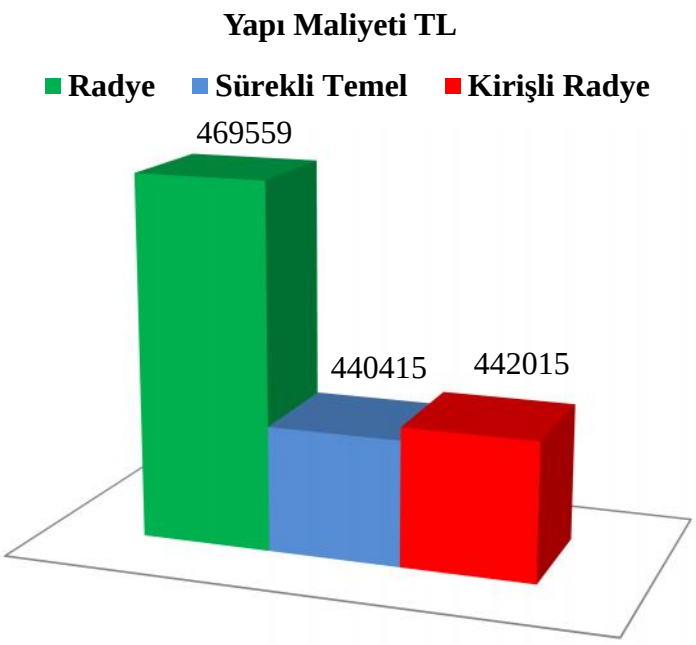
Şekil 2. Analizler Sonucu Temelde Oluşan Gerilme Dağılımı



Şekil 3. Farklı Temel Tipleri İçin Temel Donatı Miktarları



Şekil 4. Farklı Temel Tipleri İçin Temel Beton Miktarları



Şekil 5. Farklı Temel Tipleri İçin Yapı Maliyetleri

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, Adana ilinde uygulaması yapılan Bodrum + Zemin + 7 Normal Kattan oluşan konut amaçlı kullanılacak bir yapı farklı zemin koşulları ve temel tipleri ile modellenerek, bu durumlarda yapının optimizasyonu yapılmıştır. Yapılan modellemeden elde edilen sayısal sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

1. Temel tasarımında seçilen zemin grubunun Z1, Z2 ve Z3 olması durumunda temel altında oluşan maksimum gerilmede değişim olmazken, zeminin Z4 grubu olması durumunda gerilmenin yaklaşık %25 oranında arttığı görülmüştür. Temel altında oluşan maksimum gerilme durumu dikkate alındığında zemin grubunun Z3'den Z4'e geçmesi durumu modellemede en kritik durum ortaya çıkmaktadır. Bu durum yapılan zemin etüdünün doğruluğunun üst yapı modellemesindeki etkisini ortaya koymaktadır.
2. Yapılan analizlerde temel tipi ve zemin grubu sabit alınıp zemin yatak katsayısı değiştirilmesi durumu incelenmiştir. Zemin yatak katsayısının artmasıyla temel altında oluşan maksimum gerilme arttığı görülmüştür. Zemin yatak katsayısı değerinin değişmesi durumu, yapının beton ve donatı metrajını önemli ölçüde etkilememektedir.
3. Analizlerde temel tipinin farklı seçilmesi durumundaki analiz sonuçları değerlendirilmiştir. Yapı temelinin mat radye seçilmesi durumunda yapı güvenliğinde fazla bir değişim olmamasına rağmen maliyetlerin maksimum düzeyde olduğu, temelin sürekli temel seçilmesi olması durumunda ise yapı maliyetinin kirişli radye durumu ile yakın bir maliyete geldiği görülmektedir. Temel tipi seçiminin temel ve yapı maliyetini önemli ölçüde etkilemektedir.
4. Yapı tasarımcısı, özellikle önem arz eden yapılarda zemin etüd raporlarını iyi değerlendirmeli ve bir geoteknik mühendisi ile koordinasyon kurarak temel tasarımı yapmalıdır.

KAYNAKLAR

Bowles, J. E., 1996: Foundation Analysis and Design, 5th ed., The McGraw-Hill Companies, Inc.

Coduto, D. P., 2001: Foundation Design: Principles and Practise, Prentice-Hall Inc.

