

## MURATLI KAYA DOLGU BARAJININ DEFORMASYON DAVRANIŞI ANALİZİ

Yük. Müh. Yeşim Sema  
ÜNSEVER  
Araştırma Görevlisi  
Ortadoğu Teknik  
Üniversitesi  
İnşaat Mühendisliği Bölümü  
Ankara , Türkiye  
e-posta:  
unsever@metu.edu.tr

Yük. Müh. Gülru Saadet  
YILDIZ  
Devlet Su İşleri Genel  
Müdürlüğü  
Ankara, Türkiye  
Tel.312 4178300-2348  
e-posta: gulru@dsi.gov.tr

Prof. Dr. M. Yener ÖZKAN  
Ortadoğu Teknik  
Üniversitesi İnşaat  
Mühendisliği Bölümü  
Ankara, Türkiye  
e-posta:  
myozkan@metu.edu.tr

### ÖZET

Bu çalışmada Türkiye'nin ilk ön yüzü asfalt kaplı kaya dolgu barajı olan Muratlı barajının inşa aşamasında ve dolum sırasında oturma davranışı incelenmiştir. Toplam gerilmelerin ve yer değiştirmelerin belirlenmesi amacıyla iki boyutlu düzlem şekil değiştirme prensibi kullanılarak, sonlu elemanlar metodu analizleri gerçekleştirilmiştir. Kaya dolgu malzemesinin doğrusal ve elastik olmayan, gerilme bağımlı davranışını temsil etmek için sertleşen zemin modeli kullanılmıştır. Malzeme model parametreleri, önceki çalışmalar temelinde seçilmiştir ve daha sonra geri analiz yapılarak en uygun parametreler belirlenmiştir. İnşaat sonrasına ve rezervuar dolum aşamasına ait hesaplanan gerilmeler ve oturmalar ölçülen değerler ile karşılaştırılmıştır.

### GİRİŞ

Baraj mühendisliğindeki ve teknolojideki gelişmelerle, ön yüzü geçirimsiz kaya dolgu barajlar yaygın olarak uygulanmaktadır. Bu tip barajlar özellikle geçirimsiz malzemenin az olduğu ve yağış sezonunun çok olduğu bölgelerde tercih edilmektedir. Bu tip büyük yapıların inşaat sonrası ve rezervuar dolum aşamalarındaki davranışlarının incelenmesi barajın emniyeti ve ileride yapılacak yeni barajlarda oluşturulacak tasarım kriterleri açısından büyük önem taşımaktadır.

## AMAÇ

Türkiye'nin ilk ön yüzü asfalt barajı olan Muratlı Barajının oturma davranışı ve toplam gerilmeleri Plaxis programıyla incelenmiştir. Muratlı Barajı'na yatay ve düşey deformasyonları, gerilmeleri ve boşluk suyu basıncını ölçebilen aletler yerleştirilmiştir. Ölçümler hem inşaat sonrasında ve hem de rezervuar dolun aşamasında devam etmiştir. Analizlerde iki boyutlu düzlem şekil değiştirme prensibi ve "sertleşen zemin modeli" kullanılmıştır. Analiz sonucunda çıkan değerler, ölçülen değerlerle karşılaştırılmıştır.

## MURATLI BARAJI' NIN GENEL ÖZELLİKLERİ

Temelden yüksekliği 42 m olan Muratlı Barajı Doğu Karadeniz Bölgesinde bulunmaktadır ve Çoruh nehri üzerine inşa edilmiştir. Çoruh nehri üzerinde Deriner, Borçka, Muratlı Barajları kaskat sisteminde inşa edilen barajların en mansapta olanıdır. Baraj, Türkiye-Gürcistan sınırına yaklaşık 100 m uzaklıktadır. Muratlı Barajı, Muratlı köyüne 2 km, Borçka ilçesine 17 km uzaklıktadır. Baraj, enerji üretmek ve taşkın önlemek amacıyla inşa edilmiştir. Barajın üretim kapasitesi, 115 MW'tır ve yıllık enerji üretimi 444.12 GWh'dur.

Muratlı Barajı'nın memba ve mansap yüzü eğimleri 2:1 olup barajın kret uzunluğu 240 m'dir. Muratlı Barajı'nda kullanılan malzemelerin cinsini ve bunların kullanıldığı bölgeler Şekil 1'de ve Tablo 1'de verilmiştir. Baraj alüvyon temel üzerine oturmaktadır, bu sebeple batardodan geçirimsiz ana kayaya kadar geçirimsizlik duvarı inşa edilmiştir.

### **Baraj Ölçüm Aletleri:**

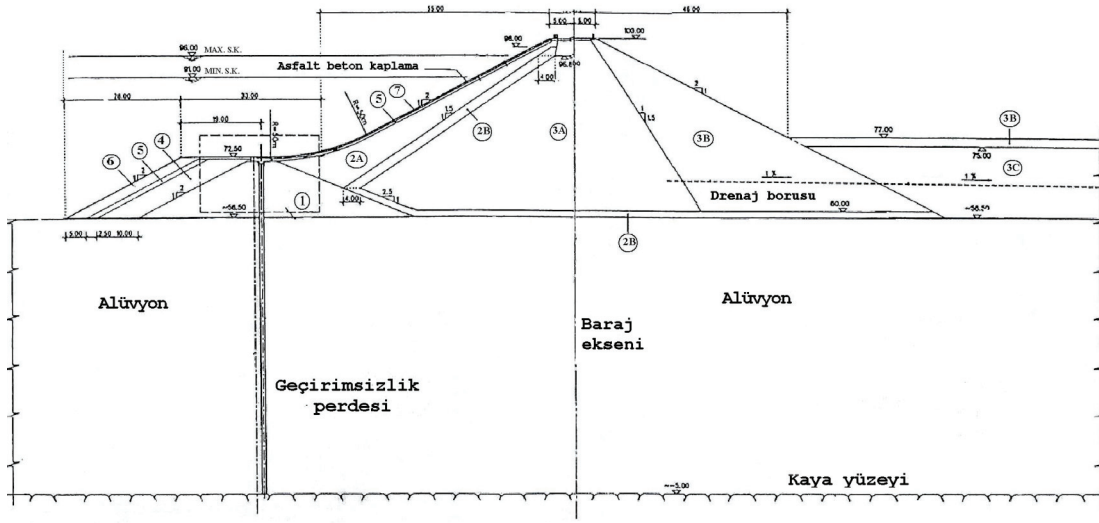
Muratlı Barajı'na baraj davranışının takibi için çeşitli ölçüm aletleri yerleştirilmiştir. Barajın davranışını incelemek için baraj gövdesine yerleştirilen ölçüm aletleri aşağıda verilmiştir:

- Inklonometre (IC) : Baraj gövdesi ve temel alüvyonundaki yatay ve düşey hareketi gözlemlemek amacıyla yerleştirilmiştir.
- Dolgu tipi ekstensometre (EW) : Asfalt yüzeyin altına düşey ve yanal yüzey hareketini gözlemlemek ve memba batardosu içerisine ve temel zeminine düşey hareketi gözlemlemek için yerleştirilmiştir.



- Boşluk suyu basıncı ölçer (PW): Perde duvarın geçirimsizliğinin kontrolü için duvarın memba ve mansabına ve gövde içerisine olası sızma kontrolü için yerleştirilmiştir.
- Gerilme ölçer (EC): Baraj gövdesinde oluşacak gerilmeleri takip etmek için gövde ve memba batardosu içerisine yerleştirilmiştir.

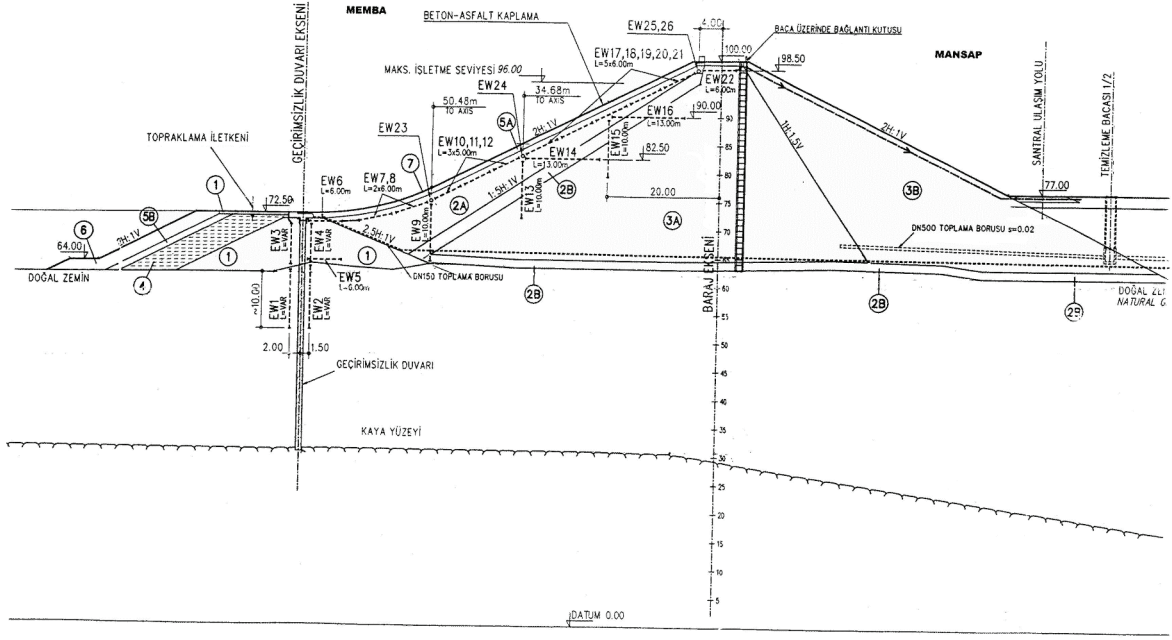
Toplamda 48 adet extensometre, 4 adet inklometre, 51 adet boşluk suyu basıncı ölçer ve 34 adet gerilme ölçer iki kesite yerleştirilmiştir. A1 kesiti için ölçüm aletlerinin yerleri şekil 2 ve 3' te görülmektedir. Şekil 2'de extensometrelerin yerleşimini, Şekil 3'te de inklometre, boşluk suyu basıncı ölçer ve gerilme ölçerlerin yerleşimi görülmektedir.



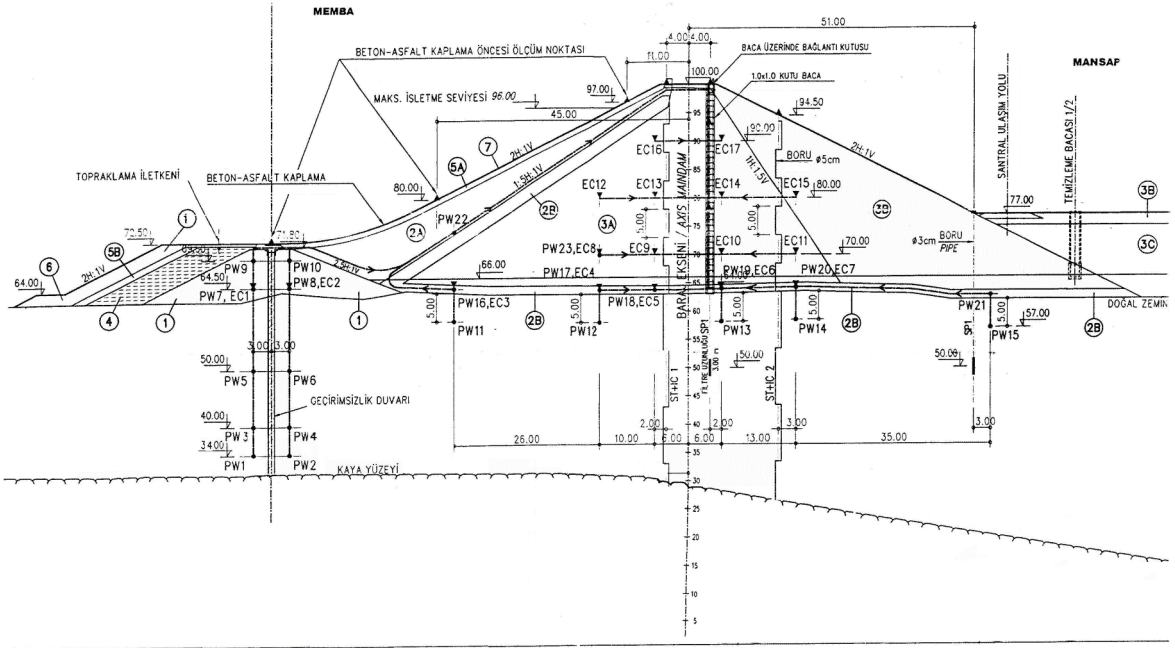
**Şekil 1: Muratlı Barajı'nın Tipik Enkesiti**

**Tablo 1: Muratlı Barajı'nın Tipik Enkesitinin Lejantı**

Zon	Tip
1	Nehir Alüvyonu
2A	Nehir Alüvyonu ya da Kayadolgu Malzemesi (ince malzeme)
2B	Nehir Alüvyonu ya da Kayadolgu Malzemesi (iri daneli malzeme)
3A	Kaya Malzemesi (Tip1)
3B	Kaya Malzemesi (Tip 2)
3C	Random Dolgu
4	Geçirimsiz Malzeme
5	Filtre Malzemesi
6	Riprap
7	Asfalt-beton yüz



Şekil 2: A1 Enkesiti Üzerindeki Extensometrelerin Yerleşimi



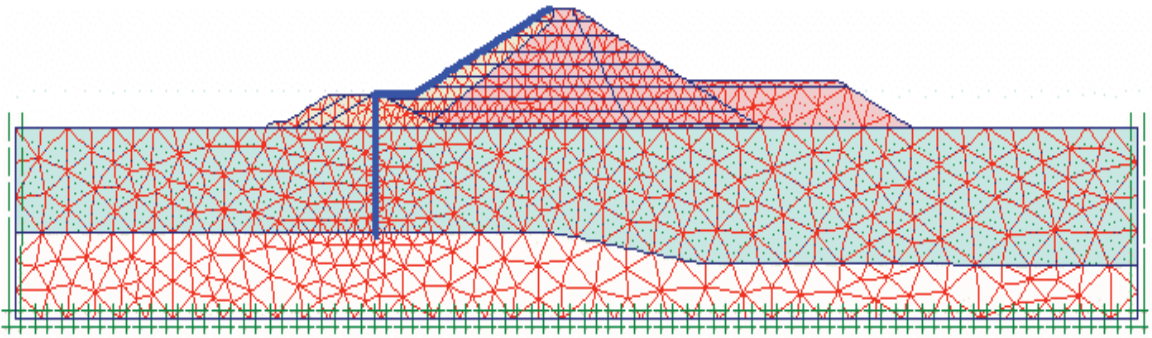
Şekil 3: A1 Enkesiti Üzerindeki İnklinometre, Boşluk Suyu Basıncı Ölçer ve Gerilme Ölçerlerin Yerleşimi

## SONLU ELEMENLAR METODU ANALİZİ

Daha önceden de belirtildiği gibi analizlerde iki boyutlu düzlem şekil değiştirme prensibi ve “sertleşen zemin modeli” kullanılmıştır. Sertleşen zemin modeli, hiperbolik modelin geliştirilmiş halidir [1]. Bu model, kaya malzemesinin elastik ve doğrusal olmayan, gerilime bağlı davranışını göz önüne alabilmektedir. Analiz için gerekli olan malzeme parametrelerinin ön değerleri, yeterli deney sonucu olmadığı için geçmiş çalışmaların ışığında tahmin edilmiştir. Öte yandan, asfalt yüzün özellikleri Lollino v.d. (2005)’ nin yaptıkları çalışmalar doğrultusunda belirlenmiştir.

Baraj ile birlikte temel zemininin davranışını da gözlemlemek için barajın altındaki zemin de baraj gövdesiyle beraber modellenmiştir. Analizlerde dikkat edilmesi gereken önemli bir husus, analizin basamaklar halinde yapılması gerektiğidir, çünkü baraj gerçekte tek bir kademede değil, kademeler halinde inşa edilmektedir. Bu sebeple, analizin tek bir kademede yapılmasıyla kademeler halinde yapılması arasında oturma mekanizmaları açısından ciddi bir fark vardır. Gerçekte maksimum oturma baraj gövdesinin ortalarında oluşur, fakat baraj tek bir kademede modellendiği zaman maksimum oturmanın krette olduğu gözlemlenir [3]. Modelin sonlu elemanlar ağı Şekil 4’de verilmiştir.

Analizler inşaat sonrası ve rezervuar dolmuş sonrası için yapılmıştır. İlkinde deformasyonlar barajın kendi ağırlığı altında oturması sonucu oluşmaktadır, ikinci durumda ise rezervuardaki su yükünden dolayı deformasyonlar oluşmaktadır.

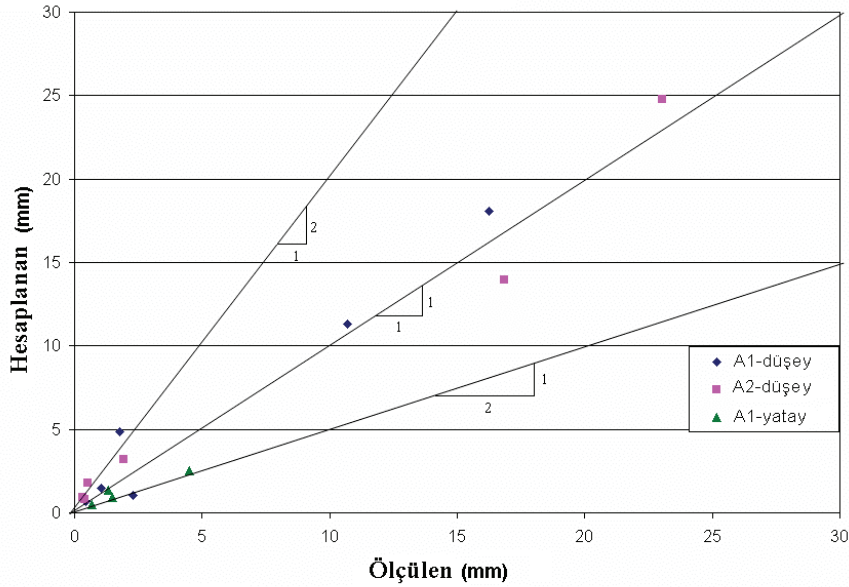


Şekil 4: Sonlu elemanlar ağı

## ANALİZ SONUÇLARI

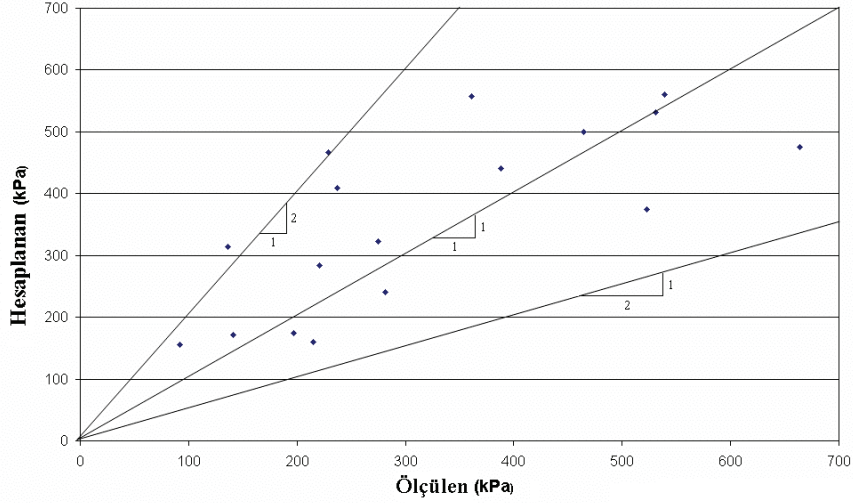
### İnşaat Sonu Durumu:

İnşaat sonu durumu için yatay ve düşey ekstensometre ölçümleri hesaplanan deplasmanlarla karşılaştırılmıştır. Ölçülen değerlerle analiz sonuçlarının karşılaştırılması Şekil 5'te verilmiştir. Grafikten de anlaşılacağı gibi ön yüz oturmalarının analizlerle genellikle uyum içinde olduğu görülmektedir. Uyumsuzlukların barajın homojen olmamasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Baraj gövdesinde hesaplanan oturma değerlerini, inklonometrelerden alınan ölçümlerin sağlıklı olması nedeniyle karşılaştırmak mümkün olmamıştır. Beklenildiği gibi maksimum oturma baraj gövdesinin ortalarındadır, ve maksimum oturmanın değeri A1 kesiti için yaklaşık 110 mm ve A2 kesiti için 145 mm'dir.



Şekil 5: İnşaat sonu durumu için ekstensometre değerlerinin karşılaştırılması

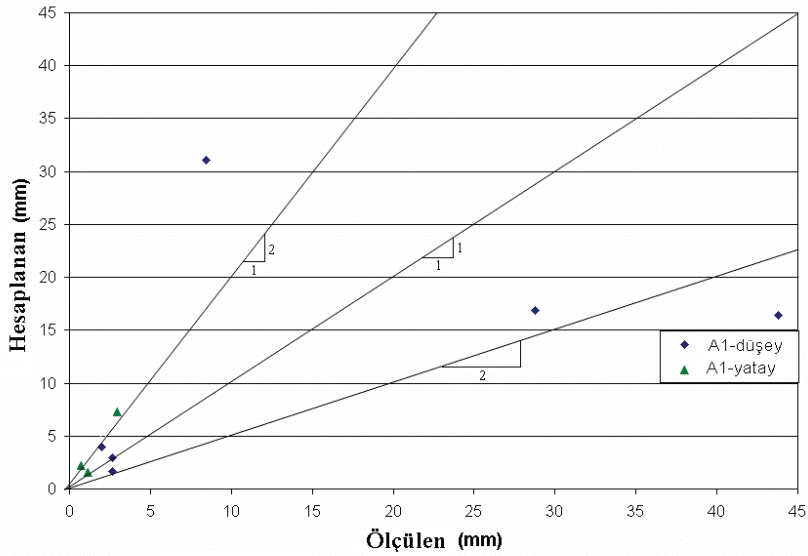
Ayrıca inşaat sonundaki ölçülen toplam gerilmeler de hesaplanan değerlerle karşılaştırılmıştır (Şekil 6). Okunan değerlerle analiz sonuçları genel olarak birbirine yakındır. Fakat bazı ölçüm aletlerinin okumalarında hata olduğu düşünülmektedir, bu aletlerde okuma değerleri analiz değerlerinden oldukça azdır, ayrıca aynı kotta bulunan diğer ölçümlerle kıyasladığımızda da okunan değerlerin aynı kotta bulunan diğer değerlerden az olduğu görülmüştür. Bu aletlerdeki hatalı okumaların, inşaat sırasında ölçüm aletinin üzerindeki dolgu malzemesiyle ölçüm aleti arasında tam temas sağlanamamasından kaynaklandığı veya aletlerin kalibrasyonlarının hatalı yapıldığı düşünülmektedir.



**Şekil 6: İnşaat sonu durumu için toplam gerilme değerlerinin karşılaştırılması**

### Rezervuar Dolum Sonrası Durumu:

Rezervuar dolum sırasında oluşan deformasyonları hesaplamak için de ayrıca analiz yapılmıştır. Bu aşamada deformasyonlar daha çok barajın memba kısmında oluşmaktadır. ve barajın ön yüzündeki geçirimsiz membranın performansını etkileyebilmektedir (Khalid v.d., 1990). Rezervuar dolumundan sonra okunan ekstensometre değerleri hesaplanan değerlerle karşılaştırıldığı zaman bunların birbirine inşaat sonu için hesaplananlar kadar yakın olmadığı görülmüştür (Şekil 7). Hesaplanan maximum oturma perde duvarının yakınında olup 70 mm civarındadır.



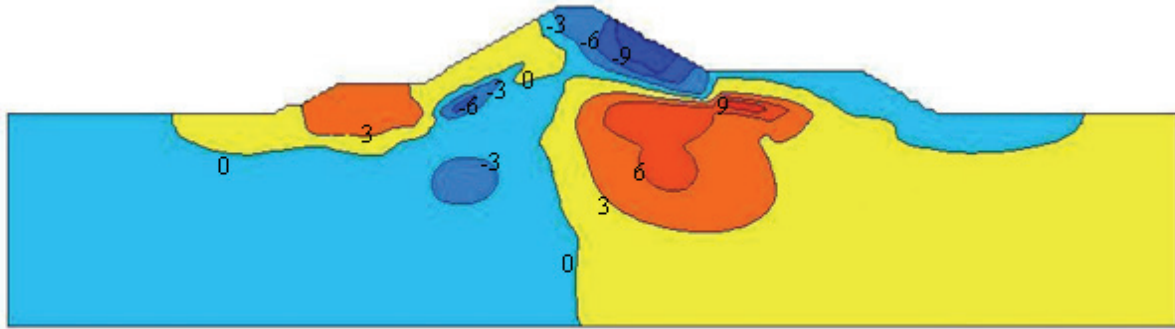
**Şekil 7: Rezervuar dolum sonrası durumu için ölçülen ve hesaplanan ekstensometre değerlerinin karşılaştırılması.**

Analiz sonucu bulunan toplam gerilmeler inşaat sonunda olduğu gibi su tutma aşamasında da okunan değerlerle uyum içindedir. Su tutma aşamasından sonra oluşan gerilmeleri, inşaat sonu durumuyla kıyasladığımız zaman memba tarafında bulunan toplam gerilme ölçerlerde su yükünden dolayı artış görülmektedir, fakat bu artış mansap kısmında bulunan ölçüm aletlerini fazla etkilememiştir.

### Hesaplanan Deplasman ve Gerilme Konturleri:

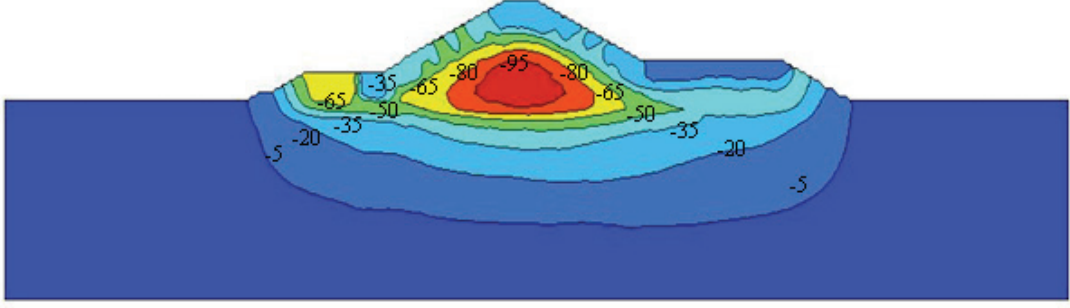
A1 kesiti için hesaplanan yatay ve düşey deplasmanlar, düşey ve kesme gerilmeleri inşaat sonu durumu için Şekil 8-11' de su tutma sonu durumu için Şekil 9-12' de sırasıyla verilmiştir. “-“ değeri düşey deplasmanlar için oturmayı, yatay deplasmanlar için membaya doğru hareketi temsil etmektedir. Gerilmeler de ise “-“ değeri basıncı ifade etmektedir.

İnşaat sonu durumu için deplasmanların ve gerilmelerin baraj eksenine göre simetrik olması beklenir [4]. Bu beklenti yatay deplasman konturlerinde pek sağlanamasa da düşey deplasman, düşey ve kesme gerilme konturler için geçerlidir. Şekil 9'daki düşey deplasman konturlerine baktığımız zaman maksimum oturmanın baraj gövdesinin ortalarında olduğu gözlenmektedir. Maksimum düşey gerilme ise baraj modelinin en altında olup değeri 1974 kPa'dır (Şekil 10). Kesme gerilmesi Şekil 11'den de görülebileceği gibi baraj ekseninde “0” olup, memba ve mansap yüzeylerine doğru artmaktadır.

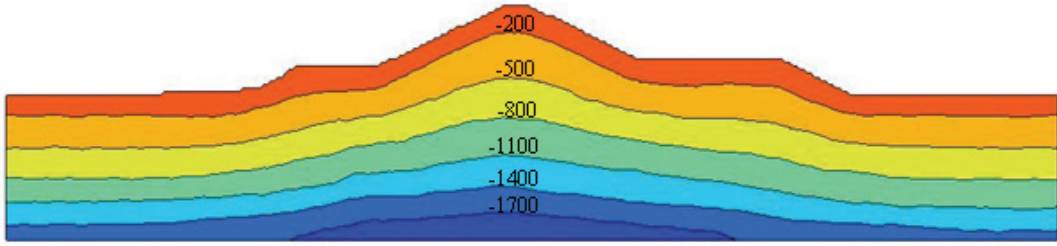


Şekil 8: İnşaat sonu durumu için yatay deplasman konturleri

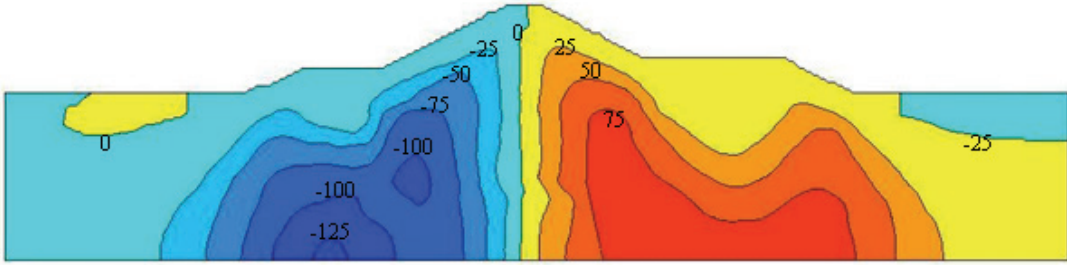




**Şekil 9: İnşaat sonu durumu için düşey deplasman konturleri**



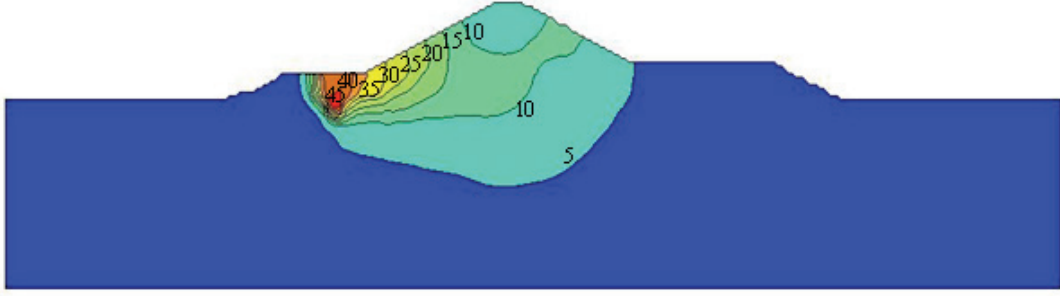
**Şekil 10: İnşaat sonu durumu için düşey gerilme konturleri**



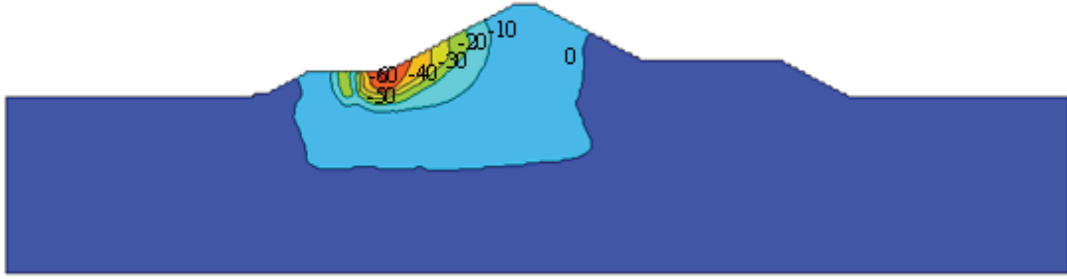
**Şekil 11: İnşaat sonu durumu için kesme gerilmesi konturleri**

Su tutma sonu durumu için maksimum su kotu 96 m'dir. Yatay ve düşey deplasman konturleri incelendiği zaman tüm baraj gövdesinde ve baraj gövdesi altındaki zeminde mansaba doğru bir hareket gözlenir (Şekil 12- 13). Bu hareketin perde duvarın olduğu bölgelerde yoğunlaştığı ve mansap yüzüne doğru azaldığı görülmüştür. Maksimum yatay ve düşey deplasman sırasıyla yaklaşık 50 ve 70 mm'dir. Su tutma durumu için hesaplanan düşey gerilmeler inşaat sonu için hesaplananlarla karşılaştırıldığında zaman barajın memba tarafındaki değerlerinin arttığı, mansap değerlerinin ise su yükünden fazla etkilenmediği gözlemlenmiştir (Şekil 14). Su tutma sonrası kesme gerilmeleri incelendiği zaman ise asfalt yüzeye uygulana su

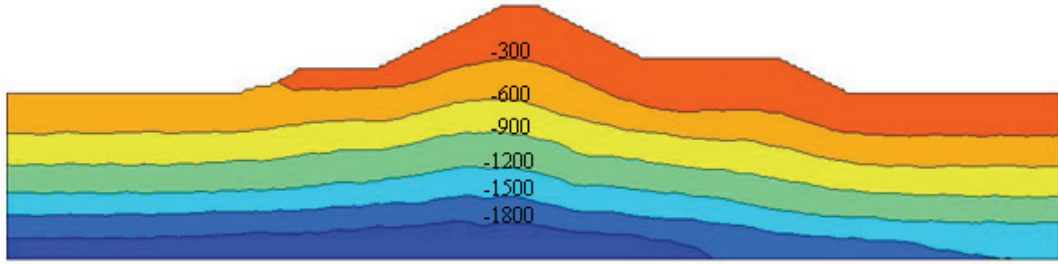
yükünün mebadaki negatif değerleri azalttığı ve mansaptaki pozitif değerleri arttırdığı görülmüştür (Şekil 15).



**Şekil 12: Su tutma sonu durumu için yatay deplasman konturleri**

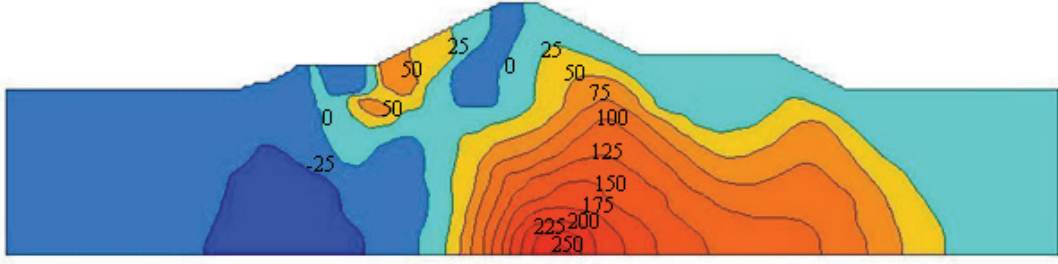


**Şekil 13: Su tutma sonu durumu için düşey deplasman konturleri**



**Şekil 14: Su tutma sonu durumu için düşey gerilme konturleri**





**Şekil 15: Su tutma sonu durumu için kesme gerilmesi konturleri**

## SONUÇ

Bu çalışmada, Muratlı Barajı'nın Plaxis programıyla iki boyutlu analizi yapılmıştır. Malzeme modeli olarak zeminin gerçekte olan davranışına en yakın olan sertleşen zemin modeli seçilmiştir. Model parametrelerinin ön değerlerinin seçiminde daha önce yapılmış olan çalışmalardan faydalanılmıştır. Yapılan çalışmalarda ölçüm sonuçlarıyla, analiz sonuçları inşaat sonu ve rezarvuvar dolun aşamaları için karşılaştırılmıştır.

İnşaat sonu için baraj gövdesi içerisinde hesaplanan maksimum oturma A1 kesiti için 110 mm olup gövdenin ortasına karşılık gelmektedir. Maksimum oturma gerçekleştiği yer daha önce yapılan çalışmalarla uyumludur [5]. Bu değer su tutma aşaması için 70 mm hesaplanmıştır. Yerleştirilmiş olan dört inklonometrenin hiç birinden sağlıklı ölçüm alınamadığından barajın oturma davranışı hakkında analiz sonuçları ile hesaplanan değerler karşılaştırılarak kapsamlı bir yorum yapmak mümkün olmamıştır. İnklonometrelerden sağlıklı oturma ölçümü elde edilemediğinden sadece ekstensometre ölçümleri değerlendirilmiştir. Bu örnekten anlaşıldığı üzere, ölçüm aletlerinin sadece yerleştirilmesi değil inşaat sırasında korunmasının ve düzenli ve sağlıklı ölçüm alınmasının da önemi ortaya çıkmaktadır.

## KAYNAKLAR

1. Schanz, T., Vermeer, P. A. and Bonnier, P. G., "The Hardening Soil Model: Formulation and Verification", Beyond 2000 in Computational Geotechnics-10 Years of Plaxis, Balkema, Rotterdam, 1999.
2. Lollino, P., Cottechia, F. and Zdravkovic, L., "Numerical Analysis and Monitoring of Pappadai Dam", Can. Geotech. J., 42, 2005, 1631-1643.

3. Clough, R. W., and Woodward, R. J., “Analysis of Embankment Stresses and Deformations”, J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 93, SM4, 1967, 529-549.
4. Khalid, S., Singh, B., Nayak, G. C., and Jain, O. P., “Nonlinear Analysis of Concrete Face Rockfill Dam”, J. Geotech. Engrg., ASCE, 116, 5, 1990, 822-837.
5. Özkuzukıran, R.S.,”Settlement Behaviour of Concrete Faced Rockfill Dams: A Case Study”, MS Thesis in Civil Engineering, METU, 2005.

# ZEMİNLERİN MİKRO YAPILARI ÜZERİNE

Dr. Ali Fırat Çabalar  
Gaziantep Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Gaziantep,

## Özet

Yapılan araştırma için mika ve Leighton Buzzard kumları farklı oranlarda karıştırılarak numuneler hazırlanmış, ve daha sonra bu numuneler üzerinde konsolidasyon ve üç eksenli basınç deneyleri uygulanmıştır. Konsolidasyon deneyleri, mika oranı arttıkça numunelerin sıkıştırılabilirliğinin arttığını göstermiştir. Üç eksenli basınç deney aletinde yapılan deneyler de yine mika oranına bağlı olarak sonuçların önemli oranda değiştiğini göstermiştir. Ayrıca çalışmada elektron mikroskop görüntüsü de verilerek kullanılan iki malzeme arasındaki tane yapısı farklılıklarının daha detaylı olarak görülmesi sağlanmıştır. Yapılan çalışmanın mikroyapısal özelliklerin zemin malzemelerinin davranışı üzerindeki etkilerini araştıran daha sonraki çalışmalara katkı yapacağı düşünülmektedir.

## 1. Giriş

Yer kabuğunu oluşturan zemin malzemeleri kaya ve toprak olmak üzere iki gruba ayrılabilir. Bu iki grup arasındaki sınır hakkında farklı yorumlar olmasına rağmen, ‘toprak’ genellikle elle kolayca ayrışabilen zemin grubu olarak tanımlanır ve sıvı, gaz ve katı parçacıklardan oluşur. Bu üç elemanın birbirleriyle olan ilişkisi bu malzemelerin mühendislik özelliklerini etkiler. Ancak zemin davranışlarını yalnız bu üç eleman arasındaki ilişki ile tamamen anlamak mümkün gözükmemektedir. Örneğin, jeolojik zaman süresince daha önce zemin numunelerinin maruz kaldığı gerilme numunelerin bugünkü yapısını etkileyebilir, bu ise o zeminlerin davranışı üzerinde etkilidir (Collins and McGown, 1974, Cotecchia and Chandler, 1995, Chandler, 2000). Buna ilaveten, zemin tanelerinin büyüklük ve şekilleri ile zemin taneleri arasındaki boşluklardaki sıvı ve gaz, ayrıca kimyasal ve biyolojik bileşikler de zeminlerin mekanik özelliklerini etkilemesi muhtemel olan diğer faktörlerdir.

Kaya ya da toprak tanımlamasına uymayan yumuşak kayalar ise her iki grubun özelliklerini aynı anda taşıyabilmekte ve bu iki grup arasındaki üçüncü bir grup olarak tanımlanabilmektedir. Bu gruptaki zemin örnekleri için yalnızca bir yönden yapılacak tanımlamalar yanlış ya da eksik tanımlamalar olacaktır. Bu yüzden, bu tür zeminlerde yapılan çalışmalar için iki farklı bakış açısı kullanılması faydalı olabilir (Johnston and Novello, 1993).

Literatürdeki birçok çalışma doğadaki birçok toprak ve yumuşak kaya örneklerinin, zemin taneleri arasındaki bağlanmadan dolayı, mikroyapısal farklılıklara sahip olduklarını göstermektedir (Leroueil and Vaughan 1990, Burland, 1990, Clayton and Serratice 1993, Liu and Carter, 1999, Malandraki and Toll, 2001). Geniş ölçüde kabul gören tanımlamasıyla mikroyapısal özellikler; zemin tanelerinin karakteristikleri, birbirlerine göre pozisyonları ve taneler arasındaki çekim kuvveti olarak bilinmektedir (Mitchell, 1976).

Mikroyapısal özellikler dikkate alınmadan zemin davranışı üzerine yapılan laboratuvar ortamındaki çalışmalar eksik olarak nitelendirilebilir. Çünkü arazideki zeminler laboratuvar ortamında hazırlanan zeminlerden farklı özellikler gösterebilir (Burland, 1990, Cuccovillo and Coop, 1999). Burland (1990), mikroyapısal özelliklerin anlaşılmasının en iyi yolu olarak, laboratuvar ortamında hazırlanmış numuneler ile araziden alınmış örselenmemiş numunelerin kıyaslanmasını önermektedir. Mikroyapısal özellikleri anlamak üzere yapılan bu tür çalışmalarda takip edilebilecek iki temel yol gözükmektedir. Birincisi, araziden yüksek kalitede örselenmemiş numuneler almak, diğeri de laboratuvar ortamında zemin taneciklerinin birbirlerine yapay yollardan bağlanmasını sağlamaktır. Günümüzde, yüksek kalitede örselenmemiş numuneler almak için bazı metotlar olmasına rağmen (Sherbrooke ve Laval gibi), bu metotların bile zeminlerin mikroyapısal özelliklerini kaybetmesine engel olamayacağı bilinmektedir (Clayton ve diğ., 1992, ve Hight ve diğ., 1992). Diğer taraftan, literatürdeki yapay bağlanma teknikleri ise yine bazı hatalara neden olabilmektedir. Çünkü bu teknikler efektif gerilmenin olmadığı şartlarda hazırlanmakta ve daha sonra deneye tabi tutulmaktadır ki, bu durum doğada rastlanılan gerçek jeolojik basamakları temsil etmemektedir.

Yukarıda kısaca dikkate sunulan bazı literatür bilgileri ışığında, bu çalışmada zeminlerin mikro yapılarına bir örnek teşkil etmek amacıyla farklı tane özelliklerine sahip zemin karışımları üzerine yapılan bir araştırma sunulmaktadır. Çalışmada farklı yüzdelerdeki mika ve Leighton Buzzard kumu karışımları üzerinde konsolidasyon hücresi ve üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Ayrıca yapılan elek analizi ve alınan SEM görüntüleri ile kullanılan her iki malzemenin büyüklük ve şekil özellikleri detaylı olarak tanımlanmıştır. Zeminlerin farklı özellikteki tanelerden oluşmasına rağmen devamlı bir bütün olarak değerlendirildikleri düşünüldüğünde, burada sunulan çalışmanın deformasyon modülü, sıkışabilirlik, geçirgenlik ve mukavemet gibi zeminlerin mühendislik parametrelerini detaylı olarak açıklayabilecek tane mekaniği hakkındaki araştırmalara katkı yapacağı ümit edilmektedir.

## 2. Deneysel Çalışma

Çalışmada iki farklı deney aleti kullanılmıştır. Bunlardan biri, TS 1900, ASTM D 2435, ve BS 1377 şartlarına göre imal edilmiş olan konsolidasyon aletidir. Diğeri ise, 100 mm çaplı Wykeham Farrance üç eksenli basınç deney aletidir.

Yapılan deneylerin amacı farklı yüzdelerdeki mika numunelerinin Leighton Buzzard kumunun davranışı üzerine etkilerinin araştırılmasıdır. Çalışmada farklı karışım oranlarındaki zemin örnekleri suya doymun numuneler elde etmek için yeterli miktardaki su ile karıştırıldı. Bu şekilde hazırlanan numuneler hiçbir sıkıştırma işlemi uygulanmadan konsolidasyon hücresine ya da üç eksenli basınç hücresine çok ince tabakalar halinde yerleştirildiler. Bu method zemin tanelerinin her bir numunenin kendi içinde ayrışarak homojen olmayan bir yapı kazanmasını önlemek için takip edilmiştir.

Konsolidasyon hücresine yerleştirilen numuneler günlük yük artırımlarına maruz bırakılmıştır. Her gün sonunda uygulanan yük miktarı bir önceki günün iki katı olacak şekilde ayarlanmıştır. Burda yapılan deneyler %5, %10, %15 ve %20 mika karışımlarındaki numuneler ile farklı yoğunluklardaki Leighton Buzzard kumu örneklerinin kıyaslamasını göstermektedir.

Numuneler üç eksenli basınç hücresine hiçbir sıkıştırma uygulanmadan yerleştirildikten sonra, numunelerin çevresine yerel gerilme ölçümleri için LVDT'ler yerleştirilmiştir. Bunlar çok küçük seviyedeki gerilme değerlerinin hesaplanmasında kullanılan, *RDP Electronics Ltd.* tarafından üretilen ve  $\pm 1$ mm lineer ölçüm aralığına sahip oldukça hassas ölçüm cihazlarıdır. LVDT'lerin yerleştirilmesinden sonra hücre, havası alınmış su ile doldurulup, numunelerin 400 kPa çevre basıncına ve 300 kPa boşluk suyu basıncına en az 24 saat süreyle maruz bırakılarak konsolide olmaları sağlanmıştır. Bu süre sonunda ise deney uygulanmaya başlanmıştır.

Deneylerden kullanılan Leighton Buzzard kumu BS 1881-131:1998 standartlarına uygun olarak *The David Ball Group, Cambridge, U.K* tarafından sağlanmaktadır. Kuma ait özgül ağırlık, minimum ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkları sırasıyla 2.65, 1.48 g/cm<sup>3</sup> ve 1.74 g/cm<sup>3</sup> olarak tespit edilmiştir. Bu kuma ait elek analizi sonuçları malzemenin 0.6 mm ile 1.1 mm arasında değiştiğini göstermektedir. 52mm ile 102 mm arasında değişen mika taneleri ise *Dean and Tranter Ltd.* tarafından sağlanmıştır.

### **3. Araştırma Bulguları ve Tartışma**

Şekil 1 ve 2 kullanılan malzemelere ait elek analizi sonuçlarını ve elektron mikroskop (SEM) görüntüsünü vermektedir. Kullanılan her iki malzeme de aynı şekil üzerinde verilerek bunlar arasında kıyaslama yapılması sağlanmıştır. Bu iki malzeme arasındaki fark hem elek analizi sonuçlarından ve hem de SEM sonuçlarından açık bir şekilde görülmektedir. Elek analizi sonuçlarından tane büyüklükleri arasında önemli ölçüde bir fark görülmektedir. Buna ilaveten, SEM görüntülerinden de görüldüğü gibi, bu iki malzeme tane yapıları birbirinden çok farklı iki malzemedir. Mika kumu tanecikleri ince ve yassı bir görünümde olmasına rağmen, Leighton Buzzard Kumu tanecikleri bu şekil yapısından oldukça farklıdır.

Şekil 3 ve 4'te görüldüğü gibi, Leighton Buzzard Kumuna karıştırılan mika kumu miktarı arttıkça sonuçlar da değişmektedir. Yalnızca Leighton Buzzard Kumu ile yapılan deneyde kum tanecikleri arasında, belli bir basınç değerinden sonra, ayrışma gözlemlenmiştir. Diğer taraftan, mika ile karıştırılarak deneye tabi tutulan numunelerde, mika miktarı arttıkça, tanecikler arasındaki ayrışma yerini sıkışmaya bırakmaktadır. Bunun nedeni Leighton Buzzard Kum taneleri arasındaki mika kum tanelerinin olduğu düşünülmektedir. Çalışmada elden edilen ve Şekil 3 ile 4'te verilen sonuçlar daha önceki çalışmalarla (Gilboy, 1928, Mundegar, 1997, Hight et al., 1999, Geogiannaou, 2006) benzerlikler göstermektedir.

### **4. Sonuçlar**

Konsolidasyon deneylerinden elde edilen bulgular ışığında, daha küçük ve düz tanelerden oluşan bir malzeme olan mikanın bir kum örneği olan Leighton Buzzard'a katılmasının malzemenin sıkıştırılabilirliğinin artmasına neden olduğu gözlemlenmiştir. Üç eksenli basınç deneyleri ise tipik bir kum örneği olan Leighton Buzzard taneleri arasındaki ayrılmanın, eklenen mika kum taneleri ile birlikte yerini sıkışılabilirliğe bıraktığını göstermiştir.

### **5. Teşekkür**

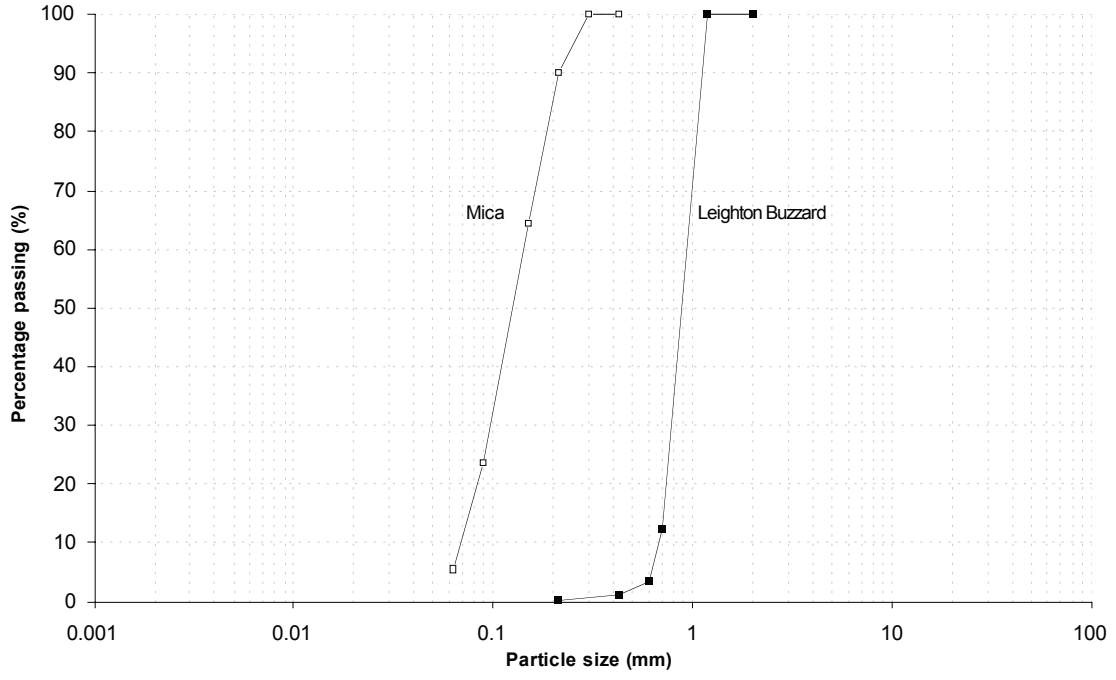
Sonuçları verilen deneysel çalışmalar Southampton Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarında yapılmıştır. Yazar, sonuçların değerlendirilmesindeki yardımlarından dolayı Prof. Chris Clayton'a teşekkür eder.

### **6. Kaynaklar**

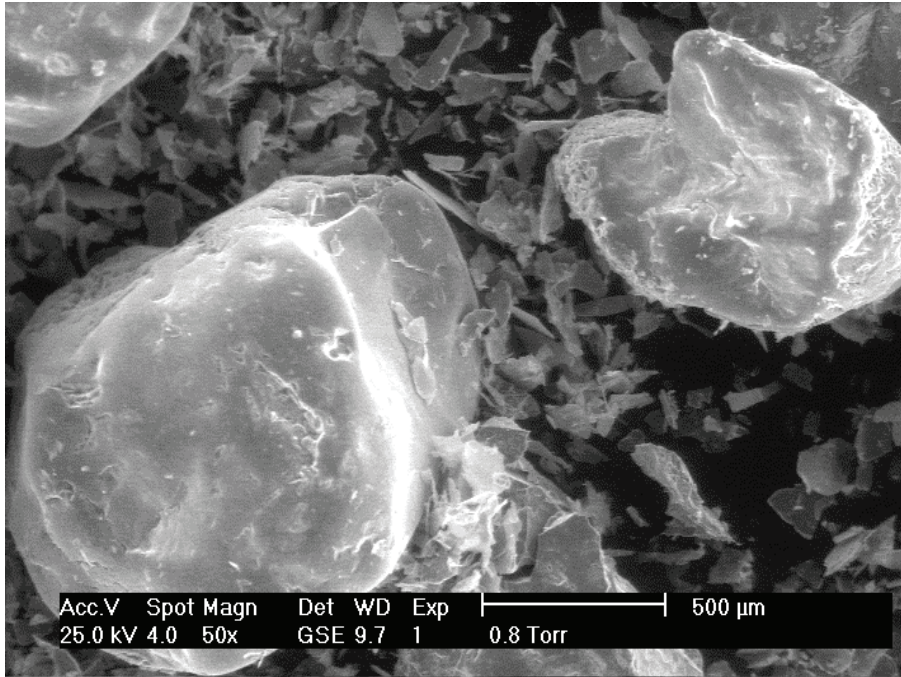
Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, Vol. 40, No. 3, 329-378.

- Chandler, R. J. (2000). Clay sediments in depositional basins: the geotechnical cycle. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, Vol. 33, 7-39.
- Clayton, C.R.I., Theron, M., and Vermeulen, N.J. (2004). The effects of particle shape on the behaviour of gold tailings. *Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference*, Thomas Telford, London, UK.
- Clayton, C. R. I. and Serratrice, J. F. (1993). The mechanical properties and behaviour of hard soils and soft rocks. In *Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks* (A. Anagnostopoulos et al., eds), Athens, Greece, Balkema: Rotterdam, 1839-1877.
- Clayton, C. R. I., Hight, D. W., and Hopper, R. J. (1992). Progressive destructuring of Bothkennar clay: implications for sampling and reconsolidation procedures. *Géotechnique*, Vol. 42, No. 2, 219-240.
- Collins, K. and McGown, A. (1974). The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique*, Vol. 24, No. 2, 223-254.
- Cotecchia, F. and Chandler, R.J. (1995). Geotechnical properties of the Pleistocene clays of the Pappadai Valley, Taranto, Italy. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 28, 5-22.
- Cuccovillo, T. and Coop, M.R. (1999). On the mechanics of structured sands. *Géotechnique*, Vol. 49, No. 6, 741-760.
- Georgiannou, V. N. (2006). The undrained response of sands with additions of particles of various shapes and sizes. *Geotechnique* 56, No. 9, 639- 649.
- Gilboy (1928). The compressibility of sand-mica mixtures. *Proc. ASCE*, Part I, February, pp. 555-568.
- Hight, D.W., Boese, R., Butcher, A.P., Clayton, C.R.I. and Smith, P.R. (1992). Disturbance of Bothkennar clay prior to laboratory testing. *Géotechnique*, Vol. 42, No. 2, 199-218.
- Leroueil, S. and Vaughan, P.R. (1990). The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique*, Vol. 40, No. 3, 467-488.
- Liu, M.D. and Carter, J.P. (1999). Virgin compression of structured soils. *Géotechnique*, Vol. 49, No. 1, 43-57.
- Malandraki, V. and Toll, D.G. (2001). Triaxial tests on weakly bonded soil with changes in stress path. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No. 3, March, 2001, 282-291.
- Mundegar, A.K. (1997). An investigation into the effects of platy mica particles on the behavior of sand. MSc Thesis, Imperial College, London, UK.
- Mitchell, J.K. (1976). *Fundamentals of Soil Behaviour*. John Wiley & Sons, Inc. Printed in the United States of America.
- Oda, M. (1972). Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material. *Soil Foundations*, Vol. 12, 1, pp. 17- 37.
- Terzaghi, K. (1925). Principles of soil mechanics: V- Physical differences between sand and clay. *Engineering News Records*, Vol. 95, No. 23, pp. 912-915.
- Vermeulen, N. J. (2001). The compressibility of Gold Tailings. PhD Thesis, University of Pretoria, South Africa.



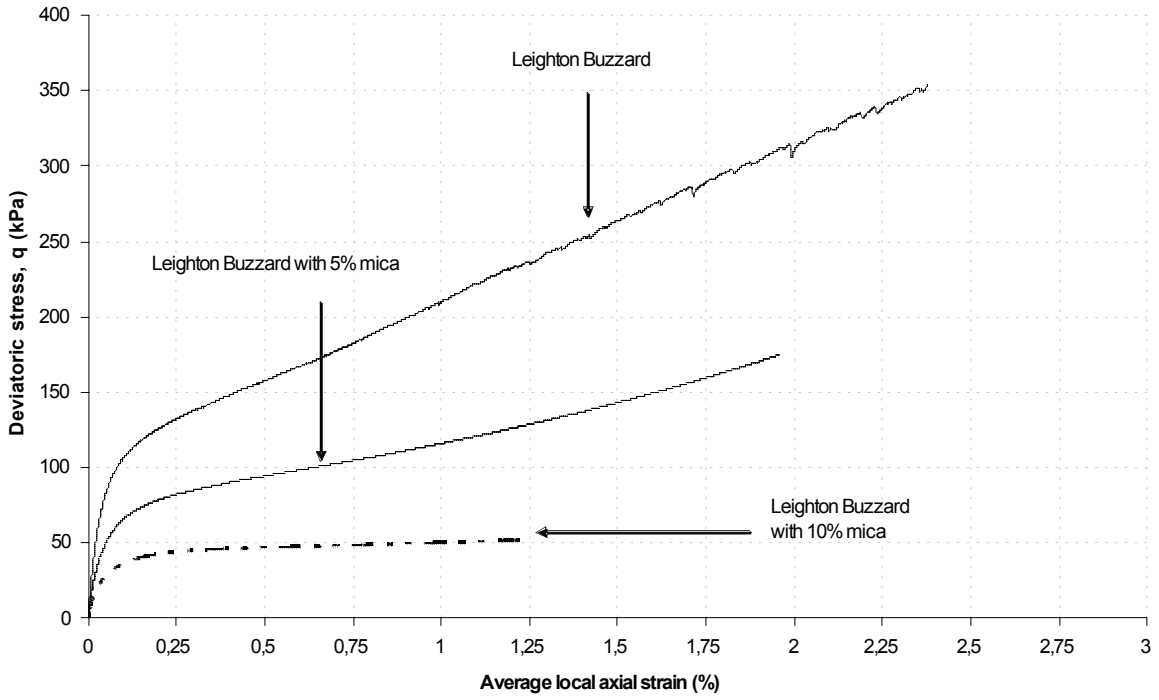
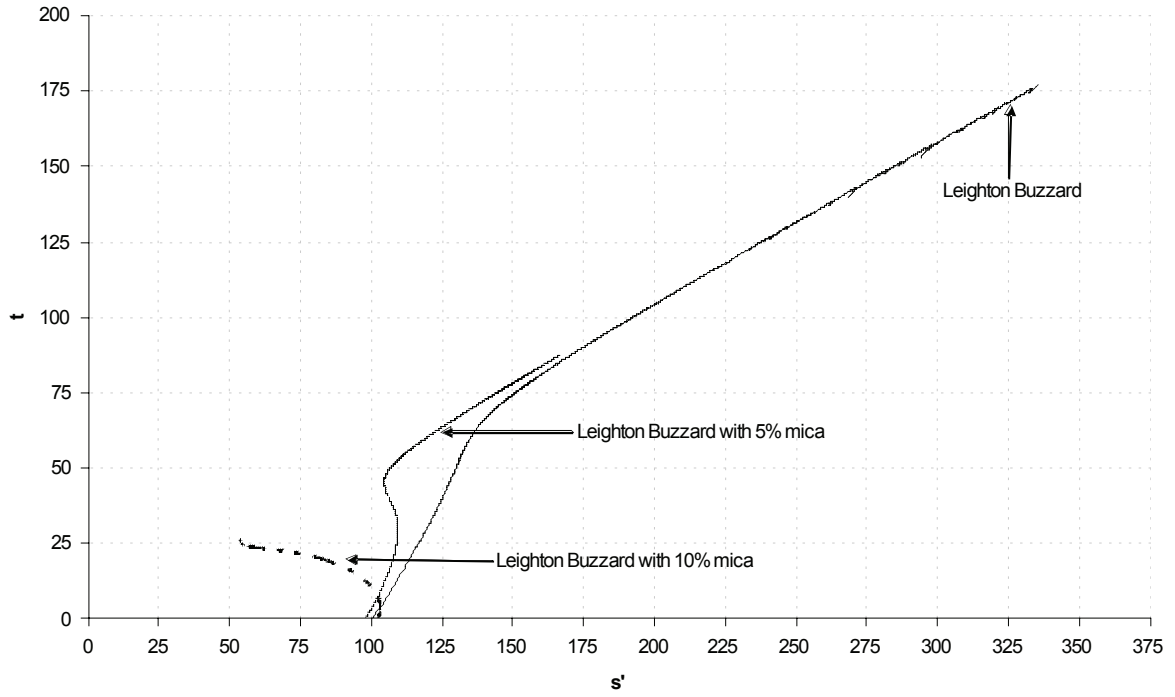


Şekil 1 Leighton Buzzard ve mika kumları için elek analizi sonuçları.