Çinicioğlu, S. F., 2005: Zeminlerde statik ve dinamik yükler altında taşıma gücü anlayışı ve hesabı, Seminer, IMO İstanbul Şubesi.

Amasralı, S., 2013 STA4CAD V13.1 Paket Programı

5. Geoteknik Sempozyumu
5-7 Aralık 2013, Çukurova Üniversitesi, Adana

DERİN KARIŞTIRMA YÖNTEMİ İLE İYİLEŞTİRİLEN ZEMİNİN VAKA ANALİZİ

CASE HISTORY OF DEEP MIXING METHOD SOIL STABILIZATION

Erhan TEKİN[1] **Abdulaziz ÖZDEMİR[2]**

GENİŞLETİLMİŞ ÖZET

Bu çalışmada bir devlet hastanesi radye temelinin vaka analizi sunulmuştur. Radye temel oturmasının sınırlandırılması amacıyla ince taneli zeminde ekonomik çözümler sunan derin karıştırma yöntemi seçilmiştir. Derin karıştırma ince taneli zeminlerde sıkışabilirliğin azaltılması, geçirimsizliğin düşürülmesi, sıvılaşmanın önlenmesi, dayanımın artırılması amacıyla uygulanan bir zemin iyileştirme yöntemidir. Güçlendirilen zemin üzerinde bulunan temelin oturması örnek olarak hesaplanmıştır. Derin karıştırma yönteminin su/çimento oranı, enjeksiyon basıncı ve karıştırma ekipmanının devri gibi parametreler sunulmuşur. Kolon yükleme deneyinden elde edilen sonuçlar ile karot numunelerinden hesaplanan dayanımlar irdelenmiştir.

ABSTRACT

In this study, a case study of state hospital raft foundation is presented. Deep mixing method provides economical solutions in fine grained soils is choosen in order to limit the settlement of raft foundation. Deep mixing method is soil improvement method that stabilised soil material that is produced generally has a higher strength, lower permeability and lower compressibility than the native soil. Settlement of foundation on improved soil was calculated as an example. Parameters such as water cement ratio of deep mixing method, grouting pressure, and rotation of mixing equipment are presented. Results obtained from column load test and strengths determined from core samples were analysed.

1. GİRİŞ

Derin karıştırma çimento/kireç ile su kullanılarak zeminin mekanik karıştırılması sonucunda zemin özelliklerini iyileştirilmesini amaçlayan bir yöntemdir. İyileştirme sıkışabilirliğin azaltılması, geçirimsizliğin düşürülmesi ve dayanımın artırılması ile sağlanır. Yumuşak killer, siltler ve organik zeminler üzerinde kullanılmaktadır (Broms, 2004). Zeminin iri bloklar barındırmaması işlemin başarısını olumlu yönde etkiler.

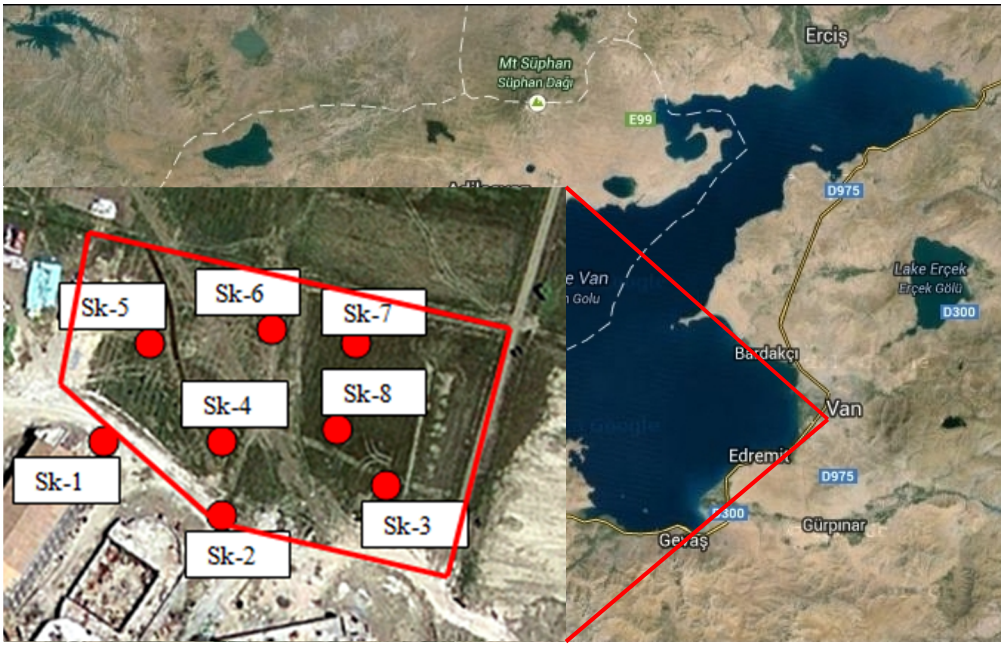
[1] Öğr. Gör. Dr., Gazi Üniversitesi, etekin@gazi.edu.tr
[2] İnş. Y. Müh., Sağlık Bakanlığı, abdulaziz.ozdemir@saglik.gov.tr

Kolonların imalatı için delgi burgusunun altına radyal karıştırma pedalları konumlandırılır. Delgi makinasının yukarıdan aşağıya delme ve kesme işlemi sırasında enjeksiyon zemine basınçla nozullardan verilir. Delgi makinasının şaftında bulunan kesici bıçaklar, karıştırma pedalları, burgular yardımıyla çimento süspansiyonu zemin ile karıştırılır. Çimento ıslak halde ve kuru durumda zemine enjekte edilebilir. Yukarıdan aşağıya ilerleme işlemi sırasında zemin-beton karışımı kolonlar imal edilir. Bu teknik oturmaların kısıtlanması (Lin ve Wong, 1999), taşıma gücünün artırılması (Bouassida ve Porbaha, 2004), sıvılaşma potansiyelinin azaltılması (Porbaha vd., 1999), kazıların desteklenmesi (O'Rourke ve McGinn, 2006), stabilitenin artırılması (Kitazume ve Maruyama, 2006) amacıyla kullanılmaktadır.

Bu çalışmada 21660 m^2 radye temel alanına sahip bir yapı zemininin derin karıştırma yöntemi ile iyileştirilmesi ele alınmıştır. Temel projelendirilmesinde; zeminin heterojen özellik göstermesi, sayısal hesaplamalarda oturmaların izin verilebilir değerlerden büyük saptanması gibi sebeplerden dolayı mevcut sahada zemin iyileştirilmesini zorunlu kılmıştır. Derin karıştırma yöntemi, diğer zemin iyileştirme alternatiflerine göre ekonomik olması yanında temel zemininin ağırlıkla kil olması ve bu birimde uygulanabilirliğinin olması sebebiyle seçilmiştir. Yönteminin temel tasarımına katkısı, yöntemin uygulama biçimi ve parametreleri sunulmuştur. Derin karıştırma yöntemiyle iyileştirilen kolonların performansı gerek yükleme deneyleri gerekse kolonun basınç dayanımları açısından irdelenmiştir.

2. TASARLANAN YAPI

500 yataklı sismik izolatörlü olarak tasarımı yapılmış devlet hastanesi Van ili merkezinde yer almaktadır. (Şekil 1). Yeni yapılacak hastane -4.00 m kotuna oturacak olup bodrum+zemin+3 katlı olarak inşaa edilmesi planlanmıştır. Bodrum katın oturma alanı 21660 m^2 ve üzerinde 4 kat olmak üzere toplam inşaat alanı 98650 m^2'dir.