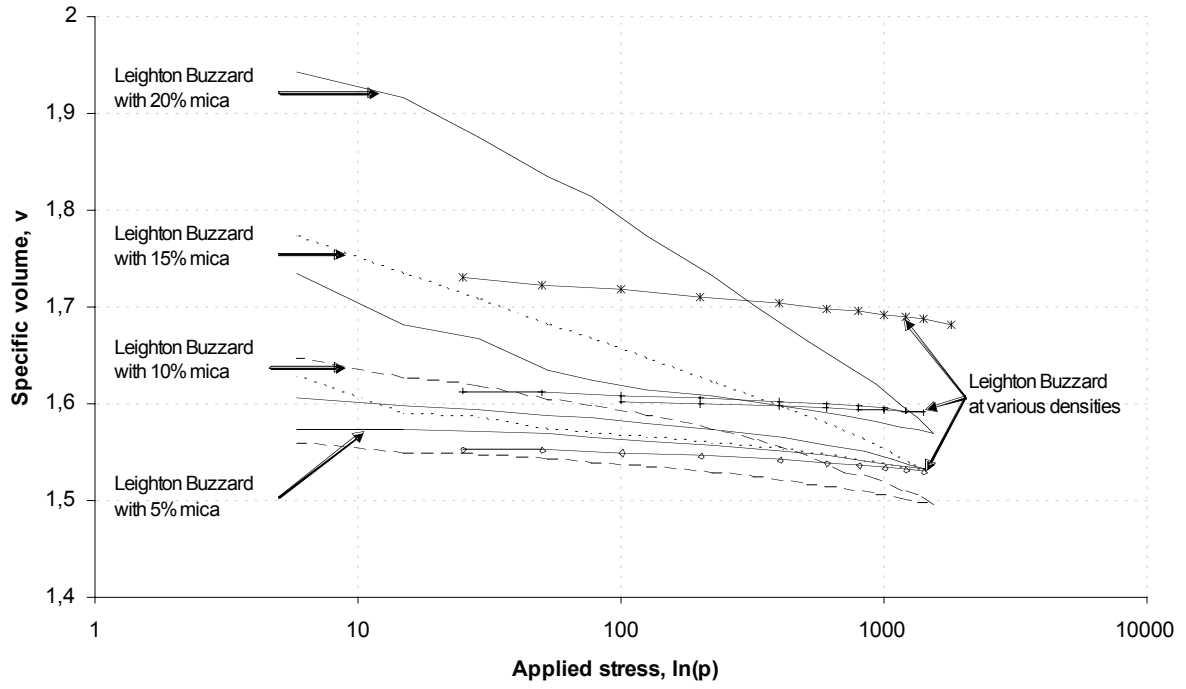


Şekil 2. Leighton Buzzard-mika karışımını gösteren bir elektron mikroskop (SEM) görüntüsü.





Şekil 3. Üç eksenli basınç deneyi sonuçları (a). MIT stress space (b) deviatoric stres.



Şekil 4. Konsolidasyon deneyi sonuçları

# KİLLİ BİR ZEMİNDE DÜZLEMSEL ANİZOTROPİK ELASTİK PARAMETRELERİN SAPTANMASI

Taha TAŞKIRAN M. Arslan TEKİNSOY ve Cafer KAYADELEN

(Ç.Ü İnşaat Mühendisliği Bölümü Adana Türkiye)

## 1. GİRİŞ

Zeminlerin birçoğu, yatay yönde çok geniş bir yayılıma sahip alanlar üzerinde birikirler ve birikimi izleyen safhada ise çoğunlukla tek eksenli deformasyon yapmaya başlarlar. Meydana gelen bu tek yönlü konsolidasyon, kil dokularının, danelerin veya her ikisinin de yatay düzlem üzerinde konumlanarak zeminin dispers bir yapı kazanmasına neden olur. Bunun sonucu olarak zeminler, yatay ve düşey yönlerde farklı farklı malzeme özellikleri kazanırlar ve izotrop olarak tanımlanan kabullerden sapma gösterirler. Tek bir simetri eksenine sahip, farklı anizotropi türleri, zemin mekaniği literatüründe “düzlem anizotropi” (transversely isotropic, cross-anisotropy) olarak adlandırılmıştır (1). Zeminlerin düzlemsel anizotropik malzemeler olduğunu gösteren çok sayıda araştırma bulunmaktadır (2, 3, 4)

Zeminlerin izotrop malzemeler kabul edilerek mühendislik problemlerinin ele alınması oldukça yaygın bir yaklaşımdır. Gerek kullanım kolaylıkları ve gerekse daha az parametreye ihtiyaç duymaları nedeni ile bu çözümler, yaygın kabul görmüşlerdir. Oysaki zeminler üzerinde yapılan araştırmalar zeminlerin anizotrop malzeme olarak modellenmelerinin daha gerçekçi ve ekonomik avantaj sağladığını ortaya koymuştur. Bu nedenle zeminlerin anılan şekilde modellenmeleri ile, mühendislik problemlerinin yeniden ele alınması birkaç onyıl dan beri giderek artan bir eğilim olarak ortaya çıkmaktadır.

Öte yandan, zeminlerde düzlemsel anizotropik davranışın tam olarak tanımlanması için beş bağımsız elastik sabite ihtiyaç duyulmaktadır. Bu parametrelerin ölçülmesi ise bu tip zeminler ile ilgilenirken en temel noktayı teşkil etmektedir. Anizotropik parametrelerin elde edilmesine yönelik yeni deneysel süreç ve teknikler ve mevcut tekniklere dayanılarak geliştirilen yeni teorik analizler hala sürmektedir.

Beş bağımsız elastik sabit, laboratuvarlarda rutin deneylerde kullanılan deney düzenekleri ile elde edilememekte ve gelişmiş deney düzeneklerine ihtiyaç duyulmaktadır. Bu çalışma kapsamında, zemin numunesi üzerine belirli sabit gerilme izi ( $\frac{\Delta q}{\Delta p} = \text{sabit}$ ) uygulayabilen ve yükün kontrol edilebildiği yeni bir düzenek kullanılarak, yük kontrollü üç eksenli basınç deneyleri gerçekleştirilmiş ve Tarsus/Yenice kiline ait anizotropik elastik sabitler, Graham ve Houlsby, 1983 (5) tarafından önerilen yöntem takip edilerek elde edilmiştir.

## 2. Zeminlerin Anizotropik Elastik Davranışı ve Anizotropi'nin Ölçülmesi

Bu bölümde; zeminlerin anizotropik elastisitesi hakkında bilgiler verilmiş ve anizotropik elastik parametrelerin elde edilmesine yönelik, farklı deneysel ve kuramsal yöntemler tanıtılmaya çalışılmıştır.

## 2.1. Anizotropik Elastisite

Düzlemsel anizotropiye sahip, lineer elastik bir malzeme için, efektif gerilme ve deformasyon artımları arasındaki ilişki, Love, 1927 (6) tarafından matris formunda, aşağıdaki gibi verilmiştir.

$$\begin{bmatrix} \delta\epsilon_{XX} \\ \delta\epsilon_{YY} \\ \delta\epsilon_{ZZ} \\ \delta\epsilon_{YZ} \\ \delta\epsilon_{ZX} \\ \delta\epsilon_{XY} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_h & \nu_{hh}/E_h & \nu_{vh}/E_v \\ -\nu_{hh}/E_h & 1/E_h & -\nu_{vh}/E_v \\ -\nu_{vh}/E_h & -\nu_{hv}/E_h & 1/E_v \\ & & \\ & & \\ & & \\ & & \end{bmatrix} \frac{1}{G_{hv}} \begin{bmatrix} 1 \\ \\ \\ \\ \\ \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \delta\sigma'_{xx} \\ \delta\sigma'_{yy} \\ \delta\sigma'_{zz} \\ \delta\tau_{yz} \\ \delta\tau_{zx} \\ \delta\tau_{xy} \end{bmatrix} \quad (1)$$

Denklem (1)'de yer alan parametreler için; z düşey, x ve y yatay doğrultuları göstermek üzere,

$E_v$  : Düşey elastik modül (z doğrultusu)

$E_h$  : Yatay elastik modül (x ve y doğrultularındaki)

$\nu_{vh}$  : Düşey doğrultudaki gerilme nedeniyle yatay doğrultudaki Poisson oranı

$\nu_{hv}$  : x-y düzlemindeki gerilme nedeniyle düşey doğrultudaki Poisson oranı

$\nu_{hh}$  : x ve y düzlemindeki gerilme nedeniyle, x-y düzlemindeki Poisson oranı

$G_{hv}$  : z-x ve z-y düzlemindeki kayma modülü

$G_{hh}$  : x-y düzlemindeki kayma modülü

Elastik sabitler arasında, simetriden dolayı, aşağıdaki ilişkiler de geçerlidir. Bu ilişkilerden dolayı, bağımsız elastik parametre sayısı beşe indirgenmektedir.

$$\frac{\nu_{vh}}{E_v} = \frac{\nu_{hv}}{E_h} \quad (2)$$

$$G_{hh} = \frac{E_h}{2(1 + \nu_{hh})} \quad (3)$$

## 2.2. Anizotropi'nin Üç Eksenli Deneyler İle Araştırılması

Üç eksenli basınç deneyleri ile; beş bağımsız elastik sabitin, doğrudan bulunması imkansızdır. Düzlem anizotrop malzeme kabul edilecek bir zemin örneği üzerinde, üç eksenli basınç deneyinin gerçekleştirilmesi halinde, örnek üzerinde herhangi bir kayma gerilmesi

$(\tau_{yz}, \tau_{zx}, \tau_{xy})$  uygulanamayacağı için, herhangi bir kayma deformasyonu da  $(\gamma_{yz}, \gamma_{zx}, \gamma_{xy})$  ölçülemez. Bu nedenle; Denklem (1)' de verilen uygunluk matrisi ve bu bölüme ait parametreler, işin içine katılamayacaklarından, elde edilemezler. Üç eksenli deney koşullarında, denklem (1) aşağıdaki gibi basitleştirilebilir (1). Burada, x, y ve h sembolleri, yatay yönü ifade etmektedirler.

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_v \\ \delta \varepsilon_h \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_v} & -\frac{2\nu_{hh}}{E_h} \\ -\frac{\nu_{hh}}{E_v} & \frac{1-\nu_{hh}}{E_h} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta \sigma'_v \\ \delta \sigma'_h \end{bmatrix} \quad (4)$$

$\varepsilon_v$  = Düşey deformasyon

$\varepsilon_h$  = Yatay deformasyon

$\sigma'_v$  = Efektif düşey gerilme

$\sigma'_h$  = Efektif yatay gerilme

Özel birtakım üç eksenli deneyler gerçekleştirilerek, beş elastik bağımsız sabitten bazıları, elde edilebilir. Drenajlı koşullarda yapılacak olan, sabit çevre basınçlı ( $\delta \sigma'_h = 0$ ) ve eksenel yüklemeli üç eksenli basınç deneyi ile,  $E_v$  ve  $\nu_{vh}$  elastik parametreleri elde edilebilirler. Ancak ilave bir bilgi olmadan  $\nu_{hv}$ ,  $\nu_{hh}$  ve  $E_h$  sabitlerinin elde edilmesi mümkün değildir (1).

### 2.3. Bender Elemanlar Kullanarak Anizotropi'nin Araştırılması

Düzlem anizotropik elastik parametrelerin elde edilmesi için diğer bir yol da, üç eksenli basınç deney düzeneklerinde, bender elemanların kullanılması ile sabitlerin bir kısmının doğrudan ve bir kısmının da dolaylı olarak hesap edilmesidir.

Sismik dalga kütle hızları ve modüller arasındaki ilişki; zeminin homojen ve elastik bir ortam olduğu kabulü ile, aşağıdaki gibi verilebilir.

$$M = \rho V_p^2 \quad \text{ve} \quad G_0 = \rho V_s^2 \quad (5)$$

burada  $\rho$  ortamın yoğunluğunu,  $V_p$  basınç dalga hızını ve  $V_s$  ise, kayma dalgası hızını temsil etmektedir. Bellotti vd. (7) tarafından yapılan çalışmada, anizotropik elastik parametreleri elde etmeye yönelik, kullanılan yöntem şu şekilde açıklanmıştır:

Yatay simetri düzlemine sahip, anizotrop elastik bir malzeme için, bünye denklemi Love, 1959 (8) tarafından verildiği şekliyle aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\begin{bmatrix} \sigma_X \\ \sigma_Y \\ \sigma_Z \\ \tau_{ZX} \\ \tau_{ZY} \\ \tau_{XY} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & & & \\ C_{12} & C_{11} & C_{13} & & & \\ C_{13} & C_{13} & C_{33} & & & \\ & & & C_{44} & & \\ & & & & C_{44} & \\ & & & & & C_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_X \\ \epsilon_Y \\ \epsilon_Z \\ \gamma_{ZX} \\ \gamma_{ZY} \\ \gamma_{XY} \end{bmatrix} \quad (6)$$

Burada;

$$C_{11} = M_h \text{ (Yatay yönde sınırlandırılmış(constrained) modül)}$$

$$C_{13} = M_v \text{ (Düşey yönde sınırlandırılmış(constrained) modül)}$$

$$C_{44} = G_{vh} \text{ (Simetri düzlemini de içeren düşey kayma modülü)}$$

$$C_{66} = G_{hh} \text{ (Yatay düzleme ait kayma modülü)}$$

$$C_{12} = M_h^2 - 2G_{hh}$$

Bağımsız malzeme sabitleri olan  $C_{11}$ ,  $C_{33}$ ,  $C_{44}$ ,  $C_{66}$  ve  $C_{13}$  ün bilinmesi halinde anizotropik parametreler, aynı araştırmacılar tarafından, aşağıda verilmiştir (Not: sismik dalgalar ile modüller arasındaki ilişki için Fioravante ve Capoferri, 2001 (9) çalışmasına bakılabilir).

$$v_{hh} = \frac{C_{12}M_v - C_{13}^2}{M_h M_v - C_{13}} \quad (7)$$

$$v_{vh} = \frac{C_{13}M_h - C_{12}C_{13}}{M_h^2 - C_{12}^2} \quad (8)$$

$$v_{hv} = \frac{C_{13}M_h - C_{12}C_{13}}{M_v M_h - C_{13}^2} \quad (9)$$

$$E_v = \frac{|C|}{M_h^2 - C_{13}^2} \quad (10)$$

$$E_h = \frac{|C|}{M_v M_h - C_{13}^2} \quad (11)$$

$|C|$  teriminin değeri, aşağıdaki ifadeden elde edilebilir.

$$|C| = \begin{vmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} \\ C_{12} & C_{11} & C_{13} \\ C_{13} & C_{13} & C_{33} \end{vmatrix} \quad (12)$$

## 2.4. Graham ve Houlsby Yöntemi ile Anizotrop Elastik Parametrelerin Elde Edilmesi

Düzlem anizotrop bir malzeme için gerilme ve deformasyonlar arasındaki ilişki için aşağıda verilen eşitlik yazılabilir.

$$\begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K^* & J \\ J & 3G^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta v \\ \delta \epsilon \end{bmatrix} \quad (13)$$

Denklem (13)'deki ifadenin tersi alınarak, uygunluk matrisi cinsinden bir tanımlama yapılabilir.

$$\begin{bmatrix} \delta v \\ \delta \epsilon \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C1 & C2 \\ C2 & C3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (14)$$

Bir üç eksenli basınç deneyinde  $\delta\sigma'_{11}, \delta\sigma'_{33}, \delta\epsilon_{11}$  ve  $\delta\epsilon_{33}$  ölçümlerinden yararlanarak  $\delta p', \delta q, \delta v$  ve  $\delta \epsilon$  artımları hesaplanabilir. Bu artımların, denklem (13) de yerine konulması ile, üç bilinmeyenli iki denklem elde edilir. Bu durumda, bilinmeyenler elde edilemezler. Farklı  $\frac{\delta q}{\delta p'}$  oranına sahip, en az iki deney yapılması, anizotropik parametrelerin bulunması için asgari koşuldur. Deney sayısının ikinin üzerine çıkması durumunda, gereğinden fazla bilgi söz konusu olacaktır. Öte yandan kilin gerçek davranışının ideal koşullardan bir miktar farklı olması, deneye maruz kalan örneklerin tamamen aynı olmamaları ve deneysel ölçümlerdeki hatalar nedeniyle, deney verileri kullanılarak oluşturulan denklemlerin bir ölçüde uyumsuz olmaları söz konusu olacaktır. Bu amaçla, benzer denklem takımları kullanılarak, amaçlanan parametrelerin en olası değerlerinin elde edilmesi için, kabul gören yöntemlerden birisi de “en küçük kareler” yöntemidir.

Bu yöntemde, gerilmeler bağımsız değişken olarak kabul edilmiştir. Üç eksenli basınç deneyinden  $\delta p'$  ve  $\delta q$  ölçüm değerlerinin elde edilmesi ile, (14) numaralı denklem kullanılarak, buna karşılık gelen “hesaplanmış” hacimsel deformasyonların elde edilmesi mümkündür.

$$\delta v_c = C_1 \delta p' + C_2 \delta q \quad (15)$$

Öte yandan  $\delta p'$  ve  $\delta q$  gerilme artımlarına karşılık gelen, hacimsel deformasyon  $\delta v$  değeri ise, gerçekte deney sırasında ölçülmüştür. Hacimsel deformasyondaki bu hata  $\delta v_e$  olarak ifade edilirse, hata miktarı, aşağıdaki gibi bulunabilir.

$$\delta v_e = \delta v_c - \delta v = C_1 \delta p' + C_2 \delta q - \delta v \quad (16)$$

Benzer şekilde, hesaplanan kayma deformasyonu hatası ise, aşağıda verildiği gibi yazılabilir.

$$\delta \epsilon_e = \delta \epsilon_c - \delta \epsilon = C_2 \delta p' + C_3 \delta q - \delta \epsilon \quad (17)$$

Yapılan deneylerden bulunan deformasyon hatalarının kareleri toplamı, şu şekilde yazılabilir.

$$e = (C_1\delta p' + C_2\delta q - \delta v)^2 + (C_2\delta p' + C_3\delta q - \delta \varepsilon)^2 \quad (18)$$

Burada,  $C_1, C_2, C_3$  parametrelerinin elde edilmesi için, hataların kareleri toplamının, bilinmeyenlere göre türevlenip sıfıra eşitlenmesi gerekmektedir.

$$\frac{\partial e}{\partial C_1} = \sum 2(C_1\delta p' + C_2\delta q - \delta v)\delta p = 0 \quad (19)$$

$$\frac{\partial e}{\partial C_2} = \sum 2(C_1\delta p' + C_2\delta q - \delta v)\delta q + 2(C_2\delta p' + C_3\delta q - \delta \varepsilon)\delta p = 0 \quad (20)$$

$$\frac{\partial e}{\partial C_3} = \sum 2(C_2\delta p' + C_3\delta q - \delta \varepsilon)\delta p = 0 \quad (21)$$

Elde edilen sisteminin çözümü, aşağıda verilen matrisin çözümü olarak ifade edilebilir.

$$\begin{bmatrix} \sum \delta v \delta p \\ \sum \delta v \delta q + \delta \varepsilon \delta p \\ \sum \delta \varepsilon \delta q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum \delta p^2 & \sum \delta q \delta p & 0 \\ \sum \delta p \delta q & \sum \delta q^2 + \delta p^2 & \sum \delta q \delta p \\ 0 & \sum \delta p \delta q & \sum \delta q^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \end{bmatrix} \quad (22)$$

Daha genel bir çözüm ise, Denklem (23) olarak verilen ve  $\delta v, \delta \varepsilon$  ölçümlerine sırası ile uygulanan  $w_1$  ve  $w_2$  ağırlık katsayılarını içeren, matris çözümüdür.

$$\begin{bmatrix} \sum w_1 \delta v \delta p \\ \sum w_1 \delta v \delta q + w_2 \delta \varepsilon \delta p \\ \sum w_2 \delta \varepsilon \delta q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum w_1 \delta p^2 & \sum w_1 \delta q \delta p & 0 \\ \sum w_1 \delta p \delta q & \sum w_1 \delta q^2 + w_2 \delta p^2 & \sum w_2 \delta q \delta p \\ 0 & \sum w_2 \delta p \delta q & \sum w_2 \delta q^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \end{bmatrix} \quad (23)$$

Denklem (23) kullanılarak  $C_1, C_2, C_3$  değerleri saptanabilir. Daha sonra  $K^*, G^*$  ve  $J$ , parametreleri, aşağıda verilen eşitlikler kullanılarak hesaplanabilir.

$$K^* = \frac{C_3}{C_1 C_3 - C_2^2} \quad (24)$$

$$G^* = \frac{C_1}{C_1 C_3 - C_2^2} \quad (25)$$

$$J^* = \frac{-C_2}{C_1 C_3 - C_2^2} \quad (26)$$

Daha genel bir karşılaştırma için,  $A^*, B^*$  ve  $\alpha$  parametrelerine dönüşüm yapılabilir. Bu durumda, aşağıda verilen ifadeler yazılabilir.

$$A^* = K^* + \frac{4}{3}G^* + \frac{4}{3}J \quad (27)$$



$$\alpha = \left[ \sqrt{9 \left( K^* - \frac{2}{3} G^* + \frac{1}{3} J \right)^2 + 8 \left( 3K^* G^* - J^2 \right)} - \left( K^* - \frac{2}{3} G^* + \frac{1}{3} J \right) \right] / 2A \quad (28)$$

$$B^* = \left( K^* - \frac{2}{3} G^* + \frac{1}{3} J \right) / \alpha \quad (29)$$

İzotrop bir malzemede  $\nu = B/(A+B)$  olduğu için benzer şekilde anizotrop bir malzemede  $\nu^* = B^*/(A^* + B^*)$  büyüklüğü tanımlanabilir. Son olarak, Denklem (30) ile verilen  $E^*$ , aşağıda verildiği gibi elde edilebilir.

$$E^* = \frac{(1 + \nu^*)(1 - 2\nu^*)}{(1 - \nu^*)} \quad (30)$$

Öte yandan Lings ve ark (1) tarafından, Graham ve Housby (1983) yöntemi ile, yukarıda elde edilen  $\alpha$ ,  $\nu^*$  ve  $E^*$  parametrelerinin, anizotropik beş elastik parametre ile ilişkisi, kaynaklarda yaygın kullanılan gösterimle, aşağıda verilmiştir.

$$\begin{aligned} E_v &= E^* \\ E_h &= \alpha^2 E^* \\ \nu_{vh} &= \nu^* / \alpha \\ \nu_{hh} &= \nu^* \\ G_{hv} &= \alpha E^* / 2(1 + \nu^*) \\ G_{hh} &= \alpha^2 E^* / 2(1 + \nu^*) \end{aligned} \quad (31)$$

### 3. Deneysel Çalışma

Deneysel çalışma için, Tarsus ili Yenice ilçesinden temin edilen, örselenmemiş killi zemin örnekleri kullanılmıştır. Söz konusu kilin seçiminde, yumuşak kıvamda bulunması, hafifçe konsolide olma özelliğini içermesi ile anizotropik elastik sabitlerinin, “Graham ve Housby (1983)” tarafından önerilen yöntemle daha uygun bulunması, önemli rol oynamıştır. Aşağıda; söz konusu kilin endeks özellikleri ve gerekli üç eksenli basınç deneyleri hakkında bilgiler verilmiştir.

**Çizelge 1.** Zemin parametrelerine ait değişim aralıkları

<b>Zemin Özellikleri</b>	<b>Değişim Aralığı</b>
Doğal Su İçeriği, %	24.4-28.2
Likit Limit, %	41.3-67.3
Plastik Limit, %	13.7-22.5

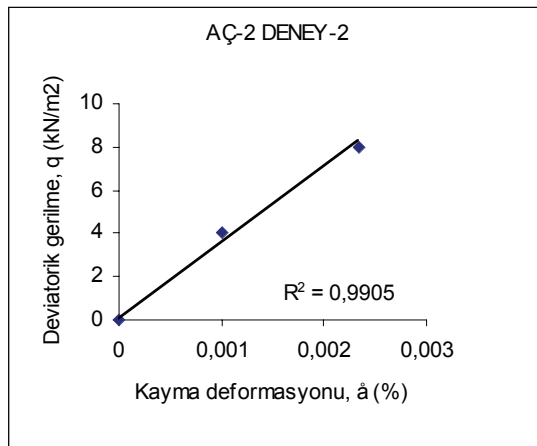
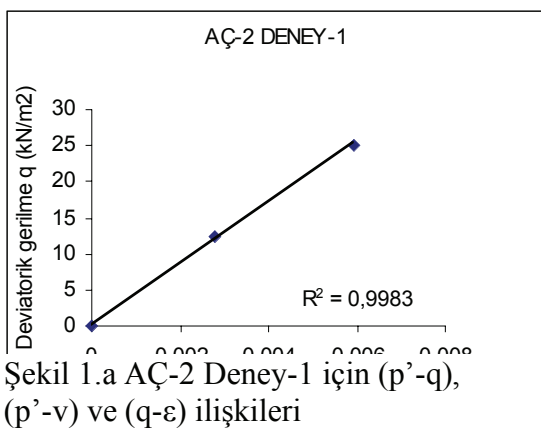
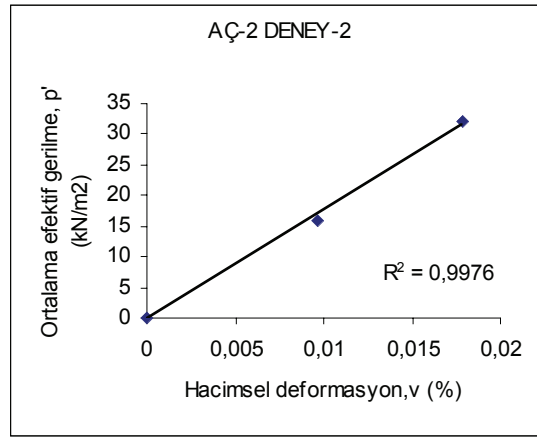
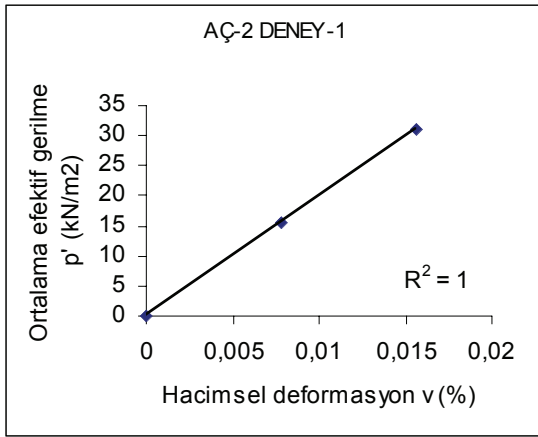
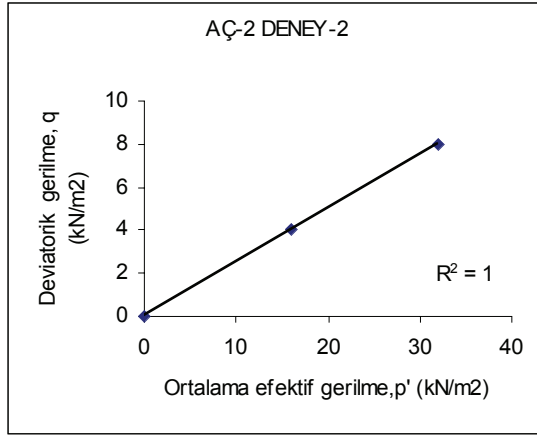
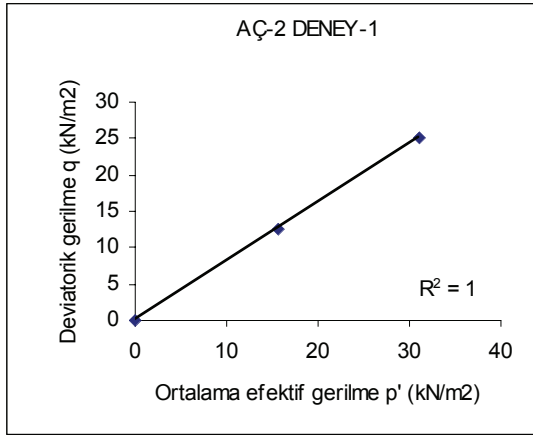
Plastisite Indisi, %	27.6-44.8
# 4 Elekten Geçen, %	99.5-100
# 200 Elekten Geçen, %	78.3-99.7
Tek Eksenli Basınç Dayanımı, $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	94.9-140.9
Doğal Birim Hacim Ağırlığı, (gr/cm <sup>3</sup> )	1.90-1.96
Özgül Ağırlık, $G_s$	2.61-2.63
Grup Sembolü	CL-CH

Deneyisel çalışma, açılan, AÇ-1 ve AÇ-2 araştırma çukurlarından temin edilen örselenmemiş örnekler kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Deneyisel çalışma, her araştırma çukuru için iki adet, belirli sabit gerilme izli ( $\frac{\Delta q}{\Delta p} = \text{sabit}$ ) ve yük kontrollü üç eksenli basınç deneylerini içermektedir. Numuneler başlangıçta doyurma işlemine tabi tutulmuşlardır. Doyurma işleminin bitiminde örnekler, yerinde tahmin edilen (in-situ) gerilmelere,  $K_0$  koşulunda, konsolide edilmiştir. Bu işlem, Japon Standardı, JGS-0525-2000, izlenerek gerçekleştirilmiştir. Bu işlem sırasında zemin örneğine uygulanacak olan nihai düşey ve yatay gerilme düzeylerine, yatay deformasyonun 0.005 düzeyinin altında kalması koşulu ile, gerilmelerin kademeli olarak artırılması ile ulaşılmıştır. Uygulanan  $K_0$  değeri için, 0.65 değeri seçilmiştir.

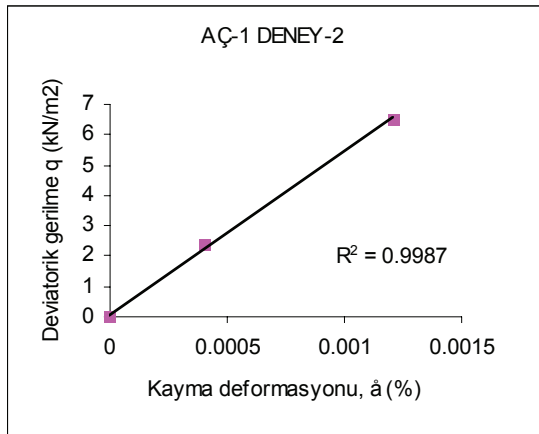
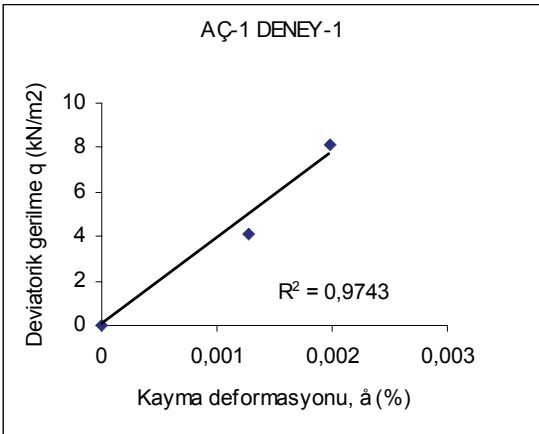
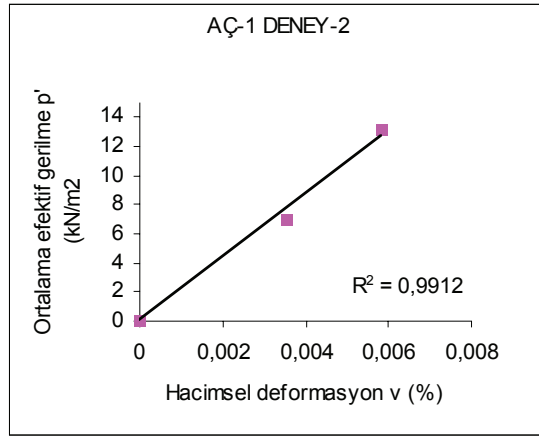
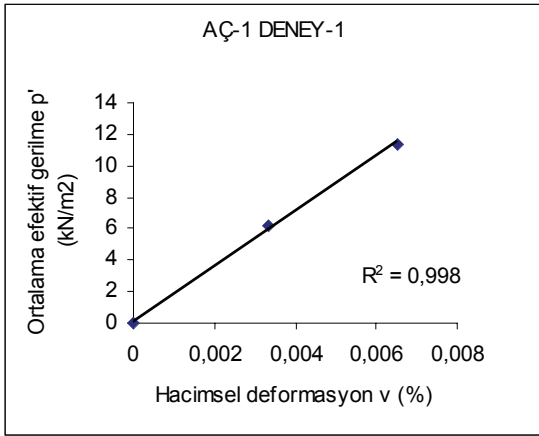
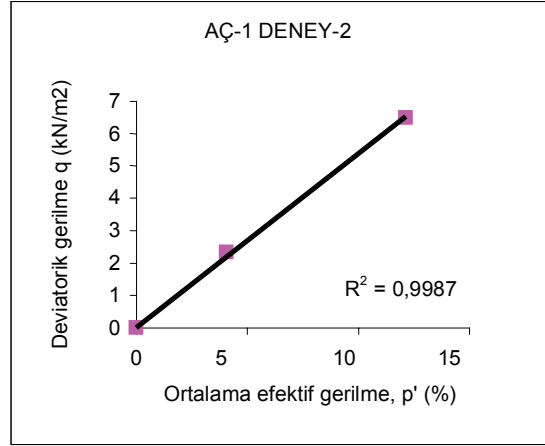
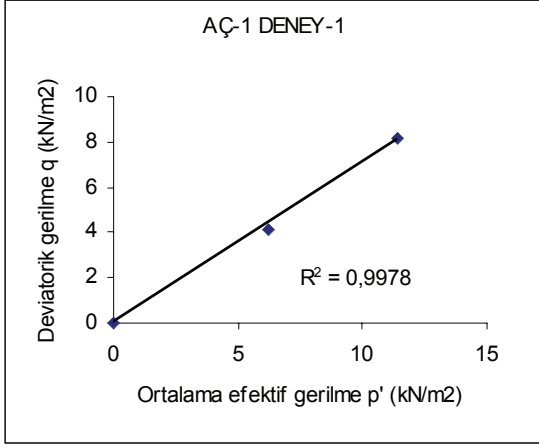
Toplam iki takım sabit yük kontrollü üç eksenli basınç deneyi gerçekleştirilmiş ve her takım da iki adet zemin örneği,  $p'$ - $q$  düzleminde, farklı gerilme izi eğimlerine sahip olacak şekilde yüklenmişlerdir. Birinci deney takımında uygulanan gerilme izi eğimleri ( $\Delta q/\Delta p$ ), sırası ile 0,25 ve 0,80 olarak, ikinci deney setinde ise 0,77 ve 0,30 olarak seçilmişlerdir. (Deneyisel çalışmayı gerçekleştirmek için tasarlanan “yük kontrolü üç eksenli basınç düzeneği” ve deneylere ait detaylar, yazarların, bir diğer makalesinde detaylı olarak verilmiştir (10). Bu işlemin gerçekleştirilmesi için şu işlem sırası takip edilmiştir: İlk aşamada zemin örneğine uygulanacak olan gerilme izi,  $\Delta q/\Delta p$  oranı, seçilmiştir. Daha sonra bu oranı gerçekleştirecek  $\Delta q$  artım miktarı seçilerek, buradan  $\Delta p$  artım miktarı hesaplanmıştır. Sonra  $\Delta q=1/3(\sigma_1+2\sigma_3)$  ilişkisinden yararlanılarak zemine uygulanması gereken çevre basıncı,  $\sigma_3$ , eksenel basınç  $\sigma_1$  değerleri hesaplanmıştır. Deney örneğine uygulanması gereken deviatorik gerilme,  $(\sigma_1-\sigma_3)$ , çevre basıncı,  $\sigma_3$ , artım miktarları, en az üç kademeye bölünerek örnek üzerine uygulanmışlardır. Ayrıca her kademede boşluk suyu basınçlarının artımları izlenmiş ve boşluk suyu basıncının yükselme eğilimi durduğunda, diğer kademeye geçilmiştir. Anizotropik konsolidasyonu izleyen safhada, gerçekleştirilen üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen veriler kullanılarak oluşturulan (p-q), (p-v) ve (q-ε) ilişkileri Şekil 1.a, Şekil 1.b, Şekil 1.c, Şekil 1.d de verilmiştir.

Deneyisel çalışmanın farklı aşamalarında kullanılmak üzere, üç eksenli basınç hücresi tabanında bulunan kanallardan birine, 700 kPa kapasiteli basınç transduser’i bir diğerine ise zemin örneğine ait hacim değişimlerini ölçebilen “hacim değiştirme transduseri” monte edilmiştir. Bu çalışmada, ELE firmasından temin edilen ve hacim değişimlerini elektriksel yolla ölçebilen, 0.01cm<sup>3</sup> hassasiyetli, bir hacim değiştirme transduser’i kullanılmıştır. Yükleme sonucunda zemin örneğinde meydana gelen eksenel boy değişimlerini ölçmek amacıyla, bir adet LVDT deplasman transduser’i kullanılmıştır.

Deney süresince sonuçların okunması ve kaydedilmesi için, EL27-1495 seri numaralı ve 8 kanal girişli ADU (Autonomous Data Acquisition) veri kayıt (data logger) cihazı kullanılmıştır.



Şekil 1.a AÇ-2 DeneY-1 için ( $p'-q$ ), ( $p'-v$ ) ve ( $q-\epsilon$ ) ilişkileri



Şekil 1.c. AÇ-1 Deney-1 için  $(p^q)$ ,  $(p^v)$  ve  $(q-\epsilon)$  ilişkileri

Şekil 1.d. AÇ-1 Deney-2 için  $(p^q)$ ,  $(p^v)$  ve  $(q-\epsilon)$  ilişkileri

#### 4. Yenice Kilinde Düzlem Anizotropik Elastik Parametrelerin elde edilmesi

(1) numaralı şekillerden elde edilen deneysel veriler kullanılarak, anizotropik elastik parametreler hesaplanabilir. Bu amaçla, yukarıda verilen (p-q), (p-v) ve (q-ε) ilişkilerinden alınan ve hesaplamalara girecek olan ham veri değerleri Çizelge 2 de verilmiştir.

Çizelge 2 Anizotropik parametreler için en küçük kareler çözümüne giren ham veri değerleri

Test No	$\sigma_{vc}$ (kPa)	$\delta p'$ (kPa)	$\delta q$ (kPa)	$\delta v$ (%)	$\delta \epsilon$ (%)
AÇ-2 DENEY1	110	31.04	25	1.5579	0.5954
AÇ-2 DENEY2	110	32.06	8	1.7821	0.2352
AÇ-1 DENEY1	110	6.18	4.75	0.3323	0.1273
AÇ-1 DENEY2	110	7.4	2.330	0.3547	0.04053

Her grup için,  $\alpha\sqrt{\delta p'^2 + \delta q^2} = 0.1\sigma_{vc}$  ilişkisi sağlanacak şekilde, bir  $\alpha$  katsayısı belirlenmiş ve her grubun ham verilerine ait, her dört elemanı,  $\alpha$  katsayısı ile çarpılarak küçültülmüştür.. Bu işlemin amacı, her veri grubunun en küçük kareler yöntemine eşit ağırlıklı olarak girmesini sağlamaktır. Burada  $\sigma_{vc}$  bu zemine ait ön konsolidasyon basıncını göstermektedir

Anizotropik elastik parametrelerin hesabında, yukarıda verilen, hesaplama yöntemi kullanılmıştır. İşlemleri hızlı ve kolaylıkla yapabilecek özellikte bir program, “mathematica” ile oluşturulmuştur Anizotropik elastik parametreler, bu program yardımı ile elde edilmiştir. Söz konusu program kullanılarak, AÇ-1 ve AÇ-2 muayene çukurlarından alınan zemin örneklerine ait, çıktı parametreleri hesaplanmıştır. Bulunan bu parametreler, (31) eşitliklerinde yerlerine konularak, altı elastik parametre bulunmuştur. Söz konusu değerler Çizelge 3 de verilmiştir. Aynı çizelgede görülen,  $\nu_{HV}$  parametresi ise, (2) numaralı eşitlik yardımıyla saptanmıştır.

Çizelge 3. Yenice kilinde deneysel ölçülen anizotropik elastik modüller

Örnek adı	$K^*/P_c$	$G^*/P_c$	$J^*/P_c$	$\nu^*$	$\alpha^2$	$E_V$ (kPa)	$E_H$ (kPa)	$\nu_{VH}$	$\nu_{HH}$	$G_{VH}$ (kPa)	$G_{HH}$ (kPa)
AÇ-1	17.92	11.45	0,620	0.215	1.27	3303	4211	0.19	0.21	1535	1733
AÇ-2	16.91	11.86	0.419	0.197	1.25	3307	4134	0.18	0.20	1533	1701

Çizelgede verilen, anizotropik elastik modüller incelendiğinde, her iki muayene çukuruna ait, deneylerden elde edilen değerlerin, birbirine yakın olduğu görülmektedir. Sonuçların birbirini desteklemesi, deneysel çalışmadan elde edilen parametrelerin güvenilirliğini artırmaktadır.

## SONUÇ

Zeminlerin oluşum sırasında ve sonrasındaki evreler anizotrop karakter kazanmalarına neden olmaktadır. Zemin özelliklerinin yatay yönde pek değişmemesi nedeni ile zeminler düzlemsel anizotrop malzemeler olarak kabul edilebilirler. Ne varki zemine ait anizotropik özelliklerin tespit edilmesi oldukça güçtür ve gelişmiş deney düzeneklerini gerektirmektedir.

Graham ve Hously (1983) tarafından, bilinmeyenlerin sayısını üçe indirgeyen ve  $E^*$ ,  $\nu^*$  ve  $\alpha$  dan oluşan, üç parametrelili bir çözüm önerilmiştir. Söz konusu çözüm yöntemi kullanılarak normal konsolide Yenice kiline ait, beş bağımsız düzlemsel anizotropik malzeme sabitleri elde edilmiştir.

## KAYNAKLAR

- 1) Lings, M.L., Pennington, D.S. and Nash, D.F.T, 2000. "Anisotropic Stiffness Parameters and Their Measurements in a Stiff Natural Clay", *Geotechnique* 50, No.2, , P109-195
- 2) Gerrard, C.M., 1977. "Background to Mathematical Modelling in Geomechanics": *The Roles Of Fabric And Stress-History. Finite Elements In Geomechanics, John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., pp. 33-120*
- 3) Yong, R.N., and Silvestri, V.,1979. "Anisotropic Behaviour of a Sensitive Clay". *Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, pp. 335-350.*
- 4) Kirkgard, M.M. and Lade, P.V., 1991. "Anisotropy of Normally Consolidated San Francisco Bay Mud". *GTJODJ, Vol. 14 No. 3, Sept., pp. 231-246*
- 5) Graham, J. and Hously, G.T., 1983 "Anisotropic Elasticity of a Natural Clay," *Geotechnique Vol. 33, No.2, pp. 165-180.* Love, A.E.H., 1927. "A Treatise on Mathematical Theory of Elasticity". *Dover Publications, New York*)
- 6) Love, A.E.H., 1927. *A Treatise on Mathematical Theory of Elasticity. Dover Publications, New York*)
- 7) Bellotti, R., Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. And O'neill, D.A. 1996. "Anisotropy Of Small Strain Stiffness In Ticino Sand." *Geotechnique, Vol. 46, no.1, pp. 115-131*
- 8) Love, A.E.H., 1959. *A Treatise on Mathematical Theory of Elasticity. Cambridge University Press, 4th ed., 1 st ed. In 1982*
- 9) Fioravente, V. And Capoferri, R., 2001. "On The Use of Multi-Directional Piezoelectric Transducers In Triaxial Testing." *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 24 No. 3, September, pp. 243-255*
- 10) Tekinsoy M. A., Taşkıran T., Yeni Bir Yük Kontrollü Üç Eksenli Deney Düzenegi İle Gerilme İzli Üç Eksenli Basınç Deneyleri, Çukurova Üniversitesi Müh-Mim. Fakültesi Dergisi, Cilt 21, sayı 1-2, 2006

**MATHEMATICAL MODELLING OF PORE WATER PRESSURE VARIATION OF  
SATURATED NORMALLY CONSOLIDATED CLAYEY SOILS**

**Uğur DAĞDEVİREN**

Res. Ass.  
Sakarya University  
Sakarya, TURKEY  
udagdeviren@sakarya.edu.tr

**Mustafa TUNCAN**

Prof. Dr.  
Anadolu University  
Eskişehir, TURKEY  
mtuncan@anadolu.edu.tr

**Mehmet İ. ONUR**

Res. Ass.  
Anadolu University  
Eskişehir, TURKEY  
mionur@anadolu.edu.tr

**Ahmet TUNCAN**

Prof. Dr.  
Anadolu University  
Eskişehir, TURKEY  
atuncan@anadolu.edu.tr

**ABSTRACT**

One of the most important problems in saturated cohesive soils is the effect of excess pore water pressure to the soil behavior. In order to determine the consolidation parameters, tests is conducting on remolded samples. In this study, mathematical model is developed for the test system without disturbance is made. Four different initial conditions and constant boundary conditions were nominated and pore water pressure conduction equation was recommended. Explicit analytical and numerical solutions of this equation were made. In addition, relationship between consolidation theory and pressure conduction approach was discussed.

**SUYA DOYGUN NORMAL KONSOLİDE KİLLİ ZEMİNLERİN  
BOŞLUK SUYU BASINCI DEĞİŞİMİNİN MATEMATİKSEL MODELLENMESİ**

**Uğur DAĞDEVİREN**

Arş. Gör.  
Sakarya Üniversitesi  
Sakarya, TÜRKİYE  
udagdeviren@sakarya.edu.tr

**Mustafa TUNCAN**

Prof. Dr.  
Anadolu Üniversitesi  
Eskişehir, TÜRKİYE  
mtuncan@anadolu.edu.tr

**Mehmet İ. ONUR**

Arş. Gör.  
Anadolu Üniversitesi  
Eskişehir, TÜRKİYE  
mionur@anadolu.edu.tr

**Ahmet TUNCAN**

Prof. Dr.  
Anadolu Üniversitesi  
Eskişehir, TÜRKİYE  
atuncan@anadolu.edu.tr

**ÖZET**

Suya doygun kohezyonlu zeminlerde karşılaşılan en önemli problemlerden birisi aşırı boşluk suyu basıncının zemin davranışına etkisidir. Zeminlerin konsolidasyon parametrelerinin doğru olarak belirlenebilmesi ancak deneylerin örselenmemiş numuneler üzerine uygulanması ile mümkündür. Bu çalışmada, örselenmenin beklenmediği deney sistemi için matematiksel model geliştirilmiştir. Deneysel modele uygun olacak şekilde, dört farklı başlangıç şartı ve değişmeyen sınır şartları tayin edilerek boşluk suyu iletim denklemi önerilmiştir. Denklemin tam analitik ve nümerik çözümü yapılarak, konsolidasyon teorisiyle basınç iletimi arasındaki ilişki incelenmiştir.



## GİRİŞ

Suya doymun kohezyonlu zeminlerdeki en önemli sorun aşırı boşluk suyu basıncının zemin davranışına etkisidir. Aşırı boşluk suyu basıncının sönümlenmesi kil zeminlerde zamana bağılı olarak gerçekleşmektedir. Bu ise yapılarıdaki oturmanın zamana bağılı olacağı anlamına gelmektedir. Oluşacak oturmalara önceden önlem alınmaması, ileride yapıda istenmeyen problemler doğurabilecektir. Bu nedenle temel zemininin konsolidasyon parametrelerinin ve buna bağılı olarak aşırı boşluk suyu basıncının değişiminin tam olarak bilinmesi gerekmektedir.

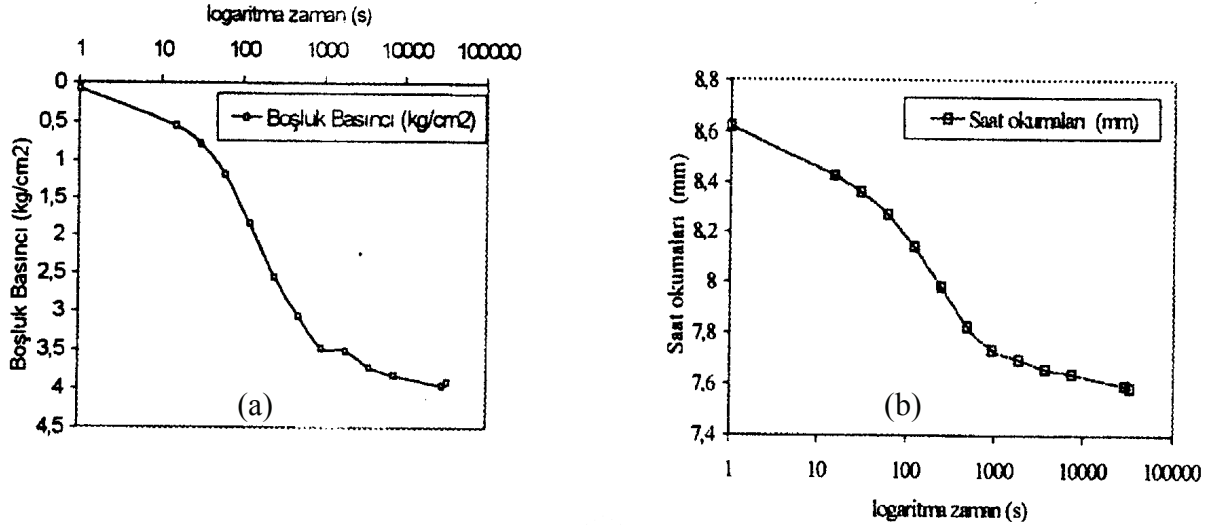
Konsolidasyon parametrelerinin doğru olarak belirlenebilmesi için, deneyler örselenmemiş numuneler üzerinde yapılmaktadır. Fakat numunenin araziden alınışı ve deney için hazırlanışı örselenmelere yol açmaktadır. Buna ek olarak, mevcut konsolidasyon deneylerinde uygulanan gerilmeler altında numunelerin yapısı kısa süre içinde değişmektedir. Deney sırasında örselenmenin olmadığı bir sistem sonuçların daha güvenilir olmasını sağlayacaktır.

Bu çalışmada, örselenmenin olmadığı bir deney sisteminin matematiksel modeli geliştirilmiştir. Deney sistemi temel olarak, drenaja kapalı yüzeylerden oluşmaktadır. Bu nedenle uygulanan su basıncı altında, suya doymun zemin numunesinde hacim değişikliği ve yapısal bozulmalar oluşmayacaktır.

## PROBLEMİN TANIMI ve AMAÇ

Konsolidasyon kavramı geoteknik mühendisliğindeki en önemli kavramlardan biridir. Suya doymun yumuşak ve sıkışabilir kil zeminler gerilme artışına maruz kaldığında, zamana bağılı olarak oturmalar meydana gelecektir. Oturmaların bir boyutlu olduğu kabulü yapılmakta ve konsolidasyon parametreleri genellikle bir boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarıyla belirlenmektedir. Bu deney sırasında, numunenin her an yapısı değişmektedir. Deney sırasında örselenmenin olmadığı bir sistemde sonuçların daha güvenilir olacağı düşünülmektedir. Bununla ilgili bir deney sistemi Tuncan vd. (1998) tarafından geliştirilmiştir. Hazırlanan deney sisteminde yan yüzler kapalıdır ve suyun drenajına izin verilememektedir. Bu nedenle, suya doymun olarak hazırlanan numunelerde yükleme durumunda hacimsel değişiklik oluşmayacaktır. Çalışmanın esas prensibi numunenin üst başlığından su basıncının uygulanması ve numunenin alt başlığından basınç değişiminin gözlenmesidir. Deneylerde, ön konsolide edilmiş kaolinit kil numunesi yeni geliştirilen deney aletine yerleştirdikten sonra,

0.25 kg/cm<sup>2</sup>, 0.50 kg/cm<sup>2</sup>, 1.00 kg/cm<sup>2</sup>, 2.00 kg/cm<sup>2</sup> ve 4.00 kg/cm<sup>2</sup>'lik su basınçlarını numunenin üst başlığından uygulamışlar ve drenaja kapalı alt başlıktan boşluk suyu basıncı ölçümlerini almışlardır. Çalışma sonucunda, alt başlıktan okunan boşluk suyu basıncı değerinin zamanla arttığı gözlenmiş ve bu artış geleneksel konsolidasyon deneyindeki zamana bağlı deformasyonla ilişkilendirilmiştir (Şekil 1).



Şekil 1. 4 kg/cm<sup>2</sup>'lik yükleme kademesi için a) Boşluk suyu basıncı – logaritma zaman grafiği, b) Saat okuması – logaritma zaman grafiği (Tuncan vd., 1998)

Problemin mekanik olduğunu düşünecek olursak, numunenin üst yüzeyinden uygulanan su basıncı, aynı anda tepki olarak alt yüzeyde de okunmalıydı. Fakat deneylerde bu gözlenmemiştir. Ortam drenaja kapalı ve numune tamamen suya doymun olduğu için numunede su akışı olacağı da düşünülemez. Deneysel gözlemler mevcut bilgilerle açıklanamamaktadır. Bu nedenle, boşluk suyu basıncının zamanla numunenin alt noktalarına ulaşmasını açıklayabilmek için bazı tanımlamaların yapılması gerekliliği ortaya çıkmaktadır.

## MATEMATİKSEL MODEL

Tabiattaki olayların tümünde bir enerji akışı gözlenmektedir. Yani bir ortamda enerji farkı nedeniyle atomik veya moleküler hareketlilik olmaktadır. Ortamdaki enerji akışı, denge anına kadar devam edecektir. Enerji iletimiyle ilgili en çok bilinen problemler, su akışı (Darcy Kanunu), ısı akışı (Fourier Kanunu), elektriksel akış (Ohm Kanunu) ve kimyasal akış (Fick

Kanunu)'dur[4]. Bu yasalar tamamen doğada gözlenen olaylardan geliştirilmiştir. Olaylara daha çok deneysel verilere dayanan bir genelleştirme olarak bakılmaktadır. Deneysel çalışmalarda, enerji akışının bağlı olduğu parametreler belirlenmekte ve malzeme yapısına bağlı olarak katsayılar tanımlanmaktadır.

Tuncan vd. kurdukları deney sisteminde, alt başlıktan ölçülen boşluk suyu basıncının zamanla arttığını gözlemişlerdir. Bu sonuç, matematiksel olarak diğer difüzyon problemlerine benzemektedir (Şekil 2). Konsolidasyon probleminde aşırı boşluk suyunun sönümlenmesi, ısı transferi problemlerinde ısıtılan bir çubuğun ucundaki sıcaklığın zamanla artışı gibi, buradaki problemde de boşluk suyu basıncının zamanla artması söz konusudur. Modeldeki anlık iletim denklemi, Darcy ve Fourier yasalarından yararlanılarak çıkarılırsa,

$$q = k_p \cdot A \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (1)$$

şeklinde olacaktır. Burada,

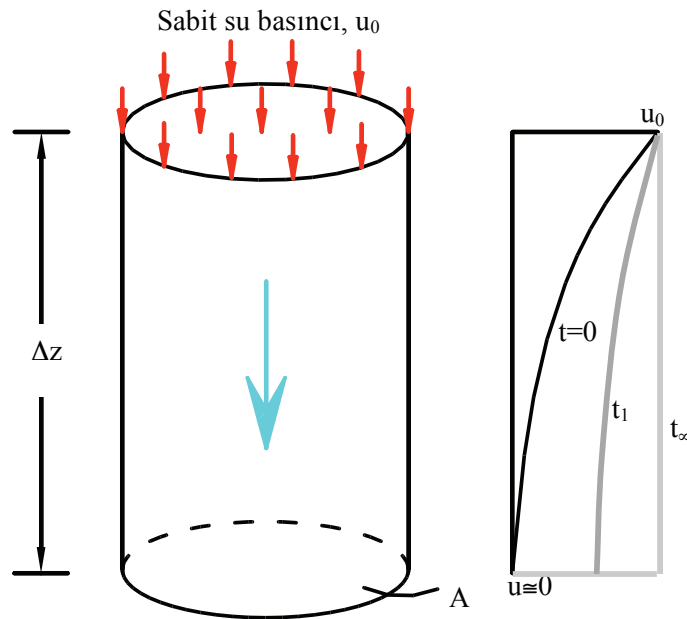
$q$ , numunede birim zamanda aktarılan basınç miktarı,

$k_p$ , zeminin basınç iletim katsayısı,

$A$ , numunenin kesit alanı,

$\frac{\partial u}{\partial x}$ , numune üzerindeki basınç farklılığı nedeniyle oluşacak basınç gradyanı olarak

tanımlanmaktadır.



Şekil 2. Boşluk suyu basıncı iletimi

Boşluk suyu basıncının iletim denklemi, numunenin uzunluğuna ve zamana bağlı parabolik kısmi diferansiyel denklem olacaktır.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = K \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2)$$

$K$ , yayılım katsayısıdır. Boyutu ise  $\text{cm}^2/\text{s}$ 'dir.

Yayılım katsayısının içeriğiyle ilgili çalışmalar halen devam etmektedir. Ön bilgi olarak, bu katsayının çok büyük bir olasılıkla basınç iletim katsayısıyla orantılı olacaktır. Basınç iletim katsayısı büyük olan zeminlerde yayılım katsayısı da büyük olacaktır ve basıncın alt noktalara iletimi kısa sürede gerçekleşecektir. Basınç iletim katsayısı küçük zeminlerde ise iletim zamana bağlı olacaktır.

## MODELİN ANALİTİK ve NÜMERİK ÇÖZÜMÜ

### BOŞLUK SUYU BASINCI İLETİM DENKLEMİNİN ANALİTİK ÇÖZÜMÜ

Boşluk suyu basıncı iletim denkleminin (Denklem 2) çözümü için gerekli olan iki sınır şartı ve bir başlangıç şartı deneysel modelden belirlenmektedir. Numunenin üst yüzeyinden ( $z=0$ ) sabit bir su basıncı uygulanmaktadır. Alt yüzey ( $z=L$ ) ise drenaja kapalıdır. Başlangıç anında ise numunenin her noktasındaki boşluk suyu basıncı farklı değerdedir. Başlangıç şartını fonksiyonel olarak tanımlamak için, numune üzerinde ara noktalarda da boşluk suyu basınç değerlerinin ölçülmesi gerekmektedir. Önceki deney sisteminde bu olmadığı için denklemin çözümü için, dört tip başlangıç şartı durumu incelenmiştir.

I. sınır şartı :  $z = 0$ 'da  $u(0,t) = u_0$

II. sınır şartı :  $z = L$ 'de  $\frac{\partial u}{\partial z}(L,t) = 0$

Başlangıç şartı,

a) Birinci üstel yaklaşım;  $u(z,0) = f(z) = u_0 \cdot e^{-z}$

b) Lineer yaklaşım;  $u(z,0) = f(z) = u_0 \left(1 - \frac{z}{L}\right)$

c) Parabolik yaklaşım;  $u(z,0) = f(z) = u_0 \left(1 - \frac{z^2}{L^2}\right)$

d) İkinci üstel yaklaşım;  $u(z,0) = f(z) = u_0 \cdot e^{-4z}$

Her dört yaklaşım için de, denklemin çözümü aşağıda sunulmuştur.

- Birinci üstel yaklaşım için çözüm;

$$u(z,t) = u_0 + u_0 \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\left\{ 4e^{-L} \left[ -4e^L \cdot L^2 + 2L \cdot (2n-1) \cdot \pi \cdot \cos(n\pi) \right] \right\}}{(2n-1)\pi \left[ 4L^2 + (2n-1)^2 \pi^2 \right]} \cdot \sin \left[ \frac{(2n-1)\pi \cdot z}{2L} \right] \cdot \exp \left[ -\frac{(2n-1)^2 \pi^2 \cdot K \cdot t}{4L^2} \right] \quad (3)$$

- Lineer yaklaşım için çözüm;

$$u(z,t) = u_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ -\frac{8u_0}{\pi^2 \cdot (2n-1)^2} \cdot \sin \left[ \frac{(2n-1)\pi}{2} \right] \right\} \cdot \sin \left[ \frac{(2n-1)\pi \cdot z}{2L} \right] \cdot \exp \left[ -\frac{(2n-1)^2 \pi^2 \cdot K \cdot t}{4L^2} \right] \quad (4)$$

- Parabolik yaklaşım için çözüm;

$$u(z,t) = u_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{16u_0 \cdot (2 + \pi \cdot (2n-1) \cdot \cos[n\pi])}{(2n-1)^3 \pi^3} \cdot \sin \left[ \frac{(2n-1)\pi \cdot z}{2L} \right] \cdot \exp \left[ -\frac{(2n-1)^2 \pi^2 \cdot K \cdot t}{4L^2} \right] \quad (5)$$

- İkinci üstel yaklaşım için çözüm;

$$u(z,t) = u_0 + u_0 \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \left[ -\frac{32 \cdot e^{-4L} \cdot L \cdot (8 \cdot e^{4L} \cdot L + (\pi - 2n\pi) \cdot \cos[n\pi])}{(2n-1)\pi \cdot (64 \cdot L^2 + (1-2n)^2 \pi^2)} \right] \cdot \sin \left[ \frac{(2n-1)\pi \cdot z}{2L} \right] \cdot \exp \left[ -\frac{(2n-1)^2 \pi^2 \cdot K \cdot t}{4L^2} \right] \quad (6)$$

Yukarıdaki çözümler sonucunda, modelde herhangi bir noktada, herhangi bir zamandaki boşluk suyu basıncı değeri teorik olarak bulunabilecektir.

## BOŞLUK SUYU BASINCI İLETİM DENKLEMİNİN NÜMERİK ÇÖZÜMÜ

Analitik metotla incelenen dört başlangıç yaklaşımından görüleceği gibi, başlangıç şartının değişmesi durumunda boşluk suyu basıncı dağılımı  $u(z,t)$  için yeni bir denklem oluşacaktır. Olayı deneysel çalışmalarla birlikte düşünecek olursak,  $t = 0$  anında numune üzerindeki farklı noktalardan boşluk suyu basıncını ölçtüğümüzde, dağılımın her zaman tarif

ettiğimiz başlangıç şartlarına uymaması söz konusu olabilir. Analitik çözüm için, başlangıçtaki dağılımın eğri denklemi bulunup, yeni bir seri çözümü elde etmek gerekecektir. Fakat nümerik metot olarak kullandığımız sonlu farklar metodunda, numune üzerinde ölçülen boşluk suyu basıncı değerleri, hazırlanan bilgisayar programında data olarak girilebilir ve dağılım elde edilebilir. Böylece eğri tanımlama, seri çözümü gibi zaman alıcı işlemlere gerek almayacaktır.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = K \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

tipindeki denklemler parabolik sınıfına girmektedir. Parabolik kısmi

diferansiyel denklemlerin tam çözümüne göre;

$i = 0,1,2,\dots,I$  ve  $m = 1,2,3,\dots,M-1$  olmak üzere,

İkinci dereceden türev için, orta fark denklemi,

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \cong \frac{u_{m-1}^i - 2u_m^i + u_{m+1}^i}{(\Delta z)^2}$$

Birinci dereceden türev için, ileri fark denklemi,

$$\frac{\partial u}{\partial t} \cong \frac{u_m^{i+1} - u_m^i}{\Delta t}$$

olduğu bilinmektedir [1]. Bu ifadeleri boşluk suyu basıncı iletim denkleminde yerlerine yazarsak,

$$\frac{u_m^{i+1} - u_m^i}{\Delta t} = K \cdot \frac{u_{m-1}^i - 2u_m^i + u_{m+1}^i}{(\Delta z)^2}$$

$$\beta = \frac{K \cdot \Delta t}{(\Delta z)^2}$$

olmak üzere,

$$u_m^{i+1} = \beta \cdot (u_{m-1}^i + u_{m+1}^i) + (1 - 2\beta)u_m^i \quad (7)$$

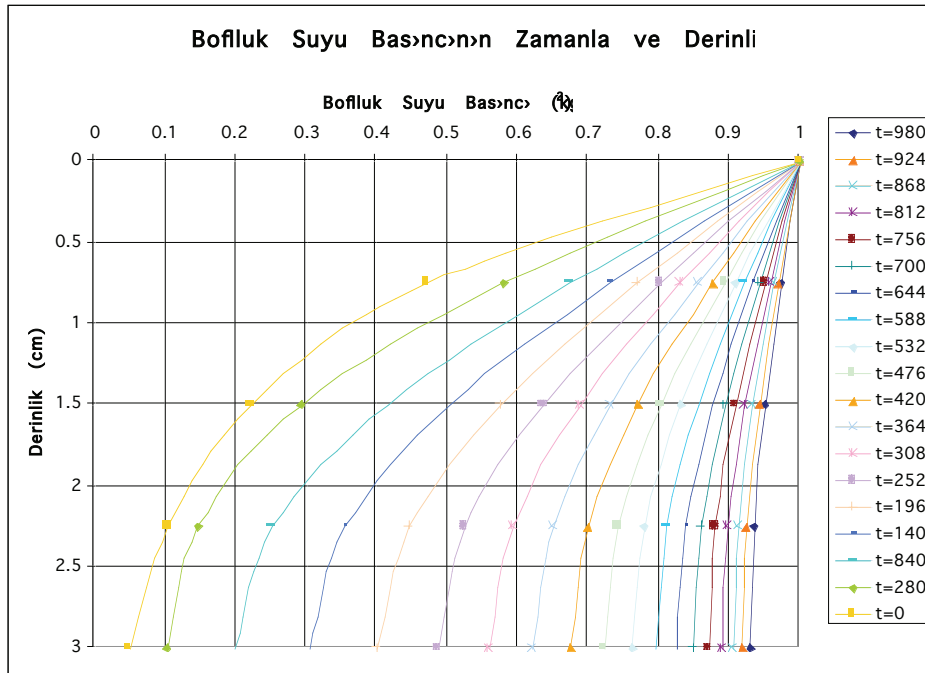
ifadesi yazılabilir. Denklem 7 sonlu farklar metoduyla, boşluk suyu basıncı iletim denkleminin çözümüdür. Başlangıç anından itibaren, sınır şartları belirlenmiş problemde, istenilen noktalardaki boşluk suyu basıncı değerleri hesaplanabilmektedir. Bu ifadenin stabilitesini sağlayan parametre  $\beta$ 'dir. Çözümün doğru olabilmesi için  $\beta \leq 1/2$  olmalıdır.

Matematiksel olarak problemin gerçek çözümünün analitik yöntemle elde edilen sonuçlar olduğu kabul edilmektedir. Nümerik çözümle bulunan sonuçlardaki hatanın

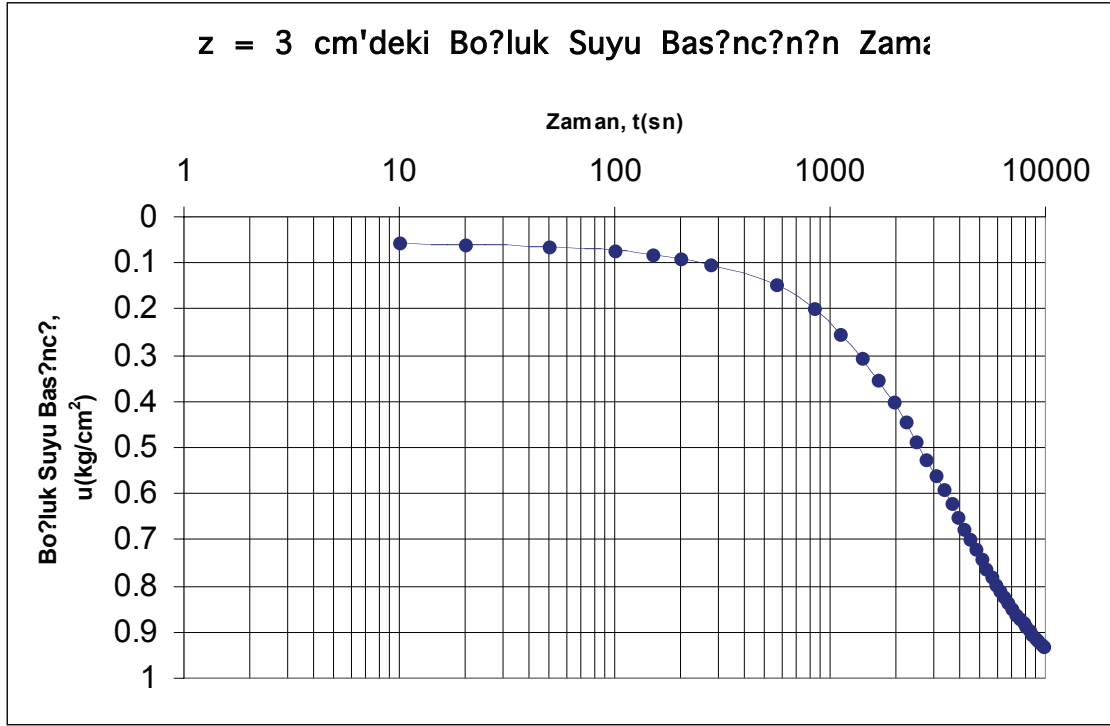
azaltılabilmesi için modelin mümkün olduğunca çok parçaya bölünmesi gerekmektedir. 80 parçalık bir çözüm için herhangi bir zamandaki hata %1'lere kadar düşmektedir.

## DEĞERLENDİRMELER

Uygulanan basınç altında, numunede oluşacak boşluk suyu basıncı artışının zamanla ve derinlikle değişimi incelendiğinde, ilk zamanlarda basınç gradyanının büyük olduğu, zamanla aktarılan enerjinin azaldığı görülmektedir. Bununla ilgili olarak Şekil 3'de  $K=0.001 \text{ cm}^2/\text{s}$ ,  $L=3 \text{ cm}$ . olan bir numunenin  $u_0=1 \text{ kg/cm}^2$ 'lik su basıncı altındaki, başlangıç şartının  $e^{-z}$  olması durumunda analitik çözümle bulunan boşluk suyu basıncı dağılımı gösterilmiştir. Aynı şartlar altında, numunenin alt yüzeyindeki boşluk suyu basıncının zamanla değişimi Şekil 4'de gösterilmiştir. Görüldüğü gibi, Tuncan vd. tarafından yapılan deneysel çalışmalar sonrasında elde edilen boşluk suyu basıncı artışını gösteren grafikler elde edilmiştir.



Şekil 3. Farklı zamanlarda boşluk suyu basıncının derinlikle değişimi



**Şekil 4.** Alt yüzeyde boşluk suyu basıncının zamanla değişimi

Konsolidasyon teorisinde, uygulanan ilave gerilme sonunda, tabakanın her noktasında, boşluk suyu basıncı değerinin uygulanan gerilmeye eşit olduğu kabulü yapılmaktadır. Eğer tek yönlü drenaj söz konusu ise, tabakanın alt yüzeyindeki boşluk suyu basıncı zamanla sönümlenecek ve bir süre sonra sıfır olacaktır. Modelimizde ise uygulanan su basıncının zamanla alt yüzeyde basınç artışına neden olacağı düşünülmektedir.

Konsolidasyon teorisinde, alt yüzeydeki boşluk suyu basıncının %50, %67, %90'ının sönümlenmesi için geçen süre ile modelimizdeki dört farklı başlangıç şartı için basınç iletiminin %50, %67, %90'ının tamamlanması için geçen süreler incelenmiştir.

**Tablo 1.** L=3 cm'lik bir numunede z=3'de (alt yüzey) iletimin %50'nin tamamlanması için geçen süre,  $u_0 = n \text{ kg/cm}^2$

$c_v, K$	KONS.TEO.	1. ÜSTEL	LİNEER	PARABOLİK	2. ÜSTEL
0.001	3410	2620	1770	818	3347
0.002	1705	1310	885	409	1674
0.003	1137	873	590	273	1116



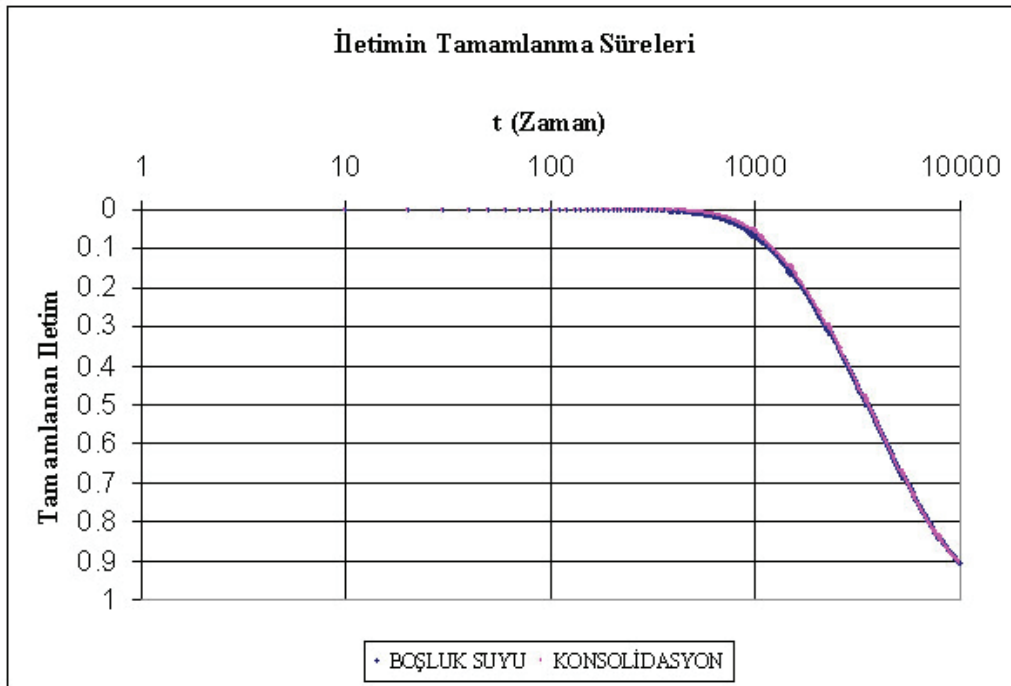
**Tablo 2.** L=3 cm'lik bir numunede z=3'de (alt yüzey) iletimin %67'nin tamamlanması için geçen süre,  $u_0 = n \text{ kg/cm}^2$

$c_v, K$	KONS.TEO.	1. ÜSTEL	LİNEER	PARABOLİK	2. ÜSTEL
0.001	4925	4135	3278	2126	4864
0.002	2463	2068	1639	1063	2432
0.003	1642	1378	1093	709	1621

**Tablo 3.** L=3 cm'lik bir numunede z=3'de (alt yüzey) iletimin %90'nın tamamlanması için geçen süre,  $u_0 = n \text{ kg/cm}^2$

$c_v, K$	KONS.TEO.	1. ÜSTEL	LİNEER	PARABOLİK	2. ÜSTEL
0.001	9280	8500	7650	6469	9218
0.002	4640	4250	3825	3235	4609
0.003	3093	2833	2550	2156	3073

İkinci üstel yaklaşım ( $e^{-4z}$ ) ile konsolidasyon teorisindeki değerlerin birbirine çok yakın olduğu görülmektedir. Bu iki durum özel olarak ele alınırsa aralarındaki ilişkiyle ilgili daha doğru bir yorum yapılabilir. Her iki yaklaşımda da, söz konusu olan iletim, iletimin tamamlanma yüzdesine göre normalize edilir ve iletimin tamamlanması için geçen süreler ele alınırsa, konsolidasyon teorisindeki boşluk suyu basıncının sönmülleme yüzdesi ile basınç iletimi yaklaşımındaki basınç değişimi yüzdesine yaklaşık olarak eşit olduğu görülmüştür (Şekil 5).



**Şekil 5.** Konsolidasyonda ve boşluk suyu basıncı iletiminde, iletimin ilerleyiş eğrisi

## SONUÇ ve ÖNERİLER

Yaptığımız çalışmada, konsolidasyon parametrelerini belirlemek için numune yapısında değişimin çok az düzeyde olduğu deney sisteminin matematiksel bir modeli geliştirilmiştir. Model, suya doygun zemin numunelerinin drenaja kapalı bir ortamda uygulanan gerilmeler altında hacim değişikliğine uğramayışı mantığından yola çıkarak hazırlanmıştır. Burada boşluk suyu basıncının değişimi ile ısı transferi arasında büyük benzerliklerin olduğu fark edilmiştir ve boşluk suyu basıncının iletimini formülüne eden bir denklem önerilmiştir. Bu denklemde zeminler için basınç iletim katsayısının tanımlanması gerektiği düşünülmektedir. Basınç iletim katsayısının permeabilite veya boşluk oranıyla ilişkili olabileceği tahmin edilmektedir.

Deney sisteminde yüklemenin yapıldığı anda numune üzerinde oluşacağı tahmin edilen 4 tip başlangıç fonksiyonu tanımlanmıştır. Boşluk suyu basıncı yayılımını belirleyen kısmi diferansiyel denklemin, 4 tip başlangıç fonksiyonu için de tam analitik çözümleri yapılmıştır. Elde edilen seri çözümlerinde, tarif edilen başlangıç ve sınır şartlarının doğruluğu kontrol edilmiştir.

Bu çalışmadan sonra, boşluk suyu basıncının iletimini sağladığı düşünülen basınç iletim katsayısı ile ilgili bir seri deney yapılmalıdır. Bu deneylerin yapımı öncesi, numunelerin gerçek konsolidasyon modeline uygun bir sistemle hazırlanması ve örselenmeye yol açmadan, boşluk suyu basıncı değerlerinin ölçüleceği deney sistemine yerleştirilmesi gerekmektedir. Boşluk suyu basınçlarının ölçümünde, numune üzerinde sadece alt ve üst yüzeylerde değil, ara noktalarda da boşluk suyu basıncı ölçülerek başlangıç fonksiyonunun deneysel olarak tespit edilmesi uygun olacaktır. Deneysel gözlemler ve enerji korunumu prensibinden, yayılım katsayısının içeriğini tam olarak tespit edilmelidir. Yayılım katsayısı ile konsolidasyon katsayısı ve önerilen basınç iletim katsayısı ile permeabilite katsayısı arasındaki ilişkinin incelenmesi çalışmanın en önemli sonucunu oluşturacaktır.

## KAYNAKLAR

- [1] Chapra, S.C. and Canale, R.P., 2003, “Mühendisler İçin Sayısal Yöntemler”, McGraw-Hill Book Com., New York, 1004 p.
- [2] Dağdeviren, U., 2005, “Suya Doygun Normal Konsolide Killi Zeminlerin Boşluk Suyu Basıncı Değişimi”, Yüksek Lisans Tezi, Dumlupınar Üniversitesi, 78 s.
- [3] Güney, Y., 1998, “Suya Doygun Killerin, Hasarsız Deney Yöntemiyle Konsolidasyon Karakteristiklerinin Belirlenmesi”, Doktora Tezi, Osmangazi Üniversitesi, 304 s.
- [4] Mitchell, J.K., 1976, “Fundamentals of Soil Behavior”, John Wiley & Sons, Inc., New York, 422 p.
- [5] Tuncan, M., Güney, Y. ve Tuncan, A., 1998, “Konsolidasyon Katsayısı  $c_v$  ve Permeabilite Katsayısı  $k$  Belirlenmesi İçin Yeni Bir Yöntem”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği VII. Ulusal Kongresi, İstanbul, 24-34.

# CORRELATIONS BETWEEN COMPACTION PARAMETERS AND INDEX PROPERTIES OF SOILS

**Osman SIVRİKAYA**

Asst. Prof. Dr.  
Niğde Univ., Depart. of Civil Eng.  
Niğde, Türkiye

**Alper ÖLMEZ**

Cons. Civil Engineer  
Tuvenan Eng. Consulting  
Aksaray, Türkiye

## ABSTRACT

Compaction is required to construct fill or embankment under control in field. In this context, mechanical compaction is the method used the most commonly in the surface ground improvement. Under laboratory conditions, compaction parameters, maximum dry unit weight ( $\gamma_{dmax}$ ) and optimum water content ( $w_{opt}$ ) are determined by proctor tests. In this study, empirical models are described and examined to find which of the index properties correlate well with the compaction characteristics for estimating maximum dry unit weight ( $\gamma_{dmax}$ ) and optimum water content ( $w_{opt}$ ) of soils with fine content at the standard compactive effort. The compaction data are correlated with different combinations of soil index properties by performing Multi Linear Regression (MLR) analyses. It has been shown that the models giving the reliable results have been reached as a result of MLR analyses and it is recommended that the proposed correlations will be useful for a preliminary design of a project where there is a financial limitation and limited time.

# ZEMİNLERİN KOMPAKSİYON PARAMETRELERİ İLE İNDEKS ÖZELLİKLERİ ARASINDAKİ İLİŞKİLER

**Osman SİVRİKAYA**  
Yrd. Doç. Dr.  
Niğde Üniv., İnşaat Müh. Böl.  
Niğde, Türkiye

**Alper ÖLMEZ**  
İnş. Yük. Müh.  
Tuvenan Mühendislik Ltd.  
Aksaray, Türkiye

## ÖZET

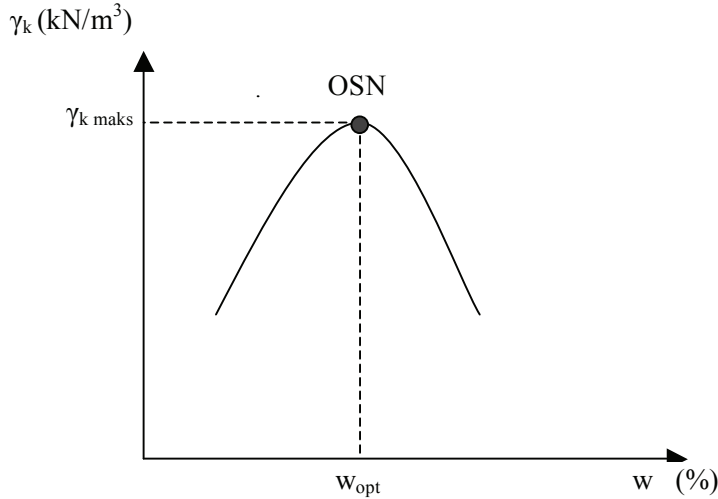
Arazide kaliteli bir dolgu yapılabilmesi için kontrollü sıkıştırılması gerekir. Bu amaçla, mekanik kompaksiyon (sıkıştırma), zeminin yüzeysel iyileştirme yöntemlerinden en yaygın olarak kullanılan ekonomik bir yöntemdir. Kompaksiyon parametreleri olan maksimum kuru birim hacim ağırlığı ( $\gamma_{kmax}$ ) ve optimum su muhtevası ( $w_{opt}$ ), laboratuvar şartlarında, Proktor deneyleri ile belirlenir. Bu çalışmada, kaba daneli zeminler üzerinde yapılan Standart Proktor deneylerinden elde edilen  $\gamma_{kmax}$  ve  $w_{opt}$  verileri ile zeminin indeks özellikleri arasında Çoklu Lineer Regresyon (ÇLR) analizleri yapılarak, ilişkiler araştırılmış ve istatistiksel açıdan ampirik modeller geliştirilmiştir. Analizler sonucunda, oldukça güvenilir sonuç veren modellere ulaşılmış ve önerilen korelasyonların, projenin tasarım aşamasında, finansal yetersizliğin ve sınırlı zamanın olması hallerinde kullanılmasının yararlı olacağı önerilmiştir.

## GİRİŞ

Zor ve zaman alıcı deneylerle elde edilen bazı zemin parametreleri, istatistiksel olarak daha kolay elde edilebilir parametreler ile elde etmek, zaman zaman kaçınılmaz hale gelmektedir. Yeterli verilerle ve tatmin edici güvenlik sınırları içerisinde sonuçlar elde edildiği takdirde, zemin parametrelerinin tahmininde istatistiğin kullanılması makul görülmektedir. Bunun içinde çoğunlukla korelasyon ve regresyon analizleri kullanılmaktadır. Bu durumda, hem ekonomik hem de zaman açısından bir kazanım söz konusudur. Ayrıca çoğu kez yeterli laboratuvar cihazının bulunmamasında ve zamanın kısıtlı olması durumlarda, korelasyon denklemlerin kullanılması anlamlı hale gelmektedir. Fakat korelasyon denklemlerinin sağlıklı kullanılabilmesi için korelasyonların hangi deney tipi sonuçları kullanılarak elde edildiği, korelasyonların istatistiksel açıdan anlamlı olup olmadığı, korelasyonların hangi zemin sınıfı için geçerli olduğu bilinmelidir (Sivrikaya ve Toğrol, 2007).

Arazide, kontrollü ve iyi bir dolgu yapılabilmesi için arazinin sıkıştırılması gerekir. Mekanik kompaksiyon (sıkıştırma), yüzeysel zemin iyileştirme yöntemlerinden en sıklıkla kullanılan yöntemlerin başında gelmektedir. Kompaksiyon parametreleri olan maksimum kuru birim hacim ağırlığı ( $\gamma_{k\text{maks}}$ ) ve optimum su muhtevası ( $w_{\text{opt}}$ ), laboratuvar şartlarında, proktor deneyleri ile belirlenir. Kompaksiyon, mekanik enerji uygulayarak zeminin yoğunluğunun artırılması esasına dayalı bir stabilizasyon yöntemidir. Bu işlemler sonrasında zemin, daha kararlı bir hale gelir, geçirimsizliği azalır, uygulanan dış yükler altında yeterli dayanıma sahip olur, yapacağı oturmalar azaltılır ve bu özelliklerini çok uzun yıllar koruyabilir.

Laboratuvar kompaksiyon deneyi sonucunda, zeminin kuru birim hacim ağırlığı ( $\gamma_k$ ) ve su muhtevası ( $w$ ) arasında bir ilişki elde edilir. Bunun için, zeminin hangi su muhtevası ile sıkıştırılması halinde, maksimum kuru birim hacim ağırlığının ( $\gamma_{k\text{maks}}$ ) elde edileceğinin bilinmesi çok önemlidir. Kuru halde bulunan zemine bir miktar su ilave edildiğinde su daneleri bu suyu emerler. Daha fazla su ilavesi durumunda zemin daneleri birbirlerine göre kolaylıkla bağlı hareket yapabilirler. Bir miktar daha su ilavesi halinde zemin içerisinde bulunan boşluklar su ile dolmaya başlar ve zeminin yoğunluğu artar. Ancak zemin içerisindeki boşlukların tamamen su ile doldurulması ve suyun sıkışmaması nedeniyle bir noktadan sonra yapılan su ilaveleri zeminin yoğunluğunu arttıramayacağı gibi azalmasına sebep olacaktır (Şekil 1).



Şekil 1. Su muhtevası - kuru birim hacim ağırlık ilişkisi

İlave edilen suyun çok az ya da çok fazla olması halinde zeminde maksimum kuru birim hacim ağırlıktan daha küçük değerlere ulaşabilmektedir. Maksimum kuru birim hacim ağırlığın elde edilmesini sağlayan su muhtevasına optimum su muhtevası ( $w_{\text{opt}}$ ) denir. Kuru birim hacim ağırlığın su muhtevasına bağlı olarak değişimi yukarıda, Şekil 1'de gösterilmiştir. Bu yüzden,

optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlık noktalarından oluşturulan Optimum Sıkışma Noktası (OSN), birçok mühendislik projesinde kilit durumu oluşturmaktadır. Bilinen bir çalışmadaki OSN tanımlanırsa, böylece zeminin sıkıştırılması için gerekli mühendislik parametreleri belirlenmiş olur (Holtz ve Kovacks, 1981).

İnce daneli zeminlerin sıkıştırılmasında, kompaksiyon parametreleri olan su muhtevası ( $w_{opt}$ ) ve maksimum birim hacim ağırlığının ( $\gamma_{kmaks}$ ) belirlenmesi üzerine pek çok çalışma yapılmıştır. İnce daneli zeminler için geliştirilen korelasyonlarda,  $w_{opt}$  ve  $\gamma_{kmaks}$  ile zemin tipi, indeks özellikleri, dane birim hacim ağırlığı ( $\gamma_s$ ) ve dane çapı dağılım parametreleri arasında ilişkiler geliştirilmiştir (Davidson ve Gardiner, 1949; Jeng ve Strohm 1976). Joslin (1959) tarafından 26 farklı sıkışma eğrisinden oluşan standart Proktor (SP) deneyinden belirlenen bir su muhtevası ( $w$ ) - kuru birim hacim ağırlık ( $\gamma_k$ ) noktası yardımıyla, oldukça popüler olan model geliştirilmiştir. Johnson ve Sallberg (1960) SP kompaksiyon deney dataları ile likit limit ( $w_L$ ) ve plastik limit ( $w_P$ ) değerlerini kullanarak yalnızca  $w_{opt}$  tahmin etmek için grafik geliştirmiştir. Ring ve diğ. (1962), indeks özelliklerine ilaveten ortalama dane çapı, ince dane içeriği ve ortalama incelik parametrelerini içeren ilişkiler önermiştir. Onunla birlikte, Ramiah ve diğ. (1970),  $w_{opt}$  ve  $\gamma_{kmaks}$ 'ı sadece  $w_L$  ile ilişkilendiren korelasyonlar cinsinden elde etmeye çalışmışlardır. Jeng ve Strohm (1976), SP kompaksiyon deneylerinden elde edilen kompaksiyon parametreleri ( $w_{opt}$  ve  $\gamma_{kmaks}$ ), zeminlerin indeks özellikleri açısından korele etmişlerdir. Wang ve Huang (1984), bentonitin içine silt, kum ve ince çakıl karıştırarak hazırladıkları zeminlerde,  $w_{opt}$  ve  $\gamma_{kmaks}$ 'ı tahmin etmek için, korelasyon denklemleri geliştirmişlerdir. Korelasyon denklemlerinde; özgül yoğunluk, incelik modülü, plastik limit, üniformluk katsayısı, bentonit miktarı ve dane çaplarını ( $D_{10} - D_{50}$ ) bağımsız parametreler olarak dikkate almışlardır. Su muhtevası ( $w$ ) - kuru birim hacim ağırlık ( $\gamma_k$ ) ilişkisi üzerine Nagaraj (1994) tarafından yapılan çalışmada, sadece  $w_L$ 'e dayanan bir lineer regresyon modeli,  $w_{opt}$  ve  $\gamma_{kmaks}$ 'ı tahmin etmekte iyi sonuç vermiştir. Sridharan ve Nagaraj (2005) ve Sivrikaya (2007) ince daneli zeminler için SP kompaksiyon deney sonuçlarını içeren kendi ve literatürdeki verileri kullanarak  $w_{opt}$  ve  $\gamma_{kmaks}$ 'ı  $w_L$  ve  $w_P$  ile ilişkilendiren ampirik formüller geliştirmişlerdir. Bununla birlikte, ayrıca ince daneli zeminler için Sivrikaya (2007) zeminlerin tüm indeks parametrelerini içeren kombinasyonları için bir çok model geliştirmiştir. Yapmış olduğu çalışmasında  $w_{opt}$ ,  $w_P$  ile  $w_L$  ve  $I_p$ 'ye kıyasla oldukça iyi bir ilişkiye sahip olduğu sonucunu çıkarmıştır. Granüler zeminler için Korfiatis ve Manikopoulos (1982), ortalama dane çapına ( $D_{50}$ ) ve ince dane yüzdesi gibi zeminin dane çapı dağılımı eğrisindeki parametrelere bağlı olarak, Modifiye Proktor (MP) kompaksiyonunda oluşan  $\gamma_{kmaks}$ 'ı tahmin etmek için parametrik ilişkiler geliştirmiştir. Literatür çalışmaları incelendiğinde, ince daneli zeminlerde

kompaksiyon üzerine birçok çalışma mevcut iken kaba daneli zeminlerde ise sınırlı olduğu görülmüştür.

Bu bilgiler ışığında, bu çalışmada, kaba daneli zeminlerin SP deneyinden elde edilen kompaksiyon parametrelerinin istatistiksel yaklaşımlarla belirlenmesi amaçlanmıştır. Zeminlerin çeşitli özellikleri kullanılarak, kaliteli bir dolgu yapılabilmesi için gerekli olan zemin parametrelerinin, istatistiksel özellikleri ve regresyon analizleri ile tahminleri belirlenip, gerçek değerlerle karşılaştırılmaları yapılmıştır.

## MATERYAL VE METOD

Bazı mühendislik problemlerinde bir değişkenin, başka değişkenler yardımıyla bulunması istenir veya ihtiyaç duyulur. Değişkenler arasında bir ilişki olup olmadığını, istatistiğin korelasyon analizi ile; eğer varsa bu ilişkinin derecesini, şeklini ve yönünü araştırmak için regresyon analizi metotları kullanılır. İki değişken arasında bir ilişki bulunması, bunlardan birinin diğerinden etkilenmesi veya her iki değişkenin başka değişkenlerden birlikte etkilenmelerinden kaynaklanabilir. Bu ilişki en iyi fonksiyonla tanımlanabilir ve bu fonksiyon, ilişkinin şekline göre lineer bir doğru veya lineer olmayan bir eğri şeklinde tanımlanabilir.

Bu çalışmada, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırılmasına (USCS) göre kaba daneli olan zeminlerin, SP deneyinden elde edilen kompaksiyon parametreleri ( $w_{opt}$  ve  $\gamma_{kmaks}$ ), zeminlerin indeks özellikleri kullanılarak tahmin edilmeye çalışılmıştır. Analizlerde kullanılan veriler, Türkiye'nin çeşitli bölgelerindeki zeminler üzerinde gerçekleştirilen SP deneylerinden elde edilmiştir. Burada, bina, otoyol ve zemin dolgu barajları gibi mühendislik uygulamalarında kullanılan zeminlerin, kompaksiyon ve indeks parametreleri kullanılmıştır. Laboratuvar sonuçları, indeks deneyleri ile SP deney sonuçlarını içermektedir. Veriler, kıvam indeksleri (likit limit, plastik limit ve plastisite indisi), dane boyu dağılımı (çakıl, kum ve ince dane yüzdesi) ve kompaksiyon parametreleri (optimum su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlığı) içermektedir (Tablo 1). Bu çalışmada, dane birim hacim ağırlığı ( $\gamma_s$ ), belirlenmediği (veya bilinmediği) için dikkate alınmamıştır.



Tablo 1. ÇLR analizinde kullanılan veri seti.

Veri sayısı	Zemin cinsi	Dane boyutu dağılımı			W <sub>L</sub> (%)	W <sub>P</sub> (%)	I <sub>P</sub> (%)	W <sub>opt</sub> (%)	γ <sub>kmaks</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
		Çakıl (%)	Kum (%)	İD (%)					
1	GP-GC	53	35	12	21	16	5	6.5	22.1
2	GP-GC	70	20	10	20	15	5	6.5	22.6
3	GP-GC	84	9	7	37	16	21	9.5	19.9
4	GP-GC	77	15	8	26	11	15	10	20.4
5	GP-GC	81	13	6	22	13	9	9	22
6	GP-GC	67	26	7	22	44	11	9	21.1
7	GP-GC	69	19	12	27	13	14	9	20.5
8	GP-GC	47	46	7	24	13	11	12	19.6
9	GP-GC	82	12	6	26	15	11	8	20.7
10	GP-GC	72	18	10	24	14	10	8	21.5
11	GP-GC	64	30	6	22	11	11	9	21.6
12	GP-GC	80	15	5	31	17	14	9	20.6
13	GW-GC	47	41	12	21	12	9	9.9	20.2
14	GW-GC	89	4	7	44	22	22	18	17.1
15	GW-GC	52	40	8	19	13	6	9.5	19.6
16	GW-GC	69	25	6	31	21	10	13	18.9
17	GW-GC	64	27	9	38	21	17	13	18.8
18	GW-GC	80	14	6	30	18	12	10	19.8
19	GW-GM	64	26	10	40	26	14	20	16.5
20	GW	85	11	4	22	13	9	7.5	22.2
21	GW	88	9	3	28	17	11	8.5	21.1
22	GW	92	6	2	25	16	9	11	20.9
23	GW	78	18	4	20	12	8	6	20.1
24	GW	88	8	4	37	19	18	10	20.2
25	GP	97	2	1	26	17	9	9.5	21.8
26	GP	78	18	4	22	11	11	8	21.2
27	GP	96	2	2	25	19	6	11	20.1
28	GP	60	14	26	26	15	11	14	18.8
29	GC	67	15	18	53	19	34	11	19.6
30	GC	66	17	17	28	13	15	10.5	20.8
31	GC	64	18	18	29	14	15	10	20.4
32	GC	67	16	17	52	31	21	23	14.6
33	GC	59	10	31	62	33	29	30	13.1
34	GC	72	14	14	47	30	17	27.5	14.9
35	GC	43	31	26	32	14	18	14	18.8
36	GC	41	31	28	45	27	18	19	16.3
37	GC	45	36	19	30	14	16	10	20
38	GC	41	35	24	27	16	11	10	19.4
39	GC	68	16	16	35	19	16	11	19
40	GC	59	26	15	23	12	11	9	21.4
41	GC	61	20	19	26	14	12	12	19.9
42	GC	57	29	14	25	13	12	14	18.6
43	GC	55	22	26	39	19	20	16	17.7
44	GC	50	33	17	26	12	14	9	20.7
45	GC	38	27	35	26	15	11	13	19.1
46	GC	41	37	22	34	21	13	13.5	18.6
47	GC	57	22	21	32	18	14	11	20.4
48	GC	54	27	19	28	16	12	11.5	19.8
49	GC	28	26	46	33	16	17	14	18.8

50	GC	65	24	13	25	13	12	9	20.3
51	GC	40	39	21	30	16	14	11	19.6
52	GC	42	28	30	33	18	15	15.5	17.1
53	GC	62	24	14	39	22	17	13.9	18.6
54	SP-SC	0	72	28	25	13	12	13.5	18.7
55	SP-SC	29	60	11	34	25	9	14	17.7
56	SP-SC	29	60	11	35	19	16	17	17.3
57	SP-SC	42	48	10	25	18	7	9	20.1
58	SP	44	53	3	40	23	17	21	16.2
59	SC	20	66	14	26	13	13	11	18.7
60	SC	33	46	21	53	34	19	32	13.4
61	SC	2	49	49	39	18	21	16	17.4
62	SC	0	79	21	23	12	11	14	17.9
63	SC	2	63	35	37	15	22	13	18.8
64	SC	13	57	30	27	10	17	9.5	20.3
65	SC	8	61	31	47	19	28	17	17.4
66	SC	7	70	23	32	12	20	12	18.9
67	SC	22	45	33	28	15	13	11.9	19.2
68	SC	26	44	30	21	11	10	10	20
69	SC	17	40	43	25	12	13	11	18.8
70	SC	24	45	31	22	10	12	10	20
71	SC	41	45	14	30	17	13	8	20.6
72	SC	18	61	21	83	43	40	32	12.7
73	SC	1	51	48	41	22	19	19	16.3
74	SC	18	38	44	32	20	12	17	17.5
75	SC	18	43	39	29	14	15	14	19

Tablo 1’de 75 adet SP deney sonuçları ve kullanılan zeminlerin indeks özellikleri verilmiştir. Bu veriler, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırılmasına (USCS) göre zemin sınıfı ve veri sayısı (n) toplu olarak Tablo 2’de özetlenmiştir. Buna ek olarak, her bir veri seti için, zemin parametrelerinin istatistiksel parametreleri belirlenmiş ve Tablo 3’de gösterilmiştir.

Tablo 2. ÇLR analizlerinde kullanılan verilerin zemin tipi ve veri sayısı.

Zemin cinsi	Veri sayısı (n)
GP-GC	12
GW-GC	6
GW-GM	1
GW	5
GP	4
GC	25
SP	1
SP-SC	4
SC	17
<b>Toplam</b>	<b>75</b>

Tablo 3. Analizde kullanılan verilerin istatistiksel parametreleri.

	Dane boyutu dağılımı			w <sub>L</sub> (%)	w <sub>P</sub> (%)	I <sub>P</sub> (%)	w <sub>opt</sub> (%)	γ <sub>kmaks</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
	Çakıl (%)	Kum (%)	İD (%)					
Maksimum	97.00	79.00	49.00	83.00	44.00	40.00	32.00	22.60
Minimum	0.00	2.00	1.00	19.00	10.00	5.00	6.00	12.70
Yayılm	97.00	77.00	48.00	64.00	34.00	35.00	26.00	9.90
Ortalama	51.05	31.23	17.79	31.59	17.60	14.43	12.86	19.13
Ortanca	55.00	27.00	15.00	28.00	16.00	13.00	11.00	19.60
Standart sapma	25.99	18.29	12.06	10.67	6.73	6.01	5.43	2.06
Varyasyon	675.60	334.52	145.53	113.92	45.28	36.11	29.52	4.23
Varyasyon kats.	0.51	0.59	0.68	0.34	0.38	0.42	0.42	0.11
Çarpıklık kats.	-0.32	0.60	0.80	2.10	2.01	1.69	1.91	-1.13
Basıklık kats.	-0.79	-0.38	-0.03	6.58	4.75	4.62	3.99	1.49

Her bir bağımsız değişkenin (çakıl oranı, kum oranı, ince dane oranı, I<sub>p</sub>, w<sub>L</sub>, w<sub>P</sub>), bağımlı değişkenlerle (w<sub>opt</sub>, γ<sub>kmaks</sub>) ilişkisi, en küçük kareler metoduna göre Çoklu Lineer Regresyon (ÇLR) analiz ile araştırılmış ve geliştirilmiştir.

$$f(w_{opt}, \gamma_{kmaks}) = a + b\text{Ç} + c\text{K} + d(\text{İD}) + eI_p + fw_L + gw_P \quad (1)$$

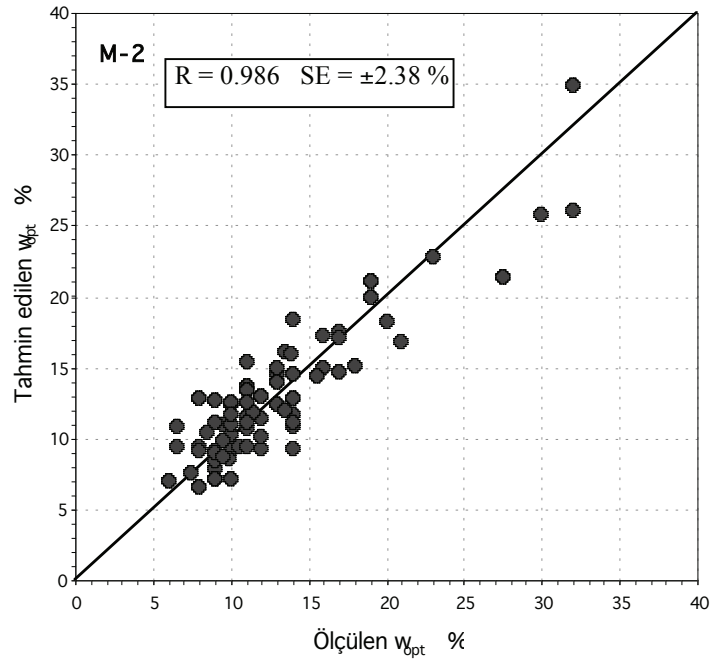
Burada, a, b, c, d, e, f, g regresyon katsayıları, Ç çakıl oranı, K kum oranı, İD ince dane oranını göstermektedir. Bağımsız değişkenler, denklemde tam sayılar ile ifade edilmişlerdir. Korelasyon katsayısı (R) ve elde edilen korelasyon denkleminin standart hatası (SE), elde edilen denklemin istatistiksel olarak anlamlılığını ve güvenilirliğini göstermesi açısından ele alınmıştır. Standart hata, regresyon doğrusundan veya düzleminden ne kadar sapıldığına işaret etmektedir.

Çoklu Lineer Regresyon (ÇLR) analizi, bir bağımlı değişkeni, birden fazla bağımsız değişkenler ile tanımlamak için kullanılan metottur. Bu çalışmada, her bir istatistiksel parametre ve korelasyon denklemleri için %5 anlamlılık düzeyi dikkate alınmıştır. Regresyon katsayılarının anlamlılığı, “t-test”leri ile incelenmiş ve bunların modeller üzerinde anlamlılığa sahip olduğu bulunmuştur. Optimum su muhtevasını ve maksimum birim hacim ağırlığını tahmin etmek için, altı bağımsız değişken (Ç, K, İD, I<sub>p</sub>, w<sub>L</sub> ve w<sub>P</sub>) arasında her biri için korelasyonlar aranmıştır. Her bir analiz için, korelasyon katsayıları (R) ve standart hatalar (SE) Tablo 4 ve 5’de verilmiştir. Geliştirilen modelin istatistiksel anlamlılık açısından en uygun olduğuna karar vermek için, geliştirilen modelin aynı anda hem en yüksek R’ye ve hem de en düşük SE’ye sahip olması gerekir.

## VERİLERİN ANALİZLERİ VE YORUMLANMASI

SP deney sonuçları kullanılarak  $w_{opt}$  ve  $\gamma_{kmaks}$  ile indeks özellikleri arasındaki ilişkiler için 29 adet korelasyon modeli geliştirilmiştir. ÇLR analizleri sonucu,  $w_{opt}$  ile indeks parametreleri arasında elde edilen en uygun korelasyonlar bulunmuş olup, Tablo 4’de topluca bütün geliştirilen modeller verilmiştir.

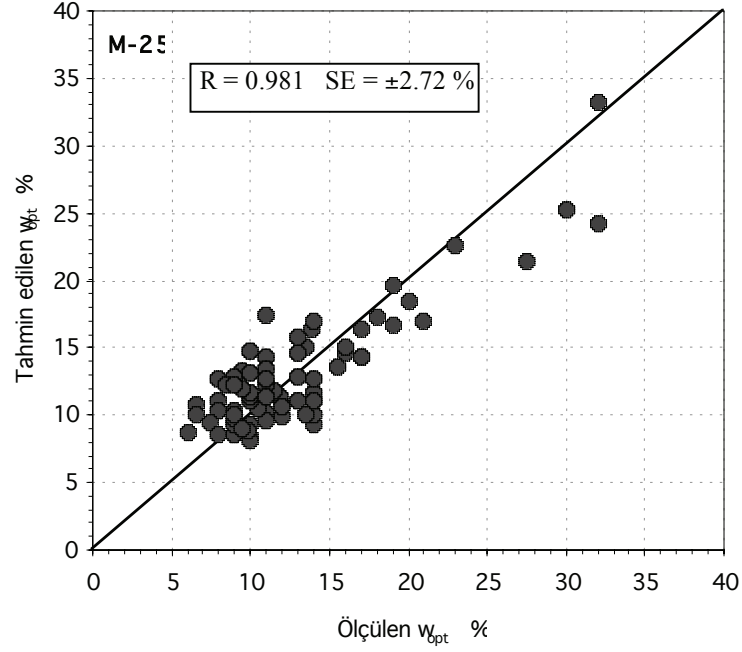
$w_{opt}$  ile indeks özellikleri arasındaki ilişkiler için R açısından ele alındığında, en düşük 0.868 ve en yüksek 0.986 değerleri bulunduğu görülmüştür. M-1 ve M-2 modelleri en yüksek R’ye sahip iken M-21 model en düşük değere sahiptir. M-21 modelin sadece dane dağılım yüzdesinden olan bağımsız değişkenler olan K ve ID olduğu dikkat çekicidir. Modeller SE açısından ele alındığında ise, en düşük değer olarak 2.38 % ve en yüksek değer olarak 7.03 % bulunmuştur. M-2 modeli en düşük SE’ye sahip iken, M-21 model en yüksek değere sahiptir. Hem R ve hem de SE açısından aynı anda bakıldığında, M-2 model, en iyi elde edilen model gözükmektedir. Bununla beraber, M-25 (R = 0.981 ve SE = 2.72 %) modeli, sadece kıvam limitleri içermesi ve M-2’nin istatistiksel parametrelerine (R = 0.986 ve SE = 2.38 %) oldukça yakın değerlere sahip olduğundan, bu modeli kullanmanın daha avantajlı olacağı düşünülmektedir (Şekil 2 ve 3).



Şekil 2. M-2 için ölçülen  $w_{opt}$  ile tahmin edilen  $w_{opt}$ ’nin karşılaştırılması.

Tablo 4.  $w_{opt}$  elde etmek için ÇLR analizlerinden bulunan korelasyon denklemleri.

Model numarası	Korelasyon denklemi	R	SE %
M-1	$w_{opt} = -0.033Ç+0.053ID+0.657w_L+0.06w_p-0.57 I_p$	0.986	± 2.39
M-2	$w_{opt} = -0.032Ç+0.002K+0.052ID+0.712w_L-0.623I_p$	0.986	± 2.38
M-3	$w_{opt} = -0.015Ç+0.013K+0.069ID+0.482w_p +0.244I_p$	0.975	± 3.19
M-4	$w_{opt} = -0.028Ç+0.002K+0.037ID+0.295w_L+0.241 w_p$	0.982	± 2.72
M-5	$w_{opt} = -0.018Ç+0.011K+0.023ID+0.413w_L$	0.979	± 2.91
M-6	$w_{opt} = -0.006Ç+0.024K+0.119ID+0.586w_p$	0.972	± 3.39
M-7	$w_{opt} = 0.038Ç+0.061K+0.074ID+0.535 I_p$	0.955	± 4.27
M-8	$w_{opt} = 0.09Ç+0.121K+0.226ID$	0.930	± 5.25
M-9	$w_{opt} = 0.053ID+0.381 w_L$	0.978	± 2.93
M-10	$w_{opt} = 0.144ID+0.585 w_p$	0.971	± 3.38
M-11	$w_{opt} = 0.088ID+0.743I_p$	0.947	± 4.52
M-12	$w_{opt} = -0.020Ç +0.030ID+0.421w_L$	0.979	± 2.90
M-13	$w_{opt} = -0.009Ç +0.134ID+0.612 w_p$	0.971	± 3.40
M-14	$w_{opt} = 0.035Ç +0.122ID+0.603I_p$	0.951	± 4.39
M-15	$w_{opt} = -0.021Ç+0.016K+0.423w_L$	0.979	± 2.90
M-16	$w_{opt} = -0.012Ç+0.064K +0.644 w_p$	0.967	± 3.63
M-17	$w_{opt} = -0.032Ç+0.079K +0.601I_p$	0.953	± 4.31
M-18	$w_{opt} = 0.018K+0.038ID +0.373 w_L$	0.978	± 2.94
M-19	$w_{opt} = 0.026K+0.121ID +0.566w_p$	0.971	± 3.37
M-20	$w_{opt} = 0.054K+0.042ID +0.692 I_p$	0.950	± 4.44
M-21	$w_{opt} = 0.178K +0.289ID$	0.868	± 7.03
M-22	$w_{opt} = 0.108Ç+0.226K$	0.911	± 5.84
M-23	$w_{opt} = 0.111Ç+0.380ID$	0.915	± 5.72
M-24	$w_{opt} = 0.318 w_L +0.166w_p$	0.979	± 2.90
M-25	$w_{opt} = 0.618 w_L -0.453I_p$	0.981	± 2.72
M-26	$w_{opt} = 0.343 I_p+0.448w_p$	0.971	± 3.36
M-27	$w_{opt} = 0.409w_L$	0.977	± 2.99
M-28	$w_{opt} = 0.712w_p$	0.961	± 3.90
M-29	$w_{opt} = 0.844I_p$	0.945	±4.61



Şekil 3. M-25 için ölçülen  $w_{opt}$  ile tahmin edilen  $w_{opt}$ 'nin karşılaştırılması.

ÇLR analizleri sonucu,  $\gamma_{kmaks}$  ile indeks parametreleri arasında elde edilen en uygun korelasyonlar bulunmuş olup, Tablo 5'de topluca verilmiştir. Modeller R açısından ele alındığında, en düşük 0.891 ve en yüksek 0.999 değerleri bulunduğu görülmüştür. M-1, M-2, M-4 ve M-5 modelleri en yüksek R'ye sahip iken M-29 model en düşük değere sahiptir. Modeller SE açısından ele alındığında ise, en düşük değer olarak  $0.91 \text{ kN/m}^3$  ve en yüksek değer olarak  $8.77 \text{ kN/m}^3$  bulunmuştur. M-29 modelin sadece kıvam indisi olan  $I_p$  bağımsız değişken olması, bu modelin zayıf bir ilişki içinde olduğunu ( $R = 0.891$  ve  $SE = 8.77 \text{ kN/m}^3$ ) göstermektedir. M-2 modeli ( $SE = 0.91 \text{ kN/m}^3$ ) en düşük SE'ye sahip iken, M-29 modeli ( $SE = 8.77 \text{ kN/m}^3$ ) en yüksek değere sahiptir. Hem R ve hem de SE açısından aynı anda bakıldığında, M-2 modeli ( $R = 0.999$  ve  $SE = 0.91 \text{ kN/m}^3$ ), en iyi elde edilen model gözükmemektedir (Şekil 4).

Ayrıca bu çalışmada,  $w_{opt}$  ile  $\gamma_{kmaks}$  arasında lineer ve lineer olmayan regresyon analizleri yapılarak, ilişkiler araştırılmış ve oldukça güvenilir sonuçlar veren ilişkiler bulunmuştur. Analizler sonunda elde edilen denklemler aşağıda verilmiştir. Şekil 5'de ise elde edilen denklemler, grafiksel olarak deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

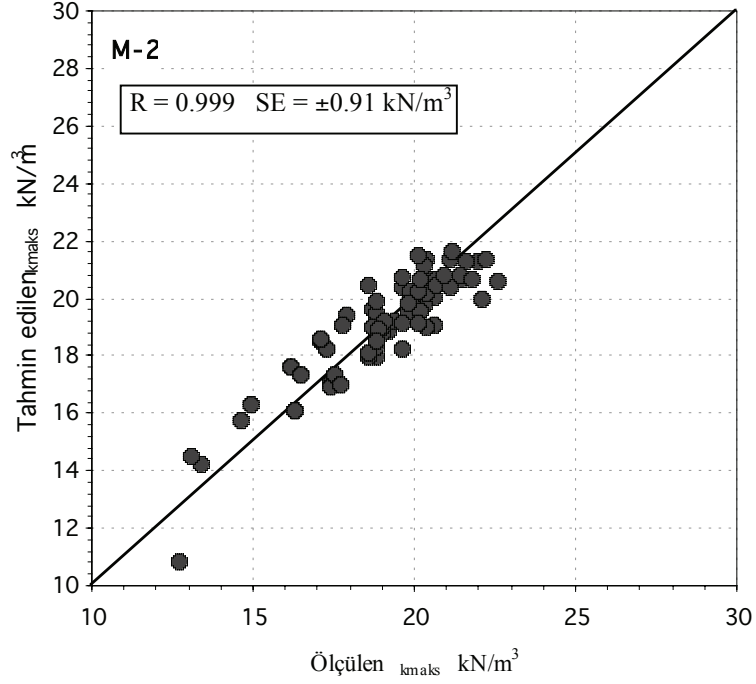
$$\gamma_{kmaks} = 23.77 - 0.36w_{opt} \quad R = 0.953 \quad SE = \pm 0.63 \text{ kN/m}^3 \quad (2)$$

$$\gamma_{kmaks} = 41.22w_{opt}^{-0.31} \quad R = 0.948 \quad SE = \pm 1.03 \text{ kN/m}^3 \quad (3)$$

$$\gamma_{kmaks} = 24.83e^{-0.021Wopt} \quad R = 0.967 \quad SE = \pm 1.03 \text{ kN/m}^3 \quad (4)$$

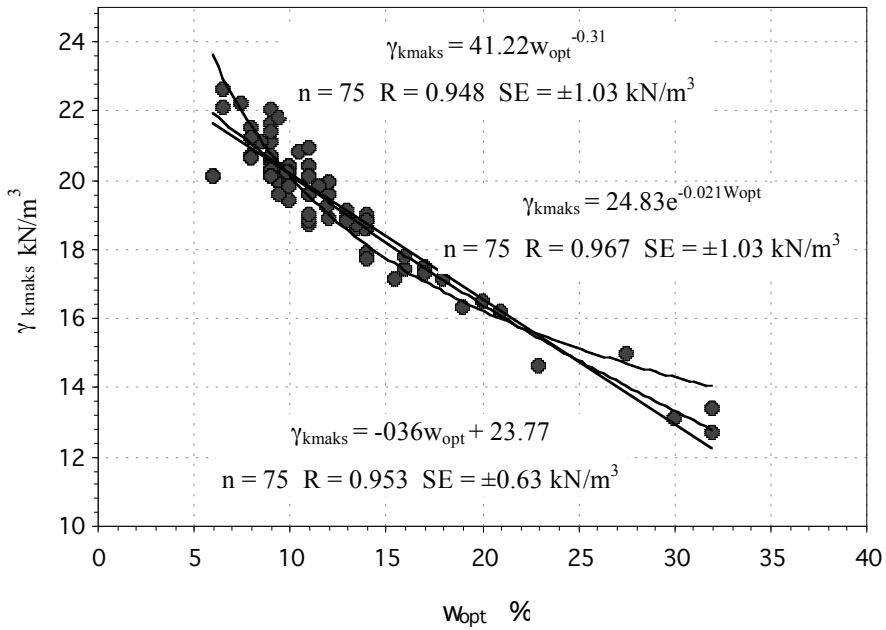
Tablo 5.  $\gamma_{kmaks}$  elde etmek için ÇLR analizlerinden bulunan korelasyon denklemleri.

Model numarası	Korelasyon denklemi	R	SE kN/m <sup>3</sup>
M-1	$\gamma_{kmaks} = 0.254\check{C}+0.232K+0.215ID-0.244w_L-0.007w_p-0.204 I_p$	0.999	± 0.92
M-2	$\gamma_{kmaks} = 0.254\check{C}+0.232K+0.215ID-0.251w_L+0.210I_p$	0.999	± 0.91
M-3	$\gamma_{kmaks} = 0.247\check{C}+0.227K+0.210ID-0.164w_p -0.099I_p$	0.998	± 1.20
M-4	$\gamma_{kmaks} = 0.252\check{C}+0.231K+0.221ID-0.115w_L-0.072w_p$	0.999	± 1.02
M-5	$\gamma_{kmaks} = 0.249\check{C}+0.228K+0.225ID-0.150w_L$	0.999	± 1.06
M-6	$\gamma_{kmaks} = 0.243\check{C}+0.223K+0.189ID-0.206w_p$	0.998	± 1.30
M-7	$\gamma_{kmaks} = 0.229\check{C}+0.211K+0.208ID-0.198 I_p$	0.997	± 1.54
M-8	$\gamma_{kmaks} = 0.206\check{C}+0.188K+0.152ID$	0.995	± 1.92
M-9	$\gamma_{kmaks} = 0.130ID+0.458w_L$	0.918	± 7.76
M-10	$\gamma_{kmaks} = 0.227ID+0.722 w_p$	0.918	± 7.75
M-11	$\gamma_{kmaks} = 0.160ID+0.914I_p$	0.897	± 8.62
M-12	$\gamma_{kmaks} = 0.219\check{C} +0.379ID+0.016w_L$	0.977	± 4.14
M-13	$\gamma_{kmaks} = 0.191\check{C} +0.315ID+0.158 w_p$	0.981	± 3.83
M-14	$\gamma_{kmaks} = 0.197\check{C} +0.335ID+0.136I_p$	0.980	± 3.93
M-15	$\gamma_{kmaks} = 0.134\check{C}+0.054K+0.297w_L$	0.958	± 5.61
M-16	$\gamma_{kmaks} = 0.139\check{C}+0.109K +0.379 w_p$	0.963	± 5.28
M-17	$\gamma_{kmaks} = 0.146\check{C}+0.373K +0.373I_p$	0.957	± 5.68
M-18	$\gamma_{kmaks} = 0.141K+0.101ID +0.333 w_L$	0.954	± 5.90
M-19	$\gamma_{kmaks} = 0.141K+0.214ID +0.399w_p$	0.949	± 6.21
M-20	$\gamma_{kmaks} = 0.152K+0.233ID +0.376 I_p$	0.938	± 6.79
M-21	$\gamma_{kmaks} = 0.244K +0.379ID$	0.918	± 7.71
M-22	$\gamma_{kmaks} = 0.225\check{C}+0.274K$	0.978	± 4.06
M-23	$\gamma_{kmaks} = 0.223\check{C}+0.411ID$	0.981	± 3.75
M-24	$\gamma_{kmaks} = 0.252 w_L +0.468w_p$	0.948	± 6.22
M-25	$\gamma_{kmaks} = 0.254 w_L +0.513I_p$	0.945	± 6.37
M-26	$\gamma_{kmaks} = 0.473I_p+0.558w_p$	0.915	± 7.88
M-27	$\gamma_{kmaks} = 0.527w_L$	0.914	± 7.86
M-28	$\gamma_{kmaks} = 0.922w_p$	0.903	± 8.31
M-29	$\gamma_{kmaks} = 1.097I_p$	0.891	± 8.77



Şekil 4. M-2 için ölçülen  $\gamma_{kmaks}$  ile tahmin edilen  $\gamma_{kmaks}$ 'ın karşılaştırılması.

Elde edilen ilişkiler R açısından ele alındığında, en uygun olarak lineer ilişki olan Denklem (2) için  $R = 0.953$  ile lineer olmayan ilişki olan Denklem (4) için  $R = 0.967$  olarak bulunmuştur. SE açısından bakıldığında ise, Denklem (2) en düşük  $SE = \pm 0.63 \text{ kN/m}^3$  değerine sahipken Denklem (3) ve (4) en yüksek  $SE = \pm 1.03 \text{ kN/m}^3$  değerine sahip olduğu gözlenmiştir. Böylece, lineer ilişki (Denklem 2) en uygun sonuçlar verdiği görülmüştür.



Şekil 5.  $\gamma_{kmaks}$  ile  $w_{opt}$  arasındaki ilişkiler.



## SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Optimum su muhtevası ( $w_{opt}$ ) ve maksimum kuru birim hacim ağırlığı ( $\gamma_{kmaks}$ ) zemin mühendisliği projelerinin çoğunda, kalite kontrol ve tasarımında önemli roller oynar. Bu kompaksiyon parametreleri, özellikle ön tasarımda, zamanın ve ekonominin yetersiz olduğu durumlarda korelasyon denklemleri yardımıyla bulunması oldukça önemlidir. Korelasyonlarda önemli olan istatistiksel parametrelerin (R ve SE gibi) bilinmemesi halinde, korelasyon denklemleri istenilmeyen sonuçlara sebep olabilmektedir.

Bu çalışmada, çeşitli kamu kuruluşları laboratuvarlarında Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırılmasına (USCS) göre sınıflandırılmış, kaba daneli zeminler üzerinde gerçekleştirilmiş SP deneyleri sonucunda belirlenen, zeminin  $w_{opt}$  ve  $\gamma_{kmaks}$  ile birlikte aynı numune üzerinde gerçekleştirilen kıvam limit, granülometre ve hidrometre deneyi sonucu parametreleri kullanılarak korelasyon ve regresyon analizleri gerçekleştirilmiştir. Yapılan bu çalışma ile aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- $w_{opt}$  tahmin etmek için kullanılacak en iyi model, Tablo 4’de ki, M-2 modeli (R = 0.986 ve SE =  $\pm 2.38$  %) olmakla birlikte, pratik yaklaşım için M-27 modeli de kullanılabilir (R = 0.977 ve SE =  $\pm 2.99$  %).
- $\gamma_{kmaks}$  tahmin etmek için kullanılacak model, Tablo 5’de geliştirilen M-2 modeli (R = 0,999 ve SE =  $\pm 0,91$  kN/m<sup>3</sup>) olmakla birlikte, daha kolay ve az bağımsız değişken kullanılmasından dolayı Tablo 4’de ki M-27’den veya M-2’den bulunan  $w_{opt}$ ’nın Denklem (2)’de (R = 0.953 ve SE =  $\pm 0.63$  kN/m<sup>3</sup>) yerine konularak  $\gamma_{kmaks}$ ’ın bulunması tavsiye edilmektedir.
- Kıvam limitleri içerisinde  $w_{opt}$  ile en iyi bir korelasyon içeren parametre likit limit ( $w_L$ ) olarak belirlenmiştir.

## KAYNAKLAR

- Davidson, D.T., and Gardiner, W.F. Calculation of standard proctor density and optimum moisture content from mechanical, analysis, shrinkage factors and plasticity index. Highway
- Gurtug, Y., and Sridharan, A., Compaction behaviour and prediction of its characteristics of fine grained soils with particular reference to compaction energy. Soil and Foundation 44(5), 27-36. 2004.
- Holtz, R. D and Kovacs, W.D., An introduction to geotechnical engineering, Prentice-Hall, USA. 1981.
- Jeng, Y.S. and Strohm W.E., Prediction of the shear strength and compaction characteristics of compacted fine-grained cohesive soils, Final report, U.S. Army engineer Waterways Experiment Station, Soils and Pavement Laboratory, Vicksburg. 1976.