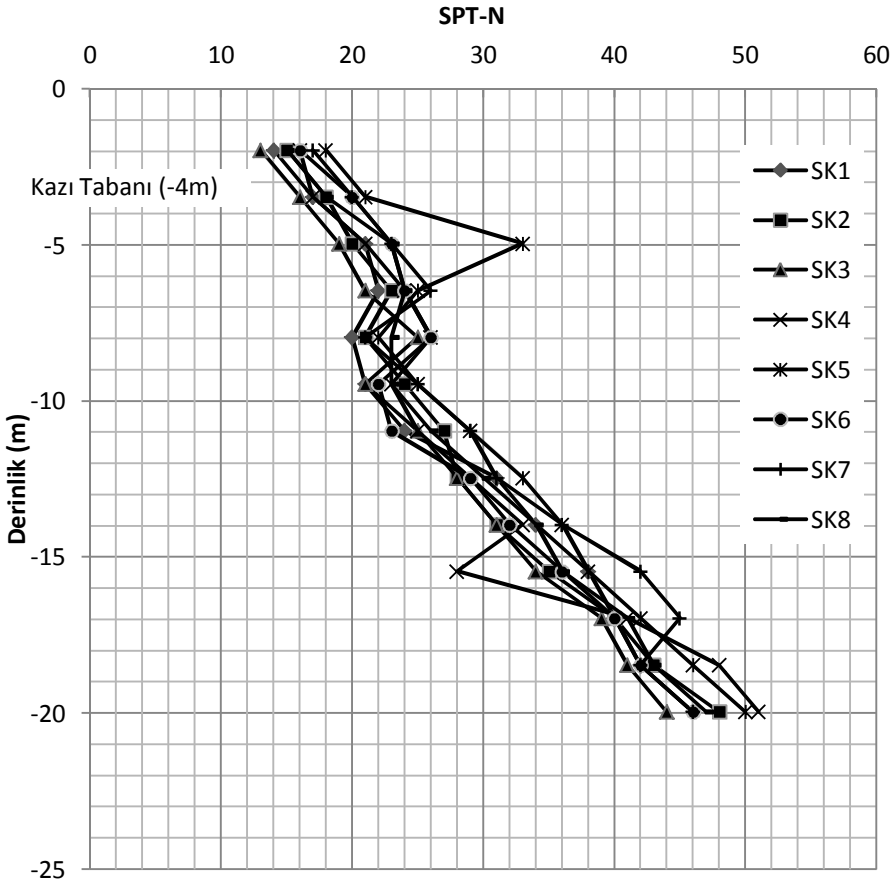


Şekil 1. Yapı yeri ve sondaj kuyularının yerleşimi

3. ZEMİN PROFİLİ

Çalışma sahasında zemin profilinin belirlenmesi amacıyla 8 noktada 20 m derinlikte sondaj kuyusu ve 4 adet araştırma çukuru açılmıştır (Şekil 1). Zemin profili 20 m kalınlığında düşük plastisiteli kilden oluşmaktadır. Yeraltı su seviyesi -4.2 m yüksekliğindedir.

Sondajlar esnasında tatbik edilen standart penetrasyon deneyleri SPT-N değerlerinin derinliğe bağlı olarak değişimi Şekil 2'de sunulmuştur.



Şekil 2. SPT-N Değerinin Derinlikle Değişimi

4. TEMELİN TAŞIMA GÜCÜ VE OTURMASI

Radye temel ağırlığı dahil üst yapıdan zemine aktarılan gerilme 130 kPa'dır. Yapıdan zemine aktarılacak net temas basıncı ise 4 m kazı yapıldığında (4x20 kN/m^3) 130 - 80 kPa = 50 kPa olarak tespit edilmiştir. 4 m derinlikte, 100 m genişlik ve 220 m uzunluktaki kil zemine oturan bir temel için kısa dönemde izin verilebilir taşıma gücü Vesic (1973) yaklaşımı ile 197 kPa olarak hesaplanmıştır. Net temas basıncı, izin verilebilir temas basıncından küçük olduğundan taşıma gücü problemi oluşmayacağı değerlendirilmiştir. Net yüke göre yapılan oturma hesaplarında gerek literatür gerekse laboratuar verileri kullanıldığında oturma değerleri 9 cm - 24 cm arasında bulunmuştur. Bu kadar büyük bir alana oturacak olan devlet hastanesi temelinin elastik davranabileceği ve yapının izolatörlü olarak tasarlanacağı gibi faktörler göz önüne alınarak İdare tarafından temel zemininde oturmaların 5 cm ile sınırlandırılması istenmiştir.

5. DERİN KARIŞTIRMA

5.1. Derin Karıştırma Kolonu ve Kil Zeminin Oturma Hesapları

Derin karıştırma kolonları ile kil zemin üzerine aktarılan yüklerin paylaşımı oturmanın ne ölçüde gerçekleşeceğini belirler. Kolon ve zeminin yük paylaşımı için Boman ve Broms (1979) tarafından iki teori ortaya koyulmuştur. Birinci teoriye göre kolonlar tarafından taşınan yükden dolayı kolonun dayanımı aşıldığında yükün geri kalanı güçlendirilmemiş olan zemine geçer. İkinci teoriye göre ise üst yapıdan gelen yük gerilme aktarılacak malzemelerin rijitliğine göre belirli bir oranda paylaşılır. Derin karıştırma kolonların maksimum deformasyonu belirlemek için iki varsayım yapılmıştır (Broms, 2004):

1. Kolonların eksenel deformasyonu, kolonu çevreleyen zeminin deformasyonu ile aynıdır.
2. İyileştirilmiş zemin kompozit malzeme gibi davranır.