- Johnson, A.W., and Sallberg, J.R., Factors that influence compaction of soils. Highway Research Board, No. 272, National Academy of Sciences, Washington, D.C.
- Joslin, J.C., Ohio's typical moisture-density Curves, ASTM STP 239:111–118. 1959.
- Korfiatis, G.P. and Manikopoulos C.N., Correlation of maximum dry density and grain size, ASCE. 1982.
- Nagaraj, T.S., Analysis and prediction of compaction characteristics of soils, Unpublished work. 1994.
- Ramiah, B.K., Viswanath V. and Krishnamurthy H.V., Interrelationships of compaction and index properties, Proc., Second Southeast Asian conf. on soil energy, Singapore, 577-587. 1970.
- Research Bulletin, No. 29, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 447-481. 1949.
- Ring, G.W., Sallgerb, J.R. and Collins, W.H., 1962 Correlation of compaction and classification test data, HRB, 325: 577-587. 1960.
- Rowan, H.W., and Graham, W.W., Proper compaction eliminates curing period in construction fills. Civil Engineering 18, 450-451. 1948.
- Sivrikaya, O ve Toğrol, E. Türkiye'de SPT-N değeri ile İnce Daneli Zeminlerin Drenajsız Kayma Mukavemeti arasındaki ilişkiler, IMO Teknik Dergisi, Ekim 2007 (basımda).
- Sivrikaya, O., Models of Compacted Fine-Grained Soils used as Mineral Liner for Solid Waste, Environmental Geology 2007.
- Sridharan, A. and Nagaraj, H.B., Plastic limit and compaction characteristics of fine-grained soils, Ground Improvement 9(1), 17-22. 2005.
- Wang, M.C. and Huang, C.C., Soil compaction and permeability prediction models, J. Environ. Engrg. ASCE, Vol110. 6:1063-1083. 1984.

# SİVAS İLİ YERLEŞİM ALANLARINDA YAPILMIŞ ZEMİN ETÜDLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

## THE EVALUATION OF SOIL EXPLORATION IN WHICH CASED SIVAS URBAN AREAS

Salih YÜKSEK<sup>1</sup>

Ahmet ŞENOL<sup>2</sup>

### ABSTRACT

In the last decade, the medium intensity earthquakes in Turkey yielded many important results and problems from the viewpoint of different engineering profession. Fort his reason, soil exploration must be done in every technical enterprise. Soil explorations carry out by engineering offices and public corporations as well as every center of populations.

In this case, soil explorations in Sivas urban area have been analyzed. Towards reaching this aim, important data of soil parameters from studies performed on some 150 locations were collected and performed statistical evaluations. The interpolation estimates with “Inverse Distance Interpolation Techniques”. The results were placed on a 2D map which then overlaid on the city map.

### ÖZET

Orta ve büyük şiddette depremlerin yaşandığı ülkemizde özellikle son büyük depremlerden sonra yerleşim alanlarında yapılacak teknik girişimlerde zemin etütlerinin yapılması zorunlu hale gelmiştir. Her yerleşim bölgesinde olduğu gibi Sivas ilinde de zemin etütleri çoğu özel mühendislik büroları ve kamu kuruluşları tarafından yürütülmektedir.

---

<sup>1</sup> Yrd.Doç.Dr., Cumhuriyet Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Sivas,  
e-mail: syuksekk@cumhuriyet.edu.tr, Te:0346-2191010-1330

<sup>2</sup> Yrd.Doç.Dr., Cumhuriyet Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Sivas  
e-mail: senol@cumhuriyet.edu.tr, Te:0346-2191010-2224

Bu çalışmada Sivas ili yerleşim alanlarında yapılmış olan zemin etütleri derlenmiş ve değerlendirilmiştir. Bu amaçla yerleşim bölgesinde yapılmış olan 150 farklı lokasyondaki önemli bazı zemin parametrelerinin istatistiksel değerlendirmesi yapılmış ve mesafenin tersi(id) interpolasyon tekniği ile ara değerler kestirilmiştir. Elde edilen sonuçlar iki boyutlu olarak haritalanmış ve yerleşim planı ile üst üste çakıştırılarak yorumlanmıştır.

**Anahtar kelimeler:** Zemin parametreleri, sayısallaştırma, mesafenin tersi yöntemi

## 1.GİRİŞ

Yazılı tarihi M.Ö. 2000 yılına kadar dayanan Cumhuriyetin temellerinin atıldığı, Selçuklu devrinin güzel eserleriyle süslü Sivas'ın kentleşme açısından gelişimi; geçmişte ve bugün yerleşim alanındaki zeminlerin özellikleri dikkate alınmaksızın olmuştur. Oysa herhangi bir bölgedeki sanayileşme, ulaşım ve yerleşim o bölgedeki çevre dengesini büyük ölçüde etkiler. Sivas ilinin bulunduğu alanın zemin özelliklerinin bilinmesi, kentin gelişebileceği yerleri, sanayi ve ulaşım ağlarının seçilmesi ile doğal çevre açısından bir vizyon oluşturacaktır.

Son yıllarda yaşanan depremlerden sonra can ve mal kaybını minimize etmek için yeraltı ve yerüstü inşa yapılarının sağlamlılığı, emniyeti ve güvenilirliği gibi özelliklerin önemi herkes tarafından daha fazla hissedilmektedir. Bununla birlikte sözkonusu inşa yapılarının etkileşimde bulunduğu zeminin sağlamlılığı ve özelliklerinin bilinmesi önemli ve öncelikli durumdadır. Yerleşim alanlarının her noktasında çeşitli deneyler yapılarak veriler elde etmek imkansız ve ekonomik değildir. Çok az lokasyonun verisi ile büyük bir bölgenin yorumlanması yanlış yönlendirmelere sebep olur. Yeteri sayıda veri ve uygun teknikle verilen yorumlanması gerekir. Bu çalışmada Sivas şehri yerleşim bölgesindeki 150 farklı lokasyonda yapılmış zemin etüt raporlarındaki bazı zemin parametreleri derlenmiş ve değerlendirilmiştir.

## 2. MATERYAL VE METOD

Değişik mühendislik büroları ve kamu kuruluşlarından Sivas ili yerleşim alanında yapılmış zemin etütlerinden bazı önemli zemin parametreleri elde edilmiştir. Elde edilen veriler düzenlenerek bilgisayar ortamına aktarılmış ve bir veri tabanı oluşturulmuştur(Çizelge 1). Tabloda, şehrin değişik mahallelerinden 150 noktaya ait koordinatlar, mahalle isimleri, elek

analizi sonuçları, atterberg limitleri, kohezyon, su içeriği, içsel sürtünme açısı, tabi ve kuru birim hacim ağırlık, zemin sınıfı, taşıma gücü ve zemin emniyet gerilmesi gibi veriler bulunmaktadır. Bu verilerin istatistiksel değerlendirmesi ve ara değerlerin tahmini/hesaplanması için lisanslı GS++ programı(web 1) yardımıyla yapılmıştır. Bu çalışmada interpolasyon tekniği olarak mesafeyle ters ağırlıklı metot(idw) kullanılmıştır. Bu metodun genel prensipleri aşağıda açıklanmıştır.

## 2.1. Mesafeyle ters ağırlıklı metot

Mesafeyle ters ağırlıklı yöntemde bir noktadaki değeri hesaplamak için, o noktanın etrafındaki noktaların bilinen değerlerinin ortalama etki ağırlıklarını bulmak gerekir. Bir noktadaki istenen değeri hesaplamak için aşağıdaki formül kullanılır.

$$Z = \sum_{i=1}^n \lambda_i Z(x_i)$$

Burada;

Z: Hesaplanan Değer

Z(x<sub>i</sub>): Bilinen Değer

n: Hesaplama Kulllanılacak Bilinen Değer Sayısı

Yukarıdaki formülde,

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i = 1 \text{ ve } 0 \leq \lambda_i \leq 1 \text{ olmak zorundadır.}$$

$\lambda_i$ 'nin değeri, değerleri bilinen noktalar ile değerleri bilinmeyen noktalar arasındaki mesafenin bir fonksiyonu olarak hesaplanır ve en yaygın kabul gören fonksiyonu ise;

$$\lambda_i = \frac{d_i^{-m}}{\sum_{i=1}^n d_i^{-m}}$$

şeklindedir.

Burada;

d<sub>i</sub>: Değeri bilinen i noktası ile değeri hesaplanacak nokta arasındaki mesafe

m: Üssel faktör

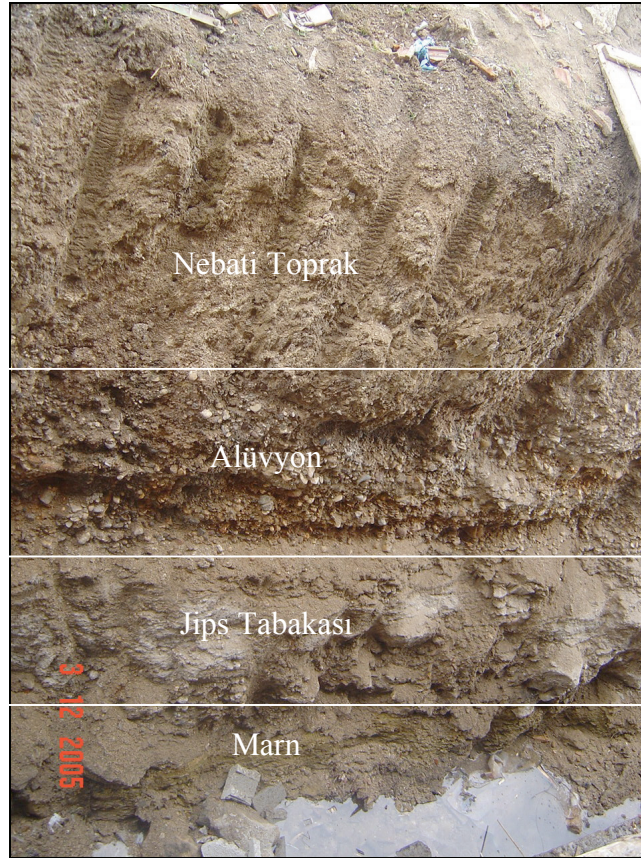
Yukarıdaki formülde en önemli soru “m” değerinin ne olacağıdır. Bunu belirlenmesi için Hughes (1979) tarafından değişik yöntemler verilmiştir. “m” değeri için seçilen değer genellikle 0 ile 3 arasında olmakta ve yaygın olarak “2” seçilmektedir.

Çizelge 1. Sivas İli Yerleşim Alanına Ait Bazı Önemli Zemin Parametreleri Veri Tablosu Örneği

	Mahalle	X	Y	Z	Zemin Sınıfı	Su İçeriği %	Atterberg Limitleri			(C) Kohezyon	(Ø)	Tabii Birim Ağırlık $\gamma$	Kuru Birim Hacim/Ağırlık	Zemin Emniyet Gerilmesi kg/cm <sup>2</sup>	Taşıma Gücü kg/cm <sup>3</sup>
							LL (%)	PL (%)	PI (%)						
1	1. Org. San. Böl.	333766	4401980	1289	CH	-	51	23	28	1,36	18	1,99	1,789	6,90	20,71
2	1. Org. San. Böl.	335554	4402207	1285	CH	32,7	51	23	28	0,65	-	-	-	0,82	2,46
3	1. Org. San. Böl.	333707	4402012	1283	CH	24,8	50	26	24	0,79	0	1,83	-	1,56	4,68
4	1. Org. San. Böl.	333509	4402012	1284	CH	20,2	46	22	24	0,39	6	1,80	-	1,40	4,20
5	1. Org. San. Böl.	333570	4401646	1281	CH	34,1	47	27	20	0,44	3	1,79	-	1,05	3,14
6	1. Org. San. Böl.	333523	4401372	1283	CH	22,7	45	28	17	0,56	3	1,79	-	1,54	4,62
7	1. Org. San. Böl.	333789	4401451	1284	CH	20,7	42	22	20	0,53	7	1,80	-	1,39	4,17
8	1. Org. San. Böl.	334168	4401817	1285	CH	33,2	46	25	21	0,41	8	1,79	-	1,00	3,00
9	1. Org. San. Böl.	334002	4401662	1284	CH	22,3	46	20	26	0,42	9	1,92	-	1,17	3,51
10	1. Org. San. Böl.	334110	4402207	1286	CH	23,0	43	19	24	0,36	7	1,79	-	0,90	2,70
11	1. Org. San. Böl.	334337	4402518	1285	CH	-	-	NP	-	-	-	-	-	2,10	6,30
12	1. Org. San. Böl.	333765	4402094	1288	CH	27,0	41	19	22	0,38	5	1,64	-	0,90	2,70
13	1. Org. San. Böl.	333810	4401793	1292	CH	30,8	48	24	24	0,52	7	1,78	-	1,36	4,08
14	Akdeğirmen Mah.	330856	4401997	1279	GM	-	-	NP	-	-	-	2,21	2,124	1,70	5,10
15	Akdeğirmen Mah.	331043	4402476	1276	CL	17,2	46	20	26	-	-	-	-	1,50	4,50
16	Akdeğirmen Mah.	330616	4402384	1279	CL	26,1	44	21	23	0,61	0	1,82	-	1,63	4,89
17	Akdeğirmen Mah.	330392	4402452	1280	CH	32,6	52	27	25	1,05	0	1,90	1,43	6,39	19,17
18	Akdeğirmen Mah.	331417	4401996	1279	GM	-	-	NP	-	-	-	-	-	1,50	4,50

### 3. BAZI ZEMİN PARAMETRELERİNİN TAHMİNİ VE HARİTALANMASI

Sivas kenti yerleşim alanı, 115,50 km<sup>2</sup>'lik bir alanı kapsamaktadır. Bu alan, Kuzeyde Fatih ve Alibaba, Doğuda Kılavuz, Güneyde Karşıyaka ve Yenişehir, Batıda ise Danışmentgazi Mahalleleri gibi yerleşim alanları ile çevrilidir. İnceleme alanı ve yakın çevresinde jeolojik ve zemin mekaniği amaçlı çok sayıda araştırma yapılmıştır(Ceyhan 1987; Gökçe ve Ceyhan 1988; Gürsoy 1992; Kurtman 1973; H.Ü.T.E. 1978; İrfan ve Özkaya 1981; Ülker 1982; Karacan 1989, 1990, 1992, 1994; Yılmaz 1994; ve Yüksek Proje AŞ. 1986). Yerleşim alanının çoğunu toprak ve alüvyal zeminler kaplamaktadır(Şekil 1). Genel olarak zeminler diğer zeminlerin bir dönüşümü şeklinde bir sıra izler(Aytekin 2004) ve yerleşim alanında da bu durum aynıdır. Bölgede toprak ve alüvyal zeminin kalınlığı 1 kaç metreden 50-100 m ye kadar değişmektedir. Bu zeminlerin altında stratigrafik olarak jips, kumlu kireçtaşı ve Sivas ilinin tamamının altında yeralan marn tabakaları bulunmaktadır. Marn tabakaları bazı mahallelerde yüzeye kadar çıkmaktadır(Şekil 2).



Şekil 1. Marn ve jipslerin üzerinde alüvyon tabakası (Aydoğan mah.)



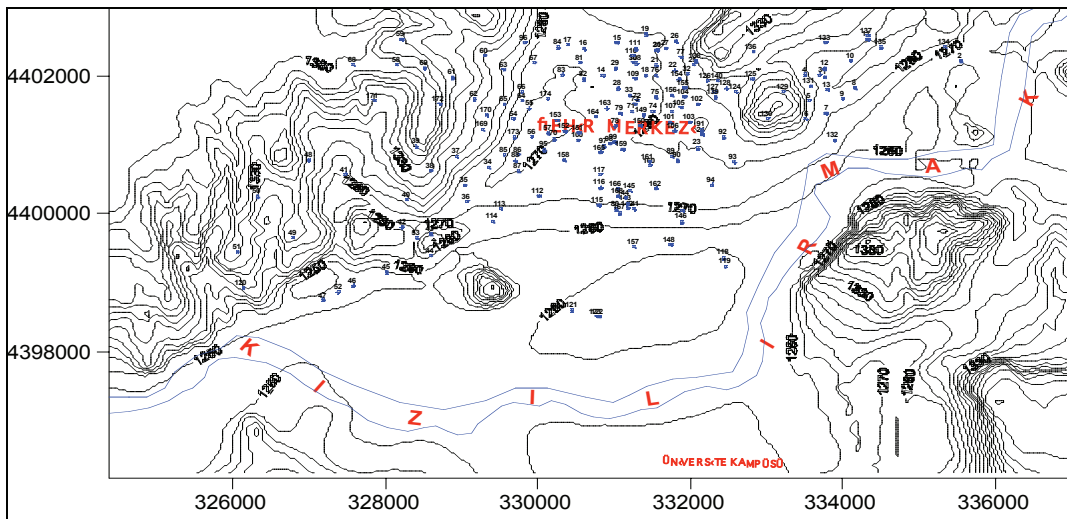


Şekil 2. Kılavuz mahallesinde temel inşaatı ve marn tabakaları

Sivas yerleşim alanında günümüze kadar 500 den fazla değişik noktada zemin etüdü yapılmıştır. Ancak bu etütlerden sadece 174 değişik noktanın verileri elde edilebilmiştir. Bu noktaların dağılımı Şekil 3’te görülmektedir. Şekilden de görüldüğü üzere etüt noktaları düzensiz bir dağılım göstermektedir. Bu veriler daha önce yukarıdaki çizelgede verilmişti. İstatistiksel değerlendirmeden sonra önemli zemin parametrelerinin tüm yerleşim alanındaki dağılımlarını tahmin etmek amacıyla mesafeye ters ağırlıklı yöntem (inverse distance weighting, idw) kullanılmıştır. Ara değerlerin hesaplanması aşağıdaki kabuller altında yapılmıştır.

Bunlar;

- Yapılan deneyler doğru ve hassas,
- Elde edilen veriler doğru ve güvenilir,
- Hesaplamalar ve değerlendirmeler iki boyutlu(2D),
- Ortamlar homojen ve izotrop olarak göz önüne alınmıştır.



Şekil 3. Sivas kentinde yapılmış zemin etütlerinin haritadaki yerleri

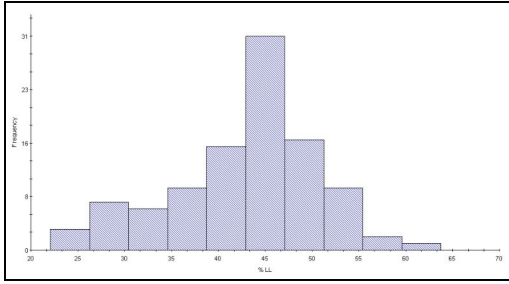


### 3.1. Likit limit verilerinin değerlendirilmesi

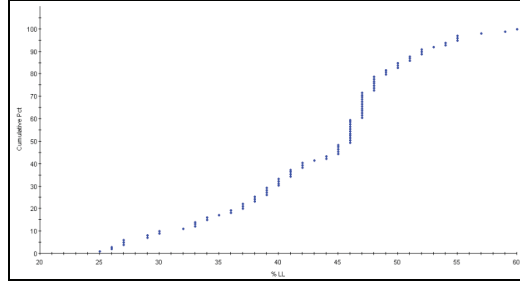
Elde edilen verilerin %LL değerleri, % 21 ila %86 arasında değişmektedir. Diğer istatistik rakamlar çizelge 2 de, histogram grafiği Şekil 4-(a)'da ve kümülatif frekans grafiği Şekil 4-(b)' de görülmektedir. Şekil 4'ten görüldüğü üzere değerler normal dağılım göstermektedir. Grafiğin "S" şeklinde olması da normal dağılımı teyit etmektedir. Bu verilerin dağılımları Şekil 5.te görülmektedir.

Çizelge 2. % LL Değerlerinin İstatistik Sonuçları

Atterberg Limiti	Değişim Aralığı		Aritmetik Ortalama (X)	Standart Sapma (S)	Standart Hata (Sx)
	En Az	En Çok			
% LL	21	86	44,94	10,82	1,03

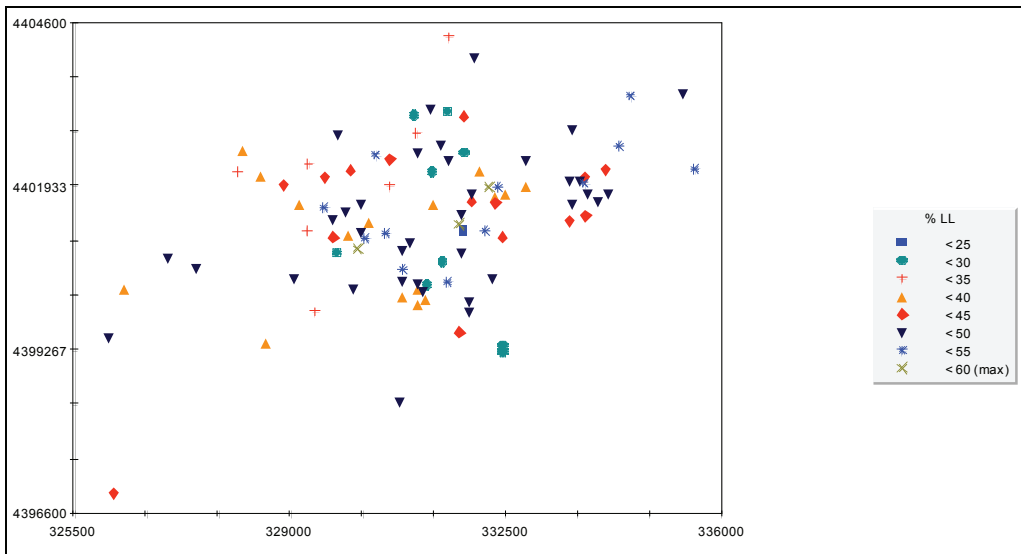


(a)



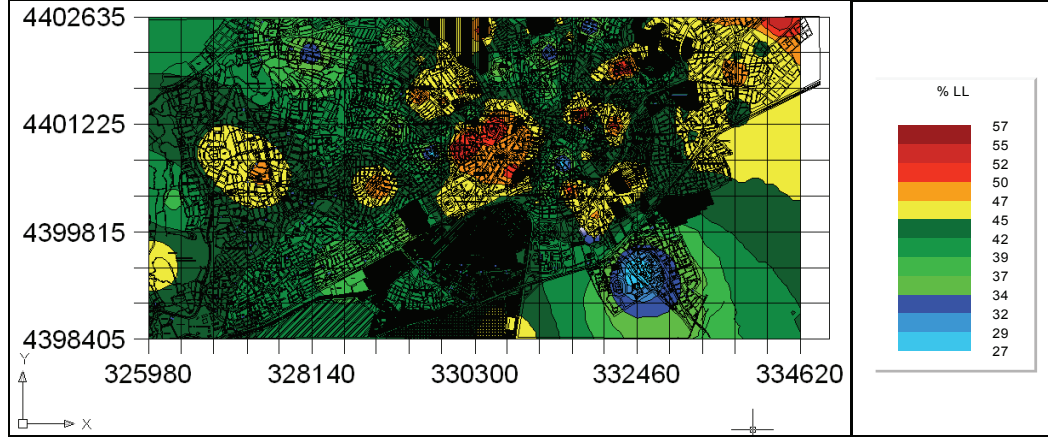
(b)

Şekil 4. % LL değerlerine ait histogram(a) ve kümülatif frekans grafiği (b)



Şekil 5. Likit limit verilerinin dağılım haritası

İstatistiksel değerlendirmelerden sonra lokasyonu belli olan likit limit değerlerinden faydalanarak tüm yerleşim alanının likit limit dağılımı hesaplanmıştır. Hesaplamalarda m üs değeri olarak 2, etki yarıçapı olarak 750m ve en yakın 10 noktanın verisi kullanılmıştır. Hesaplama sonuçları daha önce hazırladığımız yerleşim planı ile üst üste çakıştırılmış ve 2 boyutlu % LL haritası elde edilmiştir (Şekil 6).



Şekil 6. Yerleşim alanına ait hesaplanan % LL değerleri haritası

Benzer istatistik değerlendirmeler ve haritalar; diğer atterberg limitleri, kohezyon, su içeriği, içsel sürtünme açısı, tabi ve kuru birim hacim ağırlık, zemin sınıfı, taşıma gücü ve zemin emniyet gerilmesi gibi değişkenler için yapılmış ve ara değerler id tekniği ile hesaplanmış ve şehir planı ile üst üste çakıştırılarak yorumlanmıştır.

#### 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, Sivas ili yerleşim alanında değişik mühendislik büroları tarafından yapılmış olan zemin etüt raporlarındaki bazı zemin parametreleri derlenmiş ve bilgisayar ortamına aktarılmıştır. 150 farklı lokasyona ait Atterberg limitleri, kohezyon, su içeriği, içsel sürtünme açısı, tabi ve kuru birim hacim ağırlık, zemin sınıfı, taşıma gücü ve zemin emniyet gerilmesi değerleri kullanılarak, etüt yapılmamış lokasyonların değerleri mesafeyle ters ağırlıklı (idw) metotla kestirilmiştir. Hesaplanan değerler çapraz doğrulama (cross validation) tekniği ile karşılaştırılmıştır. Buna göre değerler %40 ila %75 doğrulukla hesaplanabilmiştir.

Hesaplanan veya kestirilen ara değerler şehir planı gibi değişik haritalarla çakıştırılarak zemin parametrelerinin iki boyutlu haritaları oluşturulmuştur. Bu haritalara bir örnek önceki

bölümlerde verilmiştir. Oluşturulan haritalar belli kabuller altında hesaplanmış olup yerleşim alanının her noktası için değerler kolayca görülebilmektedir. Hesaplanan değerler yerel herhangi bir mühendislik çalışması için kullanılabilir durumda olmayıp genel değerlendirmeler için bir baz teşkil edecek durumdadır. Hesaplamaların doğruluk derecesinin arttırılması için, yerel yönetim desteği ile yerleşim bölgesinin düzenli ve sık olacak şekilde sistematik zemin etütlerinin yapılması çalışmacılar tarafından önerilmektedir.

## **KAYNAKLAR**

- Aytekin, M., 2004, Deneysel Zemin Mekaniği, Teknik Yayınevi, Ankara.
- Ceyhan, F., 1987, Sivas Güneydoğusundaki Tuz ve Jips Yataklarının Jeolojisi, Oluşumu, Kökeni ve Ekonomik Özellikleri, Yüksek Lisan Tezi, Cumhuriyet Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Sivas, 107s.
- Gökçe A., Ceyhan, F., 1988, Sivas Güneydoğusundaki Miyosen Yaşlı Jipsli Çökellerin Stratigrafisi, Yapısal Özellikleri ve Oluşumu, Cumhuriyet Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Dergisi, Seri A-Yerbilimleri C.5 S 1, s91-112.
- Gürsoy, H., Temiz, H. Ve Poisson, A.M., 1992, Recent Faulting in The Sivas Area C.Ü. Mühendislik Fakültesi Dergisi, Seri A-Yerbilimleri, s11-17.
- İrfan, T.Y. ve Özkaya, I., 1981. Engineering Geological Mapping of Gypsiferous Formations, Sivas, s33-37.
- Karacan, E., 1989, Sivas Güneydoğusundaki Jipslerin Jeo-Mühendislik Özelliklerinin İncelenmesi, Doktora Tezi, H.Ü. Fen Bilimleri Enst. Ankara, 99s.
- Karacan, E., 1990, Sivas Güneydoğusundaki Jipslerin Jeo-Mekanik Özelliklerinin İncelenmesi, 2. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler Kitabı, Ankara, s. 187-208.
- Karacan, E., 1992, Sivas Güneydoğusundaki Jipslerin Çözünürlük Özellikleri, C.Ü. Müh. Fak. Dergisi Seri A-Yerbilimleri, s. 67-74.
- Karacan, E., 1994, Sivas Organize Sanayi Bölgesi İnşaat Alanı Zeminlerinin Jeoteknik Özellikleri, C.Ü. Müh. Fak. Derg., Seri A-Yerbilimleri, Cilt 10-11, S.1, s79-86.
- Kurtman, F., 1973. Sivas Hafik, Zara ve İmranlı Bölgesinin Jeolojik ve Tektonik Yapısı, MTA Dergisi, s1-33.
- Hughes, W.E., 1979, Drill hole Interpolation: Mineralized Interpolation Techniques, Open Pit Mine and Design, Edi. Crawford III, J.T., Husttrulid, W.A., AIME, New York, 50-64s.
- Web 1, [www.gammadesign.com](http://www.gammadesign.com)

Yılmaz, I., 1994, Cumhuriyet Üniversitesi Kampüs Alanındaki Zeminlerin Jeo-Mühendislik Özelliklerinin İncelenmesi, Y.Lisans Tezi, Cumhuriyet Üniv. Sivas, 80s.  
Yüksek Proje AŞ., 1996, Sivas- Tuzlahan Çelikhane ve Haddehane Tesisleri Zemin Etütleri Raporu, s. 73

# PLASTİK VE LİKİT LİMİTİN TAYİNİ İÇİN YENİ BİR YAKLAŞIM

Kamil Kayabalı  
Ankara Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü

Osman Oğuz Tüfenkçi  
Akademi Jeoteknik Araştırmalar Ltd. Şti., Ankara

## ÖZET

Plastisite indeksi zeminleri sınıflamada ve diğer bazı zemin parametreleri ile korelasyon yapmada kullanılan temel zemin özelliklerinden biridir. Plastisite indeksini belirlemede kullanılan plastik limit ile likit limit, en çok deneyi yapan kişiye bağlı olmak üzere birçok belirsizlik içermektedir. Bu limitleri belirlemede kullanılan geleneksel yöntemler Casagrande düşürmeli tası ile elle yuvarlama yöntemleridir. Bu iki deneyin tekrar edilebilirliği ve başka laboratuvarlar arasında karşılaştırılabilirliğinin genellikle düşük olması, bu konuda alternatif yöntemler geliştirmek üzere çok sayıda girişimin olmasına yol açmıştır. Bu çalışma da onlardan biridir. Bu amaç için mekanik metalurjide kullanılan ters ekstrüzyon yöntemi uyarlanmıştır. İnce zeminlerin değişik su içeriklerine karşılık gelen ekstrüzyon basınçları belirlenmiş; bu iki parametre arasında kuvvetli bir yarı-logaritmik ilişki olduğu ortaya konmuştur. Çalışma kapsamında yirmi adet değişik inorganik zemin örneği test edilmiştir. Ters ekstrüzyon deneylerinin sonuçları değerlendirilmek suretiyle plastik limit ve likid limit için yeni tanımlamalar yapılmıştır.

## GİRİŞ

İnce zeminlerin mühendislik davranışının su içeriği ile çok ilişkili olduğu bilinmektedir. Terzaghi bu konuda “su olmayan gezegende zemin mekaniğine gerek olmazdı” diyerek suyun zeminler için ne kadar önemli olduğunu veciz biçimde ifade etmiştir. Zeminlerin su içeriği zeminin bir sıvı gibi davrandığı bir uç durumdan, zeminlerin kuru olduğu diğer uç gibi çok geniş bir aralıkta değişebilmektedir. Bu aralıkta belirli geçiş noktalarındaki su içerikleri likid, plastik ve büzülme limiti olarak adlandırılmaktadır. Bu limitleri laboratuvarında tayin etmede birçok belirsizlik olmakla birlikte, bunları tayin etmede kullanılan en yaygın yöntemler on yıllardan beri değişmemiştir.

Plastik limit zeminin elle yuvarlanması sırasında kırılmadan 3 mm’lik çapa indiği durumdaki su içeriği olarak tarif edilir. Elle yuvarlayarak 3 mm’lik çapa indirme şeklindeki geleneksel yöntemde söz konusu olan belirsizlikler, yuvarlanan zemine elle uygulanan basınç;

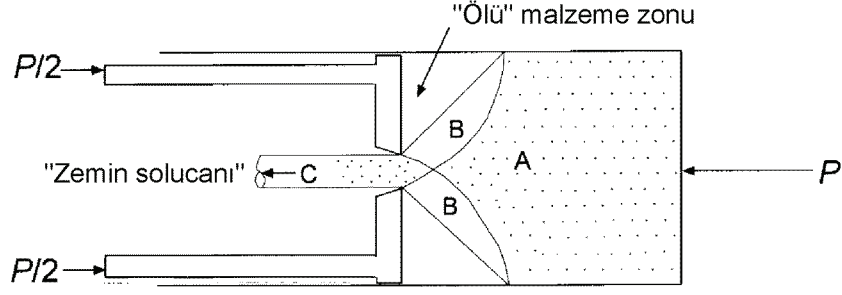
geometri (yani, elle temas genişliğinin çamur ipliği çapına oranı); zemin, el ve plaka arasındaki sürtünme ile birlikte yuvarlama hızıdır (Whyte, 1982). Aynı zemine ait plastik limit değerleri arasında büyük değişimlerin olması mümkündür. Lee ve Freeman (2007) yoğrulmuş zeminlerin plastik limitini belirlemek üzere öne sürülen on farklı deneysel tekniği karşılaştırmalı olarak değerlendirmişlerdir.

Likid limit, zeminlerin sıvı gibi akamayacağı kıvamdaki su içeriği olarak veya Casagrande deney aletinde yirmi beş vuruşa karşılık gelen su içeriği olarak tarif edilir. Bir zeminin likid limiti deney düzeneğindeki düşürme levhasının sertliğine, bu taban plakasının nerede durduğuna, taşı düşürme yüksekliğine, deney yapan kişinin performansına, oluk açma bıçağı ile ayrılan parçaların birlikte kayma eğilimine, genişleyebilir zeminlerde suyun göçüne ve zemin türüne bağlı olarak geniş bir aralıkta değişim gösterebilir (Johnston ve Strohm, 1968; Wroth ve Wood, 1978; Whyte, 1982; Lee ve Freeman, 2007). Lee ve Freeman (2007) yoğrulmuş zeminlerin likid limitini belirlemede kullanılan sekiz deneysel yöntemi irdelenmişlerdir.

Bu çalışmada ise, başta operatör hatalarını ortadan kaldırmak üzere amaçlanmış, ters ekstrüzyon yöntemine dayalı olarak zeminlerin plastik ve likid limitlerinin yeniden tanımlanması amaçlanmıştır.

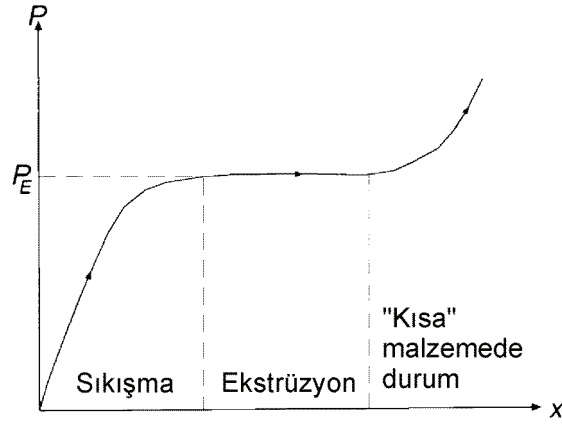
## **EKSTRÜZYON**

Ekstrüzyon; bir metal, plastik veya zemin bloğunun basınçla zorlanarak daha dar bir kesitten geçirildiği mekanik bir süreçtir. Ters ekstrüzyon olarak adlandırılan yöntemde (Şekil 1) bir ucu kapalı hazne içine yerleştirilen malzeme, ortasında delik bulunan bir pistonla sıkıştırılırken, pistondaki delikten (deliğin şeklini almış olarak) dışarı çıkar. Ters ekstrüzyonda hazne çeperi ile malzeme arasında göreceli bir hareket olmadığından, sürtünme ve ekstrüzyonu gerçekleştirmek için gerekli kuvvet doğrudan ekstrüzyon yöntemindekine kıyasla daha azdır. Hazne içine rijit biçimde yerleştirilen malzeme (bu durumda zemin; A) B zonuna eriştiğinde deforme olarak piston deliğinden çıkar (Şekil 1'de C). Bu durumda malzemeye uygulanan gerilme sünme limiti düzeyinde olup, delikten çıkan malzemeye bu plastik sünme zonunda daha fazla gerilme uygulanamaz (Whyte, 1982).



Şekil 1. Ters ekstrüzyon sürecinin şematik ifadesi (Whyte, 1982'den değiştirilerek).

Ters ekstrüzyon yöntemine ait ekstrüzyon basıncı ile piston hareketi arasındaki ilişki Şekil 2'de verilmiştir. Ekstrüzyon basıncı, ekstrüzyon kuvvetinin malzemenin kesit alanına bölünmesi ile elde edilir. Ters ekstrüzyonda hazne ile malzeme arasında bir göreceli hareket olmadığından, pistonun ilerlemesi sırasında ekstrüzyon basıncı yaklaşık olarak sabit kalır ve delikten çıkan malzemeyi deforme etmek için gerekli gerilmeyi temsil eder (Dieter, 1988).



Şekil 2. Ters ekstrüzyonda yüklemeye ile piston hareketi arasındaki ilişki (Whyte, 1982'den).

## ZEMİN KIVAM DENEYLERİ

### Geleneksel Atterberg Limitleri Deneyleri

Deney için seçilen ince zeminlerde değişik su içeriklerinde ters ekstrüzyon deneyleri yapmadan önce geleneksel likid limit ve plastik limit deneyleri yapılmıştır. Bu amaç için değişik plastisite özelliklerindeki yirmi adet inorganik zemin malzemesi kullanılmıştır. Bu yirmi adet zemin numunesinin her biri üzerinde değişik zemin mekaniği laboratuvarlarında görevli değişik teknisyenlerce yirmi adet geleneksel plastik limit deneyi yapılmıştır.

Benzer şekilde, yirmi adet inorganik zemin malzemesinin her biri üzerinde yirmi adet likid limit deneyi yapılmıştır. Toplamı sekiz yüz adet olan bu deneylerin istatistiksel sonuçları Tablo 1’de verilmiştir.

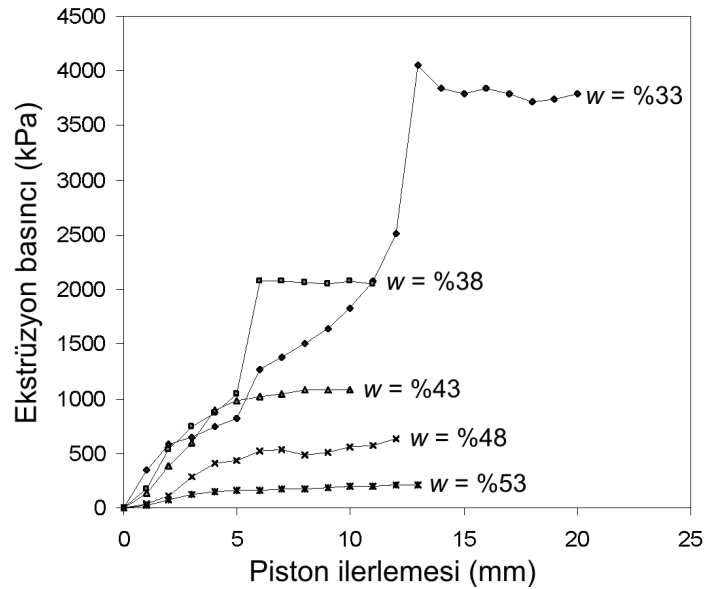
Tablo 1. Yirmi adet zemin örneği üzerinde gerçekleştirilen geleneksel plastik ve likid limit deneylerinin istatistiksel sonuçları.

Numune No.	Plastik Limit (%)				Likid Limit (%)				USCS Sınıfı
	Min.	Max.	Ort.	St. Sap.	Min.	Max.	Ort.	St. Sap.	
01	21,4	30,8	26,5	2,6	63,4	81,0	71,0	4,0	CH
02	24,1	30,3	27,3	1,7	62,5	83,9	73,8	5,7	CH
03	18,2	25,7	21,1	2,0	51,3	63,6	57,3	3,2	CH
04	16,0	28,5	25,4	2,8	49,0	60,4	53,4	2,9	CH
05	14,7	26,5	20,7	2,6	46,3	60,2	52,3	4,1	CH
06	18,4	31,0	24,5	3,3	42,0	58,2	48,9	3,8	CL
07	13,8	33,0	19,6	4,3	42,4	53,5	47,1	3,0	CL
08	12,0	27,1	17,7	3,8	34,3	42,7	38,2	2,7	CL
09	17,2	25,1	20,4	2,1	45,0	52,0	48,4	2,4	CL
10	12,1	20,1	16,7	1,8	27,8	36,2	31,6	2,5	CL
11	30,0	42,1	35,0	2,7	57,3	109,0	82,6	10,9	CH
12	25,4	42,5	33,2	4,5	50,8	68,1	58,2	4,1	MH
13	26,6	40,4	31,5	3,3	53,4	70,6	62,4	4,7	MH
14	26,1	37,7	31,4	3,2	53,6	74,2	64,3	5,6	CH
15	27,2	43,0	33,7	3,6	63,8	90,0	75,8	7,3	CH
16	13,5	28,0	18,7	3,5	24,1	36,3	29,5	3,6	CL
17	15,1	22,9	19,5	1,9	33,1	45,2	37,5	2,9	CL
18	15,0	22,3	18,8	1,9	33,2	46,4	38,9	3,2	CL
19	13,6	31,0	19,6	3,2	35,4	55,1	39,1	4,5	CL
20	15,2	32,0	19,4	3,6	33,0	42,5	37,4	2,7	CL



## Ters Ekstrüzyon Deneyleri

Ters ekstrüzyon deneyleri, çapı 38 mm olan hazne ile, ortasındaki deliğin çapı 6 mm olan pistondan oluşan bir düzenek ile gerçekleştirilmiştir. Hazne çapı ile delik çapının bu şekilde seçilmiş olmasında Whyte'ın (1982) kullandığı alan kesit oranı ( $R=40$ ) esas alınmıştır. Belli bir su içeriğinde önceden homojen biçimde karıştırılan zemin malzemesi hazne içine başparmakla hafifçe sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Deneylerde malzemenin boyunun çapına oranının en az 2 olmasına özen gösterilmiştir. İçine zemin + su karışımı yerleştirilen hazne değişik yükleme hızlarına sahip bir prese yerleştirildikten sonra, pistonun zemini sıkıştırması ve sonunda karışım malzemesinin piston ortasındaki delikten çıkması sağlanmıştır. Deney sırasında pistonun ilerlemesi ve ekstrüzyon kuvveti sürekli olarak kaydedilmiştir. Deneylerde 5 mm/dakika'lık yükleme hızı uygulanmıştır. Ters ekstrüzyon deneyleri her bir zemin numunesi için 4 ile 6 arasında değişik su içeriklerinde tekrar edilmiştir. Elde edilen sonuçlar ekstrüzyon basıncı ile piston hareketi şeklinde grafiğe aktarılmıştır. Şekil 3'de 14 No.'lu zemin örneği üzerinde değişik su içeriklerinde gerçekleştirilen deneylere ait sonuçlar verilmiştir. Her bir eğrinin yaklaşık olarak düz kısmını temsil eden ekstrüzyon basıncı, deneyin yapıldığı su içeriğine karşılık gelen temsilci değer olarak tayin edilmiştir.



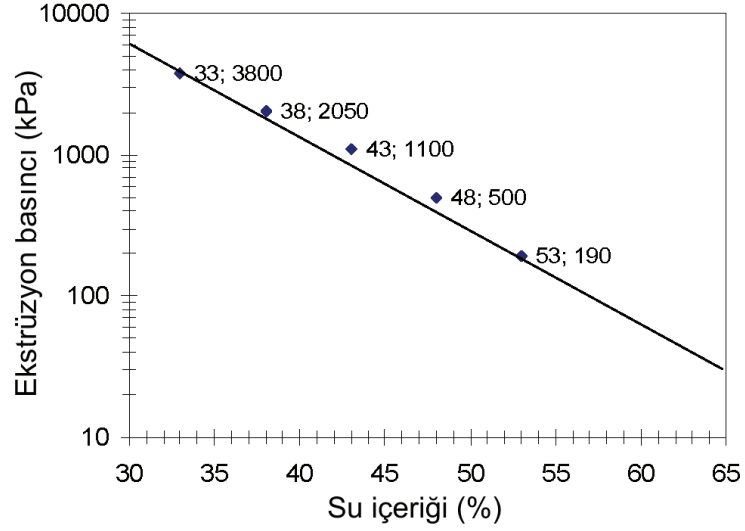
Şekil 3. Numune 14 için değişik su içeriklerine karşılık gelen ekstrüzyon basınçları.

Şekil 3'deki gibi grafiklerden elde edilen ekstrüzyon basıncı – su içeriği şeklindeki veri çiftleri Şekil 4'dekine benzer yarı-logaritmik yeni bir grafiğe aktarılmıştır. Şekil 4'deki

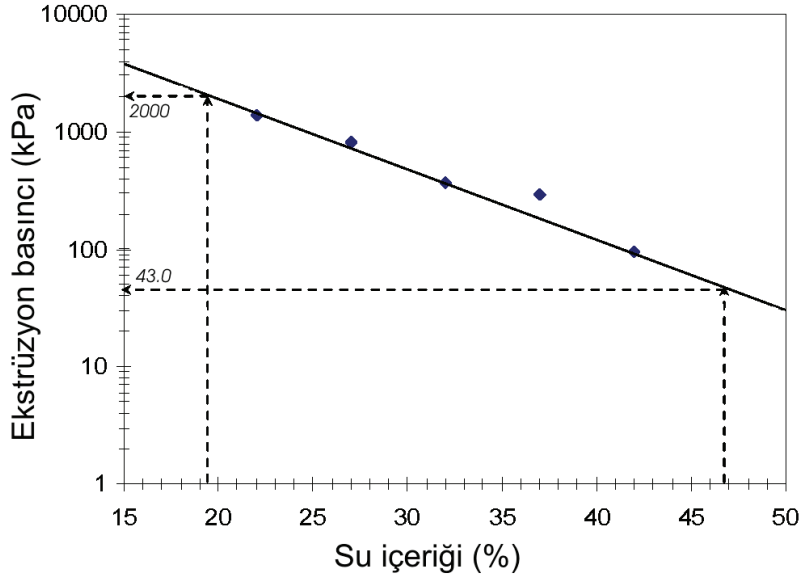
noktalara, altında herhangi bir nokta bulunmayacak biçimde en uygun doğrusal zarf çizilmiştir. İdeal olarak, ekstrüzyon basıncı – su içeriği ilişkisini temsil eden her bir noktanın aynı doğrusal çizgi üzerine düşmesi beklenir. Bu doğrusal çizgiden sapmaların, deney sırasında zemin artı su karışımının hazne ile piston arasında istenmeyen sıkışmalarından kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu durumda uygulanması gerekli ekstrüzyon kuvveti (ve dolayısıyla gerilmesi) artmakta; aynı su içeriğine ait ekstrüzyon basıncı daha yüksek çıkmakta ve bu şekilde ekstrüzyon basıncı – su içeriği noktası düşey yönde yukarı doğru kaymaktadır. Bu sebepten dolayı, yirmi adet numunenin her biri için çizilen zarfın, doğrusal çizgi altında hiç bir nokta kalmayacak şekilde oluşturulmasına özen gösterilmiştir.

## **DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ**

Yirmi adet inorganik zemin numunesinin her biri üzerinde değişik su içeriklerinde birkaç adet ters ekstrüzyon deneyi yaptıktan sonra, sonuçlar Şekil 5'dekine benzer biçimde ekstrüzyon basıncı – su içeriği grafiğine dönüştürülmüştür. Daha sonra, geleneksel plastik limit deneylerinin ortalamasına karşılık gelen ekstrüzyon basıncı belirlenmiştir. Benzer şekilde, geleneksel likid limit deneyinden elde edilen değerlerin ortalamasına karşılık gelen ekstrüzyon basıncı belirlenmiş ve Şekil 5'deki gibi grafik üzerine işaretlenmiştir. Bu değerlendirmelerden elde edilen sonuçlar topluca Tablo 2'de verilmiştir. Şekil 5'e göre, 7 numaralı numune için ortalama plastik limite karşılık gelen ekstrüzyon basıncı 2000 kPa; likid limite karşılık gelen ekstrüzyon basıncı da 43,0 kPa'dır. Tablo 2'deki sonuçlara bir göz atıldığında, yirmi adet inorganik zeminin geleneksel yöntemle elde edilen ortalama plastik limit değerlerine karşılık gelen ekstrüzyon basınçlarının daha çok 2000 ile 2500 kPa arasında kaldığı görülmektedir. Benzer biçimde, geleneksel yöntemle elde edilen ortalama likid limit değerlerine karşılık gelen ekstrüzyon basınçlarının daha çok 20 ile 40 kPa arasına düştüğü görülmektedir. Bu gözlemlere dayalı olarak, ince zeminlerin plastik limitine karşılık gelen ekstrüzyon basıncı yaklaşık 2250 kPa; likid limitine karşılık gelen ekstrüzyon basıncı da yaklaşık 30 kPa olarak tayin edilmiştir.



Şekil 4. Ekstrüzyon basıncı – su içeriği ilişkisi için örnek bir diyagram.



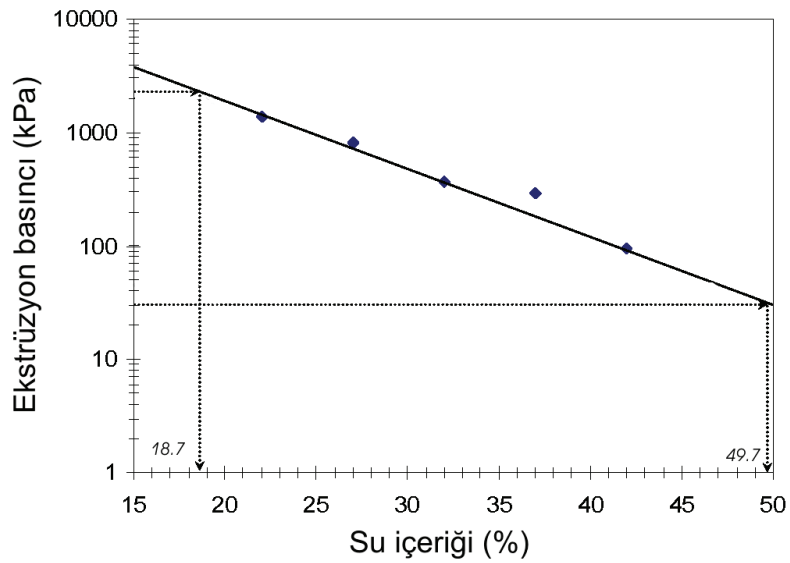
Şekil 5. Numune 07 için ortalama plastik limit ve likid limitten hareketle ekstrüzyon basınçlarının tayini.

Daha önce tayin edilen ve plastik limit ile likit limit için sırayla 2250 ve 30 kPa olan değerlerin ne ölçüde temsilci olduğunu ortaya koymak için, Şekil 5’de takip edilen yöntemin tersi uygulanmıştır. Yani, bu sefer 2250 kPa’lık ekstrüzyon basıncına karşılık gelen plastik limit değeri ile, 30 kPa’lık ekstrüzyon basıncına karşılık gelen likid limit değeri tayin edilmiştir. Bu sürece ilişkin bir örnek Şekil 6’da verilmiştir. Yirmi adet zemin örneği için bu

prosedür uygulanarak elde edilen plastik limit ve likid limit değerleri sırayla Tablo 3 ve 4’de verilmiştir.

Tablo 2. Geleneksel deneylerden elde edilen ortalama plastik limit ve ortalama likid limit değerlerine karşılık gelen ekstrüzyon basınçları.

Numune No.	Ekstrüzyon basıncı	
	Plastik limit için	Likid limit için
01	1300	12.5
02	1500	9.3
03	2220	21.0
04	2420	32.0
05	1900	42.0
06	3100	22.0
07	2000	43.0
08	2000	40.0
09	4600	30.0
10	3100	64.0
11	1100	0.55
12	900	2.5
13	3900	30.0
14	4900	33.0
15	3800	22.5
16	480	42.0
17	1200	49.0
18	1400	40.0
19	1500	22.0
20	1150	24.0



Şekil 6. Numune 07 için temsilci ekstrüzyon basınçlarından hareketle plastik limit ile likid limitin tayini.

Tablo 3. Geleneksel yöntemle elde edilen plastik limit değerleri ile ters ekstrüzyon yönteminden elde edilen plastik limit değerleri arasında karşılaştırma.

Numune No.	Plastik Limit (Geleneksel yöntem)				Plastik Limit (Ekstrüzyon yöntemi)	Açıklamalar
	Min.	Max.	Ort.	St. Sap.		
01	21,4	30,8	26,5	2,6	21,0	Sınırlar dışında
02	24,1	30,3	27,3	1,7	23,8	Sınırlar dışında
03	18,2	25,7	21,1	2,0	20,9	$\pm 1\sigma$ içinde
04	16,0	28,5	25,4	2,8	25,5	$\pm 1\sigma$ içinde
05	14,7	26,5	20,7	2,6	18,9	$\pm 1\sigma$ içinde
06	18,4	31,0	24,5	3,3	25,8	$\pm 1\sigma$ içinde
07	13,8	33,0	19,6	4,3	18,7	$\pm 1\sigma$ içinde
08	12,0	27,1	17,7	3,8	15,2	$\pm 1\sigma$ içinde
09	17,2	25,1	20,4	2,1	24,0	Sınırlar içinde
10	12,1	20,1	16,7	1,8	17,6	$\pm 1\sigma$ içinde
11	30,0	42,1	35,0	2,7	31,1	Sınırlar içinde
12	25,4	42,5	33,2	4,5	29,4	$\pm 1\sigma$ içinde
13	26,6	40,4	31,5	3,3	34,7	$\pm 1\sigma$ içinde
14	26,1	37,7	31,4	3,2	36,0	Sınırlar içinde
15	27,2	43,0	33,7	3,6	37,7	Sınırlar içinde
16	13,5	28,0	18,7	3,5	11,7	Sınırlar dışında
17	15,1	22,9	19,5	1,9	15,7	Sınırlar içinde
18	15,0	22,3	18,8	1,9	18,0	$\pm 1\sigma$ içinde
19	13,6	31,0	19,6	3,2	17,5	$\pm 1\sigma$ içinde
20	15,2	32,0	19,4	3,6	16,0	$\pm 1\sigma$ içinde

Tablo 4. Geleneksel yöntemle elde edilen likid limit değerleri ile ters ekstrüzyon yönteminden elde edilen likid limit değerleri arasında karşılaştırma.

Numune No.	Likid Limit (Geleneksel yöntem)				Likid Limit (Ekstrüzyon yöntemi)	Açıklamalar
	Min.	Max.	Ort.	St. Sap.		
01	63,4	81,0	71,0	4,0	63,4	Sınırlar içinde
02	62,5	83,9	73,8	5,7	63,3	Sınırlar içinde
03	51,3	63,6	57,3	3,2	54,2	$\pm 1\sigma$ içinde
04	49,0	60,4	53,4	2,9	54,6	$\pm 1\sigma$ içinde
05	46,3	60,2	52,3	4,1	55,3	$\pm 1\sigma$ içinde
06	42,0	58,2	48,9	3,8	47,7	$\pm 1\sigma$ içinde
07	42,4	53,5	47,1	3,0	49,7	$\pm 1\sigma$ içinde
08	34,3	42,7	38,2	2,7	39,7	$\pm 1\sigma$ içinde
09	45,0	52,0	48,4	2,4	48,3	$\pm 1\sigma$ içinde
10	27,8	36,2	31,6	2,5	34,3	Sınırlar içinde
11	57,3	109,0	82,6	10,9	57,5	Sınırlar içinde
12	50,8	68,1	58,2	4,1	47,4	Sınırlar dışında
13	53,4	70,6	62,4	4,7	62,7	$\pm 1\sigma$ içinde

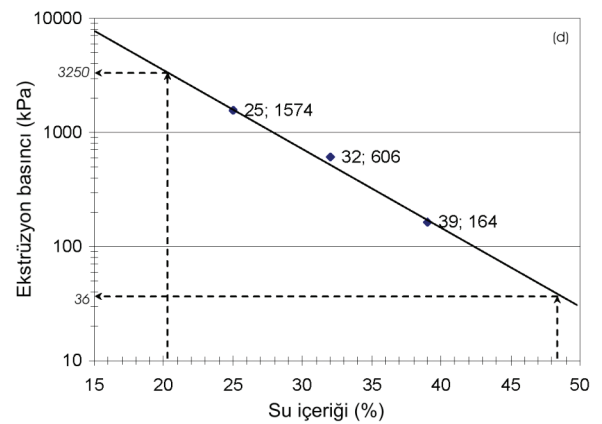
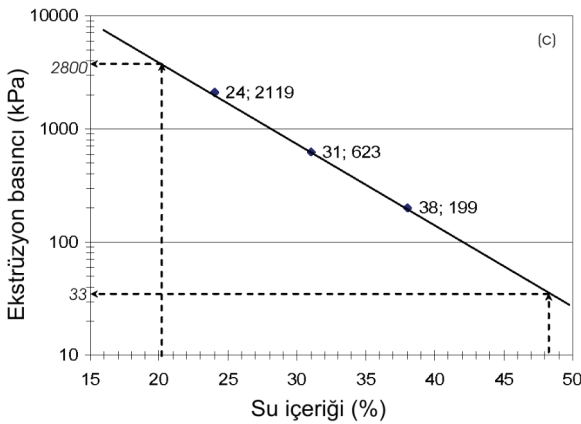
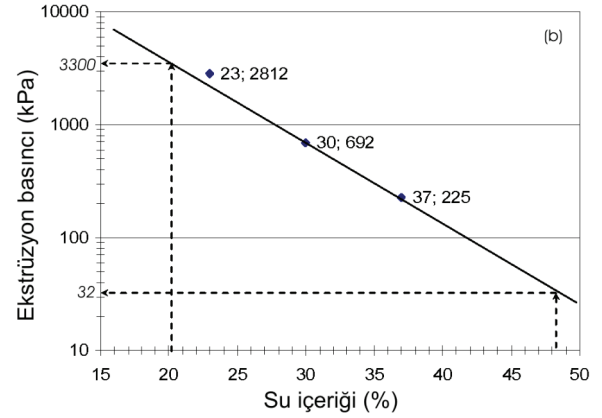
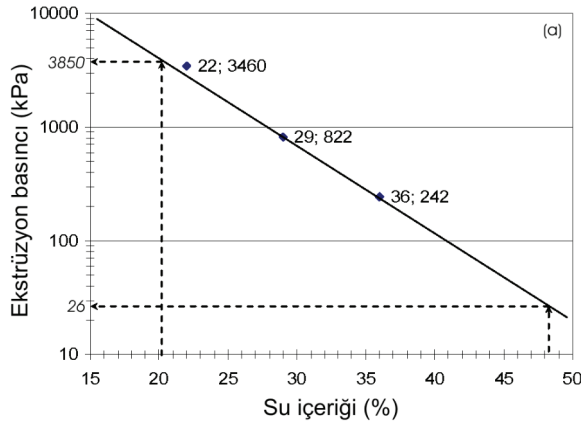
14	53,6	74,2	64,3	5,6	65,0	$\pm 1\sigma$ içinde
15	63,8	90,0	75,8	7,3	71,3	$\pm 1\sigma$ içinde
16	24,1	36,3	29,5	3,6	30,4	$\pm 1\sigma$ içinde
17	33,1	45,2	37,5	2,9	39,8	Sınırlar içinde
18	33,2	46,4	38,9	3,2	40,3	Within $1\sigma$
19	35,4	55,1	39,1	4,5	37,8	Within $1\sigma$
20	33,0	42,5	37,4	2,7	36,3	Within $1\sigma$

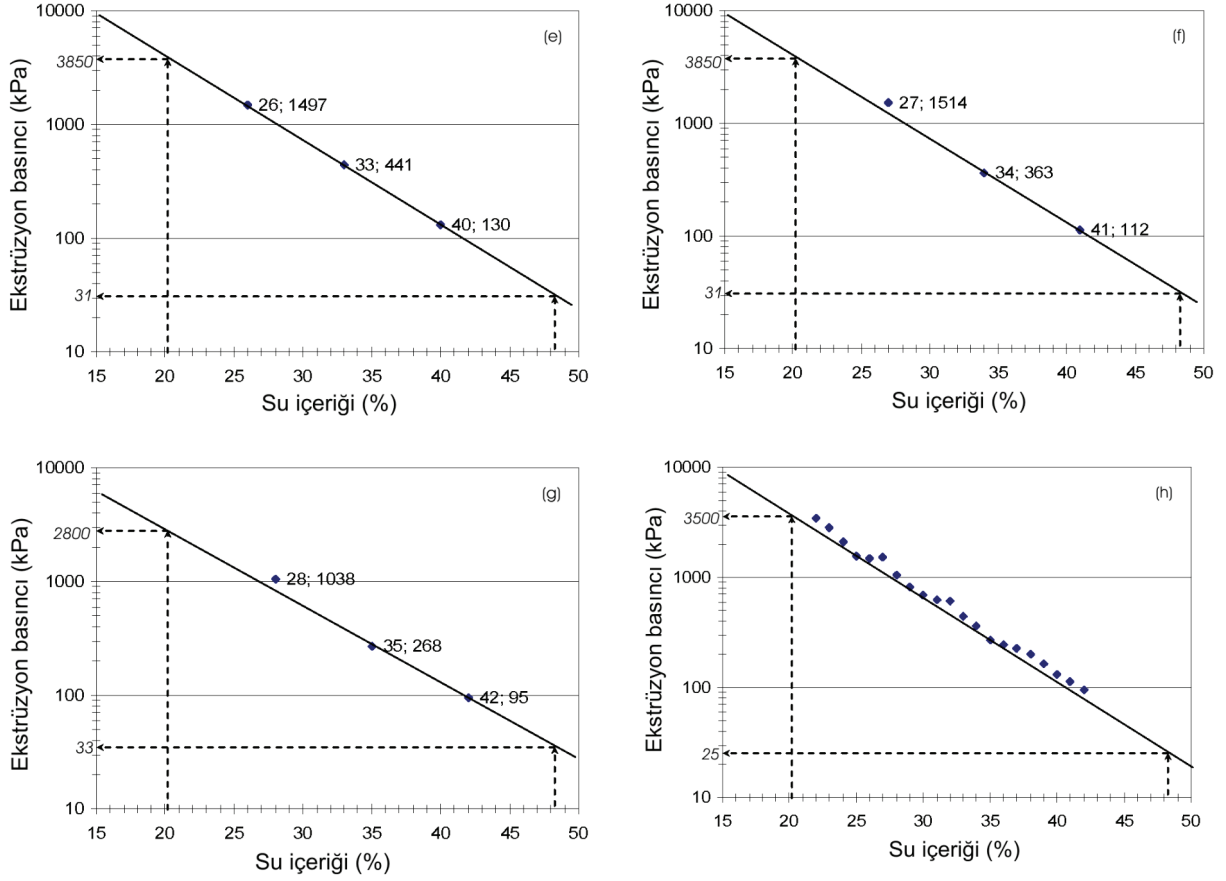
Tablo 3’de ve 4’deki karşılaştırmalar; temsilci ekstrüzyon basınçlarına karşılık gelen plastik ve likid limit değerleri geleneksel deneylerden elde edilen değerlerin bir standart sapması içinde, alt ve üst sınırları içinde ve alt ile üst sınırlar dışında kalacak biçimde yapılmıştır. Tablo 3 incelendiği zaman, ters ekstrüzyon yönteminden elde edilen plastik limit değerlerinin %60’ının geleneksel yöntemlerle elde edilen değerlerin  $\pm 1\sigma$  aralığına düştüğü görülür. Ekstrüzyon tekniğinden elde edilen plastik limit değerlerinin %85’inin de geleneksel yolla elde edilen değerlerin alt ve üst sınırları aralığına düştüğü görülür. Likid limit için sonuç daha iyi olup (Tablo 4), ekstrüzyon yönteminden elde edilen likid limit değerlerinin %70’inin geleneksel yolla elde edilen likid limit değerlerinin  $\pm 1\sigma$  aralığına düştüğü görülmektedir. Ekstrüzyon tekniğinden elde edilen likit limit değerlerinin %95’inin de geleneksel yolla elde edilen değerlerin alt ve üst sınırları aralığına düştüğü görülmektedir.

Bu çalışmanın nihai amacı Atterberg limitleri deneyleri için alternatif tek bir yöntem geliştirmektir. Geliştirilen yeni bir deney yönteminin güvenilir ve geçerli bir yöntem olabilmesi için, başta tekrar edilebilirlik ve diğer laboratuvarlarla karşılaştırılabilirlik olmak üzere birkaç açıdan teyid edilmesi gerekir. Bu kapsamda, incelenen numuneler arasında 9 numaralı zemin için tekrar edilebilirliğe yönelik bir dizi deney gerçekleştirilmiştir. Bu amaca uygun olarak, 9 numaralı zemin numunesi üzerinde önceden belli su içeriklerinde ters ekstrüzyon deneyleri yapılmıştır. %22’den %42’ye varan su içeriği aralığında %1 artışlı tam yirmi bir adet deney yapılmıştır. Bu yirmi bir adet ekstrüzyon basıncı – su içeriği veri çiftinden uygun su içeriği aralıklarında üçer nokta seçilerek Şekil 7’de (a – f) grafik olarak sunulmuştur. Yirmi bir adet veri çiftinin tamamı da Şekil 7-h’de grafik halinde verilmiştir. Şekil 7’de diyagramlarda üçer nokta kullanılması maksatlı olarak yapılmış; öne sürülen yöntemin aynı zamanda rutin laboratuvar deneyi olarak kullanılması halinde asgari sayıda deneyin ne ölçüde güvenilir olduğu test edilmek istenmiştir. Şekil 7’de (a)’dan (f)’ye verilen diyagramlara bakıldığında geleneksel plastik limit deneylerinden elde edilen su içeriği değerlerine karşılık gelen ekstrüzyon basınçlarının 2800 ile 3850 kPa arasına düştüğü görülmektedir. Benzer şekilde, geleneksel likid limit deneylerinden elde edilen su içeriği değerlerine karşılık gelen ekstrüzyon basınçlarının da 26 ile 36 kPa arasına düştüğü görülür.

Şekil 7(h)'de tüm sonuçlar için plastik limite karşılık gelen ekstrüzyon basıncının 3500 kPa ve likid limite karşılık gelen ekstrüzyon basıncının da 25 kPa olduğu dikkate alındığında, plastik ve likit limitleri belirlemede önerilen yeni yöntemin tekrarlanabilirliğinin hayli yüksek olduğu görülmektedir.

Sonuçlar üzerinde yükleme hızının önemli bir etkisi olup olmadığını gözlemek amacıyla da deneyler yapılmıştır. Bunun için yine 9 numaralı zemin numunesi kullanılmış ve 1, 3, 5, 7 ile 10 mm/dakika hızlarında deneyler yapılarak, belli su içeriklerine karşılık gelen ekstrüzyon basınçları saptanmıştır. Bu durumda, 9 numaralı numune için geleneksel yolla elde edilen ortalama plastik limit değerine karşılık gelen ekstrüzyon basınçlarının 3200 ile 4300 kPa arasına düştüğü; Şekil 7(h)'de 5 mm/dakika'lık yükleme hızında elde edilen 3500 kPa ile uyumlu olduğu saptanmıştır. Geleneksel yolla elde edilen ortalama likid limit değerine karşılık gelen ekstrüzyon basınçları bu yükleme aralığında 22 ile 29 kPa arasında değişmektedir. Netice itibariyle, 1-10 mm/dakikalık aralığındaki yükleme hızının deney sonuçlarını fazla etkilemediği gözlenmiştir. Konu ile ilgili olarak gelecekteki araştırmalarda uygun yükleme hızı olarak 5 mm/dakika tavsiye edilir.





Şekil 7. Önerilen yöntemin tekrar edilebilirliğinin 9 numaralı numune üzerinde gösterilmesi. (a)'dan (f)'ye: üç noktalı diyagramlar; (h) tüm noktaların bir arada gösterimi.

## SONUÇLAR

Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- 1) Atterberg limitlerinin yapıldığı iki deneye alternatif tek bir yöntem geliştirilmiştir.
- 2) Önerilen yöntem son derece basit, güvenilir, tekrar edilebilir ve ekonomiktir. Bir hazne ve bir pistondan oluşan basit deney düzeneği tipik bir tek eksenli veya üç eksenli basınç deney düzeneğine kolayca uyarlanabilir.
- 3) Önerilen yöntem, plastik limit için elle yuvarlamalı deney yöntemi ile likit limit için Casagrande düşürmeli tas yönteminde başlıca operatörden kaynaklanan birçok belirsizliği ortadan kaldırmaktadır.
- 4) Plastik limit, 38 mm çapındaki hazne ile 6 mm delikli pistondan oluşan ters ekstrüzyon deney düzeneğinde 2250 kPa'ya karşılık gelen su içeriği olarak tanımlanmıştır.
- 5) Likit limit, 38 mm çapındaki hazne ile 6 mm delikli pistondan oluşan ters ekstrüzyon deney düzeneğinde 30 kPa'ya karşılık gelen su içeriği olarak tanımlanmıştır.



6) Plastik olmayan (NP) zeminler, önerilen yeni deney tekniğinde delikten geçmemeleri (ya da zemin solucanı oluşturmamaları) ile ayırt edilmektedirler.

## **KATKI BELİRTME**

Çalışmada kullanılan numunelerin geleneksel plastik limit ve likit limit deneyleri MB&Demir, Kaya-Zemin, Limit, Üç Eksen, Toker, Zemar-2000 ve Zemar-İstanbul zemin mekaniği laboratuvarlarında yapılmıştır. Yazarlar, katkılarından dolayı ilgili laboratuvar yetkililerine şükranlarını sunarlar.

## **KAYNAKLAR**

- Dieter, G. E. (1988) *Mechanical metallurgy*, McGraw-Hill, ISBN-13: 978-0071004060, London.
- Johnston, M. M. and Strohm, W. E. (1968) Results of second division laboratory testing program on standard soil samples, *Misc. Paper 3-978, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station*, Vicksburg, MS.
- Lee, L. T. and Freeman, R. B. (2007) An alternative test method for assessing consistency limits, *Geotechnical Testing Journal*, 30(4), 1-8.
- Whyte, I. L. (1982) Soil plasticity and strength – a new approach for using extrusion, *Ground Engineering*, 15(1), 16-24.
- Wroth, C. P. and Wood, D. M. (1978) The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils, *Can. Geotech. J.*, 15(2), 137-145.

# **FARKLI KONSANTRASYONLARDA ETHANOL İLE KONSOLİDE EDİLMİŞ KİLİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ**

**Murat OLGUN**

**Arş. Gör.**

**Selçuk Üniversitesi Müh. Mim.Fak.**

**İnşaat Müh. Bölümü**

**Konya/Türkiye**

**Mustafa YILDIZ**

**Yrd. Doç. Dr.**

**Selçuk Üniversitesi Müh. Mim.Fak.**

**İnşaat Müh. Bölümü**

**Konya/Türkiye**

## **ABSTRACT**

The physicochemical characteristics of the clay-liquid system have expressive effects on the geotechnical behavior of the clays. In this study, the ethanol/water mixture with different concentrations was used as the suspension liquid of the ethanol organic liquid having the dielectric constant of 24.3, and the prepared clay-water-ethanol mixture was consolidated under the pre-consolidation pressure of 100 kPa with graded load increases. The effects of various ethanol concentrations (%20, %40, %60 and %80) on the index properties, shear strength values and the stress-strain relationships of the consolidated specimens were investigated.

The experimental results stated that; the engineering characteristics of clay like the strength and the stress-deformation relationship change in considerable amount due to the increasing ethanol concentration in the suspension liquid of the clayey soil that behaves as silty-fine sand. Therefore, the shear strength of the clayey soil increases and the cumulative compression amount decreases slightly. These changes in the engineering characteristics of the clayey soil can be explained with the changes occurring in the repulsive and attractive forces depending on the ethanol concentration between the grains. When the attractive forces increase, the shear resistance between the grains increases, and the soil grains take the heaped shape after becoming lumpy.

## ÖZET

Fizikokimyasal etkiler nedeniyle, zeminin içindeki boşluk sıvısı tipi, genellikle killerin geoteknik davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. Bu çalışmada dielektrik sabiti 24,3 olan ethanol organik sıvısı değişik konsantrasyonlarda ethanol/su karışımı şeklinde kullanılmış, hazırlanan kil-su-ethanol karışımı kademeli yük artışı ile 100 kPa ön konsolidasyon basıncı altında konsolide edilmiştir. Konsolide edilerek hazırlanan numunelerin kayma mukavemeti değerleri ve gerilme-şekil değiştirme davranışları üzerinde değişik ethanol konsantrasyonlarının (%20, %40, %60 ve %80) etkisi araştırılmıştır.

Düşük plastisiteli killi bir zemin üzerinde yapılan çalışmalardan elde edilen bulgulara göre, killi zeminin mukavemet ve gerilme-şekil değiştirme gibi mühendislik özellikleri artan ethanol konsantrasyonuna bağlı olarak önemli miktarda değişmekte ve zemin silt-ince kum gibi davranma eğilimine girmektedir. Killi zeminin kayma mukavemeti değeri artmakta ve toplam sıkışma miktarında bir azalma meydana gelmektedir. Kil zeminin mühendislik özelliklerindeki bu değişimler tanecikler arasındaki ethanol konsantrasyonuna bağlı olarak itme ve çekme kuvvetlerinde meydana gelen değişikliklerle açıklanabilir. Çekme kuvvetleri arttığı zaman tanecikler arasındaki kayma direnci artmakta ve zemin tanecikleri topaklanarak kümelenmiş bir yapı formu oluşturmaktadır.

## 1. GİRİŞ

Günümüzde artan nüfus ve şehirleşme oranına bağlı olarak değişik kimyasallarla kirletilmiş, kullanıma uygun olmayan, problemlili olabilecek pek çok alan yerleşim yeri haline getirilmektedir. Ayrıca çeşitli amaçlarla yapılmış dolgular ve katı atık depolama tesislerindeki kil bariyerleri sonradan organik kimyasallar etkisinde kalabilmektedir. Yine endüstri kuruluşlarının bulunduğu sahalarda çeşitli nedenlerle kimyasal malzemelerin zemine sızıp suyla karışarak killerin davranışını değiştirmesi söz konusudur. Bu yüzden herhangi bir kimyasalın etkisi altında kalma ihtimali olan zeminlerin geoteknik özelliklerinin belirlenmesi o bölgelerde sanayi tesisi, su altı yapıları ve otoyollar gibi mühendislik yapıları yapıldığında zeminlerin nasıl bir davranış sergileyeceği hakkında fikir vermesi açısından önemlidir. Ayrıca kimyasallarla kirletilmiş zeminler yeniden dolgu ve inşa malzemesi olarak kullanıldığında ortaya koydukları davranış araştırılmalıdır.

Killerin geoteknik davranışı üzerine boşluk sıvısı tipinin etkisi ile ilgili ilk çalışmalar hidrolik geçirgenlikle alakalı olup Sarnia Ontario'dan elde edilen doğal bir killi zeminde boşluk sıvısının sudan cyclobenzene kadar değişmesi ile hidrolik geçirgenliğin  $1 \times 10^{-7}$ 'den  $1 \times 10^{-2}$ 'ye kadar düştüğü bulunmuştur [1]. İnce kum-siltin hidrolik geçirgenlik değeri  $1 \times 10^{-2}$  olup [2], zemin ince kum-silt davranışı göstermiştir. Normal konsolide kaolinin gerilme-şekil değiştirme davranışı üzerinde yapılan çalışmalarda, boşluk sıvısının dielektrik sabitinin azalmasıyla kaolinin davranışının aşırı konsolide olmuş kilinkine benzediği ve aynı zamanda organik sıvılara maruz kalan zeminlerin boşluk oranlarında önemli bir azalmanın olduğu söylenmiştir [3]. Su dahil olmak üzere formamid, ethanol, asetik asit, triethylamine ve heptane olmak üzere farklı 6 sıvı kullanarak yıkanan zeminler üzerinde yapılan üç eksenli basınç deneylerinde, aşırı konsolide olmuş durum için üç eksenli numunelerin kayma mukavemeti değerinin arttığı, ayrıca normal konsolide numunelerin organik sıvılarla yıkandıklarında aşırı konsolide olmuş zeminler gibi davrandıkları görülmüştür [4]. Bir başka çalışmada boşluk sıvısı olarak su ve 8 organik sıvı kullanarak sıkıştırılmış kaolinit ile yapılan konsolidasyon deneyleri sonucunda, sıkışma eğrilerinin aşırı konsolide kilinkine benzediği gösterilmiştir [5].

Kaolinit-su ve kaolinit-farklı organik sıvılar (benzen, asetik asit, ethanol vb.) kullanarak 6-300 kPa arasında değişen basınçlar altında konsolidasyona tabii tutulan numunelerde boşluk oranlarının su ve her farklı organik sıvı için değişik değerler aldığı bulunmuştur. Araştırmacılar boşluk sıvılarının etkilerini kısaca Van der Waals çekme kuvvetlerine bağlamışlardır. Çekme kuvvetleri büyük olduğu zaman, parçacıklar arasındaki kayma direnci büyük olmakta, büyük boşluk oranlı zemin yapısı flokülasyona (topaklanma) açık hale gelmekte ve sıkışmaya neden olmaktadır [6]. Deneysel çalışmalar sonucunda, organik sıvılarla meydana gelen kirlenmeden dolayı farklı kirlilik dereceleriyle zeminin sıkışma indisinde önemli miktarda değişimlerin olduğu söylenmiştir [7].

Organik sıvılar ve kil etkileşiminin doğasını anlamak için bentonit ve kaolin üzerinde yapılan deneylerde boşluk sıvısının dielektrik sabitinin azalmasıyla çekme ve itme kuvvetlerinin her ikisinin birden azaldığı belirlenmiştir. İtme kuvvetlerindeki azalma, çekme kuvvetlerindeki azalmadan daha büyüktür, bu yüzden iki silika parçacığı arasında net bir çekme kuvveti oluşmaktadır. Düşük dielektrik sabitli bir organik sıvı boşluk sıvısı olduğu zaman zemin parçalarının topaklandığını, topaklanan parçaların bir küme formunda

şekillendiğini ve bu parçaların silt-kum taneleri gibi davrandığını söylemişlerdir [8]. Organik sıvıların etkisiyle zemin danecikleri arasındaki itme ve çekme kuvvetinde meydana gelen değişiklik efektif gerilme cinsinden şöyle ifade edilebilir;

$$\sigma' = \sigma_{\text{top}} - u_o (R_{\text{itme}} - A_{\text{çekme}}) \quad (1)$$

Burada;  $\sigma'$  efektif gerilme,  $\sigma_{\text{top}}$  toplam gerilme,  $u_o$  boşluk suyu basıncı,  $R_{\text{itme}}$  parçalar arası itme kuvveti,  $A_{\text{çekme}}$  parçalar arası çekme kuvvetidir. Eğer itme gerilmesi çekme gerilmesinden küçükse killi zeminler, organik sıvılarınla permeasyona tabi tutulduğu zaman ince kum ve aşırı konsolide olmuş killi zemin gibi davranış gösterecektir. Topaklanma derecesi ve oluşan yığın grupları boşluk sıvısının dielektrik sabitindeki azalmayla beraber artmaktadır [9]. Ayrıca akışkanın dielektrik sabitindeki bir azalma çift tabaka kalınlığının azalmasına sebep olmakta ve bu da kil parçacıklarının birbirlerine daha da yaklaşmasını sağlamaktadır. Bu durum da zemin yığınlarının büzülmesine neden olmaktadır [10].

## 2. ÇALIŞMANIN AMACI ve KAPSAMI

Bu çalışmada killi zeminlerdeki boşluk sıvısının su yerine başka bir organik sıvısının değişik konsantrasyonları olması durumunda kilin gerilme-şekil değiştirme ve kayma mukavemeti davranışının nasıl değiştiği araştırılmıştır. Bu amaçla etanol organik sıvısının su içerisine değişik oranlarda (%20, %40, %60 ve %80) ilave edilmesiyle oluşturulan yeni sıvı karışımı kille karıştırılarak 100 kPa basınç altında konsolide edilmiş ve konsolide edilen bu zeminden örselemeden alınan numuneler üzerinde kayma mukavemeti parametreleri ve konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Böylelikle organik kimyasal sıvılar etkisiyle kilin yapısında ve davranışında nasıl bir değişimin meydana geldiği ve bu değişimin kayma mukavemeti parametreleri ve sıkışma özellikleriyle bağlantısının irdelenmesi hedeflenmiştir.

### 2.1. DENEYLERDE KULLANILAN MALZEME ve NUMUNELER

#### 2.1.1. Kullanılan Zeminin Özellikleri

Deneylerde Eczacıbaşı A.Ş.'den sağlanan ve Bozüyük'ten getirilen düşük plastisiteli bir kil kullanılmış ve kullanılan kilin geoteknik özellikleri Tablo 1.'de verilmiştir. Kil öğütüldükten sonra 40 No'lu (0,425mm) elekten elenerek kullanılmıştır.

### 2.1.2. Kullanılan Kimyasal Sıvının (Ethanol) Özellikleri

Deneylerde kullanılan ethanol organik sıvısı genel olarak etil alkol olarak bilinir ve kimyasal formülü  $C_2H_5OH$ 'tır. Ethanol suda her oranda çözünür, dielektrik sabiti  $\epsilon=24,3$ , yoğunluğu  $0,789 \text{ g/cm}^3$ 'tür. Deneylerde saflığı %96 olan etil alkol kullanılmıştır.

Tablo 1. Deneylerde Kullanılan Kilin Geoteknik Özellikleri

Çakıl %	Kum %	Silt %	Kil %	$\gamma_s$ ( $\text{gr/cm}^3$ )	LL %	PL %	PI %	Zemin Sınıfı
0	1	45	54	2,59	44,97	23,57	21,40	CL

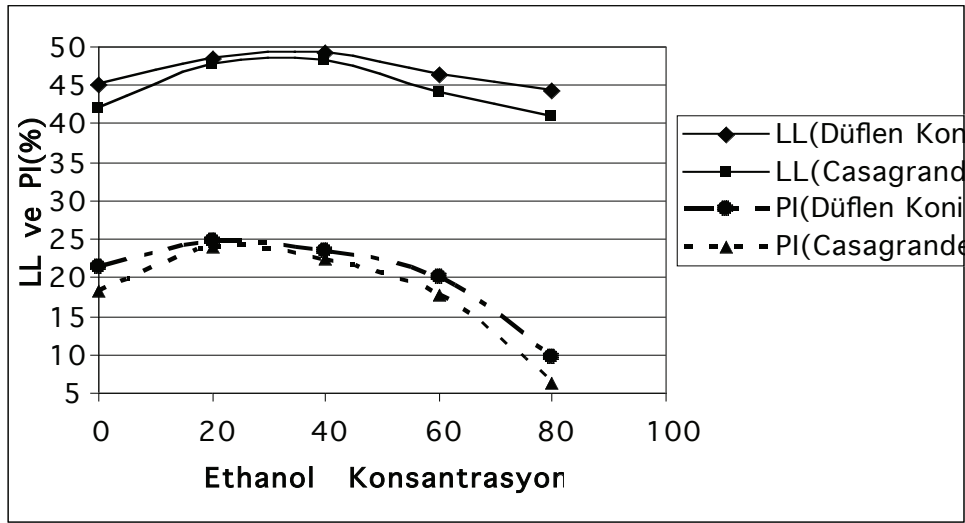
### 2.1.3. Deneylerde Kullanılan Numunelerin Hazırlanması

Deneylerde kullanılacak olan kil etüvde kurutulduktan sonra bir diskli öğütücüde iyice ufalanmıştır. Ufalanmış bu kil daha sonra 40 Nolu elekten geçirilir. Elenen bu numuneler kullanılarak ilk olarak su ve ethanolün değişik konsantrasyonları için hem Casagrande hem de Düşen Koni Penetrasyon Yöntemi ile kıvam limitleri deneyleri yapılmıştır. Ethanolün değişik konsantrasyonları şeklinde hazırlanan sıvılarla kil belirlenen likit limit değerlerinin 1,5 katı su muhtevasında ( $w=1,5w_L$ ) olacak şekilde ağırlıkça karıştırılmıştır. Kil-sıvı karışımı bir elektrikli mikserde 15 dakika süre ile iyice karıştırılarak homojen ve akıcı kıvamda bulamaç (slurry) hazırlanmıştır. Hazırlanan bulamaç bekletilmeksizin hızlı bir şekilde ön konsolidasyona tabi tutulmak üzere 200 mm çapında, 170 mm yüksekliğinde alt ve üstten sıvı çıkışına müsaade edilecek şekilde büyük çaplı poröz taşlar yerleştirilerek hazırlanmış hazneye aktarılır. Ön konsolidasyon basıncının sağlandığı sistem konsolidasyon deney setinden uyarlanmış olup kademeli yük artışı ile (12,5-25-37,5 kPa.....) ve her kademe deformasyon duruncaya kadar beklenmek suretiyle 100 kPa ön konsolide basıncına kadar yüklenen numune, alt ve üstten sıvı çıkışının durması ve deformasyon saatindeki okumaların sabitlenmesiyle haznedeki numune çıkarılmıştır. Bu süre sıvının durumuna göre 12-15 gün arasında değişmiştir. Ön konsolidasyonun tamamlanmasından sonra, kayma mukavemeti parametreleri ve konsolidasyon deneyleri yapmak için paslanmaz çelikten yaptırılmış standart tüplerin içerisine numune çıkarıcılar kullanılarak örselemeden numuneler alınmıştır. Bu işlemler sırasında numunenin suyunu kaybetmemesine özen gösterilmiş ve numuneler hemen desikatöre yerleştirilmiştir.

## 2.2. DENEYSEL ÇALIŞMA ve SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

### 2.2.1. Atterberg Limitleri

Su ve ethanolün değişik konsantrasyonları şeklinde hazırlanan sıvılarla yapılan Atterberg Limiti deneyleri için 40 No'lu eleğin altına geçen kil numuneleri kullanılmıştır. Deneyler ASTM D4318-95'de belirtildiği şekilde yapılmıştır. Deneyler hem Casagrande Yöntemi hem de Düşen Koni Penetrasyon Yöntemi kullanılarak belirlenmiştir. Su ve ethanolün değişik konsantrasyonları için bulunan likit limit ve plastisite indisi değerleri Şekil 1'de verilmiştir.



Şekil 1. Su ve Ethanolün Değişik Konsantrasyonları İçin Likit Limit ve Plastisite İndisi Değişimi

Organik sıvıların kullanımı ile zeminlerin Atterberg Limitleri değişmektedir. Düşük plastisiteli olan bu kil zeminde ethanolün düşük konsantrasyonlarında likit limit değeri artmakta fakat %80 ethanol konsantrasyonunda likit limit değeri su ile bulunan değerden daha küçük çıkmaktadır. Artan ethanol konsantrasyonu ile birlikte plastik limit değeri artmakta, bu artış özellikle %80 konsantrasyonda daha belirgin olmaktadır. Plastisite indisi ise düşük konsantrasyonlar için artış gösterirken %80 konsantrasyonda çok küçük bir değer almaktadır. Zeminler plastik limit deneyindeki 3 mm çapa getirme esnasında öyle kırılğan bir hale gelmektedir ki daha çok bir siltli zemin gibi davranmaktadır. Bir başka deyişle parçacıklar arasındaki itme kuvveti çekme kuvveti ile karşılaştırıldığında çekme kuvvetlerinde net bir artış meydana gelmesi dolayısıyla zeminler floküle olmakta ve küme biçiminde şekillenmektedir. Araştırmacılar boşluk sıvısının dielektrik sabitindeki bir azalmanın

zeminlerde flokülasyona (topaklanma) neden olduğunu göstermişlerdir [11]. Casagrande plastisite kartı incelendiğinde zeminin %80 ethanol konsantrasyonu için düşük plastisiteli silt (ML) grubuna girdiği görülmektedir.

### 2.2.2. Üç Eksenli Basınç Deneyleri

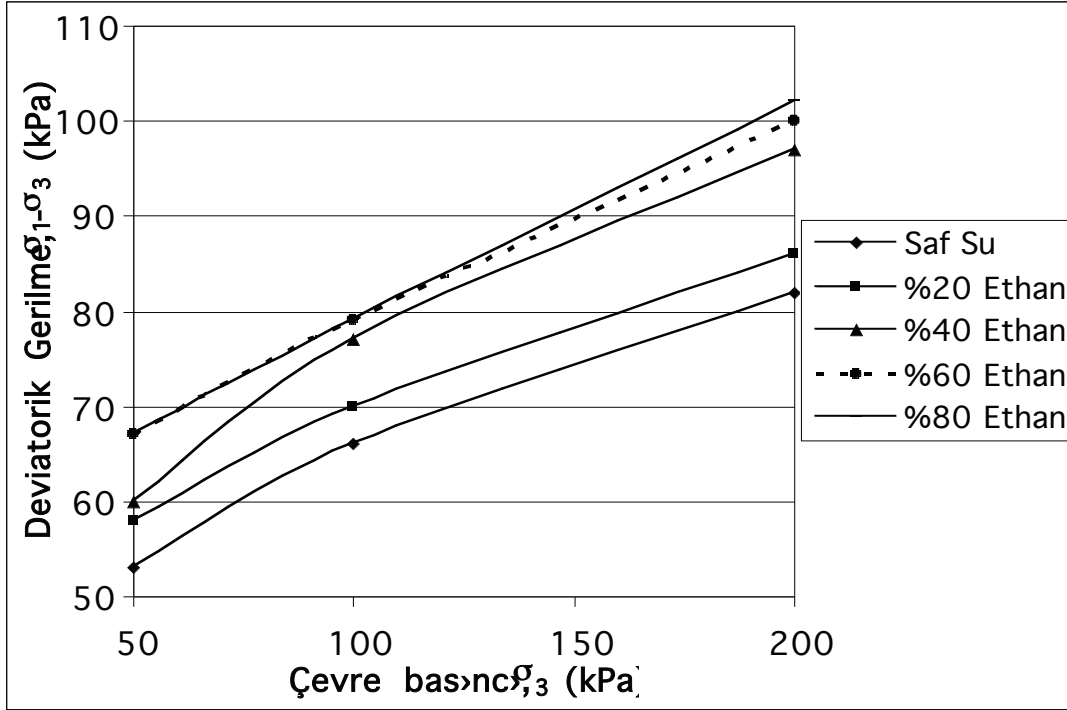
Ön konsolide edilerek hazırlanan numuneler üzerinde kayma mukavemeti parametrelerini belirlemek üzere ASTM D 2850 standartlarına göre konsolidasyonsuz drenajsız (UU) üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Numuneler 76 mm yüksekliğinde ve 38 mm çapında olacak şekilde hazırlanmıştır. Numuneler sırası ile 50-100-200 kPa çevre basıncı( $=\sigma_3$ ) altında düşey basınca maruz bırakılmışlardır. Tüm deneyler %15 düşey deformasyon oranında sonuçlandırılmıştır. Çünkü bu deformasyon oranı aşıldığı zaman numuneler heterojen deformasyonlara maruz kalmaktadırlar. Tüm numuneler 0,5 mm/dak.'lık bir hızda kırılmıştır. Deneyler sonucunda değişen ethanol konsantrasyonuna bağlı olarak elde edilen kayma mukavemeti parametreleri olan kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerleri Tablo 2'de verilmiştir. Ayrıca üç eksenli deneyde uygulanan üç farklı çevre basıncı değeri için deviatör gerilme değişimi Şekil 2'de verilmiştir.

Yapılan üç eksenli basınç deneyi sonuçlarına göre saf su için kilin kohezyonu  $c=23,5$  kPa ve içsel sürtünme açısı  $\phi=4,0^0$  iken artan ethanol konsantrasyonları ile beraber kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerlerinde bir artış gözlenmiştir. %80 ethanol

Tablo 2. Üç Eksenli Basınç Deneyleri İçin Kayma Mukavemeti Parametreleri

Ethanol Konsantrasyonu (%)	0	20	40	60	80
Kohezyon (c) (kPa)	23,5	24,3	25,5	26	26
İçsel Sürtünme Açısı ( $\phi^0$ )	4,00	4,52	5,05	5,52	5,71





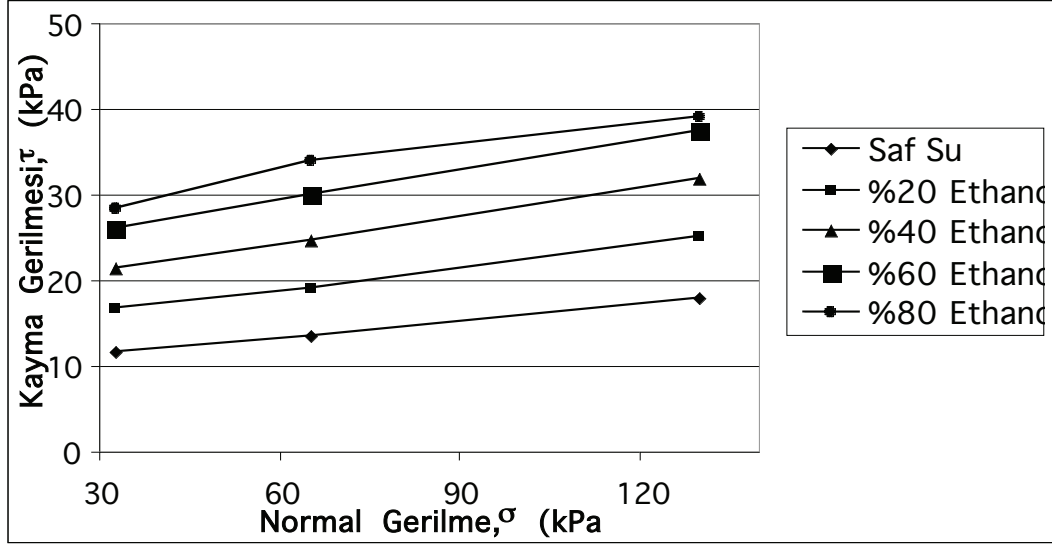
Şekil 2. Üç Eksenli Deneylede Çevre Basıncı-Deviatorik Gerilme İlişkisi

konsantrasyonu için  $c=26$  kPa ve  $\phi=5,71^0$  olmaktadır. Yine Şekil 2’de görülebileceği gibi artan ethanol konsantrasyonu ile beraber deviatorik gerilme değerleri de artmakta, özellikle %20 ve %40 ethanol konsantrasyonu aralığında bu fark biraz daha netleşmektedir. Deneyle sonucunda numunelerin kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerlerinde çok fazla olmamakla beraber bir artış söz konusudur. Bu artış iki şekilde açıklanabilir. Birincisi organik sıvılar nedeniyle itme kuvveti değerlerinde bir azalma meydana gelirse, belirli parça çiftleri itme bariyerlerinin üzerine gitmeyecek ve verilen bir dış basınç altında tanecikler arasında mekanik bir kontakt kurulacaktır. İkincisi organik sıvılar varlığında net çekim kuvveti artıp, çekim alanı derinleştiği zaman parçacıklar birbirini daha fazla çekmeye başlar. Killerdeki kohezyonun temel kaynağının Van der Waals çekim kuvvetleri olduğuna inanılır. Daha büyük Van der Waals çekim kuvveti daha büyük kohezyon demektir [4].

### 2.2.3. Kesme Kutusu Deneyleleri

Kesme kutusu deneyleinde ASTM D3080 standartlarına uyulmuş olup numuneler 62,5 mm çapında ve 20 mm yüksekliğinde dairesel rijit bir kutu içerisine yerleştirilmiştir. Kesme esnasında yatay hız 0,5 mm/dak. seçilmiş ve sabit tutulmuştur. Deneyle esnasında sırasıyla

32,6-65,2-130,0 kPa normal gerilmeler uygulanmıştır. Şekil 3'te deneylerde uygulanan normal gerilmelere karşılık elde edilen kayma mukavemeti değerleri verilmiştir.



Şekil 3. Kesme Kutusu Deneylerinde Normal Gerilme-Kayma Gerilmesi İlişkisi

Tablo 3. Kesme Kutusu Deneyleri İçin Kayma Mukavemeti Parametreleri

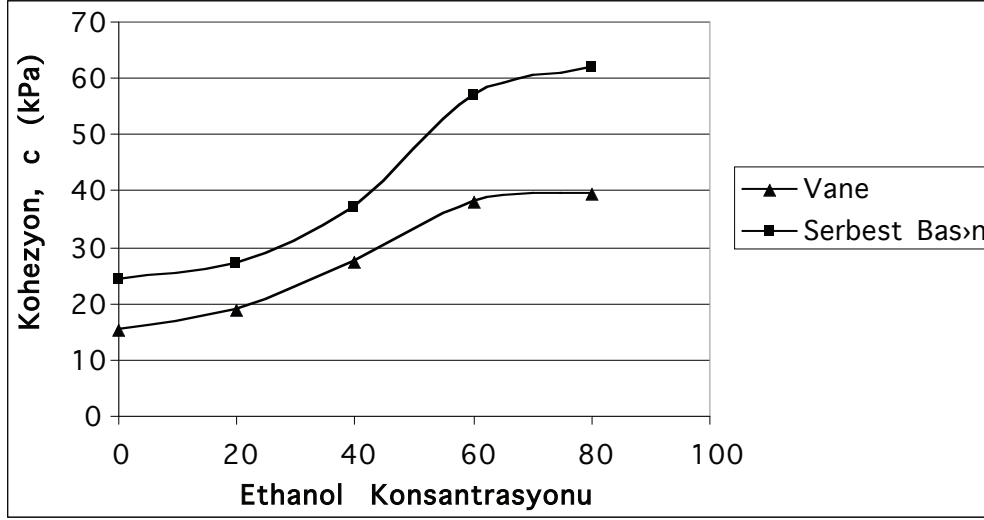
Ethanol Konsantrasyonu (%)	0	20	40	60	80
Kohezyon (c) (kPa)	9,44	13,68	17,83	22,24	23,12
İçsel Sürtünme Açısı ( $\phi^0$ )	3,66	4,98	6,14	6,72	9,32

Kesme kutusu deneylerinde artan etanol konsantrasyonu ile kayma mukavemeti parametrelerinde meydana gelen artış miktarları üç eksenli basınç deneylerinde meydana gelen artışlardan daha belirgin olmaktadır (Tablo 3). Organik sıvıların etkisi ile killi zemin silt-ince kum davranışına yaklaşmakta olup kesme kutusu deney sonuçları da bu davranış değişikliğini açıkça göstermektedir. Ayrıca artan etanol konsantrasyonu ile aynı normal gerilme altında kayma gerilmesi değerlerinde belirgin bir artış olmaktadır.

#### 2.2.4. Serbest Basınç ve Kanatlı Kesici (Vane) Deneyleri

Serbest basınç deneylerinde ASTM D 2166 standartlarına uyulmuş olup, numuneler 76mm yüksekliğinde ve 38mm çapında hazırlanmıştır ve numuneler 0,5mm/dak. hızla kırılmıştır. Deneylere %15 deformasyon oranında son verilmiştir. Laboratuvar kanatlı kesici

deneylerinde ASTM D4648 standartlarına uyulmuş olup, 25 mm yüksekliğinde ve 12,5 mm çapındaki kanatlı kesici zemin içine batırıldıktan sonra zemin içinde dönmeye zorlanmakta ve zeminin direncinin aşılmasına karşılık gelen burulma momentinden yararlanılarak zeminin kohezyon değeri bulunmaktadır.



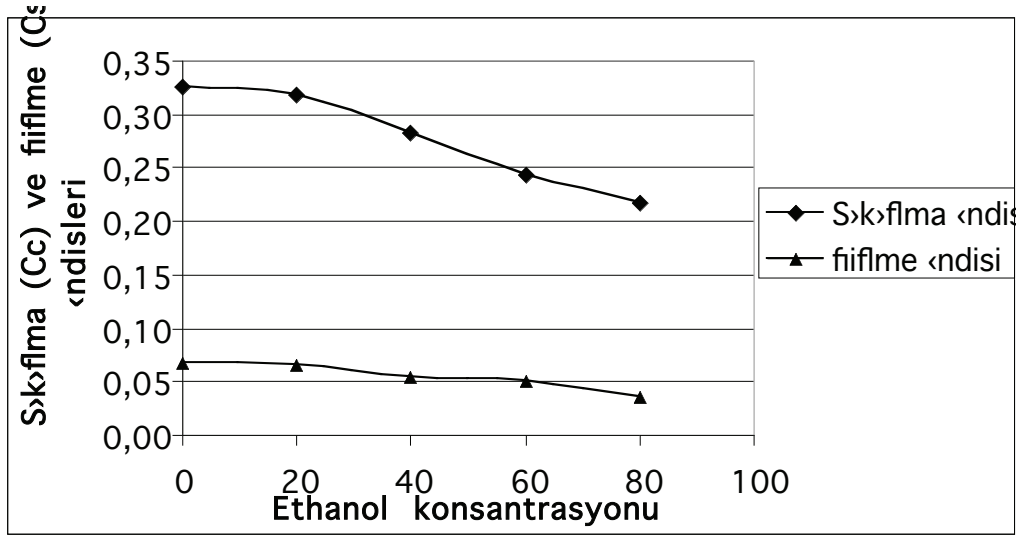
Şekil 4. Serbest Basınç ve Kanatlı Kesici Deneyi Sonuçları

Şekil 4'teki serbest basınç ve kanatlı kesici deney sonuçlarına göre artan ethanol konsantrasyonu ve taneler arasındaki net çekim kuvvetlerinin artması ile daneler birbirini daha kuvvetli bir şekilde çekmekte ve zeminin kohezyonu önemli miktarda artmaktadır.

#### 2.2.5. Konsolidasyon Deneyleri

Konsolidasyon deneylerinde ASTM D 2435 standartlarına uyulmuş olup, 100 kPa ön konsolidasyon basıncı altında konsolide edilen numunelerden 50 mm çapında ve 20 mm yüksekliğindeki ringlere örselenmeden alınan numuneler kullanılmıştır. Hücre sıvısı olarak deney numunesinin iç yapısındaki sıvı ile aynı özelliğe sahip sıvı kullanılmıştır. Daha önce kaolinit üzerinde yapılan çalışmalarda üst tabaka basıncının 300 kPa'dan büyük olması durumu için boşluk sıvısı özelliklerinin sıkışma üzerinde etkisi olmadığı belirtilmiş olup [6] bu sebeple deneyler 400 kPa gerilme artışına ulaşıncaya kadar devam etmiştir. Daha çok parametrelere bağlı olarak ifade edilen konsolidasyon olayı bu çalışmada sıkışma indisi ve şişme indisi cinsinden ifade edilmiştir (Şekil 5).

Burada değişen ethanol konsantrasyonu ile meydana gelen fiziko kimyasal etkiler Van der Waals çekme kuvvetleri ile alakalı olup, boşluk sıvısı olarak dielektrik sabiti 80 olan sudan dielektrik sabiti 24,3 olan ethanolün değişik konsantrasyonlarına geçildiği zaman çekme kuvvetinin artmasıyla, parçacıklar arası temasla sağlanan kayma direnci büyük olmakta ve daha büyük boşluk oranı ve daha az sıkışabilirliğe neden olmaktadır. Daneler birbirini daha kuvvetli çektiği için şişme indisi değerleri de azalmaktadır.



Şekil 5. Sıkışma İndisi ve Şişme İndisi Parametreleri Değişimi

## SONUÇLAR

Bu çalışmada düşük plastisiteli bir kil zemin dielektrik sabiti 24,3 olan ethanol organik sıvısının değişik konsantrasyonları ile karıştırılarak konsolide edilmiştir. Konsolide edilen bu karışımdan alınan örselenmemiş deney numuneleri üzerinde yapılan deneylerle kil zeminin mukavemet ve sıkışma özellikleri araştırılmıştır. Elde edilen bulgular şöyle sıralanabilir:

1. Ethanolün değişik konsantrasyonları ile yapılan Atterberg Limit deneyleri sonucunda artan ethanol konsantrasyonu ile silt-ince kum davranışına yönelen kil saf su ile yapılan deneylere göre CL zemin sınıfına girerken %80 ethanol konsantrasyonunda ML sınıfına girmektedir.
2. Üç eksenli basınç deneyi sonuçlarına göre artan ethanol konsantrasyonu ile orantılı olarak çok aşıkâr olmamakla beraber zeminin kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerleri artmaktadır. Bu artışın birinci sebebi; daneler arasındaki itme bariyerlerinin kırılması ile sağlanan mekanik kontakt, ikinci sebebi ise Van der Waals çekme kuvvetlerinden dolayı tanelerin birbirini daha büyük bir kuvvetle çekmesidir.

3. Kesme kuvveti deney sonuçlarına göre artan ethanol konsantrasyonuna bağlı olarak kayma mukavemeti parametrelerinde meydana gelen artışlar daha belirgin olmaktadır. Özellikle artan ethanol konsantrasyonlarında zemin silt-ince kum davranışına yaklaştığı için kesme kutusu deney sonuçlarının kabul edilebilirlik oranı yükselmektedir.
4. Serbest Basınç ve Laboratuar kanatlı kesme deneyleri sonuçlarına göre artan ethanol konsantrasyonuna bağlı olarak çekme kuvvetindeki artış ve itme kuvvetindeki azalmalardan dolayı kohezyon değeri belirgin bir şekilde artmaktadır.
5. Konsolidasyon deney sonuçlarına göre artan ethanol konsantrasyonu ile çekme kuvvetindeki artışa bağlı olarak şişme ve sıkışma indisi parametreleri azalmaktadır.

### **Teşekkür**

Bu çalışma halen devam eden Murat Olgun'un 'Farklı Konsantrasyonlardaki Kimyasallarla Konsolide Edilmiş Kil Zeminlerin Kayma Mukavemeti ve Konsolidasyon Davranışlarının İncelenmesi' adlı Doktora Tez Çalışması'ndan[12] alınmış olup S. Ü. Bilimsel Araştırmalar Projesi Koordinatörlüğü tarafından desteklenmektedir.

### **KAYNAKLAR**

1. Fernandez, F. And Ouigley, R.M., "Hydroulic Conductivity of Natural Clays Permeated with Simple Liquid Hydrocarbons," Canadian Geotechnical Journal, Volume 22, 1985, pp. 205-214.
2. Harr, M.E., "Groundwater and Seepage," McGraw-Hill, New York, 1962.
3. Anandarajah, A., "On Influence of Fabric Anisotropy on the Stress-Strain Behavior of Clays," Computers and Geotechnics, Volume 27,2000, pp. 1-17.
4. Anandarajah, A. and Zhao, D., "Triaxial Behaviour of Kaolinite in Different Pore Fluids," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Volume 126, No.2, 2000, pp. Pp.148-156.
5. Sridharan, A. and Rao, G.V., "Mechanism Controlling Volume Change of Saturated Clays and the Role of Effective Stress Concept," Geotechnique, Volume 23, 1973, pp. 359-382.
6. Chen, J., Anandarajah, A. and Inyang, H. "Pore Fluid Properties and Compressibility of Kaolinite," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 126, No. 9, September 2000, pp. 798-807.
7. Meegoda, N.J., Ratnaweera, P., "Compressibility of contaminated fine grained soils," Geotechnical Testing Journal, Volume 17, No. 1, 1994, pp. 101-112.

8. Kaya, A. and Fang, H.Y., “The Effects of Organic Fluids on Physicochemical Parameters of Fine-Grained Soils,” Canadian Geotechnical Journal, Volume 37, No. 5, 2000, pp. 943-950.
9. Kaya, A. and Fang, H.Y., “Experimental Evidence of Reduction in Attractive and Repulsive Forces Between Clay Particles Permeated With Organic Liquids,” Canadian Geotechnical Journal, Volume 42, 2005, pp. 632-640.
10. Mitchell, J.K., “Fundamentals of Soil Behaviour,” John Wiley and Sons, New York, 1993.
11. Olson, R. E. and Mersi, G., “Mechanisms Controlling Compressibility of Clays,” I. Soil Mec. and Foundation Division, ASCE, Volume 96(6), 1970, pp. 1863-1877.
12. Olgun, M., “Farklı Konsantrasyondaki Kimyasallarla Konsolide Edilmiş Kil Zeminlerin Kayma Mukavemeti ve Konsolidasyon Davranışlarının İncelenmesi,” Doktora Tez Çalışması, Selçuk Üniversitesi Müh.-Mim. Fak., 07101004 Nolu BAP Projesi, Konya, Devam Ediyor.

## PERMEABİLİTE VE KONSOLİDASYON DENEYLERİ İLE ELDE EDİLEN PERMEABİLİTE KATSAYILARININ KARŞILAŞTIRILMASI

Sami ARSOY	Erdiñ KESKİN	Cüneyt YILMAZ
Doç. Dr.	Arş.Gör.	Arş.Gör.
Kocaeli Üniversitesi	Kocaeli Üniversitesi	Kocaeli Üniversitesi
Kocaeli, Türkiye	Kocaeli, Türkiye	Kocaeli, Türkiye

### ÖZET

Killi zeminlerin permeabilite katsayısı genel olarak Düşen Seviyeli Permeabilite deneyi yardımıyla bulunmakta olup oldukça uzun bir süre sonunda elde edilebilmektedir. Zaman baskısı olduğunda alternatif olarak, Konsolidasyon ve Üç Eksenli Kesme deneyleri yardımıyla daha kısa sürelerde belirlenebilmektedir. Bu çalışmada seçilmiş bir kil numunesinin permeabilitesi hem Düşen Seviyeli Permeabilite deneyi hem de Konsolidasyon deneyi ile bulunmuş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Çalışma sonunda, permeabilite deneyi ile bulunan permeabilite katsayısının konsolidasyon deneyleri ile bulunan permeabilite katsayılarına oranla daha büyük olduğu ve boşluk oranının azalmasıyla permeabilite katsayısının beklendiği üzere azaldığı gözlemlenmiştir.

### AMAÇ

Permeabilite katsayısı zeminlerin en çok farklılık gösteren ve diğer faktörlerden en çok etkilenen özelliklerinden biridir. Permeabilite katsayısı laboratuarda permeabilite deneyi, konsolidasyon deneyi ve üç eksenli kesme deneyi ile bulunabilmektedir. Bu yöntemlerin dışında elektriksel yöntemlerle permeabilite katsayısının tespitine yönelik çalışmalara da rastlanılmakta olsa da uygulamada kullanım bulmamaktadır (1).

Killerin permeabilite katsayısı oldukça düşük olup geleneksel olarak düşen seviyeli permeabilite deneyi ile ölçülmektedir. Bu metot, numunenin doyması beklendiğinden oldukça uzun sürelerde sonuçlar vermektedir. Alternatif olarak konsolidasyon deneyi ve üç eksenli kesme deneyleri yardımıyla da permeabilite katsayısı bulunabilmektedir. Konsolidasyon deney düzeneği, permeabilite deney düzeneği gibi geoteknik laboratuvarlarında daha yaygın olarak kullanılan bir cihazdır. Ayrıca konsolidasyon deneyi yapılarak permeabilite deneyine göre daha kısa sürelerde permeabilite katsayısı bulunabilmektedir. Zaman tasarrufu ve konsolidasyon deney düzeneğinin yaygın olarak kullanıldığı düşünüldüğünde, konsolidasyon deneyinin zaman baskısı olduğunda daha fazla tercih edilebileceği gözükmektedir.

Bu amaçla, killi bir zemin üzerinde hem konsolidasyon deneyi hem de düşen seviyeli permeabilite deneyi yapılarak permeabilite katsayıları bulunmuş ve bu değerler irdelenmiştir.

## ÇALIŞMA YÖNTEMİ

Seçilen bir kil numunesi üzerinde ilk olarak, numunenin geoteknik özelliklerini belirlemek için elek analizi, hidrometre, özgül kütle, kompaksiyon deneyleri, malzemenin permeabilite katsayısının bulunması amacıyla hem düşen seviyeli permeabilite deneyi hem de konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. Her iki deney sonucuna göre permeabilite katsayıları hesaplanmıştır.

Permeabilite zeminlerin en geniş aralıkta değişim gösteren özelliği olup laboratuvar ölçümleri sırasında güvenilirliği etkileyebilecek birçok faktör söz konusudur. Bunlardan bazılarını belirtmek gerekirse, numune içinde hava kabarcıkları hapsolmuş ve buna bağlı olarak doygunluk derecesi %100'den küçük olabilir veya numune farklı sıklıklarda olabilir (2). Zemin dokusu ise yine deney sonuçlarında önemli etkiye sahiptir (3). Bu tip durumlarda deney sonuçlarında önemli derecede değişiklikler gözlemlenebilir.

Çalışma kapsamında, deney numunelerinin optimum su muhtevasında hazırlanması istenmiş olup permeabilite deneyi yapılacak numunenin kalıba hangi su muhtevasında ve hangi sıklıkta sıkıştırılacağına kompaksiyon deneyi yapılarak karar verilmiştir. Bu amaçla numunenin optimum su muhtevası bulunmuş ve kuru numuneye optimum su muhtevası oranında su katılarak homojen bir şekilde numune karıştırılmıştır ve standart kompaksiyon enerjisi uygulanarak permeabilite kalıbına sıkıştırılmıştır. Sıkıştırılan numune düşen seviyeli



permeabilite düzeneğine yerleştirilmiş ve numune doymun hale gelinceye kadar beklenmiştir. Numunenin doymun hale gelmesi 10 gün sürmüş olup daha sonra düşen seviyeli permeabilite deneyleri yapılmış ve elde edilen veriler kullanılarak numunenin permeabilite katsayısı hesaplanmıştır.

Konsolidasyon deneyine tabi tutulacak numunenin dokusu ile permeabilite deneyinde kullanılan numunenin dokularının aynı olması istenmiştir. Bunun için, konsolidasyon deneyi numunesi permeabilite deneyinden hemen sonra (konsolidasyon halkasının hidrolik kriko yardımıyla permeabilite numunesine yerleştirilmesi suretiyle) hazırlanmıştır. Bu şekilde permeabilite kalıbından biri üst ve biri alt kısımda olmak üzere doymun durumda toplam iki adet numune alınmış ve iki ayrı konsolidasyon deneyi yapılmıştır. Bu örnekleme yöntemiyle zemin dokusunun ve doymunluğunun hem permeabilite deneyinde hem de konsolidasyon deneyinde pratik olarak aynı olması sağlanmıştır.

## DENEY BULGULARI

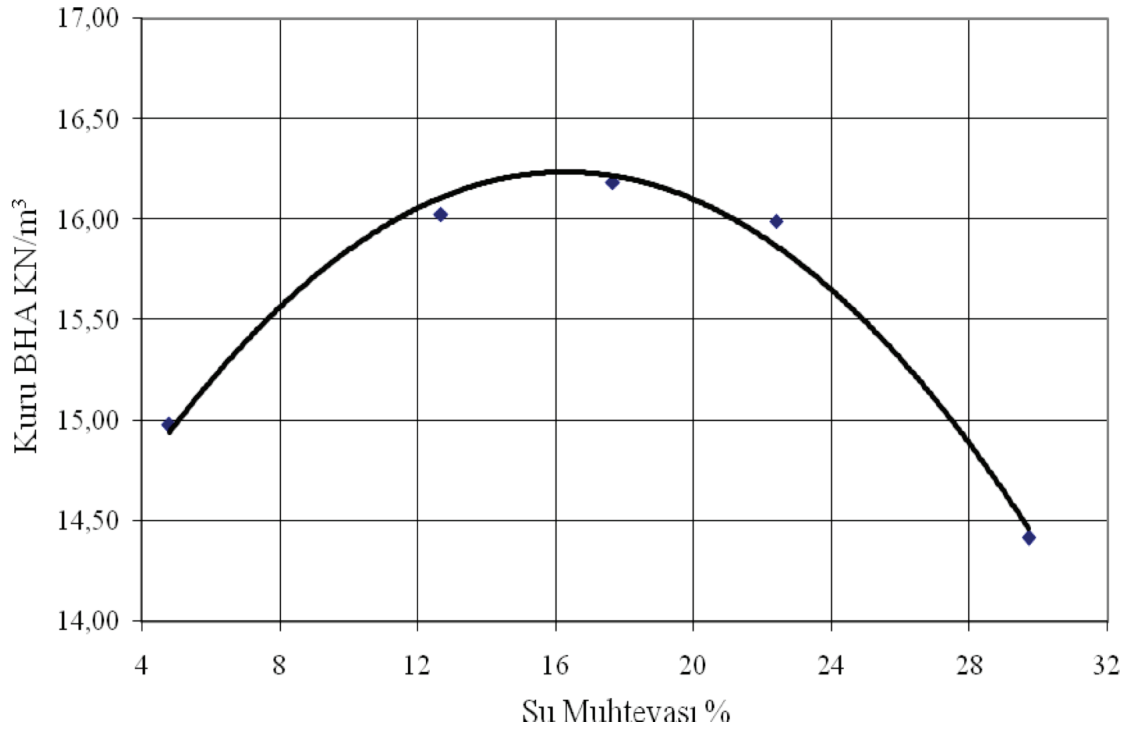
Deney numunesinin sağlıklı hazırlanabilmesi için rutin laboratuvar deneyleri öncelikle yapılmış olup numune standart proktor testinde maksimum kuru birim hacim ağırlık değerini verecek şekilde hazırlanmıştır.

Öncelikle deneyde kullanılan kil numunesinin zemin sınıfının belirlenmesi amacıyla elek analizi ve kıvam limitleri deneyleri yapılmıştır. Bu deneyler sonucunda likit limit değerinin 56, plastik limit değerinin 26 olduğu tespit edilmiştir. Elek analizi ve kıvam limitleri yardımıyla birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre sınıflandırma yapılmış ve zemin sınıfı CL (düşük plastisiteli kil) olarak bulunmuştur (Tablo 1).

Tablo 1.Elek analizi ve kıvam limitleri deneylerinden elde edilen sonuçlar

Likit Limit (%)	56
Plastik Limit (%)	26
Plastisite İndisi (%)	30
Kum Yüzdesi (%)	13,4
Silt Yüzdesi (%)	8,5
Kil Yüzdesi (%)	78,1
Birleştirilmiş Zemin Sınıf.	CL
Özgül Ağırlık	2,61

Permeabilite kalıbına sıkıştırılacak numunenin optimum su muhtevasında sıkıştırılması amacıyla numuneye standart kompaksiyon deneyi yapılmıştır. Bu deney sonucunda numunenin maksimum kuru birim hacim ağırlığı  $16,25 \text{ kN/m}^3$ , optimum su muhtevası % 16,5 olarak bulunmuştur. Şekil 1’de standart kompaksiyon deneyi grafik halinde verilmiştir.



Şekil 1. Standart kompaksiyon deney sonucu

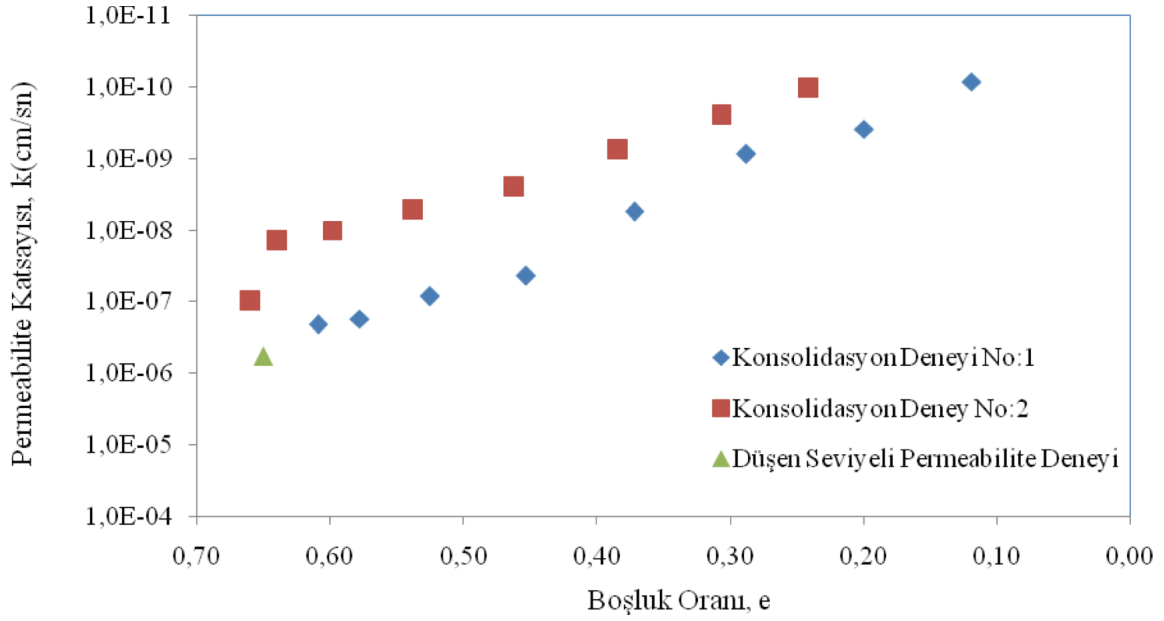
Düşen seviyeli permeabilite deneyi sırasında çeşitli zamanlarda okumalar alınmış ve permeabilite katsayıları hesaplanmıştır. Hesaplanan permeabilite katsayısının ortalaması alındığında ortalama permeabilite katsayısı  $5,71\text{E-}7 \text{ cm/sn}$  olarak belirlenmiştir. Deney boyunca alınan okumalar ve hesaplanan permeabilite katsayıları Tablo 2’de verilmiş olup bu değerler numunenin doyurulması aşamasındaki değerleri içermemektedir.

Tablo 2.Doyurulan numunede düşen seviyeli permeabilite deneyi verileri ve hesaplanan permeabilite katsayıları

Saat/Gün	Su Seviyesi (cm)	Süre (dk)	k (cm/sn)
11:13 /Cuma	113	-	
13:35/Cuma	107,3	144	6,300E-07
14:10/Cuma	105,8	35	7,050E-07
16:51/Cuma	102	161	3,982E-07
17:25/Cuma	98,7	34	1,695E-06
18:29/Cuma	96,8	64	5,323E-07
18:52/Ctesi	65,2	1463	4,734E-07
11:23/Pazar	51,3	991	4,241E-07
14:41/Pazar	49,1	198	3,880E-07
14:52/Pazar	114,8	-	
09:15/Ptesi	84,2	1103	4,926E-07
10:39/Ptesi	82,3	84	4,762E-07
13:26/Ptesi	77,8	167	5,901E-07
16:35/Ptesi	71,2	189	8,221E-07
18:12/Ptesi	67,4	97	9,911E-07
09:35/Salı	52,4	923	4,780E-07
12:02/Salı	50,8	147	3,697E-07
14:45/Salı	48,8	163	4,319E-07
18:07/Salı	46,6	202	4,003E-07
10:25/Çarşamba	37,4	978	3,941E-07
15:05/Çarşamba	35,4	280	3,440E-07
09:47/Perşembe	27,7	1122	3,832E-07
		<b>Ortalama</b>	<b>5,710E-07</b>

Konsolidasyon deneyi sonucunda elde edilen veriler kullanılarak her yük kademesi için permeabilite katsayıları hesaplanmış olup ulaşılan değerler ve düşen seviyeli permeabilite deneyi ile elde edilen değerlerle birlikte Tablo 3 ve Şekil 2’de verilmiştir.

Permeabilite deneyinde okuma zamanının deney sonucuna olası etkisini belirlemek için 10 dk. ile 1500 dk. arasında değişen zamanlarda düşen seviyeli permeabilite deney okumaları alınmış olup alınan okumalarla hesaplanan permeabilite katsayıları okuma zamanının bir fonksiyonu olarak Şekil 3’te gösterilmiştir. Şekilde görüleceği üzere 200 dakikalık bekleme süresinden uzun sürelerde hesaplanan permeabilite katsayıları birbirine yakın olmaktadır.

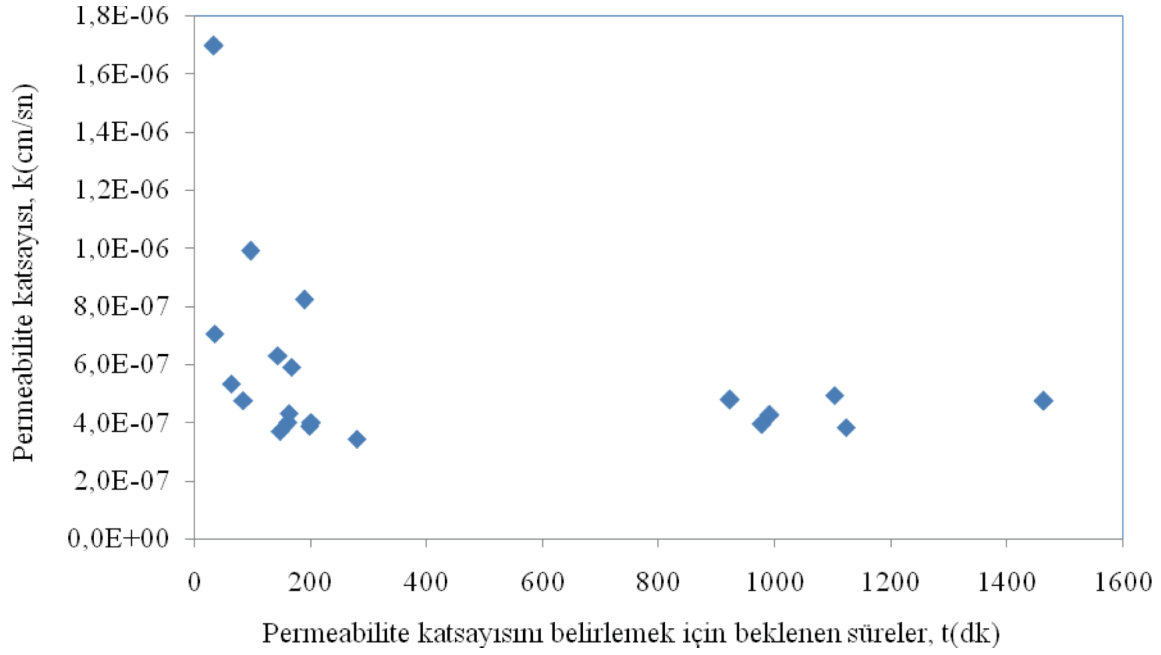


Şekil 2. Düşen seviyeli permeabilite ve konsolidasyon deney verilerinden elde edilen permeabilite katsayılarının grafik halinde gösterimi

Şekil 3 ve Tablo 3'te görüldüğü gibi konsolidasyon deneyi sırasında değişik yük kademelerinde boşluk oranının azalması ile permeabilite katsayısında azalmalar meydana gelmiştir. Bu sonuç literatürle paralellik sergilemektedir (4).