Oturma aşağıdaki eşitliklerle hesaplanabilir:

$$S_1 = \sum \frac{\Delta h}{a} \frac{q_1}{E_{col}} \tag{1}$$

$$S_2 = \sum \frac{\Delta h}{1-a} \frac{q_2}{M_{soil}} \tag{2}$$

Burada S_1: Kolonun oturması (m), S_2: Kil zeminin oturması (m), Δh = Tabaka kalınlığı (m), $a = A_c / A_t$, A_c = Kolonların toplam alanı, A_t = İyileştirilen zeminin toplam alanı, q_1 = Kolonlar üzerindeki yük (kPa), q_2 = Kil zemin üzerindeki yük (kPa), E_{col} = Kolonun elastisite modülü (kPa), M_{soil} = iyileştirilmemiş zeminin sıkışma modülüdür (kPa).

Kolonların ve zeminin deformasyonu için farklı durum söz konusudur:

- $q_1 = q_{maks}$ kabul ederek, kolonun oturması zeminin oturması ile karşılaştırılır:

Yukarıdaki eşitliklerden hesaplanan S_1 ve S_2 değerlerine göre $S_1 > S_2$ olması durumunda, kil zemin üzerindeki yük artarken, kolonlar üzerindeki yük (q_1) azalır. Sonuçta $S_1 = S_2$ halini alır. İyileştirme yapılan ortamın toplam oturması (S_m) S_1 ve S_2'ye eşit olur:

$$S_m = S_1 = S_2 = \sum \frac{\Delta h.q}{a.E_{col}+(1-a)M_{soil}} \tag{3}$$

- $S_1 < S_2$ ise kolonlar daha fazla yükü taşıyamaz ve S_m hesaplanan S_2 değerine eşit olur. Burada q = üst yapıdan zemine aktarılan net yüktür (kPa).

Yapının önemi, oturmaların sınırlandırılması, izolatör kullanılacak olması, imalat hatalarının telafisi, farklı oturmaların azaltılması amacıyla kazı tabanından itaberen 9 m'ye kadar SPT-N < 30 olan bölgenin derin karıştırma yöntemiyle iyileştirilmesi öngörülmüştür. Derin karıştırma kolonları Φ80 cm çaplı, L = 9.0 m uzunlukta, 3.5 m x 3.5 m karelajla 2212 adet yapılması öngörülmüştür.

Oturma hesaplarında kullanılan zemin parametreleri Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Oturma Hesaplarında Kullanılan Zemin Parametreleri

Derinlik (m)	Likit Limit, LL (%)	Sıkışma indisi, Cc	Hacimsel sıkışma modülü, m_v (m^2/kN)	Boşluk oranı, e	Birim hacim ağırlık, γ (kN/m^3)
0 - 16	42	0.335	0.000183	0.64	20

Carlsten and Ekstrom (1995) derin karıştırma beton kolonları elastisite modüllerinin, iyileştirilmemiş zeminin sıkışma modülüne göre 250-300 kat daha fazla olduğunu ortaya koymuşlardır. Buna göre muhafazakar olarak E_{col} / M_{soil} = 250 alınmıştır. Δh = 9 m, q = 50 kPa, A_c = 1112 m^2, A_t = 21660 m^2 değerleriyle zemin ile kompozit çalışan derin karıştırma kolonlarının iyileştirme sonrası oturması 6 mm olarak hesaplanmıştır. Derin karıştırma kolonlarının altında kalan 3 m derinliğindeki kil tabakanın konsolidasyon oturması ise 2.7 cm olarak bulunmuştur. Buna göre iyileştirme yapıldıktan sonra toplam oturmanın 2.8 cm olması beklenmektedir.