Tablo 3. Düşen seviyeli permeabilite ve konsolidasyon deney verilerinden elde edilen permeabilite katsayılarının tablo halinde gösterimi

Konsolidasyon Deney No:1		Konsolidasyon Deney No:2		Düşen Seviyeli Permeabilite	
e	k(cm/sn)	e	k(cm/sn)	e	k(cm/sn)
0,61	2,062E-07	0,66	9,818E-08	0,65	5,71E-07
0,58	1,726E-07	0,64	1,437E-08		
0,52	8,408E-08	0,60	1,007E-08		
0,45	4,360E-08	0,54	5,310E-09		
0,37	5,525E-09	0,46	2,498E-09		
0,29	8,649E-10	0,38	7,629E-10		
0,20	3,848E-10	0,31	2,467E-10		
0,12	8,364E-11	0,24	1,040E-10		



Şekil 3. Değişik bekleme sürelerinde hesaplanan permeabilite katsayılarının

## SONUÇ

Çalışma sonunda aşağıdaki bulgular elde edilmiştir;

- Permeabilite deneyinde bulunan permeabilite katsayısının konsolidasyon deneylerinde bulunan permeabilite katsayılarına oranla daha büyük olduğu gözlemlenmiştir. Bu yüzden konsolidasyon deneyiyle permeabilite katsayısı belirlenirken daha dikkatli olunması gerektiği ve önem arz eden işlerde standart yöntemin kullanılması önerilmektedir.
- Permeabilite deneyinde çok kısa tutulan okuma zamanı, deney sonucunu yüksek gösterme eğiliminde olduğu ve 200 dakikadan daha uzun süren okumaların yaklaşık aynı sonucu verdiği gözlemlenmiştir.
- Boşluk oranının azalmasıyla permeabilite katsayısının beklendiği üzere azaldığı gözlemlenmiştir.

## **TEŞEKKÜR**

Bu çalışma TÜBİTAK 106M231, Kocaeli Üniversitesi Bilimsel Araştırmalar Birimi (KBAP) 2007/17 nolu projelerin dolaylı olarak sağladığı destekle tamamlanmış olup yazarlar TÜBİTAK ve Kocaeli Üniversitesine teşekkürü bir borç bilirler.

## **KAYNAKLAR**

1. Vanapoli S.K., Garga V.K., Brisson P., “A modified permeameter for determination of unsaturated coefficient of permeability”, *Geotech Geol Eng* (2007) 25:191–202
2. Benson, C.H., Daniel, D.E., “Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay”, *Journal of Geotechnical Engineering*, A.S.C.E, Vol.116, No.8, pp. 1231-1248, 1990
3. Mitchell, J., K., “Fundamentals of Soil Behavior”, University of California, Berkeley, USA, 1993
4. Lambe, T. W., Whitman, R. V., “Soil Mechanics”, Wiley, New York, 1969.

## **TEŞEKKÜR**

Bu çalışma TÜBİTAK 106M231, Kocaeli Üniversitesi Bilimsel Araştırmalar Birimi (KBAP) 2007/17 nolu projelerin dolaylı olarak sağladığı destekle tamamlanmış olup yazarlar TÜBİTAK ve Kocaeli Üniversitesine teşekkürü bir borç bilirler.

## **KAYNAKLAR**

1. Vanapoli S.K., Garga V.K., Brisson P., “A modified permeameter for determination of unsaturated coefficient of permeability”, *Geotech Geol Eng* (2007) 25:191–202
2. Benson, C.H., Daniel, D.E., “Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay”, *Journal of Geotechnical Engineering*, A.S.C.E, Vol.116, No.8, pp. 1231-1248, 1990
3. Mitchell, J., K., “Fundamentals of Soil Behavior”, University of California, Berkeley, USA, 1993
4. Lambe, T. W., Whitman, R. V., “Soil Mechanics”, Wiley, New York, 1969.

## ZEMİNLERİN DİELEKTRİK ÖZELLİKLERİNE BAĞLI OLARAK SU MUHTEVALARININ BELİRLENMESİ

Sami ARSOY  
Doç.Dr.  
Kocaeli Üniversitesi  
Kocaeli, Türkiye

Cüneyt YILMAZ  
Arş.Gör.  
Kocaeli Üniversitesi  
Kocaeli, Türkiye

Erdiñ KESKİN  
Arş.Gör  
Kocaeli Üniversitesi  
Kocaeli, Türkiye

### ÖZET

Basit ve rutin bir iş olmasına karşın zeminlerin su muhtevalarının hızlı ama doğru belirlenmesi gereklidir. Geleneksel olarak zeminin etüvde kurutulmasına dayanmakta olup zaman alıcıdır. Su içeriğinin hızlı ölçülmesi için farklı yöntemler geliştirilmekte olup bunlardan biri de zeminlerin su muhtevasının dielektrik özelliklerine bağlı olarak dolaylı bir şekilde belirlenmesidir. Bu yöntem bir güç kaynağı yardımı ile üretilen elektromanyetik bir dalganın, iletken çubuklar ile zemine aktarılması ve dalganın hareketine bağlı olarak iletken çubuklar arasında yer alan zeminlerin dielektrik katsayılarının belirlenmesine dayanmaktadır.

Çalışma kapsamında kum numuneleri kullanılmış olup zeminlerin dielektrik katsayısı ile su içerikleri arasındaki ilişki incelenmiştir. Sonuçların etüvde kurutma yöntemiyle doğruluğu araştırılmış olup olumlu sonuçlar elde edilmiştir. Zeminlerin dielektrik katsayılarının bu çalışmada sunulan yöntemle ölçülüp su içeriklerinin hızlı ve mühendislik uygulamaları için kabul edilebilir bir doğrulukla belirlenmesinin mümkün olduğu sonucuna ulaşılmıştır.

### AMAÇ

Koaksiyal bir iletim hattı iki iletken arasında kalan yalıtkan bir malzemedden ibaret olup, hattın empedansı iletim hattının fiziksel boyutları ve yalıtkanın dielektrik katsayısı ile ilişkilidir. Zeminler için koaksiyal iletim hattı analogisi, zemini yalıtkan bir malzeme ve içerisine metal iletken çubuklar konularak kurulabilir. İletim hattı boyunca üretilen bir dalganın gerilimi (voltajı) ile, zemin ortamında ilerleyen dalganın gerilim genlikleri arasındaki fark zeminlerin dielektrik katsayıları ile ilişkilidir. Zeminler üç bileşenli olup,



hava, su ve zemin danelerinden oluşur. Bu üç bileşenin elektromanyetik özellikleri farklılık gösterir. Bağıl dielektrik katsayısı daha çok kullanım bulmakta olup bir malzemenin dielektrik katsayısının vakumun dielektrik katsayısına oranı olarak tariflenir. Bu değer, zemin bileşenlerinden hava için  $K_a=1$ , zemin daneleri için  $K_{zemin}=2$  ila 5 ve su için  $K_{su}=80,18$  olarak belirir. Dielektrik katsayıların zemin bileşenleri için böylesine özel bir dağılıma sahip olması, herhangi bir zemin numunesinin ölçülen dielektrik katsayısının büyük çoğunlukla içerisindeki su içeriğine bağlı olduğu anlamına gelmektedir. Bu özellik, zemin gibi geçirgen ortamların su muhtevalarının bulunması için dielektrik tekniğinin kullanımına yol açmaktadır. Buradan hareketle zeminlerin dielektrik katsayıları ile su muhtevaları arasındaki ilişki belirlenir.

Bu çalışmada, farklı sıklık ve su içeriğindeki zeminlerin, bir ölçüm probu yardımıyla voltaj genliklerinin tespiti yapılarak zeminlerin dielektrik katsayılarının belirlenmesi amaçlanmıştır. Dielektrik katsayısı yardımı ile zeminlerin hacimsel su muhtevalarının belirlenmesi ve buradan da gravimetrik su muhtevalarının tespiti yine bu çalışma kapsamındadır. Sonuçların etüv yöntemi ile tutarlılığının kontrolü de yine bu çalışmanın amaçları arasında yer almaktadır.

## ZEMİNLERİN DIELEKTRİK ÖZELLİKLERİ

Zeminin su bileşeninin diğer bileşenlerinden çok daha yüksek dielektrik katsayısına sahip olması uzun yıllar önce araştırmacıların dikkatini çekmiş ve üç bileşenli bir malzeme olan zeminin su içeriğinin bulunması çabalarına yol açmıştır.

Drake ve diğ. (1) ve Wyman (2), sulu solüsyonlar hazırlayarak dielektrik ölçümleri yapmışlardır. 1970'li yıllarda hava ile doldurulmuş koaksiyal kablolar vasıtası ile hazırlanmış iki adet zemin numunesi için dielektrik ölçümlerinde, kuru yoğunluğun, su muhtevalarının ve etki frekansının (30 MHz – 4 GHz) etkileri incelenmiştir.

Zeminlerde elektromanyetik alanın neden olduğu dağıtıcı özellikler ile oluşan ortam kayıpları dikkate alınır. Bağıl dielektrik katsayısı  $K$  (birimsiz), bir partikülün elektromanyetik alanın etkisinde kendisini sıraya koyma yeteneği ile ilgilidir ve arasında iletken olmayan malzeme bulunan elektrik yüklü levhaların potansiyelinin ( $\epsilon$ ), içinde hava bulunan özdeş levhaların potansiyeline ( $\epsilon_0$ ) oranı olarak belirlenir.

$$K = \frac{\epsilon}{\epsilon_0} = \epsilon' \quad (1)$$

Bu ifade  $K$  ile  $\varepsilon'$  (*permittivity*) değerlerinin eşanlı olduunu belirtir ve ifadedeki  $\varepsilon_0$  değeri  $8.85 \text{ pF m}^{-1}$  dir (3).  $K$  değeri, dielektrik materyalin elektriksel olarak hareketlenmiş kutuplaşmasına ve yüke maruz kalmış alanın açısal frekansına ( $\omega$ ) (4). Zemin elektriksel kayıpların meydana geldiği iletken bir ortamdır. Bu kayıpların miktarı dielektrik (*permittivity*) olarak belirlenir.

$$K^* = K' - jK'' \quad (2)$$

Burada  $K^*$  (veya *permittivity* olarak da adlandırılan  $\varepsilon^*$ ) karmaşık dielektrik olarak isimlendirilir.  $K'$  ve  $\varepsilon'$  reel dielektrik bileşeni olup  $K''$  imajiner dielektrik bileşeni ( $\varepsilon''$ ) dir.  $j$  ise  $(\sqrt{-1})$  e eşittir. İmajiner bileşenin reel bileşene oranı 3 numaralı ifadede gösterildiği üzere elektriksel alan ve dielektriğin tepkisi arasında oluşan geciken faz olarak tanımlanır.

$$\tan \delta = \frac{(K'' + \frac{\sigma_0}{\omega_f \varepsilon_0})}{K'} \quad (3)$$

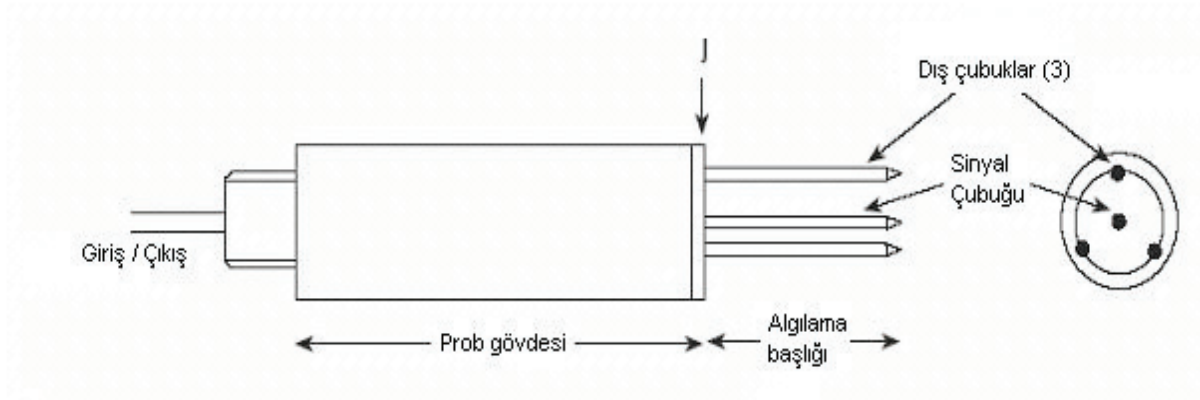
Burada  $\sigma_0$  , dc akım veya sıfır frekans iletkenliği ve  $\omega_f$  ise açısal frekans değerleridir. Genelde  $\tan \delta$  değerinin 1 den küçük olduğu varsayılır. Kayıpların olduğu durumlarda veya tuzluluk koşullarında ve daha yüksek su muhtevası koşullarında, bu yaklaşım doğru değildir (4). Bu durumda imajiner dielektrik şu şekilde belirlenir.

$$K^* = K' + j(K'' + \frac{\sigma_0}{\omega_f \varepsilon_0}) \quad (4)$$

$K' \gg K''$  olduğu varsayılırsa ölçülen dielektrik basitleşir ve görünen dielektrik ( $K_a$ ) olarak adlandırılır, bu durumda imajiner dielektrik  $K_a \approx K^*$  olur. Bu ilişki için  $\tan \delta \ll 1$  olur.

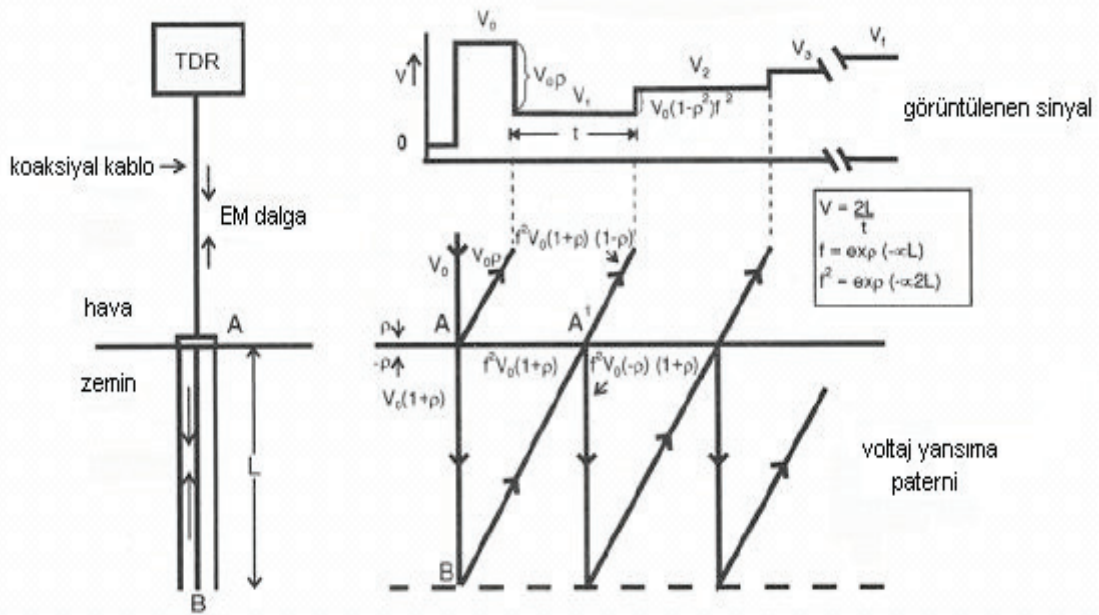
## ÖLÇÜM PROBUNUN ÇALIŞMA YÖNTEMİ

Çalışmada dielektrik katsayısına bağlı olarak zeminlerin su muhtevasını belirlemek için bir ölçüm probu kullanılmıştır. Ölçüm probu, içinde elektroniğe sahip su geçirmez bir gövdeye sahiptir ve gövdenin sonunda zeminin içine batırılan 4 adet çelik çubuk bulunmaktadır.



**Şekil 1.** Ölçüm Probu'nun Kesiti (5)

Prob, 100 Mhz lik sinüzoidal bir sinyal üretir ve bu sinyal, prob içindeki iletim hattından metal çubuklara ve onlar aracılığı ile de zemine iletilir. Dalga probun sonunda, bir empedans (direnç) ile karşılaştığı için geri yansır. Aşağıdaki şekilde dalganın yansıması görülmektedir.



**Şekil 2.** Üretilen Elektromanyetik Dalganın Hareketi (6)

Üretilen elektromanyetik dalga, belirli bir empedansa ( $Z_0$ ) sahip olan bir koaksiyal hat boyunca ilerlemektedir. Bu esnada üretilen dalga belirli bir voltaj ( $V_0$ ) seviyesindedir. İletim hattı ucundaki probun zemine yerleştirilmesiyle, dalga bu ortama geldiği zaman farklı bir empedansa ( $Z_1$ ) sahip bir ortama girdiği için gelen dalganın bir kısmı her iki ortamın

empedanslarına bağı olan bir yansıma katsayısı ( $\rho$ ) miktarı kadar geri yansırken bir kısmı zemin içindeki prob boyunca harekete devam eder. Yansıma katsayısı;

$$\rho = (Z_1 - Z_0)/(Z_1 + Z_0) \quad (5)$$

şeklinde ifade edilir. Dalganın bu esnada sahip olduğu voltaj  $V_1$  olarak değişmiştir. Probun ucunda artık tamamen zemin ortamı söz konusu olduğu için dalga buradan geri yansır.

İletim hattı başlangıcındaki pik voltaj ( $V_0$ );

$$V_0 = a(1 - \rho) \quad (6)$$

a : Osilatör çıkışının voltaj genliği

Bağlantı yerindeki pik voltaj ( $V_1$ );

$$V_1 = a(1 + \rho) \quad (7)$$

genlik farkı ise;

$$V_1 - V_0 = 2a\rho \quad (8)$$

Voltaj sevipleri arasındaki genlik farkından zeminlerin dielektrik katsayıları ve buna bağlı olarak da hacimsel su muhtevaları (suyun toplam hacminin, zeminin toplam hacmine oranı) belirlenir.

$$\sqrt{K} = a_0 + a_1\theta \quad (9)$$

Burada;  $a_0$  ve  $a_1$ , laboratuarda belirlenen kalibrasyon katsayılarıdır.

Bu katsayılar çalışma kapsamında kullanılan prob için üretici tarafından mineral ve organik zeminler için belirlenip cihaza tanıtılmıştır. Cihaz bu katsayıları baz alarak okuma yapmaktadır. Bu katsayılar Tablo 1’de verilmiştir.

**Tablo 1.** Genelleştirilmiş Kalibrasyon Katsayıları

	$a_0$	$a_1$
Mineral zeminler	1,6	8,4
Organik zeminler	1,3	7,7

Daha detaylı çalışmalar için, her zeminin kalibrasyon katsayıları laboratuarda belirlenip, cihaza bu değerler girilmeli ve ölçümler alınmalıdır. Bu çalışma kapsamında okunan tüm değerler cihazın mevcut kalibrasyonu baz alınarak elde edilmiştir. Aşağıda verilen ifade

yardımları ile zeminlerin gravimetrik su muhtevaları (suyun toplam ağırlığının, zemin partiküllerinin ağırlığına oranı) belirlenir.

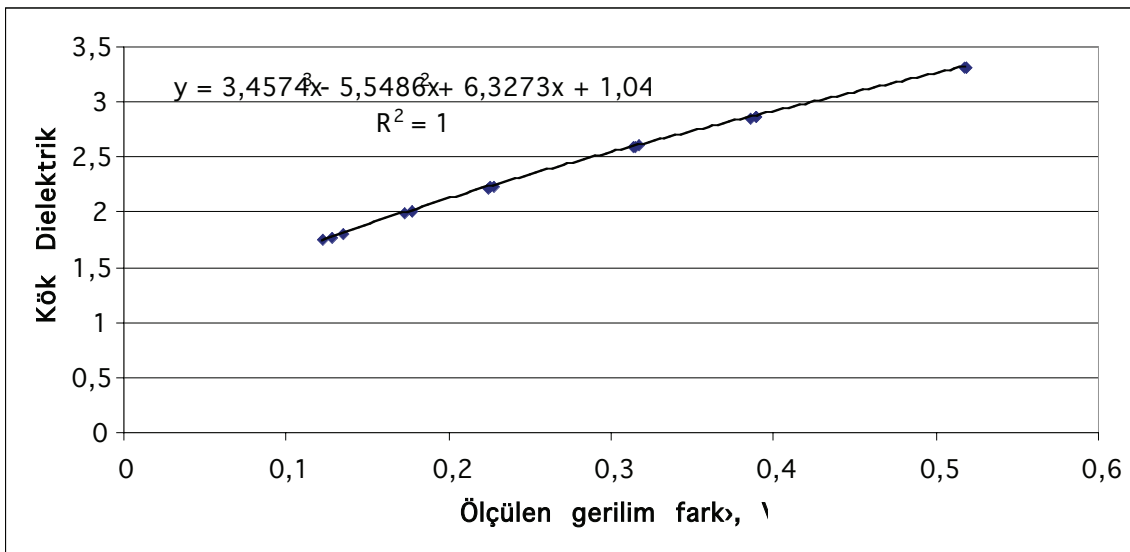
$$\theta = w \frac{\rho_d}{\rho_w} \quad (10)$$

$\rho_d$  ve  $\rho_w$ , sırasıyla zemin danelerinin ve suyun yoğunluğudur.

### DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Bu çalışma kapsamında, SP, SP-SM ve SW olmak üzere üç farklı kum numuneleri üzerinde farklı su muhtevaları ve sıklıklarda ölçümler yapılmıştır. Farklı su muhtevalarındaki kum numuneleri hacmi belli olan standart proktor kalıplarında 3 farklı enerji seviyesinde sıkıştırılmıştır. Prob ucundaki metal çubuklar zemin içine sokularak ölçüm alınmış ve zeminlerin hacimsel su muhtevaları daha önce açıklanan şekilde tespit edilmiştir. Buradan da gravimetrik su muhtevaları hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlar, numunelerin etüvde standart yöntemle kurutulmasıyla da karşılaştırılıp kontrol edilmiştir.

Tüm zemin numuneleri için ölçülen gerilim farkları ve zeminin dielektrik özellikleri, ölçülen hacimsel su muhtevalarından belirlenen gravimetrik su muhtevaları ve etüv su muhtevaları arasındaki ilişkiler aşağıda sunulmuştur. Şekil 3, 5 ve 7 de sırası ile SP, SP-SM ve SW zeminleri için ölçülen gerilim farkları ile dielektrik katsayıları arasındaki ilişkiler verilmiştir.

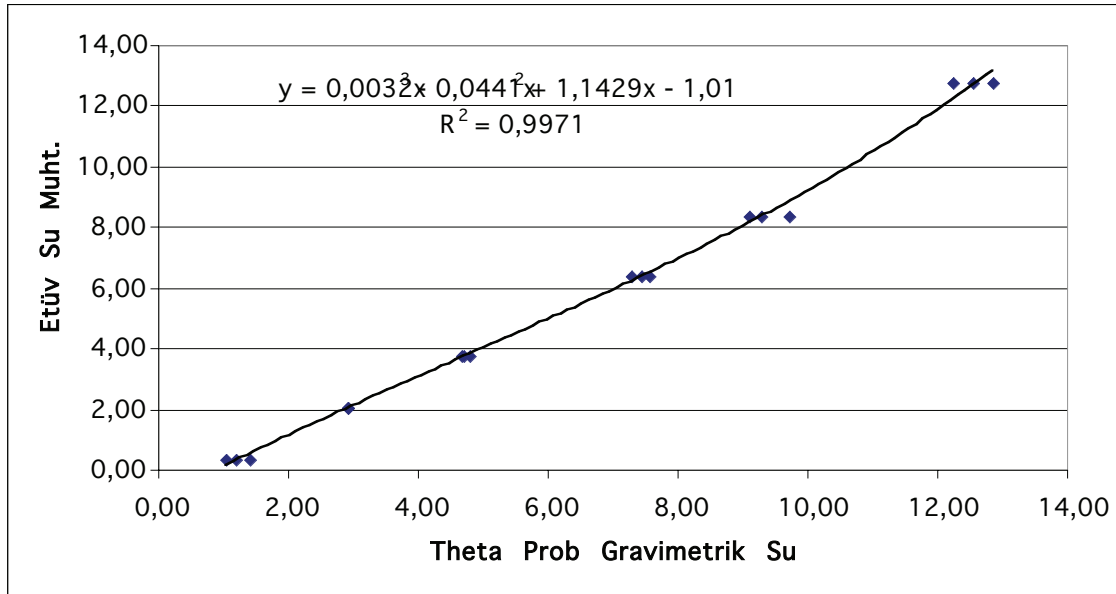


Şekil 3. SP Zemini için Ölçülen Gerilim Farkı ile Dielektrik Katsayısı Arasındaki İlişki

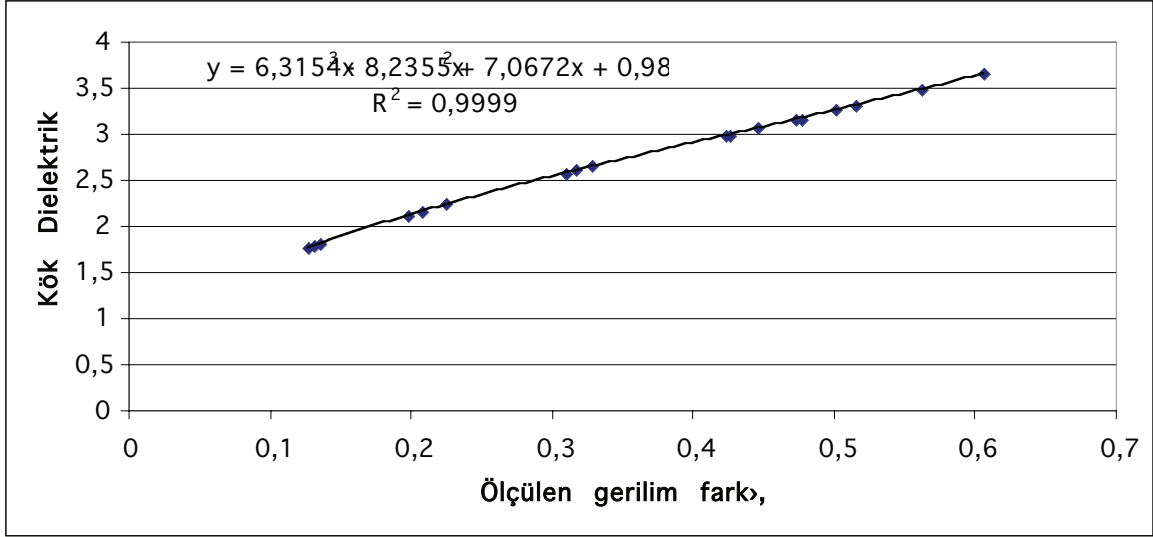
Ölçülen gerilim farkı ile dielektrik katsayısının karekökü arasında üçüncü dereceden bir ilişki söz konusudur, mevcut cihazın kalibrasyonu ile yapılan ölçümlere göre SP zemin için bu ilişki bağıntı 11'deki gibidir.

$$\sqrt{K} = 3,4574V^3 - 5,5486V^2 + 6,3273V + 1,0419 , R^2=1 \quad (11)$$

Bilindiği gibi zeminlerin hacimsel su muhtevası ile gravimetrik su muhtevası arasında, zeminlerin kuru yoğunluklarına bağlı olarak değişen (10 nolu ifade) bir ilişki söz konusudur. Çalışma kapsamında prob ile dolaylı olarak elde edilen gravimetrik su muhtevaları ile etüv su muhtevalarının karşılaştırılması Şekil 4'de SP zemini için gösterilmektedir.



**Şekil 4.** SP Zemini için Theta Prob ile Dolaylı Yoldan Bulunan Gravimetrik Su Muhtevası ve Etüv Su Muhtevası Arasındaki İlişki



**Şekil 5.** SP-SM Zemini için Ölçülen Gerilim Farkı ile Dielektrik Katsayısı Arasındaki İlişki

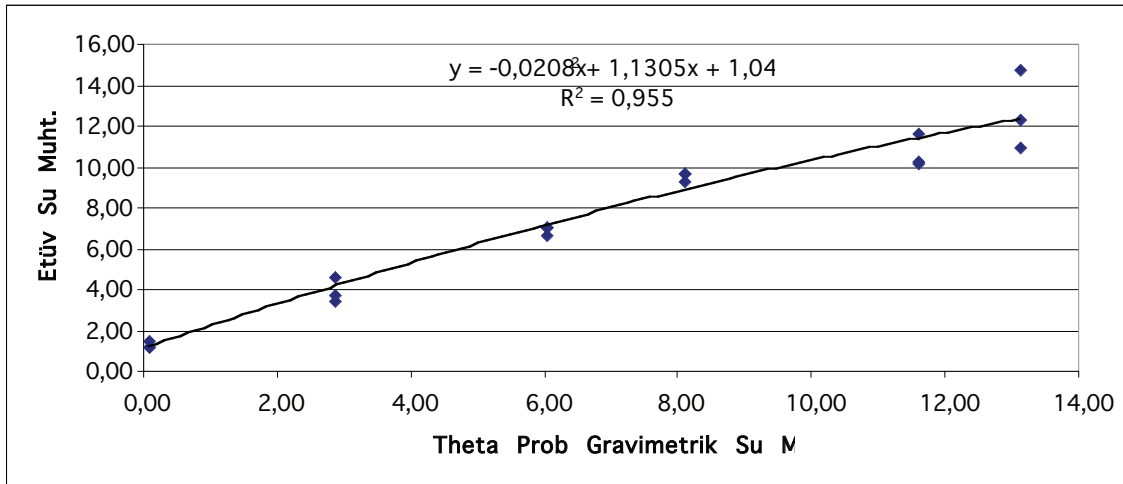
SP-SM için gerilim farkı ile dielektrik katsayısının karekökü arasındaki ilişki bağıntı 12 ile gösterilmekte olup gravimetrik su muhtevası ve etüv su muhtevasının tutarlılığı ise Şekil 6' da sunulmaktadır.

$$\sqrt{K} = 6,3154V^3 - 8,2355V^2 + 7,0672V + 0,9849 , R^2=0,9999 \quad (12)$$

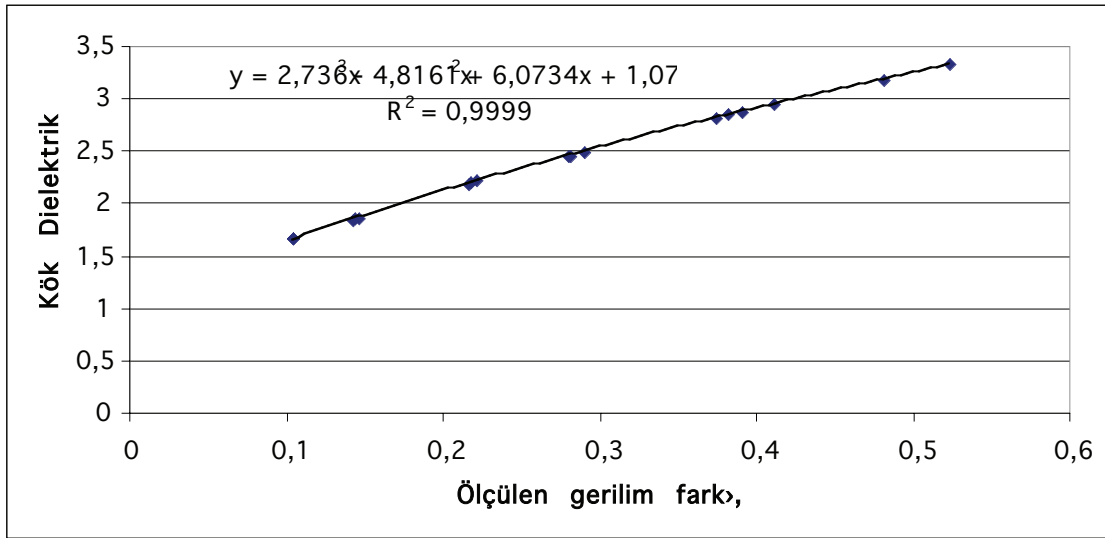
SW için gerilim farkı ile dielektrik katsayısının karekökü arasındaki ilişki Şekil 7 ile gösterilmekte olup bağıntı 13 ile ifade edilebilir.

$$\sqrt{K} = 2,736V^3 - 4,8161V^2 + 6,0734V + 1,0706 , R^2=0,9999 \quad (13)$$

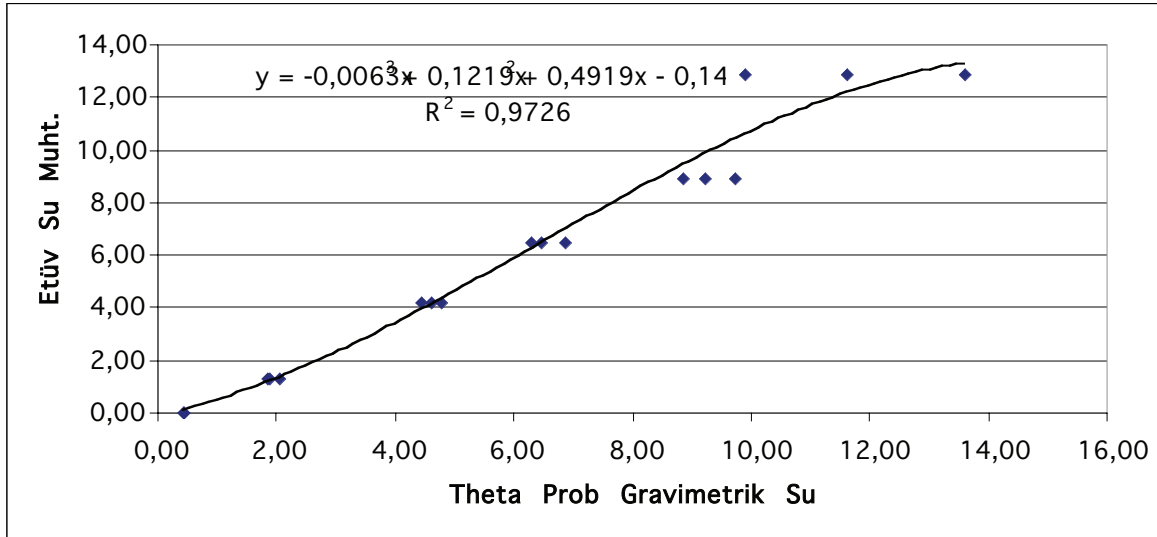
Gravimetrik su muhtevası ve etüv su muhtevası ilişkisi ise Şekil 8'deki gibidir.



**Şekil 6.** SP-SM Zemini için Theta Prob ile Dolaylı Yoldan Bulunan Gravimetrik Su Muhtevası ve Etüv Su Muhtevası Arasındaki İlişki



Şekil 7. SW Zemini için Ölçülen Gerilim Farkı ile Dielektrik Katsayısı Arasındaki İlişki



Şekil 8. SW Zemini için Theta Prob ile Dolaylı Yoldan Bulunan Gravimetrik Su Muhtevası ve Etüv Su Muhtevası Arasındaki İlişki

### SONUÇLAR ve DEĞERLENDİRME

- Çalışmada, cihazın üretmiş olduğu voltaj genlikleri farkları ile zeminlerin dielektrik katsayıları arasındaki ilişki belirlenmiştir. Aralarındaki bu ilişkiyi en iyi üçüncü derece polinom vermektedir. Regresyon katsayısı bire çok yakındır.
- Ölçüm probu ile dolaylı olarak zeminlerin hacimsel su muhtevaları belirlenmiş ve buradan da gravimetrik su muhtevaları hesaplanmıştır. Sonuçların tutarlılığı için standart etüv



yöntemi uygulanmış olup her iki ölçüm değerlerinin birbirine çok yakın olduğu görülmektedir. Bununla birlikte bazı değerlerin tam olarak örtüşmemekte olduğu belirtilmelidir. Bunun nedeni ise çalışmada her bir zemin için ayrı ayrı kalibrasyon katsayılarının belirlenmemiş olmasıdır.

- Bu çalışma kumlu zeminler üzerinde yapılmış ve dielektrik katsayısına bağlı olarak zeminlerin su muhtevasının tespitinin uygun sonuçlar verdiği tespit edilmiştir. Killi zeminler üzerinde de benzer çalışmalar yapılarak çalışmanın geliştirilmesi planlanmaktadır.
- Cihazın mevcut kalibrasyonu yerine her zemin için farklı kalibrasyon katsayıları da belirlenerek çalışmanın kapsamının geliştirilmesi konusu önemli olup ileriki çalışmalarda bu konuya özel önem verilmesi planlanmaktadır.

### **TEŞEKKÜR**

Bu çalışma TÜBİTAK 106M231 No' lu projenin sağladığı ana destekle tamamlanmıştır. Yazarlar desteklerinden dolayı TÜBİTAK' a teşekkürü bir borç bilirler.

### **KAYNAKLAR**

1. DRAKE, F.H., PIERCE, G.W. and DOW, M.T., 1930., "Measurement of the Dielectric Constant and Index of Refractions of Water and Aqueous Solutions of KCL at High Frequencies", Physical Reviews, 35:613 – 622.
2. WYMAN, J., 1930, "Measurement of the Dielectric Constants of Conducting Media", Physical Review, 35:623 – 634
3. VON HİPPEL, A.T., 1954, "Dielectric Materials and Applications.", MIT Pres, Cambridge, USA.
4. WHITE, I. and ZEGELIN, S.J., 1995. "Electric and Dielectric Methods for Monitoring Soil – Water Content." In : (eds. L.G. Wilson, L.G. Evert and S.J. Cullen), Handbook of Vadose Zone Characterization and Monitoring. CRC Pres, Boca Raton, pp 343 – 385.

5. G.J. GASKIN, J.D. MILLER, 1996, "Measurement of Soil Water Content Using a Simplified Impedance Measuring Technique", Journal of Agricultural Engineering Research, Vol.63, pp.153 – 160
6. TOPP, G.C., ZEGELIN, S.J. and WHITE, I., 1994. "Monitoring soil water content using TDR: an overview of progress", Symposium and Workshop on Time-domain Reflectometry in Environmental, Infrastructure, and Mining Applications., bureau of Mines, SP 19 – 94, pp 56 – 65.

## DETERMINATION OF PILE CAPACITY BY THE USE OF THE CONE PENETRATION TEST RESULTS

**Sedat SERT**  
Assist.Prof.Dr.  
Sakarya University  
Sakarya, Turkey

**Akın ÖNALP**  
Prof.Dr.  
Istanbul Kültür University  
İstanbul, Turkey

**Ersin AREL**  
Assist.Prof.Dr.  
Sakarya University  
Sakarya, Turkey

### ABSTRACT

This paper discusses the advantages of the various types of the cone penetration test(CPT,CPTU,SCPTU) over conventional methods and its use in designing piles. Priority is given to the LCPC method in comparing allowable pile loads. A clayey site in the Adapazari city centre was selected where a CPTU was performed and a borehole was drilled simultaneously to obtain continuous UD samples. Pile capacities calculated by the LCPC method and the conventional approaches indicated radically different tip resistance and side friction values. This result suggests a closer look at the so called “conventional” methods.

### KONİ PENETRASYON DENEYİ İLE KAZIK KAPASİTESİNİN BELİRLENMESİ

**Sedat SERT**  
Yrd.Doç.Dr.  
Sakarya Üniversitesi  
Sakarya, Türkiye

**Akın ÖNALP**  
Prof.Dr.  
İstanbul Kültür Üniversitesi  
İstanbul, Türkiye

**Ersin AREL**  
Yrd.Doç.Dr.  
Sakarya Üniversitesi  
Sakarya, Türkiye

### ÖZET

Kazıkların düşey kapasitesi genellikle sondajlar sırasında gerçekleştirilen standart penetrasyon deneyleri ve sondajlardan kısıtlı sayıda elde edilen numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deney sonuçlarına dayanılarak hesaplanmaktadır. Bunun yanında kazık kapasitesi kazık yükleme deneyleri, çakma analizleri veya koni penetrasyon deneyi gibi arazi deneyleri

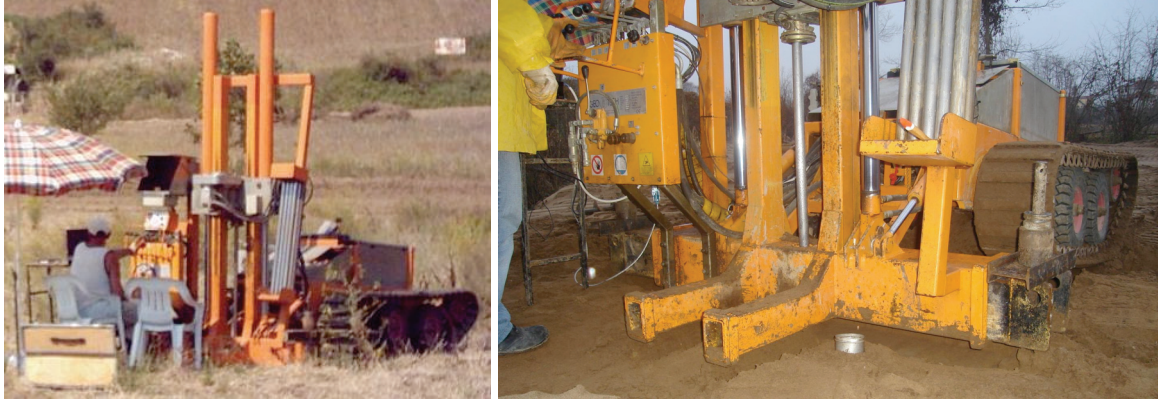
ile de bulunabilmektedir. Koni penetrasyon deneyi ile kazık kapasitesinin hesaplanması, koni ile kazığın benzerliği nedeniyle deneyin ilk uygulama alanlarından biri olmuştur. Bu bildiriye kazık kapasitesini koni penetrasyon deneyi (CPT/CPTU) verileri ile hesaplama yöntemleri üzerinde durulmakta ve Sakarya Üniversitesi Geoteknik Ana Bilim Dalı'nca 1999 depreminden sonra Adapazarı kent merkezinde 300'ün üzerinde noktada gerçekleştirilen CPTU deneylerinden biri üzerinde yapılan hesaplamalar örnek olarak verilmektedir.

## AMAÇ

Koni penetrasyon deneyi (CPT, CPTU, SCPTU), gelişen teknoloji ile birlikte zemin profili ve özelliklerinin yerinde, operatör müdahalesi minimum düzeyde ve sürekli olarak belirlenmesini sağlayabilen bir yöntem olarak öne çıkmaktadır. Deney; kısa zamanda istenilen sayıda tekrarlanabilmekte, zemin parametreleri numune alınmasına ve laboratuvar çalışmasına gerek duyulmadan elde edilebilmekte, deneyin yapılmasının ve sonuçların yorumlanmasının diğer yöntemlere göre daha az zaman alması işgücü ve maliyet açısından avantaj sağlamaktadır. Geleneksel zemin inceleme yöntemi olan sondajda sonuçları etkileyen faktörlerin çokluğu, uygulama ve yorum yanlışlıkları, örselenmemiş tabir edilen numunelerin laboratuvar denemelerinde doğal durumundan büyük oranda farklı durumda olduğu gerçeği koni penetrasyon deneyi gibi arazi deneylerine rağbeti artırmaktadır. Bu çalışmada koni penetrasyon deneyi verileri kullanılarak kazık kapasitesinin hesaplanması ve geleneksel yöntemlerle olan farklılıklarının ortaya konması amaçlanmıştır.

## KONİ PENETRASYON DENEYİ (CPT)

Koni penetrasyon deneyi ucu koni şeklinde olan bir silindirik borunun zemine itilmesi sırasında beliren dirençlerin ölçülmesi esasına dayanmaktadır (Şekil 1 ve 2). Deney sırasında 1 m uzunluğundaki tijler zemine  $20 \pm 2$  mm/sn hızla itilirken uç direnci ( $q_c$ ), çevre sürtünmesi ( $f_s$ ) ve boşluk suyu basıncı ( $u$ ) değerleri sürekli olarak kaydedilmektedir.



Şekil 1. Koni penetrasyon deney cihazı



Şekil 2. Koni ve sürtünme gömleği

Deney Türkiye’de henüz yaygın uygulama bulamamış ise de özellikle ince aluviyal formasyonlarda ve su altındaki zeminlerde ölçüm yapma potansiyeli bu deneyin kısa zamanda geniş uygulama alanı bulacağını göstermektedir. Günümüz koşullarında, koni penetrasyon deneyi sonuçları kullanılarak zemin kesiti ve zemin sınıfları belirlenebilmekte, sıvılaşma analizi yapılabilmektedir (1). Bunlara ek olarak yumuşak killerde drenajsız kayma direnci, kumlarda efektif kayma direnci açısı, zeminlerin kayma dalgası hızları, birim hacim ağırlığı, aşırı konsolidasyon oranı, yatay toprak basıncı katsayısı ( $K_0$ ), hassaslık derecesi ( $S_t$ ), sıkışma modülü ( $M$ ), drenajsız elastisite modülü, konsolidasyon katsayısı ( $c_v$ ), geçirimsizlik katsayısı ( $k_h$ ) gibi bir çok özellik hesaplanabilmektedir (2). İlerleme sırasında zeminin içinden görüntü alabilen son teknoloji ürünü sistemlerle de deneye yapılan numune alınamama eleştirisi ortadan kaldırılmış olmaktadır.

## TEKİL KAZIĞIN KAPASİTESİ

Kazığın düşey kapasitesi iki bileşenden oluşur: Birincisi, çapı  $D$  olan ve  $D_f=L$  derinliğe oturtulmuş bir yüzeysel temele benzer olarak ucunda uyanan taşıma gücüdür. İkinci bileşen,  $L$  boyunda bir silindir veya prizmanın çevresindeki iri daneli zeminle sürtünmesi ya da kille

yapışması (adezyon) sonucu beliren dirençtir. Olağan koşullarda kazık son taşıma gücü uç direnci ve çevre sürtünmesinden doğan dirençlerin toplamından öz ağırlığının ( $W_p$ ) çıkartılması ile hesaplanır. Toplam kapasiteyi böylece

$$Q_d = Q_{uç} + Q_{çevre} = f_b A_b + \sum_0^L f_s \xi dz - W_p \dots\dots\dots (1)$$

olarak ifade edebiliriz. Burada  $f_b$  kazık ucunun son taşıma gücüne karşılık gerilme,  $A_b$  uç kesit alanı,  $f_s$  kazık yüzeyi ile çevresindeki zemin arasındaki etkileşimi gösteren birim gerilme,  $\xi$  ise kazığın çevresidir.

Tekil kazıkta toplam gerilmelere göre çevre sürtünme/yapışması Alfa Metodu denilen yaklaşımla hesaplanır. Kazık kapasitesinin efektif gerilmelere göre hesaplanması ise Beta Metodu olarak nitelendirilir ve özellikle kumlu ortamda daha gerçekçi yaklaşım olduğu söylenebilmektedir (3).

### **KONİ PENETRASYON DENEYİ İLE KAZIK KAPASİTESİ HESABI**

CPT'nin kullanıldığı alanlar listelenecek olursa kazık kapasitesinin hesaplanması yukarıda sayılan geniş listede ilk sırada yer alacaktır. Koni penetrasyon deneyi, ilk kez Hollanda'da 1934'te kumların bağıl birim hacim ağırlığını ölçerek kazık hesaplaması yapılması amacıyla kullanılmıştır (3). Laboratuvar deneylerinden gelecek kısıtlı verilerin aksine sürekli ölçüm sayesinde kazık boyutlandırma ve analizinde koni penetrasyon deneyi ölçümlerinin en gerçekçi yaklaşım olacağı güvenle söylenebilir. Deneyde ölçülen koni uç direnci ve çevre sürtünmesinin ölçek etkisi nedeniyle kazığinki ile bire bir bağıntılı olmayacağı bilirse de, arada güvenilir bir ilişki bulunduğu kesindir.

Literatürde koni penetrasyon deneyi sonuçları ile kazık kapasitesinin hesaplanması için geliştirilen çok sayıda farklı yöntem mevcuttur. Bu yöntemler kazığın kapasitesinin “doğrudan” ve “dolaylı” olarak hesaplandığı yöntemler olarak ikiye ayrılmaktadır. Doğrudan hesaplama yöntemlerinde kazığın birim uç direnci ( $f_b$ ), koni uç direncinden ( $q_c$ ), kazığın birim çevre sürtünmesi ( $f_s$ ) ise koni gömleğinde ölçülen çevre sürtünmesinden ( $f_s$ ) veya koni uç direncinden ( $q_c$ ) hesaplanmaktadır. Dolaylı hesaplama yöntemlerinde ise önce koni uç direnci ( $q_c$ ) ve çevre sürtünmesi ( $f_s$ ) değerleri ile zeminin drenajsız kayma direnci ( $s_u$ ) ve kayma

direnci açısı ( $\phi$ ) elde edilmekte, daha sonra bulunan bu parametrelerle yarı ampirik/teorik yöntemlerle kazık kapasitesi hesaplanmaktadır.

Schmertmann, DeRuiter ve Beringen (Hollanda yöntemi, Avrupa yöntemi), Bustamante ve Gianceselli (LCPC/LCP, Fransız yöntemi), Tumay ve Fakhroo, Aoki ve De Alencar, Price ve Wardle, Philipponnat, Penpile, Meyerhof ve Eslami ve Fellenius yöntemleri kazık kapasitesinin “doğrudan” hesaplandığı yöntemlere örnek olarak verilebilir (4, 5). Bu yöntemlerden Eslami ve Fellenius yöntemi dışındakilerde CPT verisi ile hesap yapılırken diğerlerinden farklı olarak bu yöntemde boşluk suyu ölçümü yapılan CPTU deney verisi kullanılmaktadır.

Titi ve Abu-Farsakh, öngerilmeli betonarme çakma kare kazıkların kapasitelerinin bulunmalarına yönelik çalışmalarında kazık yükleme deneyinden gelen sonuçlarla yukarıda referans verilen on yöntemden ilk sekizinin sonuçlarını karşılaştırmışlardır. Çalışma sırasında 60 kazık yükleme deneyi ve hemen yanlarında CPT deneyleri gerçekleştirilmiş, kazık yükleme deneyinden kazık kapasitelerinin bulunması için Butler-Hoy yöntemi kullanılmıştır. Çalışmada uç direncine çalışan ve kazık yükleme deneyinde göçme meydana gelmeyen kazıklar dışında kalan 35 kazıktan gelen sonuçlar değerlendirmeye alınmıştır. Çalışma sonunda anılan yöntemlerden DeRuiter ve Beringen yöntemi ile Bustamante ve Gianceselli (LCPC/LCP) yöntemlerinin kazık yükleme deneyinden gelen sonuçlara en yakın değerleri verdiği, Penpile yöntemi ile en düşük kazık kapasitesinin elde edildiği belirtilmiştir (4).

## **LCPC YÖNTEMİ İLE KAZIK KAPASİTESİ HESABI**

Bu çalışmada yukarıdaki bulgudan hareketle LCPC yöntemi örnek olarak sunulmaktadır. LCPC (Fransız Yol Araştırma Laboratuvarı) metodu farklı zemin koşullarında çok çeşitli tip kazıkta yapılan 197 adet kazık yükleme deneyi sonuçlarına dayandırılmış ayrıntılı bir yaklaşım olup, kazık kapasitesini sadece uç direnci okumalarını kullanarak hesaplar. Bu yöntemde çevre yapışma/sürtünmesi kullanılmaz (6).

LCPC yönteminde kazığın birim uç direnci

$$f_b = k_b \times q_{esd} \dots\dots\dots (2)$$

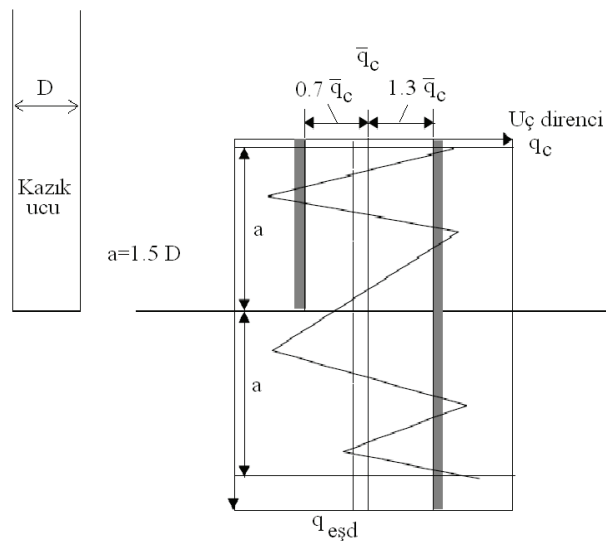
ifadesinden hesaplanır. Burada  $k_b$  taşıma gücü katsayısı olup, değerleri Çizelge 1’de verilmiştir.

Çizelge 1. LCPC Taşıma Gücü Faktörü  $k_b$

ZEMİN	DELME KAZIK	ÇAKMA KAZIK
Kil ve silt	0.375	0.600
Kum ve çakıl	0.150	0.375
Tebeşir	0.200	0.400

Eşdeğer uç direnci  $q_{eşd}$  ise kazık ucunda beliren eşdeğer dirençtir ve şu yoldan tayin edilir: Kazık ucundan  $1.5D$  aşağıda ve  $1.5D$  yukarıda alınmış  $q_c$  okumalarının ortalaması olan  $\bar{q}_c$  hesaplanır. Okumaların içinde ortalama değer  $q_c$ 'den %30 büyük ( $1.3\bar{q}_c$ ) ve %30 küçük ( $0.7\bar{q}_c$ ) olanlar ayıklanır. Bunu izleyerek eşdeğer ortalama uç direnci  $q_{eşd}$  geriye kalan değerlerin ortalaması olarak hesaplanır. Şekil 3’ten görüldüğü gibi bu ortalama kalın çizgilerin arasında kalan alanı temsil etmektedir.

Kazığın birim çevre sürtünmesi her geçilen katmanda zeminin özelliği, kazığın türü, ve imalat yöntemine bağlı olarak tayin edilir: Önce kazık tipine bağlı olarak Çizelge 2’den kazık kategorisi No.su seçilir. Sonra her zemin katmanı için Çizelge 3 veya 4’e girip zemin tipi, tabakanın eşdeğer uç direnci  $q_{eşd}$  ve kazık kategorisi için kullanılacak eğri No.su seçilir. En son olarak da seçilen eğri numarası ve  $q_{eşd}$ 'i kullanarak Şekil 4a’dan iri daneli, Şekil 4b’den ince daneli zeminler için maksimum birim çevre sürtünmesi değeri  $f_s$  okunur.



Şekil 3. Ortalama kazık ucu direncinin hesaplanması



Çizelge 2. LCPC Yönteminde Kazık Kategorileri

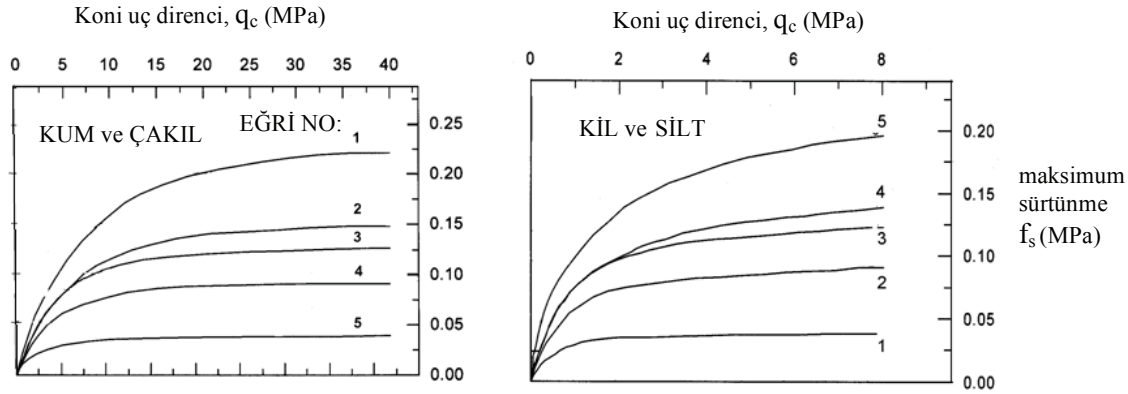
KATEGORİ	KAZIK TÜRÜ	YAPIM YÖNTEMİ
1	bentonitsiz delme şaftlı	YASS üstündeki killerde uygulanır: kuyuyu çamurla desteklemeden imal ediliyor.
2	şaftlı çamurla delinen	Kuyu çamurla dolu tutulurken betonlama dipten, çamuru yukarıya ittirerek yapılıyor.
3	kaplama borulu delme	Çelik muhafaza borusunun tutucu niteliğinden yararlanılarak imal ediliyor. Beton döküldükçe boru dışarıya çekiliyor.
4	İçi boş burgu ile delinen	Uzunluğu en az kazık boyu kadar olan sürekli burgu ile imal ediliyor. Burgu dışarı alınırken ucundan beton basılıyor.
5	kuyu	Kazı elle, işçilerin kuyunun dibinde çalışmasıyla yapılıyor. Kuyu yüzeyi destekler veya kaplama borusu ile tutuluyor.
6	tip 1 mikrokazık	D<250 mm olan kaplama borulu delme kazık. Kplama borusu indirilip içi betonla doldurulduktan sonra ağız kapatılarak içeriye basınçlı hava uygulanarak boru dışarı çekilir.
7	vidalı kazık	Kohezyonsuz ve YASS altındaki zeminlerde uygulanmaz. Helezon bir uç öndüle borunun önünde yerine itilir. Uç ters çevrilip kaplama borusunu geri alırken betonlama yapılır.
8	çakma beton	150-500 mm çaplı boru, H kazıklar; 2,3,4 parça palplanstan oluşturulan kutular. Kazık profili büyük çarkla çakılırken beton çarğın yanından basılır ve bir manto oluşturur.
9	çakma hazır beton kazık	Çakılarak veya titreştirilerek indirilen betonarme veya öngermeli beton kazıklar.
10	çakma çelik	Sadece çakma çelik H, boru ve kaynakla oluşturulan çelik kazıklar.
11	öngermeli içi boş kazık	Çakmadan önce biraraya getirilen hafif donatılı içi boş, silindirik beton. Birimler 1.5-3 m boy, 700-900 mm çap,150 mm et kalınlıklı ve ucu açık.
12	ucu tıkaçlı beton çakma kazık	Çakma uçtaki kuru beton tıkaçla yapılır. Borular dışarı çekilirken düşük çökme değerli beton dövülerek yerleştirilir.
13	çakma boru kazık	Ucu tıkaçlı boru yerine indirilir, orta çökme değerli betonla doldurulduktan sonra sadece boru çekilir.
14	içeri itilen beton kazık	Kazık çapı 300-600 mm,boyu 0.5-2.5 m olan prefabrike veya yerinde dökülen parçalardan oluşturulur. Parçalar hidrolik güçle yerine itilir.
15	içeri itilen çelik kazık	Sadece çelik kazıklar yerine hidrolik güçle itiliyor.
16	tip 2 mikrokazık	Çapı <250 mm. Donatı kafesi şafta yerleştirildikten sonra betonlama aşağıdan yukarıya yapılır.
17	yüksek basınçta enjeksiyonlu	Çapı>250 mm. Enjeksiyon sistemi yüksek basınçlar sağlayarak betonu basmalıdır.

Çizelge 3. İnce Daneli Zeminler için LCPC Parametreleri

EĞRİ No.	q <sub>c</sub> (MPa)	KAZIK KATEGORİSİ	İMAL/YERLEŞTİRME İŞLEMİ
1	<0.7 >0.7	1→17 1,2	
2	>1.2 >1.2 >1.2 >1.2 >1.2	4,5,8,9,10,11,1 3,14,15 7 6 1,2 3	-Deneyim plastisitesi yüksek zeminlerdeki çelik kazıklarda q <sub>s</sub> 1 No.lu eğriye kadar düşebilir. Daha önceden yükleme deneyi sonucu yoksa bu eğriyi; çakma beton kazıklarda kumlu veya düşük plastisiteli zeminlerde q <sub>c</sub> >25 MPa ise 3 No.lu eğriyi kullan. -q <sub>c</sub> <25 MPa olan ve penetrasyon hızının düşük olduğu durumlarda bunu, aksi durumda No.1 eğriyi kullan. q <sub>c</sub> >45MPa ve penetrasyon hızı düşük ise No.3 eğriyi kullan. -Bu değerler ucunda dişi olan burguyla delgi yapılması ve hemen betonlama durumunda kullanılır. Çok sıkı temizleme ve hızlı betonlama denetimi sağlanıyorsa q <sub>c</sub> >4.5 MPa zeminlerde no.3 eğriyi kullan. -Kuru şaftlar için,kaplama borusu çekilirken betonun titreştirilmesi önerilir. YASS altında çalışmalarda pompaj gerekliyse ve muhafaza borusunun sık hareket ettirilmesi gerekiyorsa yükleme deneyi verileri yokluğunda 1 No.lu eğriyi kullan.
3	>1.2 <2	12	DTU 13.2'de belirtilen olağan uygulama durumları.
5	>0.7	16,17	Daha önce yükleme deneyinden gelen bilgiler destekliyor ve enjeksiyon düşük debide tekrarlanarak yapılıyor ise eğri No.5'i kullan.