5.2. Delme Karıştırma İşlemi

Derin karıştırma yönteminde zeminin yukarıdan aşağıya karıştırılarak ilerlenmesi esnasında enjeksiyon verilmiştir (Şekil 3). Uygulamada kullanılan su çimento oranı (w/c), killi zeminde w / c = 1 olarak belirlenmiştir. Karıştırmanın etkin olması için kesici pedallar ve karıştırıcı uçlar delgi ucuna yerleştirilmiştir. Enjeksiyonun zemine sürekli verilmesini sağlayan ve etkili uygulama için 14 adet nozul ile karıştırma yapılmıştır. Karıştırma ekipmanı 80 devir/dakika ile zemine girerken, derinlikle değişen 6 - 10 MPa enjeksiyon basıncı kullanılmıştır. 1m kolon oluşturmak için dakikada 350 lt enjeksiyon yapılmıştır. Kolonların saha yerleşimi Şekil 4'de sunulmuştur.

Şekil 3. Derin Karıştırma Kolon İmalatı

Şekil 4. Kolonların Saha Yerleşimi

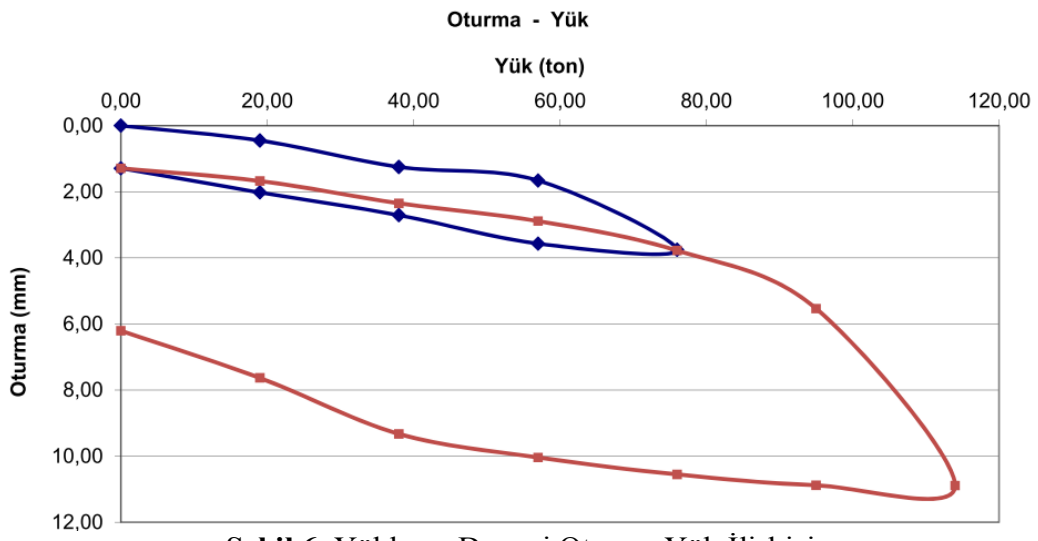
5.3. Yükleme Deneyleri

Derin karıştırma yöntemi kolonlarının taşıma gücü ve yük-oturma davranışının belirlenmesi amacıyla statik yükleme deneyi yapılmıştır. Yükleme deneyi için çekme kazığı olarak kullanılacak iki adet kolon imal edilmiştir. Çekme kolonlarına donatı yerleştirilerek ve bu üç kolona ortak bir kiriş teşkil edilmiştir (Şekil 5). Uygulanacak yükün kolona tam eksenel ve üniform olarak iletilebilmesi için deney kolonu başlığının yataylığı sağlanmıştır.

Şekil 5. Derin Karıştırma Kolonu Yükleme Deney Düzeneğini

Yükleme deneyinin iki aşamalı olarak yapılması planlanmıştır. Birinci aşamada deney yükü, kolon servis yükünün %25'i oranından başlanarak 60 dakikalık tutma süreleri ile kademe kademe %100 servis yüküne artırılmıştır. Yük aynı oranda 15 dakikalık tutma süreleriyle azaltılarak boşaltılmıştır. İkinci aşamada ise yük yine tasarım yükünün %25'i kademelerle arttırılarak %150 servis yüküne kadar uygulanmıştır.