Çizelge 4. İri Daneli Zeminler için LCPC Parametreleri

EĞRİ No.	$q_c$ (MPa)	KAZIK KATEGORİSİ	İMAL/YERLEŞTİRME İŞLEMİ
1	<3.5	2,3,4,6,7,8,9,10,11,12,13,14,15	
2	>3.5 >5 >5	6,7,9,11,12,13,14,15 2,3 4	-İnce kumlar için. Bu zeminlerde çelik kazıkta sürtünme küçük olacağından aksi yükleme deneyi ile bulunmamışsa eğri No.1'i kullan. - $q_c > 7.5$ MPa olan ince kumda kazıklarda 2 No.lu eğriyi kullan -Sadece ince kumlar ve boyu 30 m'den kısa delme kazıklar için. İnce kumda $L > 30$ m için fs 1 ve 2 No.lu eğriler arasında. Yükleme deneyi sonuçları yoksa No.1'i kullan. -Bir miktar kohezyon gösteren kumlar için kullanılır.
3	>7.5 >7.5	6,7,9,10,11,13,14,15,17 2,3	-İri çakıllı kum ve çakıl içindir. Beton kazıklarda yükleme deneyi ile kanıtlanıyorsa No.4 eğriyi kullan. - $L < 30$ m olan delme kazıklar ve çakıllı iri kum ve çakıllar için. - $q_c > 4$ MPa çakıllar için No.4 eğriyi kullan.
4	>7.5	8,12	- Çakıllı iri kum ve çakıl için.
5	>5	16,17	-Sonaçlar kazık taşıma deneyi sonuçlarına dayandırılmışsa No.5 eğriden daha büyük değerler kullanılabilir.



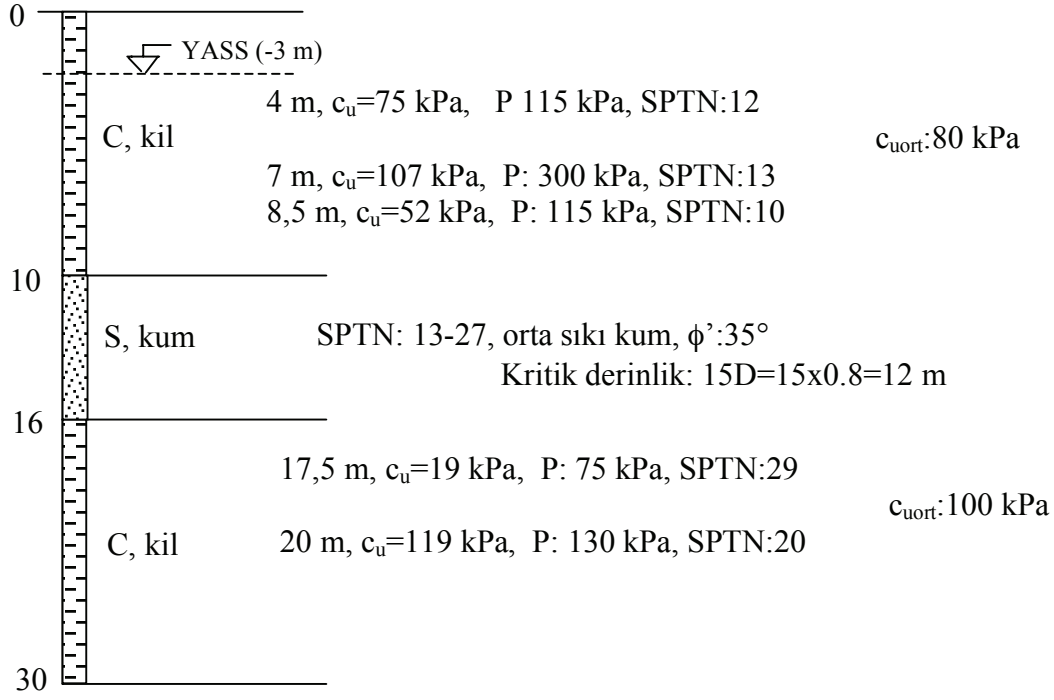
Şekil 4. LCPC yönteminde maksimum sürtünme yapışma eğrileri

### ÖRNEK ÇÖZÜM

Adapazarı merkezinde yürütülen çalışmaların bazılarında sondaj ve koni penetrasyon deneyleri birlikte gerçekleştirilmiştir. Bu sitelerde yapılan sondajlardan alınan numunelerin laboratuvarında denenmesiyle elde edilen parametreler ve koni penetrasyon deneyi verileri ile kazık kapasitelerinin hesaplanıp karşılaştırma yapılması mümkün olmaktadır.

Örnek olarak Şekil 5'de gösterilen kesitte çapı (D) 80 cm, boyu (L) 14 m olan kazık için yapılan hesap sonuçları verilmektedir. Bu kesitte, kazık kapasitesi laboratuvar sonuçlarından önce Alfa yöntemiyle hesaplanmış ve sonuç koni penetrasyon deneyi sonuçlarını kullanan

LCPC yöntemiyle karşılaştırılmıştır. Şekil 5’de P: UD tüpü ağzında ölçülen serbest basınç direncini ve  $c_u$ : UU üç eksenli deneyden elde edilen parametreyi ifade etmektedir.



Şekil 5. Örnek Kesit

Sondaj sonuçlarına göre yapılan hesapta ilk 10 m’de kil tabakasının özellikleri dikkate alınmakta, CPT ile hesapta ise Çizelge 5’de gösterilen aradaki kumlu tabakaların varlığı dikkate alınabilmektedir. Toplam gerilmelere göre yapılan hesapta çevre direnci 1504 kN, kazık kuma oturduğu için uç direnci 4028 kN olarak hesaplanmıştır. Buna göre kazık kapasitesi 5532 kN olarak bulunmuştur. Çizelge 5’den de görülebileceği gibi LCPC yönteminde çok ince katmanlar da dikkate alınabilmektedir. Bu yöntemde çevre direnci 2408 kN, uç direnci ise 750 kN olarak hesaplanmıştır, toplam kapasite ise 3158 kN çıkmaktadır.

Kumlu tabakaların sondajda belirtilmemesi, alttaki kum için kayma direnci açısının SPTN değerine bağlı olarak bulunması, SPT deneyinin hatalara son derece açık olması vb. sebepler sondaj sonuçlarına göre yapılan hesaplamaların sorgulanmasına neden olmaktadır.

Çizelge 5. LCPC Yöntemi ile Çevre Sürtünmesi/Yapışması Hesabı

Derinlik (m)	$q_{cort}$ (MPa)	Zemin Gurubu		$F_{smaks.}$	Kalınlık (m)
0-1.0	1.0	İnce daneli	Katkı ihmal	-	-
1.0-2.5	3.0	Kum	3 MPa<3.5 MPa ise eğri no: 1	0.080 MPa	1.5
2.5-5.7	1.0	İnce daneli	1 MPa $\approx$ 0.7 MPa ise eğri no: 1	0.030 MPa	3.2
5.7-6.3	2.5	Kum	2.5 MPa<3.5 MPa ise eğri no: 1	0.065 MPa	0.6
6.3-7.7	1.2	İnce daneli	1.2 MPa=1.2 MPa ise eğri no: 1	0.065 MPa	1.4
7.7-8.3	2.5	Kum	2.5 MPa<3.5 MPa ise eğri no: 1	0.065 MPa	0.6
8.3-9.0	1.3	İnce daneli	1.3 MPa>1.2 MPa ise eğri no: 2	0.068 MPa	0.7
9.0-16.0	10.0	Kum	10 MPa>7.5 MPa ise eğri no: 3	0.105 MPa	6.0

## SONUÇ

Bu çalışmada mevcut CPT verilerinden seçilen kesit üzerinde 80 cm çaplı ve 14 m boyunda bir kazığın kapasitesi klasik yöntem ve CPT verileri kullanılarak hesap yapan LCPC yöntemiyle elde edilmiştir. Hesap sonuçlarına bakıldığında, CPT verileriyle hesaplanan kazık kapasitelerinin sondaj sonuçlarına bağlı olarak hesaplanan değerlerden farklılıklar gösterdiği görülmektedir. Verilen örnekte kazık çevresinde sağlanan dirençlere bakıldığında CPT verilerinden elde edilen değer, laboratuvar sonuçlarından elde edilen değerden %50 kadar fazla çıktığı görülmektedir. Uç dirençlerine bakıldığında ise CPT deneyinden elde edilen değerlerin diğer sonucun %20'si mertebesinde hesaplanabildiği görülmüştür. 1.5 m'de bir yapılan ve hataya çok açık olan SPT deneyi sonucundan çıkılarak bulunan bu yüksek değerlerin sorgulanması gerekmektedir. Bu sonuçlara bakılarak insan etkisinin minimumda olduğu, zemini cm boyutunda inceleyebilen CPT deneyinin kazık kapasitesinin hesaplanmasında kullanılmasının uygun olduğu söylenebilmektedir.

## KAYNAKLAR

- (1) Bol, E., Özocak, A., Önalp, A., “A New Approach to Soil Classification by the Use of CPTU Test, International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering”, Eastern Mediterranean Univ., Lefkoşa, TRNC, 2003, pp.157-162.
- (2) Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M., Cone Penetration Testing In Geotechnical Engineering, Blackie Academic & Professional, 1997.
- (3) Önalp, A., Sert, S., Geoteknik Bilgisi-III: Bina Temelleri, Birsen Yayınevi, İstanbul, 2006, 375 sayfa.
- (4) Titi, H.H., Abu-Farsakh, M.Y., “Evaluation of Bearing Capacity of Piles from Cone Penetration Test Data”, LTRC Project No. 98-3GT, Louisiana, 1999, 115 pp.
- (5) Fellenius, B.H., Basics of Foundation Design, 2006.
- (6) Bustamante, M., and L. Gianeeselli. “Pile Bearing Capacity Predictions by Means of Static Penetrometer CPT”. Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, 1982, Vol. 2, pp. 493-500.

## THE EFFECT OF PILE SURFACE ROUGHNESS ON UPLIFT CAPACITY OF PILE

A. DEMİR

Res. Assist.

M. LAMAN

Prof. Dr.

A. YILDIZ

Assist. Prof. Dr.

M. ÖRNEK

Res. Assist.

Cukurova University The Faculty of Engineering And Architecture,  
Civil Engineering Department, Adana, TURKEY

### ABSTRACT

In the present study, uplift capacity of pile foundations embedded in sandy soils was investigated using laboratory model tests. Experimental study consists measurement of ultimate uplift capacity under tractive loads of small scale pile foundations embedded in sandy soils. In laboratory model tests, the change of ultimate uplift capacity of pile foundations which depend on sand density, embedment ratio (L/D) and the friction level of interface between sand-pile was studied. Laboratory model tests were carried out in Cukurova University, Civil Engineering Department, Geotechnics Laboratory, using square shaped metal box. Sands were placed by layers in the box with two different densities. During tests, a metal pile with 17mm diameter was used as a pile foundation. During uplift tests vertical displacements that occurred on the center of pile foundation were measured by displacement transducers, and uplift force was measured by load cells. After laboratory tests, it was seen that uplift capacity of pile foundations increases significantly with the friction level of interface between sand and pile and embedment ratio (L/D).

# KAZIK YÜZEY PÜRÜZLÜLÜĞÜNÜN KAZIK ÇEKME KAPASİTESİNE ETKİSİ

A. DEMİR  
Arş. Gör.

M. LAMAN  
Prof. Dr.

A. YILDIZ  
Yrd. Doç. Dr.

M. ÖRNEK  
Arş. Gör.

Çukurova Üniversitesi, Müh. Mim. Fakültesi, İnşaat Müh. Bölümü, Adana, Türkiye

## ÖZET

Bu çalışmada, kum zeminlere inşa edilen kazık temellerin çekme kapasitesi laboratuvar ortamında model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Deneysel çalışma, kum zeminlere gömülü model kazık temellerin çekme yükü altındaki nihai çekme kapasitelerinin ölçülmesini içermektedir. Model deneylerde, kazık temellerin nihai çekme kapasitesinin, kum sıkılığına ve gömülme oranı (L/D)'ye bağlı olarak kum-kazık arasında kalan ara yüzeyin sürtünme derecesi ile olan değişimi araştırılmıştır. Model deneyler, Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarında kare kesitli bir kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir. Deneylerde kazık temel olarak 17mm çapında metal kazık kullanılmıştır. Çekme deneyleri sırasında kazık temel merkezinde meydana gelen düşey yer değiştirmeler deplasman ölçerler yardımıyla, çekme yükleri ise yük hücresi ile ölçülmüştür. Deneysel çalışmalar sonunda, kazık temellerin çekme kapasitesinin yüzey pürüzlülüğü ve gömülme oranı (L/D) ile önemli mertebede arttığı görülmüştür.

## GİRİŞ

Teknolojik gelişmeye paralel olarak, yüksek ve özellikli yapıların inşa edilebilir olması ile temel sistemlerinin çok daha dikkatli bir şekilde değerlendirilmesi gereği ortaya çıkmıştır. Bu tip yapılarda, yapıdan zemine aktarılacak yüklerin çok büyük değerlere ulaşması nedeniyle, çoğu zaman yüzeysel temeller ile temel sisteminin çözümü mümkün olmamakta ve böyle durumlarda kazık temel sisteminin seçilmesi zorunluluğu ortaya çıkmaktadır.

Kazık temeller genellikle basınç yükleri altında çalışırlar. Bazı durumlarda da çekme kuvvetine maruz kalmaktadırlar. Bu durum özellikle yüksek gerilim hatları, haberleşme kuleleri (radyo ve televizyon kuleleri vb.), fabrika bacaları, deniz platformları (deniz yüzeyinde inşa edilen rıhtım yapıları, su altındaki platformlar, dalgakıran vb. yapılar), otoban ve demiryollarındaki işaret levhaları, reklam panolarını taşıyan direkler ve boru hatları gibi özel yapıların tasarımını yakından ilgilendirmektedir. Bu tür yapıların temelleri, suyun kaldırma kuvveti, kablo yükleri ya da rüzgar kuvveti gibi dış etkilerden dolayı çekme kuvvetlerine maruz kaldığından çekme kapasitesi yönünden de irdelenmelidir.

Kulhawy vd. (1987) doğal zemin ile dolgunun sıkışma derecesinin, kazık çekme kapasitesi üzerindeki etkisini laboratuvar model deneyleri yaparak araştırmışlardır. Bu çalışmada, farklı sıklıkta hazırladıkları kum zeminde oluşan göçme mekanizmasını gömülme oranına bağlı olarak incelemişlerdir.

Chattopadhyay ve Pise (1986) yapmış oldukları çalışmada, kum zemin içerisine gömülü dairesel kesitli kazıkların nihai çekme kapasitesini hesaplamak için analitik bir yöntem geliştirmişlerdir. Bu analitik yöntemde, zemin içerisindeki yenilme yüzeyinin eğrisel olduğu varsayılarak, dairesel kazığın net çekme kapasitesi aşağıdaki eşitlikle ifade edilmiştir.

$$P_u(\text{Net}) = A_1 \times \pi \times D \times L^2 \quad (1)$$

Burada  $P_u(\text{Net})$  kazık net çekme kapasitesini,  $A_1$  kazık net çekme kapasitesi faktörünü,  $D$  kazık çapını,  $L$  ise, kazık gömülme derinliğini ifade etmektedir.

Das (1986) suya doymun orta ve sıkı kum zemin içerisine gömülü tekil ve grup metal kazıkların nihai çekme kapasitelerini belirlemek için laboratuvar model deneyleri yapmıştır. Ayrıca, deney sonuçlarını mevcut teorilerle de karşılaştırmıştır. Sonuçta tekil bir kazığın nihai çekme kapasitesini aşağıdaki denklemle ifade etmiştir.

$$Q_u = Q_o + W \quad (2)$$

Bu ifadedeki  $Q_u$  kazık nihai çekme kapasitesini,  $Q_o$  kazık net çekme kapasitesini,  $W$  ise, kazık ağırlığını ifade etmektedir.

Dickin ve Leung (1990) laboratuvarında yapmış oldukları santrifüj deneylerde, kum zemine gömülü geniş tabanlı kazıkların çekme davranışı üzerinde gömülme oranı, kazık taban çapı ve kum sıklığının etkilerini araştırmışlardır. Ayrıca, karşılaştırma yapmak amacıyla düz



kazıklar üzerinde de deneyler yapılmıştır. Yapılan araştırma sonucunda, çan şeklindeki kazıkların çekme kapasitesinin, kazığın gömülme oranı ve kum sıklığından önemli derecede etkilendiği gözlenmiştir. Yine, Dickin ve Leung (1992) tarafından yapılan bir diğer çalışmada ise, kum zemin içerisine gömülü geniş tabanlı kazıkların çekme kapasitesi üzerinde kazık gövde çapının taban çapına oranı ve kazık taban açısının etkilerini araştırmışlardır. Sonuçta, çap oranındaki ve kazık taban açısındaki artışın, kazığın net çekme kapasitesinde ve yenilme anındaki yer değiştirmesinde bir azalmaya sebep olduğu ifade edilmiştir.

Ilamparuthi ve Dickin (2001) model kazık ile kum arasındaki kenetlenmeyi artırmak için kazık çevresine yerleştirilen iri daneli malzemenin kazığın çekme davranışı üzerindeki etkisini ayrıntılı bir şekilde araştırmışlardır.

Dash ve Pise (2003) kazık temel çekme kapasitesinin özellikle kazık ile zemin arasındaki yüzey sürtünmesine bağlı olduğunu ve model deneylerde, kum sıklığının, gömülme oranının ve ilave basınç yüklerinin kazık çekme kapasitesi üzerindeki etkilerini araştırmışlardır.

Shanker ve Ark. (2007) kum içerisine gömülü kazıkların çekme kapasitesinin hesabı için, basit yarı-ampririk bir analitik model geliştirmişlerdir. Yapmış oldukları analizlerde, zeminin birim hacim ağırlığı ( $\gamma$ ), zemin-kazık arayüzey sürtünme açısı ( $\delta$ ) zeminin sürtünme açısı ( $\phi$ ) ve kazık uzunluğu ( $L$ ) ve kazık çapı ( $d$ ) gibi bir takım kazık ve zemin parametrelerinin kazığın çekme kapasitesi üzerinde doğrudan etkili olduğu görülmüştür. Bu çalışmada, ilk olarak literatürde yapılmış deneysel veriler toplanmış ve ayrıca mevcut araştırmanın bir parçası olarak model deneyler de yapılmıştır. Çalışmanın sonunda, kum içerisine gömülü kazıkların çekme kapasitesinin hesabı için ileri sürülen analitik model sonuçlarının, model kazık deney sonuçlarıyla uyum içerisinde olduğu görülmüştür.

$$P_u = \frac{C_1}{2} \times L^2 + \frac{C_2}{6} \times L^3$$

$$P_{nu} = P_u - \frac{\pi \times d^2}{4} \times L \times \gamma \quad (3)$$

Bu ifadedeki  $P_{nu}$  kazık net çekme kapasitesini,  $P_u$  kazık nihai çekme kapasitesini,  $C_1$  ve  $C_2$  integral sabitlerini ifade etmektedir.

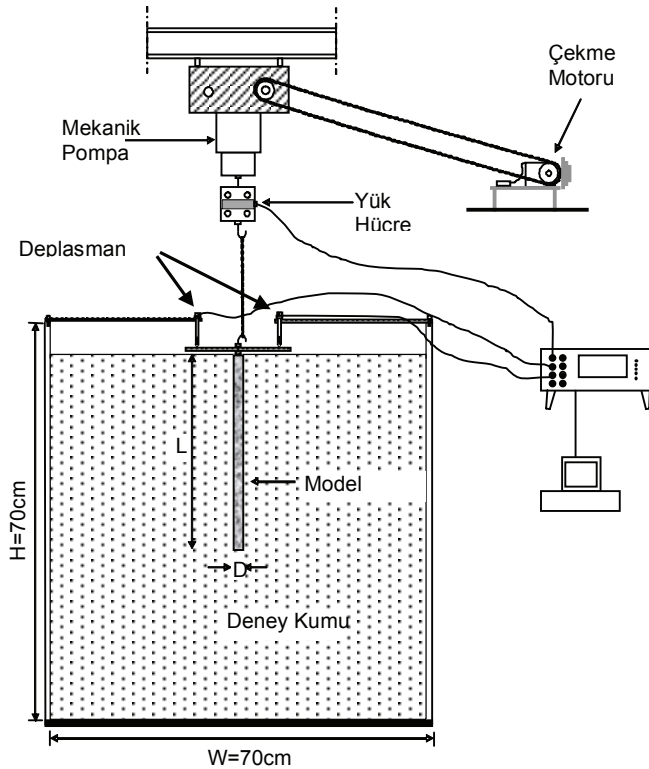
Bu çalışmada, kum zeminlere inşa edilen kazık temellerin çekme kapasitesi laboratuvar ortamında model deneyler yapılarak araştırılmıştır. Deneysel çalışma, kum zeminlere gömülü model kazık temellerin çekme yükü altındaki nihai çekme kapasitelerinin ölçülmesini içermektedir. Model deneylerde, kazık temellerin nihai çekme kapasitesinin, kum sıklığına

ve gömülme oranı  $L/D$ 'ye bağlı olarak kum-kazık arasında kalan ara yüzeyin sürtünme derecesi ile olan değişimi araştırılmıştır.

## DENEYSEL ÇALIŞMA

Model deneyler, Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarında kare kesitli bir kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 1). Deneylerde, kazık temel olarak 17mm çapında hem pürüzlü hem de pürüzsüz metal kazık kullanılmıştır. Kazık yüzey pürüzlülüğü, epoksi yapıştırıcısı ile kum daneleri kazık yüzeyine tutturularak sağlanmıştır. Çekme deneyleri sırasında kazık temel merkezinde meydana gelen düşey yer değiştirmeler deplasman ölçerler yardımıyla, çekme yükleri ise, yük hücresi ile ölçülmüştür.

Deneylerde kullanılan yükleme sistemi, laboratuvarında mevcut yükleme çerçevesine, 45 kN kapasiteli mekanik kriko monte edilerek oluşturulmuştur. Deney sırasında kazık temele uygulanan yük değerlerini okumak için ESİT firması tarafından imal edilen 100 kg kapasiteli yük halkası kullanılmıştır. Çekme nedeniyle model kazık temelinde meydana gelen düşey deplasmanları ölçmek için ELE firması tarafından üretilen 0.0-9.9mm arasında okuma alabilen deplasman ölçerler (transducerler) kullanılmıştır (Şekil 2). Deneylere başlamadan önce yük halkası ve deplasman ölçerlerin kalibrasyonları yapılmıştır. Yük ve deplasman okumaları, 8 kanal girişli ADU (Autonomous Data Acquisition Unit) data logger cihazı yardımıyla sayısal değerlere dönüştürülerek bilgisayar ortamında kaydedilmiştir.



Şekil 1. Deney Düzenegi

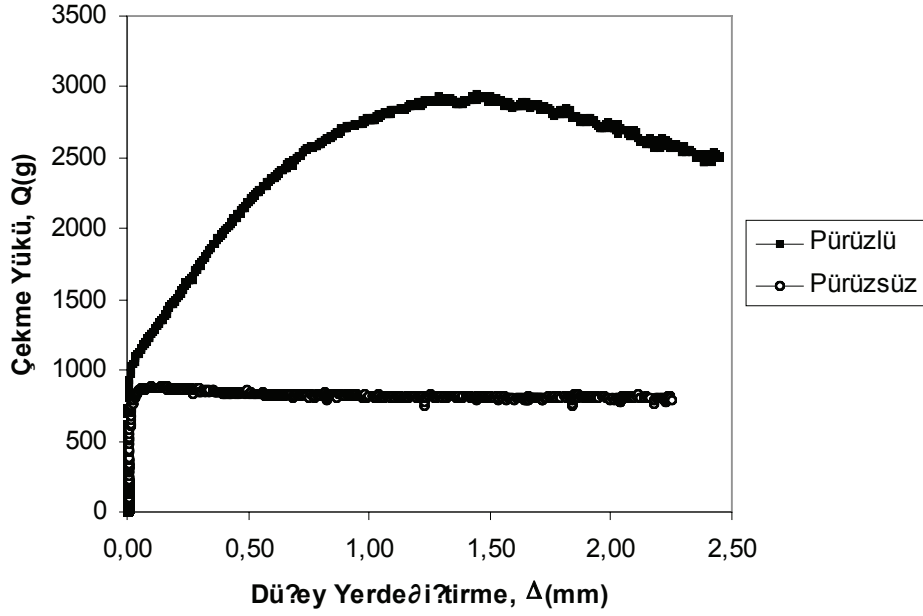


Şekil 2. Düşey deplasman transducerleri

Deneylerde öncelikle model kazık, deney kasasının merkezine gelecek şekilde yerleştirilmiştir. Kum numuneleri, deney kasası içerisine birim hacim ağırlığı, gevşek kum için  $\gamma_k=1.50\text{g/cm}^3$  olacak şekilde 2.50cm'lik tabakalar halinde dinamik yöntem kullanılarak yerleştirilmiştir. İstenilen sıklığı sağlamak amacıyla, deney kasasının kenarları ölçeklendirilmiş ve her bir tabaka için gerekli olan kum ağırlığı önceden hesaplanarak kontrollü bir şekilde sıkıştırma işlemi yapılmıştır. Ayrıca, her bir tabakada dolgu yüzeyinin düzgünlüğü su terazisi yardımıyla kontrol edilmiştir. Çekme yükü, yük hücresi ile model kazık arasında yerleştirilen bir zincir yardımıyla sağlanmıştır. Çekme yükü, kum zeminde göçme (sıyırılma) meydana gelene kadar 0.022mm/sn'lik sabit bir hızla uygulanmıştır.

## BULGULAR VE TARTIŞMA

Bu çalışmada kum zeminlere inşa edilen kazık temellerin çekme kapasitesine, kum sıklığı, kazık gömülme oranı ve kazık yüzey pürüzlülüğünün etkileri laboratuvar model deneyleri yapılarak araştırılmıştır. Birinci grup deney serisinde, kum zeminlerdeki pürüzlülüğün model kazığın çekme kapasitesine etkisi araştırılmıştır.  $L/D=20$  için gevşek kum numuneler üzerinde yapılan model deneylerden elde edilen deney sonuçları Şekil 3' te görülmektedir.

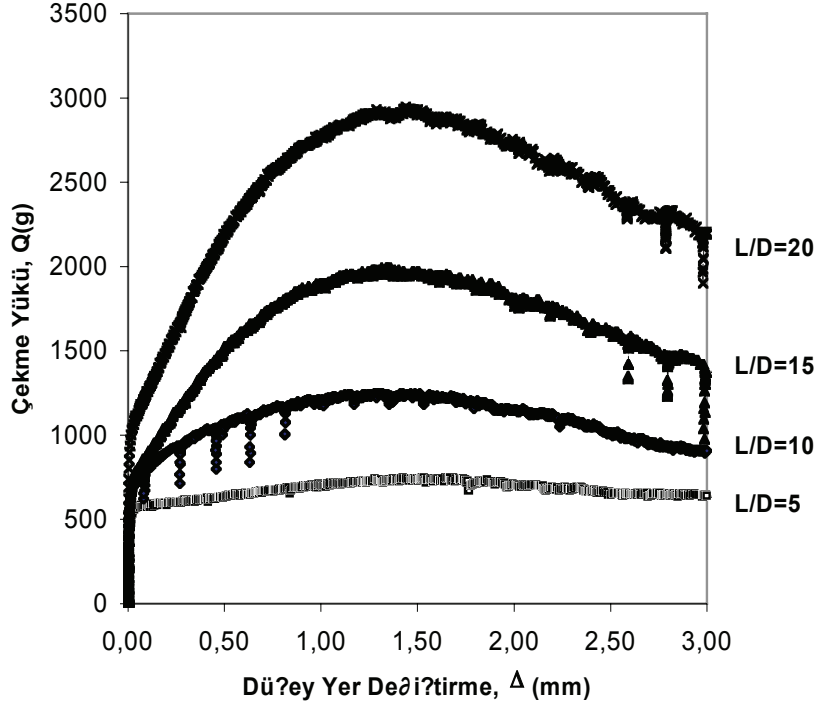


Şekil 3. Kazık yüzey pürüzlülüğüne bağlı yük-deplasman eğrileri

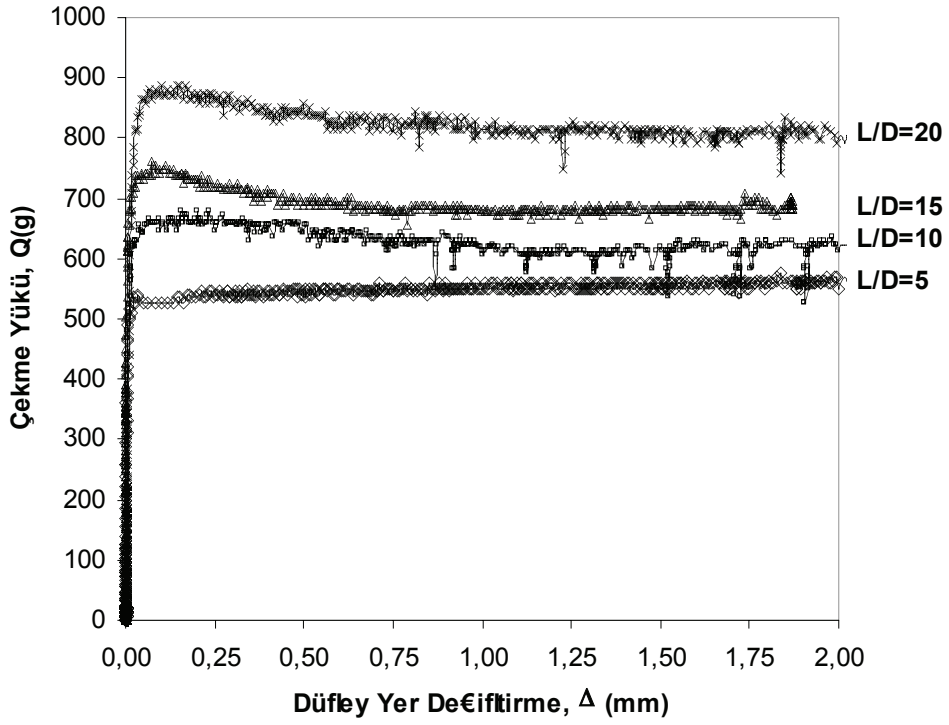
Şekil 3'te görüldüğü gibi, model kazığın nihai çekme kapasitesi, kazık yüzey pürüzlülüğüne bağlı olarak değişmektedir. Pürüzlü kazığın nihai çekme kapasitesi 2930g olurken, pürüzsüz kazığın nihai çekme kapasitesi, 887g olarak elde edilmiştir.

Göçme anında elde edilen yer değiştirme değerleri incelendiğinde, pürüzlü halde elde edilen yer değiştirmelerin pürüzsüz halde elde edilen yer değiştirme değerlerinden çok daha büyük olduğu gözlenmektedir.

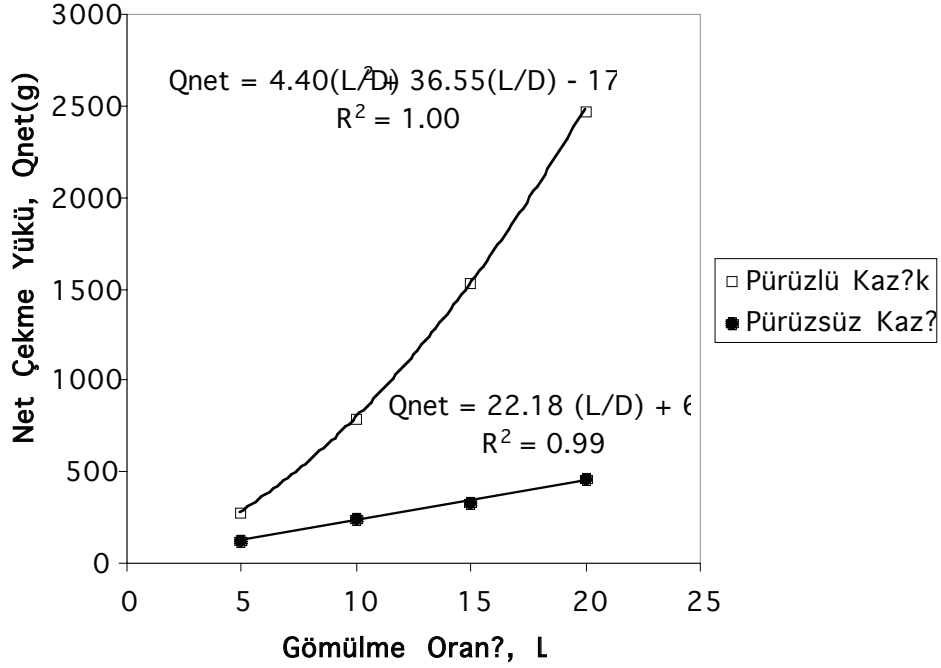
İkinci grup deney serisinde ise, gömülme oranı  $L/D$ 'ye bağlı olarak pürüzlülüğün kazık çekme kapasitesi üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Deneylerde  $L/D$  oranı sırasıyla 5, 10, 15 ve 20 olarak seçilmiştir. Elde edilen sonuçlar pürüzlü ve pürüzsüz kazık için sırasıyla Şekil 4 ve 5'te verilmektedir.



Şekil 4. Pürüzlü kazık üzerinde farklı gömülme oranı için yük-deplasman eğrileri



Şekil 5. Pürüzsüz kazık üzerinde farklı gömülme oranı için yük-deplasman eğrileri



Şekil 6. Kazığın net çekme kapasitesinin yüzey pürüzlülüğü-gömölme oranı ile değişimi

Bu çalışmada kullanılan pürüzlü ve pürüzsüz kazık için yüzey pürüzlülüğü koşulları ve kazık geometrisi dikkate alınarak, kazık gömölme oranı ile net çekme kapasitesi arasında aşağıdaki bağıntılar elde edilmiştir.

$$Q_{net} = 4.40\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 36.55\left(\frac{L}{D}\right) - 17.00 \quad (\text{Pürüzlü kazık}) \quad (4)$$

$$Q_{net} = 22.18\left(\frac{L}{D}\right) + 6.50 \quad (\text{Pürüzsüz kazık}) \quad (5)$$

Çizelge 1. Kazık çekme kapasitesinin kazık yüzey pürüzlülüğü ve gömölme oranı ile değişimi

Kazık Yüzey Pürüzlülüğü	D (mm)	L/D	Q <sub>U</sub> (g)	Q <sub>U</sub> Net(g)	Δ <sub>U</sub> (mm)
Pürüzlü Kazık	17	5	743.0	278.0	1.440
	17	10	1246.0	781.0	1.300
	17	15	1992.4	1527.4	1.264
	17	20	2935.0	2470.0	1.400
Pürüzsüz Kazık	17	5	547.0	117.0	0.040
	17	10	666.0	236.0	0.213
	17	15	755.0	325.0	0.130
	17	20	887.0	457.0	0.140

## SONUÇLAR

Bu çalışmada, kum zeminlere inşa edilen kazık temellerin çekme kapasitesine, kazık yüzey pürüzlülüğü ve kazık gömülme oranının etkileri laboratuvar model deneyleri yapılarak araştırılmıştır. Sonuçta kazık yüzey pürüzlülüğü ile pürüzsüz duruma göre kazık çekme kapasitesinin arttığı görülmüştür. Pürüzlü kazıkta göçme anında pürüzsüz kazığa göre daha büyük yer değiştirme değerleri elde edilmiştir. Ayrıca, gömülme oranı arttıkça kazığın çekme kapasitesi de artmıştır. Pürüzlü ve pürüzsüz kazık için, bu çalışmada dikkate alınan gömülme oranlarına göre, kazık net çekme kapasitesini veren parametrik denklemler yüksek korelasyon katsayıları ile elde edilmiştir.

## KAYNAKLAR

- 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., 1986. Uplift Capacity of Piles and Pile Groups in Sand. *Institute of Electrical and Electronics Engineers (IEEE)*.
- Dash, B. K., and Pise, P. J., 2003. Effect of Compressive Load on Uplift Capacity of Model Piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, ASCE, 987.
- Demir, A., 2006. Temel Mühendisliğinde Çekme Dayanımının İrdelenmesi ve Kazık Temellerin Çekme Dayanımının Analizi. Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.
- Dickin, E. A. and Leung, C. F., 1990. Performance of Piles With Enlarged Bases Subject to Uplift Forces. *Canadian Geotech. 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.
- Ilamparuthi, K., and Dickin, E. A., 2001. The Influence of Soil Reinforcement on The Uplift Behaviour of Belled Piles Embedded in Sand. *Geotextiles and Geomembranes* Vol. 19, pp. 1-22.

- Kulhawy, F. H., Trautman, C. H., and Nicolaides, C. N., 1987. Spread Foundations in Uplift: Experimental Study, Foundation for Transmission Towers, Geotech. Spec. Pub. 8, ASCE, 110.
- Shanker, K., Basudhar P. K., and Patra N. R., 2007. Uplift Capacity of Single Piles: Predictions and Performance. Geotech. Geol. Eng. Vol. 25, pp. 151-161.
- Yıldız, A. A., 2002. Donatılı Zemin Oturan Yüzeysel Temellerin Analizi. Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.



# ÇEKME KAZIKLARININ “GÖMÜLÜ KAZIK” ELEMENLARIYLA MODELLENMESİ

H. Kürşat ENGİN  
hkengin@metu.edu.tr  
ODTÜ Mühendislik Fakültesi  
İnşaat Mühendisliği Bölümü  
Ankara/TÜRKİYE

## ABSTRACT

Embedded pile model is a numerical model developed for Plaxis 3D Foundation software which simply, but efficiently describes non-linear pile-soil interaction. In this model, pile is a beam element which can cross soil volume in any inclination and orientation. Pile-soil interaction is described by embedded interface elements at skin and non-linear spring elements at pile tip. In this study, embedded pile behaviour is verified by an idealized soil model. Finally, embedded pile model is validated by various field tension tests on piles.

*Key words:* Numerical modelling, pile tension test, finite element method.

## ÖZET

Gömülü kazık (Embedded Pile) modeli Plaxis 3D Foundation programında geliştirilmiş, doğrusal olmayan kazık-zemin etkileşimini tasvir eden basit ve etkin bir numerik modeldir. Bu modelde kazık, bir kiriş elemanıdır ve zemini herhangi bir açı ve oryantasyon ile kesebilmektedir. Kazık ve çevresindeki zemin arasındaki etkileşim gömülü arayüz elemanlarıyla, kazık ucundaki zemin direnci ise doğrusal olmayan yay elemanlarıyla modellenmiştir. Bu çalışmada gömülü kazık elemanlarının davranışı, önce idealize edilmiş bir zemin modeliyle test edilmiştir. Son olarak çeşitli arazi kazık çekme deneyleri, gömülü kazık elemanlarıyla modellerenerek incelenmiştir.

*Anahtar Kelimeler:* Nümerik modelleme, kazık çekme deneyi, sonlu elemanlar yöntemi.

## GİRİŞ

Bir zemin – kazık – yapı etkileşimi sisteminde, başarılı bir analiz için etkin bir zemin – kazık etkileşim modeli önemli noktalardan birisidir (El-Mossallamy, 1997). Küçük deplasman durumlarında, kazığın zeminle birlikte hareket ettiği varsayımı çözüm için yeterli olabilir. Ancak, genel olarak kazığın zemin içindeki görelî hareketini uygun bir şekilde incelemek için daha ileri kazık-zemin etkileşimi modelleri gerekebilir. Alışlagelmiş sonlu elemanlar (SE) yönteminde, kazık hacim elemanlarıyla modellenenmektedir. Kazık – zemin etkileşimi, kazık çeperinde ve ucunda kullanılan arayüz elemanlarıyla modellenmektedir. Hassas çözümler için, bu yöntem kazık etrafında çok küçük zemin elemanları gerektirmekte ve dolayısıyla çözüm süresini arttırmaktadır. Plaxis 3D Foundation programında halen geliştirilmekte olan “gömülü kazık” yaklaşımında, kazık narin bir yapı elemanı (hacim elemanı yerine bir çizgi elemanı) olarak varsayılmıştır. Kazık – zemin etkileşimi, kazık ile zemin düğüm noktaları arasındaki görelî deplasman ile modellenmiştir. Kazık ile zemin düğüm noktaları, kazık çeperinde özel arayüz elemanları (Sadek ve Shahrour (2004) modeli benzeri), ucunda ise doğrusal olmayan yay elemanlarıyla (Septanika, 2005) birbirine bağlanmıştır. Bu modelde, ayrıca, kazık kapasitesi yüzey sürtünmesi ve uç direnci olarak tanımlanabilmektedir.

Gömülü kazıkların düşey veya eğik kazıkların modellenmesindeki etkinliği önceki çalışmalarda gösterilmiştir (Septanika (2005), Engin ve diğerleri (2007)). Bu çalışmada, gömülü kazık elemanlarının, çekme kazıkların modellenmesinde kullanımı araştırılmıştır. Modelin doğrulaması için basit bir tek tabaka zemin modeli kullanılmıştır. Çeşitli eğimlerde yerleştirilen ve kapasitesi önceden tanımlanan kazık, çekme ve basma yükleme durumları için incelenmiştir.

Sağlama içinse, çeşitli arazi yükleme deneyleri (Ismael et al., 2001 and Ismael, 1994) modellenmiş, gerçek sonuçlarla kıyaslanmış ve başarılı yük–deplasman davranışları elde edilmiştir.

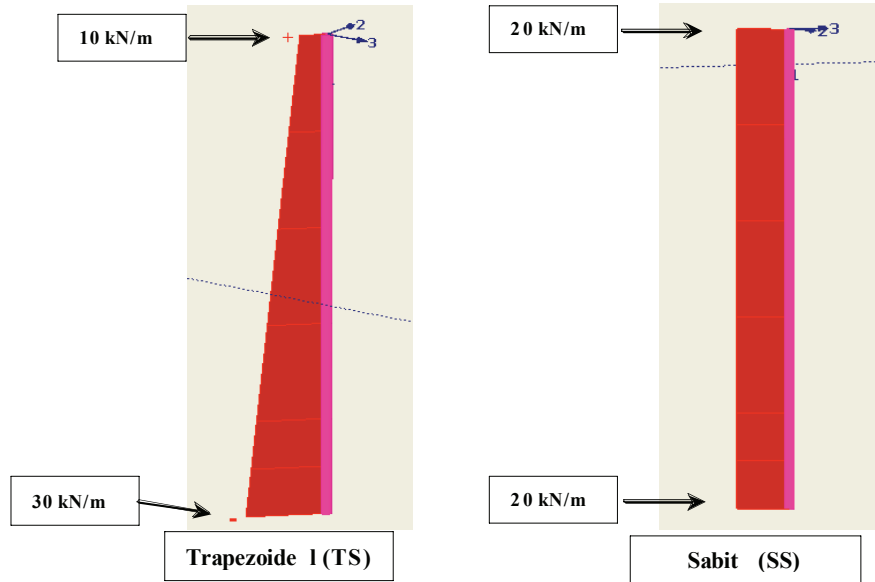
## AMAÇ

Bu çalışmanın ilk kısmında gömülü kazıkların çekme altındaki davranışı, çekme ve basma yükleme durumlarında benzer davranışlarını (kapasite ve mutlak deplasmanlar) incelemek amacıyla idealize bir zemin modeli kullanılmıştır. İkinci kısımda ise Kuveyt’te, çeşitli

sahalarda yapılmış, fore kazıkların çekme deneyleri (Ismael et al., 1994) modellenmiştir. Kazık kapasiteleri arazi deney sonuçlarına uygun olarak tanımlanmıştır. Yük – deplasman davranışları gerçek sonuçlarla karşılaştırılmak suretiyle gömülü kazık modelinin çekme kazıkların modellenmesindeki kullanımının etkinliği araştırılmıştır.

## GÖMÜLÜ KAZIK MODELİ

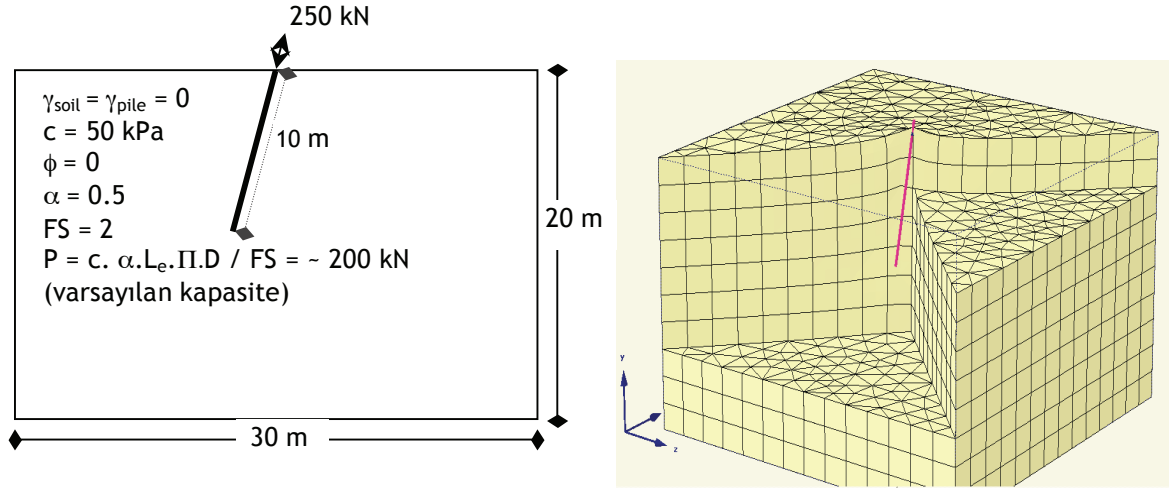
Plaxis 3D Foundation sonlu elemanlar programında son birkaç yıl içinde geliştirilmiş olan “gömülü kazık” yaklaşımında, kazık narin bir yapı elemanı (hacim elemanı yerine bir çizgi elemanı) olarak varsayılmıştır. Bu modelde, kazık çizgisel elemanlardan oluşmakta ve zemini herhangi bir eğim ve oryantasyonda kesebilmektedir. Kazık – zemin etkileşimi, kazık ile zemin düğüm noktaları arasındaki görelî deplasman ile modellenmiştir. Kazık ile zemin düğüm noktaları, kazık çevresinde özel arayüz elemanları (Sadek ve Shahrour (2004) modeli benzeri), ucunda ise doğrusal olmayan yay elemanlarıyla (Septanika, 2005) birbirine bağlanmıştır. Bu modelde, kazık kapasitesi yüzey sürtünmesi ve uç direnci olarak tanımlanabilmektedir (Şekil 1).



Şekil 1. Kullanılan kazık kapasite modelleri.

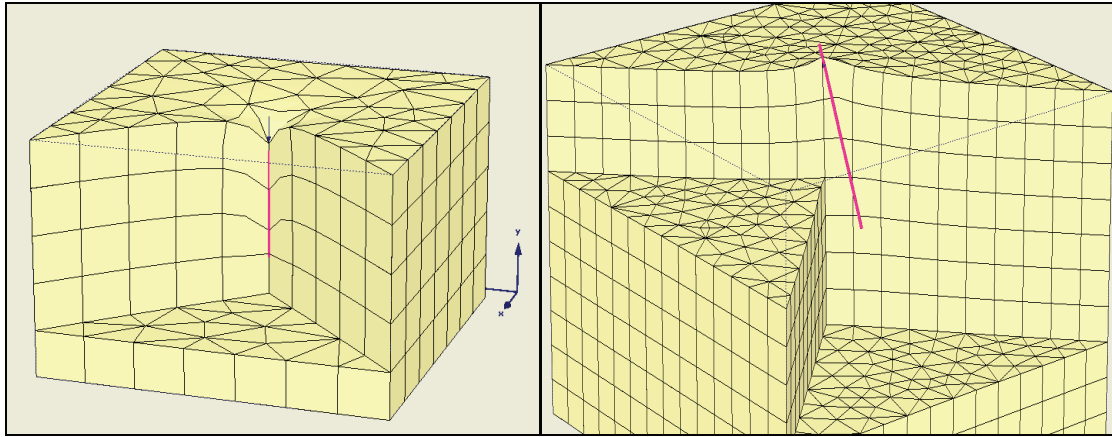
## HİPOTETİK ZEMİN MODELİYLE GÖMÜLÜ KAZIKLARIN İNCELENMESİ

Bu kısımda gömülü kazıkların çekme altındaki davranışı, kohezyonlu ( $c = 50$  kPa), içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) ve birim ağırlığı ( $\gamma$ ) sıfır olan hipotetik bir zemin modeli kullanılarak incelenmiştir (Şekil 2). Buradaki amaç, aksenal çekme ve basınç yükleme durumlarında benzer davranışlar (kapasite ve mutlak deplasmanlar) elde etmektir (Şekil 3). Dolayısıyla, sadece sürtünme direnci kapasiteleri girilmiş, çekme ve basma durumlarının birbiriyle karşılaştırılabilmesi amacıyla uç dirençleri yok varsayılmıştır.



Şekil 2. 15 derece eğimli kazık durumu ve sonlu elemanlar modeli

Aynı zemin ve kazık modeli 15 derece eğik kazık durumunun yanısıra, dikey ve 30 derece eğik kazık durumları için de incelenmiştir (Şekil 3).



Şekil 3. Basma ve çekme durumlarında deforme olmuş sonlu elemanlar modelleri  
(Düşey ve 30 derece eğimli kazık durumları).

# ARAZİ YÜKLEME DENEYLERİNİN GÖMÜLÜ KAZIKLARLA MODELLENMESİ – MODEL DOĞRULAMA DENEYLERİ

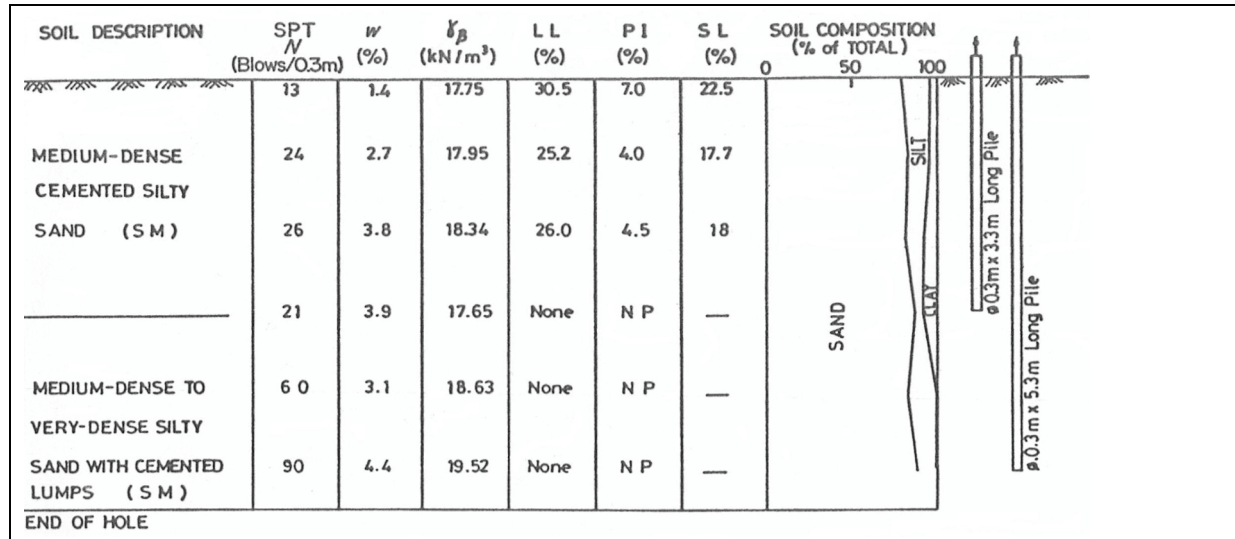
## Çimentolaşmış Çöl Kumunda Fore Kazıklar Üzerinde Yapılan Çekme Deneyleri

Bu kısımda, Kuveyt'te (Güney Surra ve Umr Gudayr deney sahaları) fore (yerinde dökme) kazıklar üzerinde yapılan çekme deneyleri (Ismael ve diğerleri, 1994), Plaxis 3D Foundation programıyla gömülü kazık elemanlarıyla modellenmiştir.

Orta sıkı, çimentolaşmış kumlarda, fore kazıkların zemin yük transferleri iki ayrı sahada incelenmiştir. Deney sahalarının ve numerik modellerin detayları ayrı ayrı verilmiştir.

### Güney Surra Deney Sahası

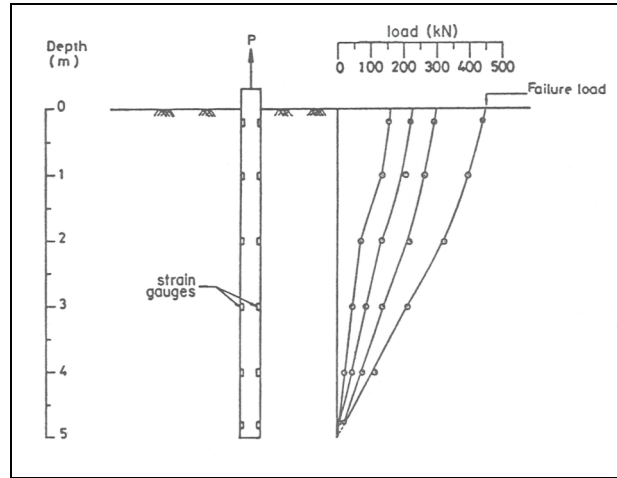
Bu saha, orta - sıkı ve çok - sıkı az çimentolaşmış kalkerli kum zemin profiline sahiptir (Şekil 4). Zemin parametreleri Tablo 1'de verilmiştir. Bu sahada, 0.3m çapında 3.3m ve 5.3m uzunluklarında iki kısa fore kazık çekme kapasitelerine kadar yüklenmiştir. 5.3 m boyundaki kazık, her yükleme kademesindeki eksenel yük dağılımlarını ölçmek amacıyla birim şekil değiştirme ölçerleriyle donatılmıştır (Şekil 5).



Şekil 4. Güney Surra zemin profili, w, su içeriği;  $\gamma_{\beta}$ , birim ağırlık; LL, likit limit; PI, plastisite indisi; SL, rötre limiti; NP, plastik-olmayan (Ismael ve diğerleri, 1994).

**Tablo 1.** Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri.

Parametre	Birim	Orta Sıkı, Çimentolaşmış Siltli Kum	Orta - Çok Sıkı, Siltli Kum
Malzeme Modeli	-	HS	HS
Analiz Şekli	-	Drenajlı	Drenajsız
$\gamma_{dry}$	$kN/m^3$	18.0	18.5
$\gamma_{sat}$	$kN/m^3$	19.5	20.0
$E_{50}^{ref}$	$kN/m^2$	1.500 E+04	3.500 E+04
$E_{oed}$	$kN/m^2$	1.500 E+04	3.448 E+04
$E_{ur}^{ref}$	$kN/m^2$	3.500 E+04	1.000 E+05
M	-	0.5	0.5
$\nu_{ur}$	-	0.2	0.2
$c'$	$kN/m^2$	20	1.0 E-03
$\phi'$	$^{\circ}$	35	40
$\psi$	$^{\circ}$	5	8
$K_{onc}$	-	0.426	0.400
OCR	-	1	1
POP	$kN/m^2$	0	0
$R_{int}$	-	1.0	1.0

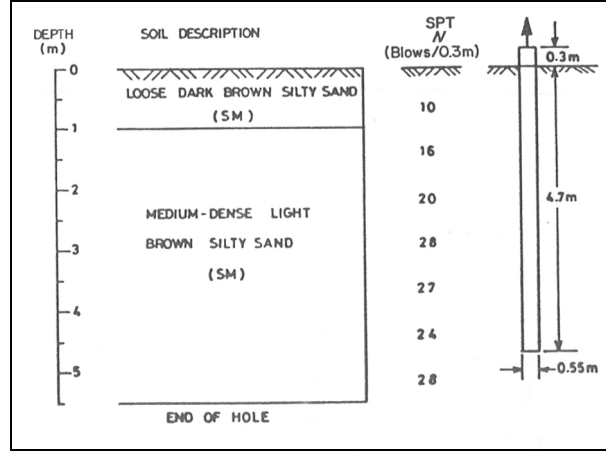


**Şekil 5.** Çimentolaşmış kumda çekme deneyi esnasındaki eksenel yük dağılımları.

P, eksenel çekme yükü. (Ismael ve diğerleri, 1994).

#### Umr Gudayr Deney Sahası

Bu deney sahasındaki kazık çekme deneyi çimentolaşmamış kohezyonsuz kum içinde gerçekleştirilmiştir. Bu sahadaki zemin durumu ve penetrasyon direnci ilk sahadakiyle benzerdir. (Şekil 6). Tek önemli fark kumun çimentolaşmamış olmasıdır.



**Şekil 6.** Umr Gudayr zemin profili

**Tablo 2.** Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri.

Parametre	Birim	Gevşek Kahverengi Kum	Koyu Siltli	Orta – Çok Sıkı Açık Kahverengi Kum	Siltli
Malzeme Modeli	-	HS		HS	
Analiz Şekli	-	Drenajlı		Drenajsız	
$\gamma_{dry}$	kN/m <sup>3</sup>	17.0		18.5	
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	17.0		18.5	
$E_{50}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	5000		15000	
$E_{oed}$	kN/m <sup>2</sup>	5000		15000	
$E_{ur}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	15000		35000	
$m$	-	0.7		0.5	
$\nu_{ur}$	-	0.2		0.2	
$c'$	kN/m <sup>2</sup>	1.0 E-04		1.0 E-04	
$\phi'$	°	27		35	
$\psi$	°	0		5	
$K_{onc}$	-	0.546		0.426	
OCR	-	1		1	
POP	kN/m <sup>2</sup>	0		0	
$R_{int}$	-	1.0		1.0	

## SONUÇLAR

### Genel Bakış

Çekme kazıklar uç dirençlerinin olmamasının yanı sıra daha düşük yüzey sürtünme kapasitelerine sahip olmaları nedeniyle basınç kazıklarından farklıdır. Sürtünme direncindeki azalma, çekme kuvvetinden kaynaklanan, kazık çevresinde gerilme azalması ve dolayısıyla sarmal gerilmelerin düşmesi sonucunda oluşmaktadır. Bu nedenle çekme kazıkların modellenmesinde elastik parametrelerin, özellikle çekme kazık davranışı üzerinde etkin olan

boşaltma – tekrar yükleme modülü  $E_{ur}$  parametresinin seçiminde dikkatli olunması gerekmektedir.

Hipotetik zemin modelinde (kohezyonlu ,  $\phi = 0$  ve  $\gamma = 0$ ) kazığın mutlak deplasmanının analitik olarak, basınç ve çekme yüklemelerinde birebir aynı olması beklenmektedir. Bu davranış nümerik olarak da Plaxis Foundation 3D programı gömülü kazık modeliyle doğrulanmıştır. Değişik eğimli kazıklarda küçük farklılıklar olmasına rağmen gömülü kazıkların çekme kazıklarının modellenmesinde büyük bir potansiyeli olduğu söylenebilir.

Çeşitli arazi deneyleri (Güney Surra ve Umr Gudayr kazık çekme deneyleri) de modellenmiş ve gayet başarılı yük-deplasman davranışları elde edilmiştir.

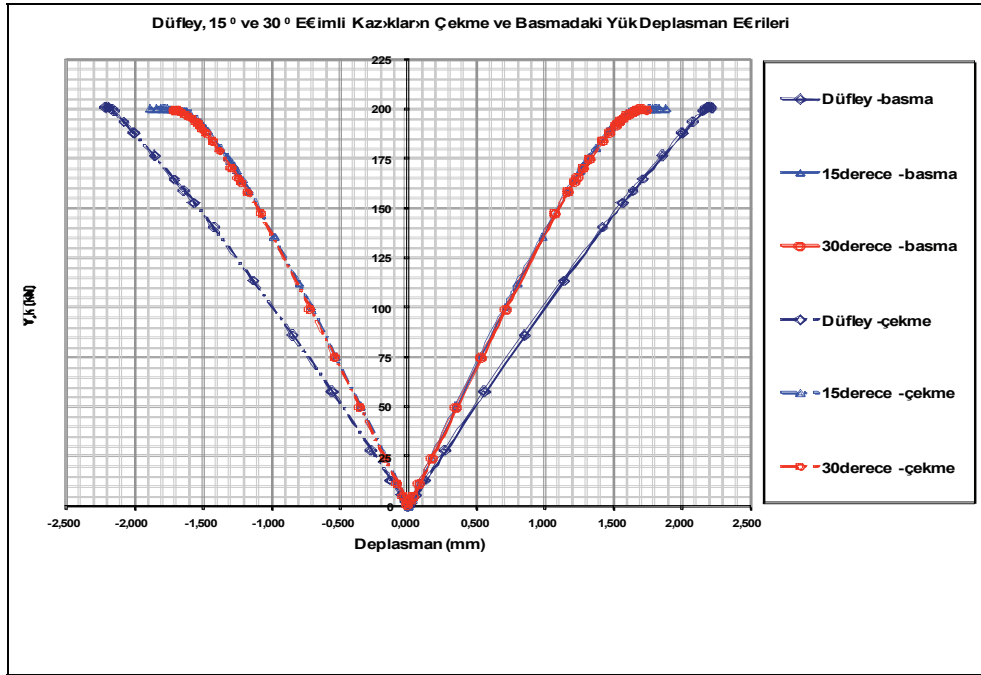
Öte yandan gömülü kazıkların yük-deplasman davranışlarının SE ağ sıklığına büyük oranda bağlı olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca yük-deplasman davranışında yumuşama özellikle küçük çaplı kazıklarda belirgin şekilde görülmektedir. Buna kazık arayüz elemanına yakın düşen Gauss noktalarında yüksek oranda gerilim birikmesinin neden olduğu düşünülebilir.