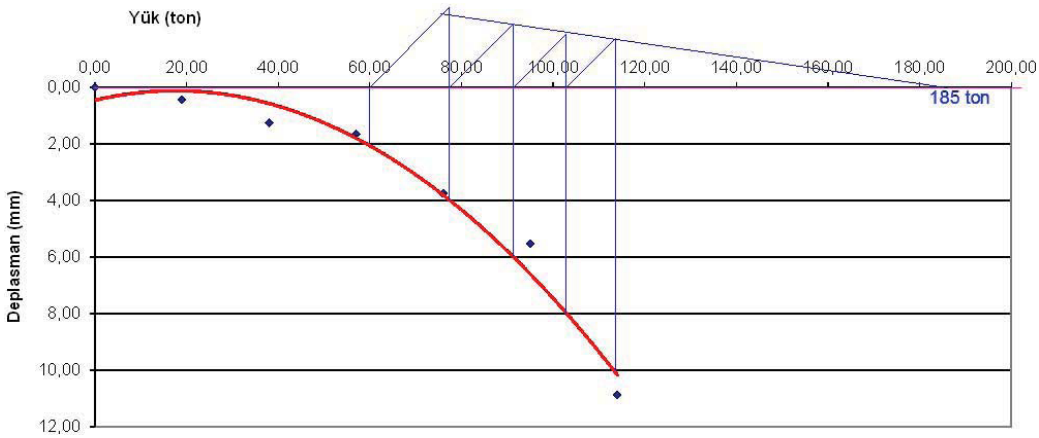
Yükleme deneyinde derin karıştırma yöntemi kolonuna sırasıyla 19, 38, 57, 76, 95, 114 ton yükler yukarıda belirtilen yükleme zamanlarında uygulanmış ve boşaltılmıştır. Deney sonucunda elde edilen oturma yük ilişkisi Şekil 6'de verilmiştir.



Şekil 6. Yükleme Deneyi Oturma Yük İlişkisi

Yükleme deneyinde derin karıştırma yöntemi kolonu servis yükü olan 76 ton tatbik edildiğinde 3.8 mm oturma yaptığı tespit edilmiştir.

Kolon yükleme deney sonuçlarına göre servis yükü 76 ton verilen bir adet Ø80 çapında derin karıştırma kolonunda servis yükünün 1.5 katına çıkılması durumunda (114 ton) 6,21mm kalıcı oturma gerçekleşmiştir. Ayrıca kolon yükleme deney sonuçları Mazurkiewicz yöntemine (Bengt, 1980) göre analiz edilmiştir (Şekil 7). Analiz sonuçlarına nihai yük taşıma kapasitesi Q_{ult} = 185 ton, güvenlik katsayısının ise 2.43 olduğu hesaplanmıştır.



Şekil 7. Derin Karıştırma Kolonunun Nihai Yük Taşıma Kapasitesi

5.4. Kolonların Karot Dayanımı

Derin karıştırma kolonlarından kalite kontrol amaçlı 12 adet karot alınıp dayanım deneyleri yapılmıştır (Şekil 8).

Şekil 8. Derin Karıştırma Kolonu Karot Alma İşlemi

Derin karıştırma kolonundan alınan numunelerin karot çapı 50 mm olup istatistiksel özellikleri Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Derin Karıştırma Kolonu Karot Numunelerinin İstatistiksel Özellikleri

İstatistiksel Özellik	Basınç Dayanımı (N/mm^2)
Ortalama	6.04
Medyan	5.98
Mod	6.27
Basıklık	2.35
Çarpıklık	1.37
Aralık	1.09
Minimum	5.68
Maksimum	6.77

Karot numunelerin alındığı bölge kısıtlı bir alan olduğundan derin karıştırma kolonunun bütününü temsil etmemesi durumu göz önünde bulundurulmalıdır.

4.SONUÇLAR

Bu çalışmada Van merkez 500 yataklı devlet hastanesinin temel projelendirmesinde temel kazısı ile kaldırılan yük dikkate alındığında dahi, oturma hesaplarının, izin verilen oturmadan yüksek çıkmasından dolayı derin karıştırma yöntemi ile zemin iyileştirme çalışması ele alınmıştır. Vaka analizi irdelemesinde aşağıdaki sonuçlara varılmıştır:

Oturmaların 2.8 cm mertebelerinde limitlenmesi için 3.5 m x 3.5 m karelajla Φ80 cm çapında, L = 9.0 m boyunda 2212 adet derin karıştırma kolonunun yapılması öngörülmüştür.

Derin karıştırma kolonu yükleme deneyi sonuçları Mazurkiewicz (Bengt, 1980) yöntemine göre analiz edilmiştir. Analiz sonuçlarına göre servis yükü 76 ton olan Ø80 çapında derin karıştırma kolonunun nihai yük taşıma kapasitesi (Q_{ult}) 185 ton, güvenlik katsayısı 2.43'tür. Kolonun servis yükü olan 76 tonda kalıcı oturma miktarı 3.8 mm iken, Servis yükünün 1.5 katına kadar artırılan yükleme programından sonra 6.2 mm kalıcı oturma gerçekleşmiştir. Bulunan bu oturma miktarları tek bir kolon üzerine yapılan yükleme deneyinden elde edilmiştir. Grup halinde davranış gösteren derin karıştırma kolonları toplam oturma değeri hesaplanırken Broms (2004) yöntemine göre değerlendirilmesi gerektiği gözden kaçırılmamalıdır. Ayrıca derin karıştırma kolonları imalatından önce dahi net temas basıncı, izin verilebilir temas basıncından küçük olduğundan taşıma gücü problemi oluşmayacağı değerlendirilmiştir.

Derin karıştırma işlemi düşük plastisiteli kile uygulanmıştır. Uygulamada su/çimento oranı 1.0 olarak seçilmiştir. Karıştırma ekipmanı 80 devir/dk. ile zemine girerken, derinlikle değişen 6 - 10 MPa enjeksiyon basıncı kullanılmıştır. 1m kolon oluşturmak için dakikada 350 lt enjeksiyon yapılmıştır.

Derin karıştırma kolonlarından alınan karot numunelerine yapılan deneylerden basınç dayanımının ortalaması 6.04 N/mm^2, minimum değeri 5.68 N/mm^2, maksimum değeri 6.77 N/mm^2 olarak bulunmuştur.

KAYNAKLAR

Bengt, H.F. (1980), "The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests", Ground Engineering, 19-31.

Boman, P. and Broms, B.B. (1975), "(Stabilization of cohesive soils with lime columns", Nordic Geotechnical Conference, NGM-75, Copenhagen, Denmark, 265–279.

Bouassida, M., Porbaha, A. (2004), "Ultimate bearing capacity of soft clays reinforced by a group of columns-application to a deep mixing technique", Soils and foundations, 44(3), 91-101.

Broms, B.B., (2004), "Lime and Lime/cement columns", Editor: Moseley, M. P., & Kirsch, K, Ground Improvement, Taylor and Francis, 252- 330.

Carlsten, P., Ekstrom, J. (1995), "Lime and lime cement columns – guide for project planning, construction and inspection", Swedish Geotechnical Society, Report 4:95-4:95E, Linkoping, Sweden, 103 – 111.

Kitazume, M., Maruyama, K. (2006), "External stability of group column type deep mixing improved ground under embankment loading", Soils and foundations, 46(3), 323-340.

Lin, K. Q., Wong, I. H. (1999), "Use of deep cement mixing to reduce settlements at bridge approaches", Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 125(4), 309-320.

O'Rourke, T. D., McGinn., A. J. (2006), "Lessons learned for ground movements and soil stabilization from the Boston Central Artery." Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering Vol. 132(8), 966-989.

Porbaha, A., Zen, K., Kobayashi, M. (1999), "Deep mixing technology for liquefaction mitigation", Journal of infrastructure systems, 5(1), 21-34.

Vesic, A. S. (1973), "Analysis of ultimate loads of shallow foundations", J. Soil Mech. Found. Div., ASCE 99, No. SM1, 45–73.

Yaptığınız çalışmanın hangi başlık altında yer aldığını lütfen aşağıda belirtiniz.

☐	☐	☒	☐	☐	☐
1	2	3	4	5	6

1. Zemin Özellikleri ve Zemin Davranışı

2. Temeller, Derin Kazılar, Şevler ve Heyelanlar

3. Zemin İyileştirmesi ve Güçlendirmesi

4. Çevre Geotekniği

5. Geoteknik Deprem Mühendisliği

6. Kentsel Dönüşümde Geoteknik Mühendisliği Uygulamaları