### **İdealize Zemin Modeliyle Çekme Kazıklarının İncelenmesi**

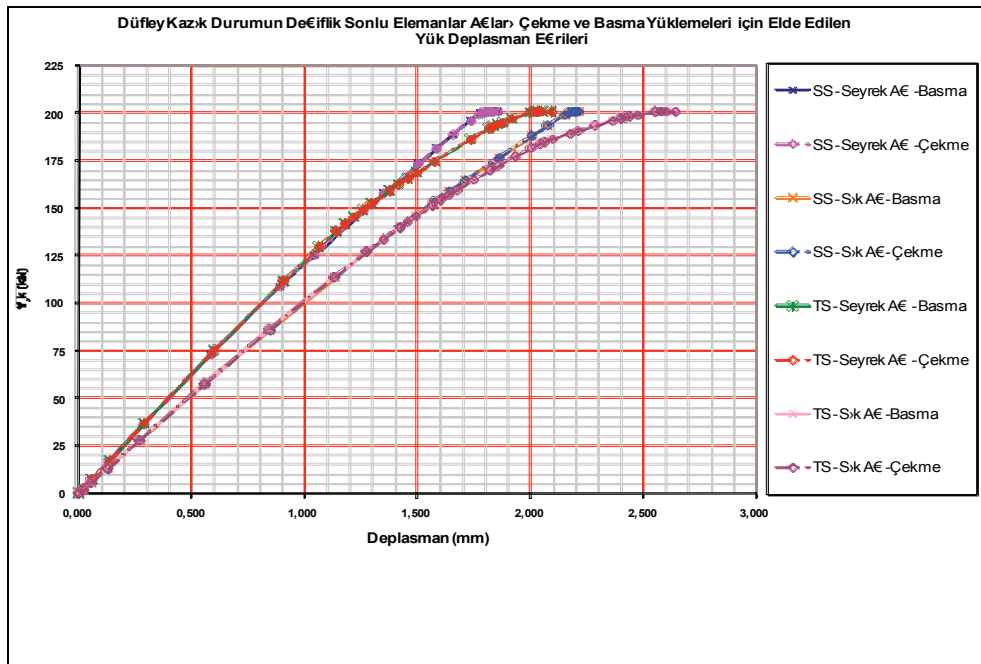
Gömülü kazıkların aksenal çekme ve basınç yüklemelerindeki davranışları Şekil 7’de verilmiştir. Bu şekilde aynı eğimdeki kazıkların çekme ve basmadaki mutlak deplasman miktarları ve eğrilerinin birebir uyumlu olduğu görülebilir. Şekil 8’de düşey kazık modelinin çeşitli durumları (ör. Sonlu elemanlar (SE) ağı sıklığı, yüzey sürtünme tanımları (Sabit ve Trapezoidal)) için yük– mutlak deplasman eğrileri verilmiştir. Gömülü kazık davranışlarında SE ağ sıklığı ve değişik kazık eğimleri için küçük farklılıklar elde edilmiştir. Bu farklılıkların nümerik çözümden kaynaklandığını söylemek mümkündür.

Şekil 7’de 15 ve 30 derece eğimli kazıkların yük – deplasman davranışlarının çok yakın olduğu görülmektedir. Ayrıca bu davranış düşey kazık durumundan daha katıdır. Bunun nedeni gömülü kazık elemanının zemin hacim elemanlarının içinden geçerken bu zemin elemanlarının Gauss noktalarına olan uzaklıklarıyla, dolayısıyla bu noktaların gerilmelerinin arttırım oranıyla ilgilidir.





Şekil 7. Gömülü kazıkların çekme ve basma yüklemelerindeki davranışları

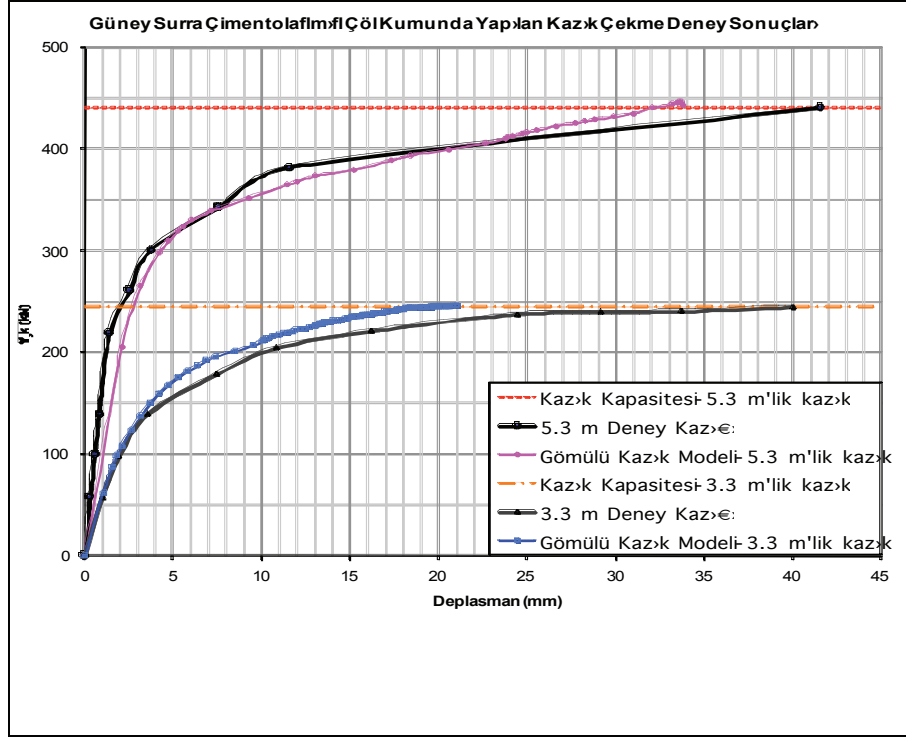


Şekil 8. Düşey gömülü kazıkların farklı SE ağırları, çekme ve basma yüklemelerindeki davranışları

## Arazi Yükleme Deneylerinin Gömülü Kazıklarla Modellenmesi

### Güney Surra Sahası Deneyleri

Güney Surra sahası deney kazıkları ve gömülü kazık (SE) modellerinin yük – deplasman eğrileri Şekil 9’da verilmiştir. 5.3m’lik kazığın arazi deney sonuçlarıyla SE modelinin gayet uyumlu olduğu görülmektedir. Benzer şekilde 3.3m’lik kazık için gömülü kazık modelinin arazi deney sonuçlarını yakalayabildiği söylenebilir.

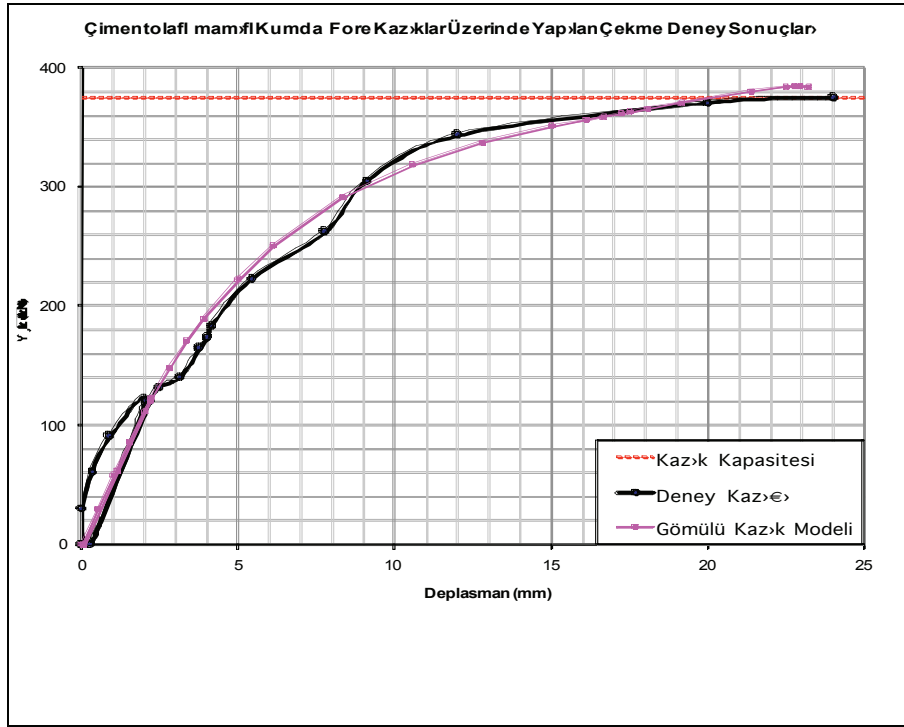


**Şekil 9.** Güney Surra Çimentolaşmış Kumunda Yapılan Çekme Deneyinin Arazi ve Gömülü Kazık Model Sonuçları

#### Umr Gudayr Sahası Deneyleri

Umr Gudayr sahası deney kazığı ve gömülü kazık (SE) modelinin yük – deplasman eğrileri Şekil 10’da verilmiştir. Gömülü kazık modelinin 5.0 m uzunluğundaki (4.7 m gömülü kısım) deney kazığının sonuçlarıyla gayet uyumlu bir sonuç verdiği görülmektedir.

Yük boşaltımı ve tekrar yükleme kısmındaki gömülü kazık davranışı bu modelde elastik bölgeye düştüğünden gerçek sonuçla uyumlu olamamıştır.



**Şekil 10.** Umr Gudayr Çöl Kumunda Yapılan Çekme Deneyinin Arazi ve Gömülü Kazık Model Sonuçları

## TEŞEKKÜR

Bu çalışmada yol gösterici ve destekleyici olduğu için öncelikle Dr. Ronald Brinkgreve'ye; programla ilgili tüm sorunlarımda yardımcı olduğu için Dr. Erick Septanika'ya; çalışma esnasında her türlü sorularımı yanıtsız bırakmayan Dr. Sadık Bakır'a; son olarak çekme kazık davranışı hakkında değerli tecrübe ve bilgilerini aldığım Dr. Ufuk Ergun ve Dr. Orhan Erol'a en içten teşekkürlerimi iletmeyi borç bilirim.

## SEMBOLLER

- $\alpha$  : Kazık sürtünme direnci azaltma faktörü
- $D$  : Kazık çapı
- $FS$  : Güvenlik katsayısı
- $\gamma_{dry}$  : Kuru birim hacim ağırlığı
- $\gamma_{sat}$  : Doygun birim hacim ağırlığı
- $E_{ref}^{50}$  : Zemin sekant modülü

$E_{oed}$	: Zemin ödometre modülü
$E_{ref}^{ur}$	: Zemin yükleme-boşaltma modülü
$m$	: Zemin sertleşme değişkeni (hardening parameter)
$\nu_{ur}$	: Yükleme-boşaltma poisson oranı
$c'$	: Efektif kohezyon
$\phi'$	: Efektif içsel sürtünme açısı
$\psi$	: Hacimsel genleşme açısı
$K_0^{nc}$	: Normal konsolide durum için sükunette toprak basıncı katsayısı
OCR	: Aşırı konsolidasyon oranı
POP	: Geçmişteki toplam düşey gerilme
$R_{int}$	: Arayüz azaltma katsayısı

## KAYNAKLAR

Bathe, K.-J. Finite element procedures, Prentice Hall. 1996.

El-Mossallamy, Y. “Load-settlement behaviour of large diameter bored piles in over-consolidated clay”. Proc. of the 7th Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics – NUMOG VII, September, 1999, Rotterdam: Balkema, pp. 443-450.

Engin, H.K., Septanika, E.G. and Brinkgreve, R.B.J.. “Improved Embedded Beam Elements for the Modelling of Piles”. Proc. of the 10th Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics – NUMOG X, Taylor&Francis, April, 2007, pp. 475 - 480.

Ismael, N.F, Al-Sanad, H.A. and Al-Otaibi, F. “Tension tests on bored piles in cemented desert sands”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.31, No.4, August,1994, pp.597-603.

Ismael, N.F. “Axial load tests on bored piles and pile groups in cemented sands”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.127, No.9, September, 2001, pp.766-773.

Triantafyllidis, T. Numerical modelling of construction processes in geotechnical engineering for urban environment : proceedings of the International Conference on Numerical Simulation of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment, Bochum, Germany, Taylor & Francis, March, 2006,

Sadek, M. & Shahrour, I. “A three dimensional embedded beam element for reinforced geomaterials”, International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, August, 2004, Vol.28, pp. 931–946.

Septanika, E. G. “A finite element description of the embedded pile model”, Plaxis internal report, 2005.

BEARING CAPACITY ANALYSIS IN OVER CONSOLIDATED CLAYS OF ANTAKYA  
USING PLATE LOADING TEST

M.A. TEKİNSOY   S. HARBİYELİ   M. ÖRNEK   A. DEMİR  
Prof. Dr.   Civil Eng.   Res. Assist.   Res. Assist.

Cukurova University The Faculty of Engineering and Architecture,  
Civil Engineering Department, Adana, TURKEY

ABSTRACT

In the present study, bearing capacity values obtained for over consolidated clayey soil of Antakya from the well known conventional laboratory tests (shear box test, unconfined compression test and consolidation test) and plate loading test which is one of the field tests were compared and, the reliability of the use of plate loading tests was investigated for Antakya and its region.

ANTAKYA AŞIRI KONSOLİDE KİLLERİNDE  
PLAKA YÜKLEME DENEYİ İLE TAŞIMA GÜCÜ ANALİZİ

M.A. TEKİNSOY   S. HARBİYELİ   M. ÖRNEK   A. DEMİR  
Prof. Dr.   İnş. Yük. Müh.   Arş. Gör.   Arş. Gör.

Çukurova Üniversitesi, Müh. Mim. Fakültesi, İnşaat Müh. Bölümü, Adana, Türkiye

ÖZET

Bu çalışmada; Antakya ve çevresindeki aşırı konsolide killi zeminlerde, bilinen laboratuvar deneylerine (kesme kutusu, serbest basınç ve konsolidasyon deneyleri) bağlı olarak hesaplanan taşıma gücü değerleri, arazi deneylerinden biri olan plaka yükleme deneyinden alınan sonuçlarla karşılaştırılmış ve plaka yükleme deneyinin killi zeminlerde kullanımının güvenilirliği araştırılmıştır.

## GİRİŞ

Yapıların tasarımında, yapının oturacağı zeminin davranışının bilinmesi zorunluluk arz etmektedir. Zira, mühendislik yapılarına ait yüklerin; zeminde bir göçme veya müsaade edilen sınırın üzerinde bir oturma meydana getirmeyecek şekilde aktarılması ve aynı zamanda, ekonomik bir temel sistemi seçilmesi esastır. İyi etüt edilmemiş zemin üzerine inşa edilen bir yapıda, zamanla farklı oturmalarından dolayı çatlama ve hatta göçmeler olabilmektedir. Bundan dolayı, yapı temelinin tasarımına geçmeden önce, yapı temelinin oturacağı zeminin cinsine göre, gerekli etütlerin yapılması gerekmektedir. Aktarılan yapı yüklerinden etkilenen temel zeminleri homojen ve izotrop olmadığı gibi, daneli karmaşık bir yapıya da sahiptir. Bu nedenle temel zeminleri lineer olmayan bir davranış gösterir. Bu tür malzemelerin mekanik davranışlarının modellenmesi daha zor ve mühendislik tasarımları da oldukça güçtür. Bu nedenle, zeminlerin özelliklerini ayrıntılı şekilde belirlemek ve onların farklı koşullar altında davranışlarını doğru olarak tanımlamak için, deneyler yapılması zorunluluğu ortaya çıkmaktadır.

Zeminler üzerine yapılan deneyler, laboratuvar ve arazi deneyleri olarak sınıflandırılmaktadır. Ancak, zemin özelliklerinin tayininde, laboratuvar deneyleri tek başına yeterli olmamaktadır. Zemin numuneleri üzerinde deney yapmak amacıyla, laboratuvara getirilmesinin yanında, mühendis tarafından yapının oturacağı zemin kütlesi hakkında bulunduğu ortamında bir bütün olarak, ek bilgiler elde edilmesi zorunluluğu da vardır. Bu nedenle, geoteknik tasarımlarda kullanılacak zemin parametreleri için, arazi deneylerine de ihtiyaç duyulur. Ancak arazi deneyleri, bazı durumlarda, laboratuvar deneyleri kadar kontrollü ve hassas olarak yapılamamaktadır. Bununla birlikte, zeminlerin endeks ve mukavemet özellikleri ve bazı bilgiler de arazi incelemeleri ve deneyleri ile doğal zemin ortamında, daha çabuk ve doğrudan bulunabilmektedir.

Yüzeysel temelerde nihai taşıma gücü, zeminde göçme olmadan (mukavemet aşılmadan) zemine aktarılacak en fazla gerilme miktarı olarak tanımlanmaktadır. Emin taşıma gücü ise, nihai taşıma gücünün uygun bir güvenlik sayısına bölünmesi ile elde edilmektedir. Temelerde taşıma gücünü, temel zemininin türü ve özellikleri, temel boyutları ve temel şekli, temel tabanı pürüzlülüğü, temel derinliği, temele etkiyen yükün eğimi ve dışmerkezliği ile yeraltı su seviyesi gibi faktörler etkilemektedir. Temelerde taşıma gücünün belirlenmesine

yönelik birçok yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntemler arasında laboratuvar ve arazi deney sonuçlarına bağlı olarak sonuç verenler bulunmaktadır. Laboratuvar deneyleri yardımıyla emin taşıma gücü değeri, zemin cinsine göre kesme kutusu, serbest basınç, CBR ve konsolidasyon deneyleri ile elde edilebilmektedir. Arazi deneylerinde ise yöntem, taşıma gücünün doğrudan elde edilebilmesi esasına dayanmaktadır. Taşıma gücü değerlerinin bulunabildiği arazi deneyleri arasında koni penetrasyon, standart penetrasyon, presiyometre ve plaka yükleme deneyleri yer almaktadır (Harbiyeli, (2); TS 5744, (10)).

Bu çalışmada; Antakya ve çevresindeki aşırı konsolide killi zeminlerde, bilinen laboratuvar deneylerine (kesme kutusu, serbest basınç ve konsolidasyon deneyleri) bağlı olarak hesaplanan taşıma gücü değerleri, arazi deneylerinden biri olan, plaka yükleme deneyinden alınan sonuçlarla karşılaştırılmış ve plaka yükleme deneyinin killi zeminlerde kullanımının güvenilirliği araştırılmıştır.

## **DENEYSEL ÇALIŞMA**

Bu çalışmada, Antakya ve çevresindeki aşırı konsolide killerin taşıma gücü değerleri, laboratuvar deneyleri (serbest basınç, kesme kutusu ve konsolidasyon deneyleri) ve plaka yükleme deneyi ile elde edilmiştir.

### **Zemin Özellikleri**

Araştırma konusu olan zemin; Hatay ilinin merkez ilçesi Antakya'nın Dikmece Köyü mevkinde, Bahçelievler Konut Yapı Kooperatifi'nin inşaat sahası içerisinde. Sahada 130 cm derinlikte ve yaklaşık 100 cm çapında çukurlar açılarak önce laboratuvar deneyleri için numuneler alınmış ve daha sonra da plaka yükleme deneyleri yapılmıştır. Çukurlardan laboratuvar deneyleri için numuneler, içi ve dışı yağlı, bir taraftaki ağzı keskin hale getirilmiş ince tüp, zemine çakılarak alınmış ve su muhtevasını korumak için çelik tüplerin her iki ucu parafin ile kapatılmıştır (Özüdoğru ve ark., (8)).

Zeminin doğal birim hacim ağırlığı, doğal su içeriği, doğal durumdaki kuru birim hacim ağırlığı, dane birim hacim ağırlığı, doğal durumdaki boşluk oranı, porozitesi, doygunluk derecesi, likit limiti, plastik limiti ve plastisite indisi Çizelge (1)'de gösterilmiştir. Zemin CH sembolüne sahip, yüksek plastisiteli ve aşırı konsolide olmuş kildir (Kumbasar ve Kip, (4)).



Çizelge 1. Deney Yapılan Zeminin Endeks Özellikleri

Özellik	Çukur 1	Çukur 2	Çukur 3
$\gamma_n$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.769	1.787	1.813
$\omega_n$ (%)	36.46	33.26	33.25
$\gamma_k$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.296	1.341	1.361
E (%)	98.90	85.00	89.50
N (%)	49.70	46.00	47.20
S <sub>r</sub> (%)	95.00	97.00	95.80
$\omega_L$ (%)	81.00	71.00	80.00
$\omega_p$ (%)	32.67	31.45	30.09
I <sub>p</sub> (%)	48.33	39.55	49.91

### Serbest Basınç Deneyi

Serbest basınç deneyi, arazide açılan muayene çukurundan alınabilen kohezyonlu zeminler üzerinde yapılmıştır. Deneyde örselenmemiş zemin numunesi (D=5 cm, H=10 cm), yanıl basınç olmaksızın ( $\sigma_3=0$ ) düşey basınç gerilmesine ( $\sigma_1$ ) tabi tutulmuştur. (Uzuner, (11)).

Zemin numunesinin kırılması, zeminin cinsine göre değişik şekillerde olabilmektedir. Kırılma anındaki en büyük yük ( $P_{max}$ ), zemin numunesinin  $A_f$  enkesit alanına bölünerek serbest basınç mukavemeti ( $q_u$ ) bulunur, kohezyon ise, serbest basınç mukavemetinin yarısına eşittir.

$$q_u = \sigma_1 = \frac{P_{max}}{A_f} \quad c_u = \frac{q_u}{2} \quad (1)$$

Kırılma sırasındaki enkesit alanı,  $A_f$ , aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$V = \text{sabit} = A_0 H_0 = A_f H_f \quad H_f = H_0 - \Delta H \quad A_f = \frac{A_0}{1 - \frac{\Delta H}{H_0}} \quad (2)$$

$A_0$  ve  $H_0$ , sırasıyla zemin numunesinin başlangıçtaki enkesit alanı ve yüksekliği,  $H$  ise kırılma anında, zemin numunesinin düşey boy kısalmasıdır (TS 1900, (9)). Her bir çukurdan alınan numunelerin serbest basınç mukavemetleri ve kohezyon değerleri Çizelge (2)'de verilmiştir.

Çizelge 2. Serbest Basınç Deneyi Sonuçları

Parametre	Çukur 1	Çukur 2	Çukur 3
$\phi$ (°)	0	0	0
$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.972	2.315	2.132
$c_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.986	1.158	1.066

## Kesme Kutusu Deneyi

Kesme kutusu deneyi hem kohezyonlu hem de kohezyonsuz zeminlere uygulanır. Kohezyonlu zeminlerde ucu keskin kare enkesitli numune alıcı ile alınan ve kare prizma biçimindeki numune deney aletine yerleştirilir. Deney aleti, birbiri üzerine oturan 6x6x4 boyutlu iki kare metal halkadan oluşur (Uzuner, (11)). Zemin numunesi üzerine sabit düşey yükler uygulanır. Düşey yük sabit iken, yatay yük uygulanır. Gittikçe artan kesme kuvvetine karşı, zemin numunesi önce direnir, sonra iki halkayı ayıran düzlem boyunca kesilir ( $T_{max}$ ). Deney başlangıcından itibaren, numunedeki çökme ve uygulanan yükler, hassas olarak okunarak kaydedilir. Zemin numunesi kesildikten sonra deneye son verilir. Kırılma anındaki normal ve kayma gerilmeleri aşağıdaki gibidir (Aytekin, (1)):

$$\sigma_n = \frac{N}{A} = \frac{N}{6 \times 6} = \text{sabit} \quad \tau_{max} = \frac{T_{max}}{A} = \frac{T_{max}}{6 \times 6}$$

(3)

Deney, 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, 1.0 kg/cm<sup>2</sup> ve 2.0 kg/cm<sup>2</sup> lik düşey normal gerilmeleri veren 1.8, 3.6 ve 7.2 kg'lık ağırlıklar altında yapılmıştır. Kesme kutusu deneyleri sonucunda her bir çukura ait zemin için elde edilen içsel sürtünme açıları ve kohezyon değerleri Çizelge (3)'te verilmiştir. Bu parametrelere bağlı olarak 100cm-300cm arasında değişen farklı temel genişlikleri için elde edilen emin taşıma gücü değerleri ise Çizelge (4)'te verilmiştir.

Çizelge 3. Kesme Kutusu Deneyi Sonuçları

Çukur 1		Çukur 2		Çukur 3	
$\phi=3^\circ$ c=0.135 kg/cm <sup>2</sup>		$\phi=2^\circ$ c=0.155 kg/cm <sup>2</sup>		$\phi=5^\circ$ c=0.130 kg/cm <sup>2</sup>	
$\sigma$	$\tau$	$\sigma$	$\tau$	$\sigma$	$\tau$
0.5	0.1636	0.5	0.1828	0.5	0.2407
1.0	0.1798	1.0	0.1968	1.0	0.2596
2.0	0.1983	2.0	0.2225	2.0	0.2867

Çizelge 4. Kesme Kutusu Deneylerinden Bulunan c ve  $\phi$  ye Bağlı Emin Taşıma Güçleri

B (cm)	$q_{emin} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$		
	Çukur 1	Çukur 2	Çukur 3
100	0.418	0.457	0.444
125	0.418	0.457	0.445
150	0.418	0.457	0.446
175	0.418	0.457	0.446
200	0.418	0.457	0.447
225	0.419	0.457	0.447
250	0.419	0.457	0.448
275	0.419	0.457	0.449
300	0.419	0.457	0.449

## Konsolidasyon Deneyi

Arazideki zemin tabakalarının düşey yüklemeler altında sıkışması, esas olarak düşey doğrultuda tek boyutlu bir sıkışma problemi kabul edildiğinden, konsolidasyon deneyinde zeminin yanal genişlemesine izin verilmemekte ve belirli düşey yükler altında zeminin boy kısılması ölçülmektedir.

Bu deneyde, zemin numunesine 0.25 kg/cm<sup>2</sup>, 0.50 kg/cm<sup>2</sup>, 1.00 kg/cm<sup>2</sup>, 2.00 kg/cm<sup>2</sup>, 4.00 kg/cm<sup>2</sup> ve 8.00 kg/cm<sup>2</sup>'lık düşey gerilme oluşturacak basınçlar uygulanmış ve oturmalar kaydedilmiştir.

Deney sonuçlarından faydalanılarak Eşitlik (4) ifadesinden hacimsel sıkışma katsayısı  $m_v$  bulunmuştur. % 90'lık sıkışmaya karşılık  $T_v=0.848$  alınarak konsolidasyon katsayısı  $c_v$  (Eşitlik (5)) hesaplanmıştır (Özaydın, (7)). Elde edilen  $m_v$  ve  $c_v$  değerleri, her üç çukurdan alınan numuneler için toplu halde Çizelge (5)'te görülmektedir.

$$m_v = \frac{\Delta h / h}{\Delta p} = \frac{1}{h} \frac{\Delta h}{\Delta p} \quad (4)$$

$$c_v = \frac{T_v H_d^2}{t} \quad (5)$$

Çizelge 5. Konsolidasyon Deneylerinden Bulunan  $m_v$  ve  $c_v$  Değerleri

P (kg/cm <sup>2</sup> )	$m_v$ (cm <sup>2</sup> /kg)			$c_v$ (cm <sup>2</sup> /sn)		
	Çukur 1	Çukur 2	Çukur 3	Çukur 1	Çukur 2	Çukur 3
0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
0.25	0.124	0.084	0.076	45.04	21.46	45.69
0.50	0.032	0.036	0.048	40.06	23.87	28.74
1.00	0.038	0.032	0.026	15.67	29.92	39.65
2.00	0.017	0.022	0.026	31.76	14.71	18.95
4.00	0.015	0.018	0.013	30.35	20.02	38.65
8.00	0.009	0.009	0.008	22.11	14.24	34.45

## Plaka Yükleme Deneyi

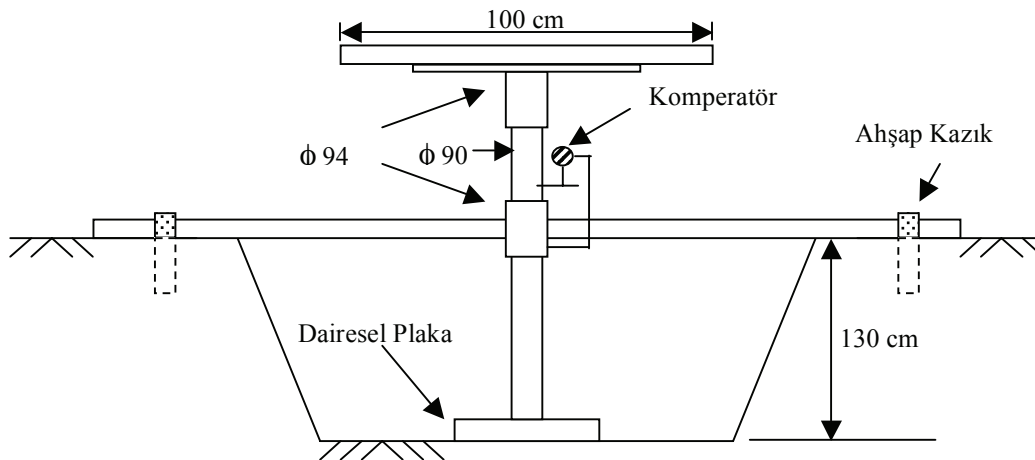
Taşıma gücünün doğrudan ölçülebildiği plaka yükleme deney düzeneği, zeminin üzerine oturan rijit bir plaka, üstte yükün uygulandığı bir plaka ve üst plakadan alt plakaya yükü aktaran bir kolon ile oturma veya çökme miktarını ölçen bir komperatörden oluşmaktadır. Deney için 500 cm<sup>2</sup> taban alanına sahip rijit dairesel bir betonarme yükleme plakası imal edilmiştir. Plaka yükleme deney aletinde yer alan kolonu dik tutmak için bir iksa sistemi oluşturulmuştur. Deney düzeneği, yaklaşık 100 cm genişlikte ve 130 cm derinlikteki çukura yerleştirilmiştir (Şekil (1)). Yükleme düzeneği yerleştirilirken plakanın oturacağı zeminin

yüzeyi iyice temizlenip düzeltilmiş ve üzerine plaka, yatay konumda su terazisi ile kontrol edilerek oturtulmuştur. Kolon da plakanın üzerine konularak, su terazisi ile düşeyliği sağlanmış ve zemine sabitleştirilerek yüklenmeye başlanmıştır. Plaka yükleme deneyinde kullanılan ağırlıklar deney alanındaki inşaat sahasından beton bloklar şeklinde temin edilmiştir. Ölçülen plaka ağırlığı 75 kg olduğundan, buna ilave olarak kantarla 175 kg ağırlık tartılarak üzerine yerleştirilmiş ve deneye 250 kg ile başlanmıştır. 6 saat beklenerek oturma miktarı ölçülmüş ve 250 kg'lık ikinci yükleme yapılmıştır. 6 saatte bir 250 kg eklenmiş ve oturma çok az olduğundan 4 kg/cm<sup>2</sup>'lik taban basıncını veren 2000 kg'lık son yükleme 48 saatte gelinmiştir. Her bir yük ve gerilmeye karşılık, oturma miktarları kaydedilmiştir (Köseoğlu, (3)). Bu deney aynı bölgede 8-10 m aralıkla açılan üç ayrı çukurda yapılmıştır (Harbiyeli, (2)).

Killi zeminlerde yapılan plaka yükleme deneylerinin daneli zeminlerde yapılan deneylerden daha farklı değerlendirilmesi gerekir. Plaka yükleme deneyinden alınan oturma miktarı  $s_1$ , yükleme plakasının çapı  $b$ , yapı temel genişliği  $B$  ile gösterilecek olursa  $s_1$  plaka oturmasına bağlı olarak oluşabilecek,  $B$  genişliğindeki temelin oturması aşağıdaki ifadeyle verilir:

$$s = s_1 \frac{B}{b} \quad (6)$$

Killi zeminlerde oturmalar çok uzun sürede oluştuğundan, yük oturma grafiklerinde göçme durumu görülmemektedir. Bununla beraber, aşırı konsolide olmuş yüksek plastisiteli killerde taşıma gücü, temel cinsinden bağımsız olduğundan, yük oturma eğrisinde 10 mm'ye karşılık gelen gerilmenin yarısı zemin taşıma gücü değeri olarak alınır (Ordemir, (5)). Uygulanan yüklere göre yük oturma değerleri Çizelge (6)'da sunulmuştur.



Şekil 1. Plaka Yükleme Deney Düzeneği

## BULGULAR

Tablo (2) ele alındığında, serbest basınç mukavemetinin ortalama olarak  $2.14 \text{ kg/cm}^2$ , ve kohezyonun da  $1.07 \text{ kg/cm}^2$  çıkması, zeminin aşırı konsolide bir zemin olduğunu göstermektedir. Normal olarak görünür kohezyonun  $0.67 \text{ kg/cm}^2$ 'nin üzerinde olması bu yorumu doğrulayan pekiştiren bir sonuç olmaktadır. Çünkü gerçek kohezyon hiçbir zaman  $0.33 \text{ kg/cm}^2$ 'nin üzerine çıkmamakta ve görünür kohezyon da  $0.67 \text{ kg/cm}^2$  dolaylarında olmaktadır (Önalp ve Sert, (6)).

Serbest basınç deneyi sonuçlarına göre, güvenlik katsayısı 2.5 alınarak emin taşıma güçleri hesaplanacaktır. Bu amaçla, ortalama  $2.14 \text{ kg/cm}^2$ 'lik serbest basınç mukavemeti değerinin dikkate alınması doğru görünmektedir. Fakat bunun yerine en küçük değer olan  $1.972 \text{ kg/cm}^2$ 'nin alınması ile daha güvenilir tarafta kalınacaktır. Güvenlik sayısı 2.5 alındığı zaman emin taşıma gücünün  $q_u$  serbest basınç mukavemetine eşit olduğu kaynaklarda belirtilmektedir (Önalp ve Sert, (6)). Ancak, deneye tabi tutulan kilin hacimsel sıkışma katsayılarının çok yüksek çıkması, zamanla zeminin yük altında oturma yapacağını ifade ettiğinden, mutlaka bu değerler de konsolidasyon sonuçlarına bakılarak azaltılmalıdır. Çünkü doygunluk derecesi %97 olup, doymuş koşullarda yapılan ödometre deney sonuçlarına yakın oturmalar verecektir.

Çizelge 6. Plaka Yükleme Deneyi Oturma Değerleri

Yükleme No	Toplam Yük (kg)	Zaman (saat)	Gerilme ( $\text{kg/cm}^2$ )	Oturma (1/100 mm)		
				Çukur 1	Çukur 2	Çukur 3
1	250	6	0.5	70	67	78
2	500	12	1.0	144	142	135
3	750	18	1.5	185	205	197
4	1000	24	2.0	210	257	255
5	1250	30	2.5	280	310	296
6	1500	36	3.0	348	353	378
7	1750	42	3.5	386	402	465
8	2000	48	4.0	460	468	512

Sonuçta serbest basınç deneyleri ile ödometre deneylerinin birlikte düşünülerek değerlendirilmesi gerekmektedir.

Çizelge (3) incelendiğinde kesme kutusu deney sonuçlarından ortalama kohezyon  $0.14 \text{ kg/cm}^2$  olup, literatürden bilinen  $0.33 \text{ kg/cm}^2$ 'nin altında çıkmış olması ve Mohr Coulomb zarfının bir doğru olarak elde edilmesi zeminin aşırı konsolide olduğunu destekleyen bulgulardır. Normal konsolide zeminde Mohr Coulomb zarfı doğru yerine eğrisel bir durum

göstermekte ve kohezyon sıfıra çok yakın sonuçlar vermektedir. Normal konsolide killerde görülen Mohr Coulomb zarfı genellikle daneli zeminlere benzer bir durum arz etmektedir. Ancak böyle bir olay araştırmada kullanılan kil için söz konusu olmamakta ve literatürü destekler sonuçlar çıkmamaktadır (Özaydın, (7)).

Kesme kutusu deneylerine göre Schultze ifadesi (Eşitlik (7)) esas alınarak taşıma gücü hesaplanacak olursa (Çizelge (4)) ortalama olarak emin taşıma gücünün 0.418 ile 0.457 kg/cm<sup>2</sup>'lik değerler arasında değiştiği görülmektedir. Bu değer literatür ile karşılaştırıldığında, aşırı konsolide zeminler için verilen 0.75 ile 2.25 kg/cm<sup>2</sup>'lik değerlerin altında olduğu söylenebilir (Önalp ve Sert, (6); Köseoğlu, (3)).

$$q_f = (1 + 0.3(B/L))cN_c + \gamma_1 D_f N_q + (1 - 0.2(B/L))0.5\gamma_2 BL \quad (7)$$

Sonuç olarak, kesme kutusu deneyleri oldukça emin tarafta sonuçlar vermektedir.

Konsolidasyon deneylerinde, her üç çukurdan alınan örselenmemiş zemin numuneleri 0.25 kg/cm<sup>2</sup>'den 8.00 kg/cm<sup>2</sup>'lik basınca kadar 8 ayrı basınç kademesinde yüklenmiştir. Çizelge (5)'te görüldüğü üzere, hacimsel sıkışma katsayısı ( $m_v$ ) değerleri oldukça yüksek çıkmıştır. Dolayısı ile konsolidasyon katsayısı ( $c_v$ ) değerleri de yüksek çıkmıştır. Bu durum zeminin uzun sürede büyük hacim değişimi göstereceğinin işaretidir. Deneylerden ön konsolidasyon basıncı ortalama olarak 1.17 kg/cm<sup>2</sup> bulunmuş olup, konsolidasyon oranı 4.78 olarak elde edilmiştir. Bu sonuçlar zeminin aşırı konsolide olduğunu göstermektedir. Hacimsel sıkışma katsayısının çok yüksek olması, taşıma gücünün yüksek olmasına rağmen, aşırı konsolidasyon basıncını geçen gerilmeler altında zamanla büyük hacimsel değişimler gösterebileceği sonucunu vermektedir.

Plaka yükleme deneyi sonuçları incelendiğinde (Çizelge (6)) yük oturma ilişkisinde bir doğrusallık olduğu görülmektedir. Literatür (Önalp ve Sert, (6); Köseoğlu, (3)) altı okumayı yeterli görmesine rağmen deneylerde sekiz okuma yapılmıştır. Ancak doğrusal durumdan herhangi bir sapma gözlenmemiştir. Doğrusallık söz konusu olduğu ve her bir basınç kademesinde altı saat gibi kısa bir yükleme süresi olması nedeniyle söz konusu oturmalar ani oturma olarak değerlendirilebilir.

Sonuç olarak yükleme plakası deneylerinin, zeminin zamana bağlı oturma ve basınç ilişkisini tam anlamı ile yansıtmadığı görülmektedir. Bu nedenle de literatüre uygun şekilde plaka yükleme deney sonuçlarına, killi zeminler için taşıma gücü tayininde fazla

güvenilmemelidir. Çünkü yük oturma ilişkisinde ekstrapolasyonla zemin taşıma gücü tahmin edildiğinde, ortalama olarak aşağıdaki gibi gerçek dışı değerler bulunmaktadır.

$$\left[ \frac{(10.4/2) + (9.2/2) + (8.8/2)}{3} \right] = 4.73 \text{ kg/cm}^2 \quad (8)$$

## SONUÇLAR

Bu çalışmada; Antakya ve çevresindeki aşırı konsolide killi zeminlerde taşıma gücü değerleri, çeşitli laboratuvar deneyleri ve plaka yükleme deneyine bağlı olarak hesaplanmış, elde edilen veriler ışığında aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- Killi zeminlerde yapılan plaka yükleme deney sonuçları literatüre uygun sonuçlar vermemektedir. Bu nedenle kaynaklarda verilenlere benzer eğriler çizilememiştir. Eğri, ekstrapolasyon ile uzatıldığında taşıma gücü çok yüksek çıkmaktadır.
- Kesme kutusu deneyinden ise oldukça küçük taşıma gücü değerleri elde edilmiştir.
- Serbest basınç deneylerinden elde edilen sonuçlar, plaka yükleme deneyi ile kesme kutusu deneyi sonuçları arasında yer almıştır.
- Konsolidasyon deneylerinde, hacimsel sıkışma katsayısının yüksek çıkması, oturma sonucunda kilde bulunabilecek çatlak ve fisürlerin açılması nedeniyle, bulunan değerler azaltılıp taşıma gücü değeri olarak kullanılması daha uygun olmaktadır.
- Antakya ve çevresindeki aşırı konsolide killerde temel inşaatı açısından en ekonomik yaklaşım, serbest basınç deneyi sonuçlarıdır.
- Plaka yükleme deneyleri ile laboratuvar deneyleri arasında taşıma gücü açısından uygun bir korelasyon saptanamamıştır. Bu nedenle plaka yükleme deneylerine, Antakya ve çevresindeki aşırı konsolide killi zeminler için fazla güvenilmemelidir.

## KAYNAKLAR

1. Aytekin M., Deneysel Zemin Mekaniği, Teknik Yayınevi, Ankara, 2004.
2. Harbiyeli S., Plaka Yükleme Deneyi ile Laboratuvar Deneylerinden Bulunan Emin Taşıma Gücünün Karşılaştırılması Üzerine Bir Araştırma, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Adana, 1992.
3. Köseoğlu S., Temeller-1, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul, 1987.

4. Kumbasar V., Kip F., İnşaat Mühendisliğinde Zemin Mekaniği, (Capper P.L. ve Cassie W.F. çevirisi), Çağlayan Kitabevi, İstanbul,1984.
5. Ordemir İ., Foundation Engineering-1, ODTÜ, Ankara, 1984
6. Önalp A., Sert S., “Geoteknik Bilgisi III, Bina Temelleri”, Birsen Yayınevi, İstanbul, 2006.
7. Özaydın K., Zemin Mekaniği, Birsen Yayınevi, İstanbul, 1997.
8. Özüdoğru K., Tan O., Aksoy İ. H., Çözümlü Problemlerle Zemin Mekaniği, Birsen Yayınevi, İstanbul, 1988.
9. TS 1900, İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneylei, Türk Standartları Enstitüsü, 1987.
10. TS 5744, İnşaat Mühendisliğinde Temel Zemini Özelliklerinin Yerinde Ölçümü, Türk Standartları Enstitüsü, 1988.
11. Uzuner B. A., Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği, Teknik Kitabevi, Trabzon, 1990.



# DERİN KAZILAR VE DESTEKLEME YAPILARI

**Devrim ALKAYA**  
**Pamukkale Üniversitesi**  
**İnşaat Mühendisliği Bölümü**  
**Denizli / Türkiye**

**İbrahim ÇOBANOĞLU**  
**Pamukkale Üniversitesi**  
**Jeoloji Mühendisliği Bölümü**  
**Denizli / Türkiye**

## ABSTRACT

It is required to build excavation supporting systems in excavation areas to prevent probable damage in roads and other existing structures around the excavation and to enable vertical excavation along the construction of structures requiring deep excavations. In this study, supporting systems of deep excavations are investigated and fore piles and an anchored support system applied in Denizli are investigated.

## ÖZET

Derin kazı gerektiren yapıların inşası boyunca, kazı sahaları içinde kazının düşey olarak teşkilini sağlamak ve kazı çevresinde bulunan bina, yol ve mevcut diğer yapılarda oluşabilecek hasarları önlemek için kazı destekleme sistemlerinin yapılması gereklidir. Bu çalışmada, derin kazıların desteklenme sistemleri ele alınarak incelenmiş ve Denizli’de uygulanan fore kazık ve ankrajlı bir iksa sistemi incelenmiştir.

## 1. GİRİŞ

Günümüzde kent nüfusunun hızla artması konut, işyeri, kanalizasyon ve otopark gibi alt yapı hizmetlerine duyulan gereksinimi arttırmıştır. Kent merkezlerinde boş parsellerin giderek azalması ve maliyetlerin artması, diğer taraftan imar yönetmeliklerinin zemin

üstündeki yapı hacimlerini sınırlaması, mevcut arazileri daha verimli halde kullanmaya itmiştir. Bu amaçla yapılan inşaatlarda derin kazı yapılması zorunlu hale gelmiştir.

Derin ve büyük inşaat çukurları temel zemini ve yeraltı suyunun denge durumlarını değiştirmekte ve mevcut komşu yapıları ve çevreyi önemli ölçüde etkilemektedir. Bu yüzden inşaat alanında geoteknik etütler yapılarak; zeminin özellikleri, komşu yapı ve mevcut sistemlerin durumu ve yerleşimi hakkında bilgi toplanmaktadır. Rijit iksa duvarları ve hesaplarda yükseltilmiş toprak basınç katsayıları alınarak kazı çevresindeki yapıların güvenliği sağlanmaktadır.

Temel çukurlarını destekleyen sistemlerin boyutlandırılması sisteme etkileyen yüklerin yani toprak basınçlarının, sanal toprak basınçları diyagramları yardımıyla belirlenmesi ile gerçekleştirilir. Bu yüklere göre sistem elemanlarına gelecek kesit tesirleri hesaplanır ve elemanlar bu tesirlere göre boyutlandırılır.

Değişik zemin türleri ve saha koşullarına göre uygulanabilecek birçok destekleme sistemi geliştirilmiştir. Derin kazı çukurlarının desteklenmesinde en çok kullanılan iksa sistemleri; kazıklı ve ankrajlı perdeler, betonarme perdeler, diyafram duvarlar ve palplanşlardır.

Derin kazıların tasarımının ana ilkesi inşa edilmesi düşünülen ve civarda mevcut bulunan her türlü yapının emniyetinin sağlanmasıdır. Bu esas amaca göre yapılacak ilk iş boyutları ve özellikleri belli olan yapının oturacağı alan ve çevresindeki zemin özelliklerinin geoteknik etüdlerle belirlenmesi, komşu yapı ve mevcut sistemlerin durumu ve yerleşimi hakkında mümkün olduğu kadar detaylı bilgilerin toplanması, toplanan bu bilgiler ışığında ekonomik faktörleri de göz önüne alarak amaca ve şartlara uygun bir destekleme sistemi seçebilmektir.

## 2. DESTEKLEME SİSTEMLERİ

Derin bir kazı programının başarıya ulaşması için detaylı bir geoteknik araştırma, uygun ve güvenli bir destekleme sistemi seçilmesi, işin mümkün olan en kısa sürede bitirilmesi gerekmektedir. Destekleme sisteminin seçilmesinden önce yapılması gereken araştırmalar aşağıda açıklanmıştır.

1. Kazı sahasında detaylı bir geoteknik araştırma yapılmalıdır. Yapılacak sondajlar uygun aralıkta seçilmeli ve kazı seviyesinin yeteri kadar altına inmelidir. Sondaj sonuçlarına göre kazı sahasının profillerini aksonometrik tarzda gösteren bir panel diyagram hazırlanmalıdır.

2. Ankrajlı destekleme sistemi uygulanması halinde ankraj köklerinin gelmesinin muhtemel olduğu bölgelerde eğer komşu yapılar da mevcutsa eğimli, değilse düşey sondajlar yapılarak zemin profili ve özellikleri belirlenmelidir. Kazı yapılacak alandaki zeminin özelliklerine ait daha önceden derlenmiş bilgiler mevcut değilse sondaj aralıklarınının 20 m 'den fazla olmaması tavsiye edilmektedir.
3. Zemin profilinde rastlanan tabakalara ait geoteknik parametreler arazi ve laboratuvar deneyleri ile belirlenmeli, eğer mümkünse ankraj köklerinin tespit edileceği yerlerde örselenmemiş numuneler alınmalıdır.
4. Kazı alanında varsa yeraltı suyunun seviyesi ve özellikleri, betona zararlı maddeler içerip içermediği araştırılmalı, inşaa süresince su pompajla çekilecekse debisi ve su taşıyan tabakalardaki basınçları belirlenmelidir.
5. Komşu yapıların taşıyıcı sistemleri, yaşları, temel derinlikleri, komşu yapılarda müsaade edilen oturmalar bu yapıların projeleri incelenerek ve yerinde yapılan tespitlerle belirlenmelidir. Ayrıca içme suyu, havagazı, elektrik, telefon ve kanalizasyon gibi şehir şebekelerinin yerleri ve derinlikleri tespit edilerek vaziyet planına işlenmelidir.
6. Temel çukurlunun boyutlarına ve uygulanacak inşaat hızına bağlı olarak kazı çukurunun açık kalacağı zaman ve mevsimler tahmin edilmelidir.
7. Destekleme sistemleri geçici ve sürekli maksatlarla tasarlanabilir. Geçici maksatlı alanlar sadece kazı ve temel inşaa süresince kazı duvarlarından gelecek basınçları karşılamak, sürekli olanlar ise yapının bir bölümünü oluşturmak üzere tasarlanırlar. 2 yıldan az süre yük taşıyacak sistemler genel olarak geçici maksatlı kabul edilirler.
8. Destekleme sistemine gelecek toprak basınçları, su basıncı, komşu yapılardan aktarılan yükler hesaplanmalıdır Bu yükler altında sisteme etkiyecek kesit tesirleri ile meydana gelebilecek yatay deformasyonlar ve dönmeler hesaplanmalıdır. Destekleme sistemine ait elemanların seçiminde şu hususlar dikkate alınmalıdır;
  - a) Destekleme elemanları burulmaya ve aşırı deformasyona uğramadan toprak basıncı, su basıncı ve sürşarj etkilerini güvenle taşımalıdır.
  - b) Yatay destekler mümkün olduğu kadar seyrek konularak inşaat makinalarınının temel çukuru içinde rahat çalışabilmesi sağlanmalıdır. Ankrajlı bir destekleme sistemi seçilmesi halinde yüksek kapasiteli seyrek ankraj yerine, düşük kapasiteli sık ankraj kullanılması yoluna gidilmelidir.
  - c) Zemin yüzeyinde oturmalar istenmiyorsa destekleme sistemi ankrajlarla geriye bağlanmalı ve ankrajlara öngerme uygulanmalıdır.

- d) Esas yapıya ait radye temeli ve bodrum katları yatay destek olarak kullanmanın mümkün olup olmadığı araştırılmalıdır

### **2.1. Dar ve Derin Kazıların Desteklenmesi**

Dar ve derin kazıların desteklenmesinde genellikle kazıdan önce kazı sınırlarına belirli aralıklarla çelik kazık ve çelik palplanş çakarak yapılmaktadır. Kazıklar çelik H veya I profillerinden oluşur. Düşey kazık ya da palplanşların çakımının tamamlanmasından sonra zemin kazısı belirli aralıklarda yatay destekler oluşturularak yapılır.

### **2.2. Kuyu Tipi Betonarme Perde Duvarlar**

Yeraltı su seviyesinin derinde olması ve zeminin kendini tutabilmesi halinde uygulanan bir yöntemdir. Kazı çevresinde çoğunlukla birer ara ile 2 x 2 m, 2 x 3 m veya 1,5 x 3 m boyutlarında iksalı kuyular açılmaktadır. Konsol çalışan perdelerde kuyu derinliği, kazı tabanının oldukça altına indirilmektedir. Kuyuların kazısının tamamlanmasından sonra, perde donatısı yerleştirilerek beton dökülmektedir.

### **2.3. Kademeli Kazı Yüzeylerinin Ankrajlı Yüzeylerinin Ankrajlı Betonarme Perdelerle Desteklenmesi**

Kazı şevlerinde desteklenmesinde kullanılan bu sistem yeraltı suyu bulunmayan 3 – 4 m kadar derinlikte kazıldığında kendini geçici de olsa bir süre tutabilen zeminlerde kullanılmaktadır.

### **2.4. Diyafram Duvarlar**

Derin kazıların önem kazandığı son yıllarda geoteknik mühendisliğinde geniş bir uygulama alanı bulan yöntemlerin en yaygınlarından biri diyafram duvarlardır. Bu tekniğin temeli zemin içerisinde kazı makinaları ile açılan dar, derin bir hendeğin kazı esnasında beton dökünülünceye kadar, özel bir bulamaçla desteklenmesi ve daha sonra beton dökülerek zemin içerisinde parça parça veya diyafram olarak düz bir duvar oluşturulmasına dayanır.

Derin kazılarda, perde kalınlığından ve donatıdan ekonomi sağlamak, yanıl deformasyonları sınırlayıp komşu binalarda istenmeyen hasarları önlemek ve genelde inşaatı ekonomik hale getirmek amacıyla diyafram perdenin ön germeli ankrajlarla zemine bağlanması uygun olmaktadır.

## **2.5. Kazıklı Perdeler**

Bu tip perdeler birbirini kesen, yan yana veya aralıklı imal edilen fore kazıklarla teşkil edilmektedir. Kendisini nispeten tutabilen zeminlerde ve yeraltı suyunun derinde olması durumunda kazık aralıkları kazık çapının üç katına kadar çıkabilmektedir. Eğer sızdırmazlık istenirse birbirini kesen kazıklar imal edilmektedir.

Genelde kazık çapları 10 cm. ile 200 cm. arasında değişmektedir. Kazı derinliğinin küçük, kazık çaplarının büyük olması halinde, kazıklı perde konsol çalışmakta ve sistemi oluşturan kazıklar uçlarından mütemadi bir kirişle bağlanmaktadır. Kazık çaplarının küçük, kazı derinliğinin büyük olması halinde veya destek sisteminin yatay deformasyon yapmasının istenmediği durumlarda kazıklı perde ankrajlarla geriye bağlanmaktadır.

## **2.6. Fore Kazık ve Ankrajlı İksalar**

Derin temel kazıları sırasında çevre yol ve yapılara zarar vermemek için, imal edilen kazı duvarları destekleme yöntemlerinden birisidir. Kazı derinliğine, zemin şartlarına ve sürşarj (çevresel) yüklerine bağlı olarak seçilen fore kazık + kuşak kirişi + ankraj grubundan oluşan bu iksa sistemleri, yüksek güvenlik gerektiren durumlarda tercih sebebi olmaktadır.

## **2.7. Enjeksiyon**

Enjeksiyon, zeminin kayma direncini arttırmak ve bu şekilde geçirimsizliği azaltmak için kaya yada zemin içine basınç altında bir sıvıyı yollama işlemidir.

## **2.8. Dondurma Yöntemi**

Derin bir kazının desteklenmesi problemiyle karşılaşıldığında geleneksel yöntemler dışında yapay olarak zemin dondurulması da son zamanlarda ilerleyen uygulama teknolojisi ile bir seçenek haline gelmiştir. Yapay olarak zemin dondurma tekniği özellikle desteksiz açılan kazı hendeği duvarlarında uygulama alanı bulmuştur. Bu tip kazılara genellikle yeraltı metro istasyonu ve tünel inşaatlarında ihtiyaç duyulmaktadır.

## **3. ÖRNEK ÇALIŞMA**

Denizli ilinde yapımı planlanan bir alışveriş merkezi inşaatı temel kazısının güvenli bir şekilde yapılabilmesi, çevre bina ve yollarda herhangi bir stabilite kaybı ve yapısal hasar oluşmaması için kazı yüzeylerinin uygun bir iksa sistemi ile desteklenmesi gerekmektedir.

Temel kazısı yapılacak sahada uygulanacak iksa sisteminin belirlenmesi amacıyla yerinde yapılan zemin etüt sondajları ve elde edilen veriler incelenmiştir.

İnceleme kapsamında, geoteknik etüd, seçilen iksa sisteminin geoteknik açıdan değerlendirmesi ve iksa sisteminin betonarme hesapları yer almaktadır. İnşaat sahasında Haziran 2006 tarihinde zemin profilinin ve özelliklerinin belirlenmesi amacıyla özel bir jeoloji firması tarafından boyları 10 – 25 m arasında değişen 13 adet toplam ~226 m uzunluğunda zemin etüt sondajı yapılmıştır. Sondajlar sırasında arazi deneyi olarak SPT yapılmış, sondajlardan alınan örselenmiş numuneler üzerinde de laboratuvar deneyleri yapılarak elde edilen verilere bağlı ön etüt raporu hazırlanmıştır.

Sondajlar incelendiğinde, sahada hakim zemin profilinin üstte Kumlu Çakıllı kontrolsüz DOLGU, daha aşağı seviyelerde ayrılmış siltli kumlu çakıl tabakalarından oluştuğu görülmektedir. Daha önce Pamukkale Üniversitesi Müh. Fakültesi tarafından aynı alanda yapılan zemin incelemesinde de zemin kumlu seviyeler içeren kötü derecelenmiş çakıl (GP) olarak tanımlanmıştır (Kumsar ve Gökğöz, 1997).

Tablo:1 : İksa hesapları için kabul edilen zemin parametreleri

No	Açıklama	Tabaka Kalınlığı (m)	B. Hacim Ağırlığı $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	İçsel Sür. Açısı $\phi^\circ$	Kohezyon c (t/m <sup>2</sup> )	Duvar Sür. Açısı $\delta^\circ$
1	Kontrolsüz DOLGU	2	17.0	30.0	0.0	20
2	Siltli Kumlu ÇAKIL	-	18.0	35.0	0.0	25

### 3.1. İksa sistemi

Hazırlanan iksa projesinde emniyet, uygulanabilirlik ve ekonomi kriterleri beraberce düşünülmüş ve iksa sisteminin özetle, düşey taşıyıcı elemanların öngermeli ankrajlarla desteklendiği bir sistemden oluşması uygun görülmüştür (Şekil 1). İksa projesinin hazırlanmasında geçici iksa tasarım kriteri esas alınmıştır. İksa projesinde kazı derinliği kota göre değişmekle maksimum 16.6 m derinliğinde ve kazık boyu 17.5 m dir.

Yanal toprak basıncının hesaplanmasında aktif toprak basıncı ve sukunetteki toprak basıncı katsayıları kullanılmıştır. 3 farklı kesit için çevre yapıların durumlarına bağlı olarak 3 farklı yük kabulü ve yanal toprak basıncı kabulü yapılmıştır.

Tablo 2: Yanal toprak basıncı katsayıları ve kesit hesaplarında kullanılan sürşarj yükleri

Kesit No	Yanal toprak basıncı Katsayısı	Sürşarj Yükü (kN/m <sup>2</sup> )
I-I kesiti	$(K_a + K_o)/2$	40
II –II kesiti	$K_a$	20
III-III kesiti	$(K_a + K_o)/2$	40

İksa projesinin tüm kesitlerinde düşey taşıyıcı eleman olarak  $\varnothing$  65 cm çaplı fore kazıklar kullanılmıştır. Planda 1.0 m ara ile yerleştirilmiştir. Fore kazıklar, farklı kesitlerde düşeyde 3, 4, ve 5 sıra öngermeli ankraj ile desteklenmiştir. Öngermeli ankrajlar, 0.6 inç çaplı 3 adet halat içerecek şekilde tasarlanmıştır. Ankraj yatay aralığı 1.0 – 1.5 m arasında değişmektedir. Ankraj halatının teknik özellikleri Tablo 3’ de verilmektedir. Bir ankrajın 50 ton yük taşıyacağı hesaplanmıştır. Kesit hesaplarına göre  $\varnothing$ 65 cm çaplı fore kazıklar üzerine etkiyen en büyük moment değeri 13.0 tm / m ( 127.5 kNm / m), en büyük kesme kuvveti değeri de 19.22 t/m (188.5 kN/m) dir. Öngermeli ankrajlara etkiyen en büyük yük değeri 46 t’ dur. Bu değer 3adet öngermeli halatı için ankraj halatı ve ankraj kökü taşıma kapasitesinin altındadır. İksa sistemi ile ilgili kesit çizimleri ve iksa detayları şekil 3 ve 4 de verilmiştir.



Şekil 1. Uygulamanın yapıldığı fore kazık ve ankraklı iksa sisteminin yapımı.



Tablo 3: Ankraj Halatı Teknik Özellikleri

Cinsi	Kesit Alanı	Kopma kuvveti	Emniyetli Taşıma Kapasitesi
Süper Tendon Düşük Gevşemeli	140 mm <sup>2</sup>	260 kN (26.5ton )	156 kN (16 ton)

Destekleme sisteminin tamamlanmasından sonra maksimum destekleme duvarı Şekil 2 de görülmektedir.



Şekil 2. Uygulamanın tamamlanmış halinin görünümü.

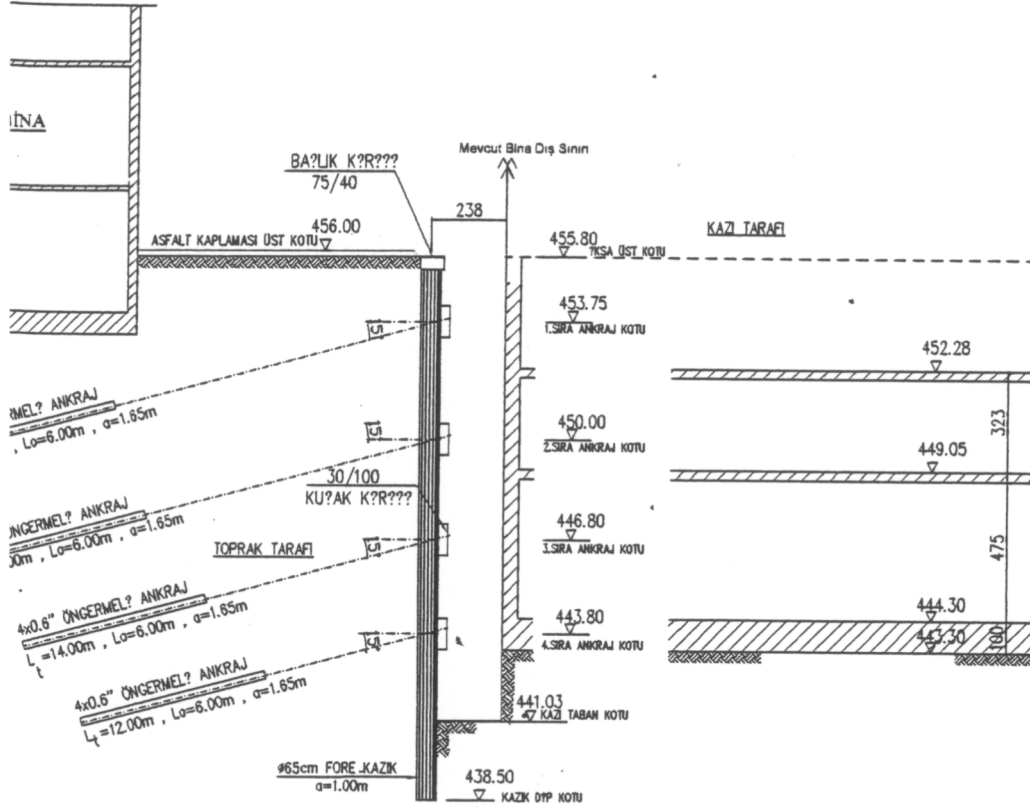
#### 4. SONUÇLAR

Derin kazılar ve destekleme sistemlerinin performansını etkileyen önemli faktörler , zemin Profili ( zemin cinsi, zemin permeabilitesi, kayma mukavemeti ), yeraltı suyu koşulları, destekleme yüzeyine gelecek yanal toprak basınçları, analiz ve dizayn sürecinin başarısı ve destekleme sisteminin seçimi, inşa metodu, inşa sırası, işçilik ya da inşa kalitesidir. Yukarıdaki faktörlerin derin kazılardaki rollerinin karmaşık olması, derin kazılar için destek sistemlerinin seçimini zorlaştırmaktadır. Derin kazı problemlerinin çözümünün ancak kazı sahasında detaylı bir geoteknik araştırma yapılması olduğu söylenebilir. Denizli’de inşa edilen derin kazı ve destekleme sisteminin detaylı geoteknik araştırma sonrası başarıyla uygulanmış ve ülke geoteknik bilgi birikimine katkı sağlamıştır.

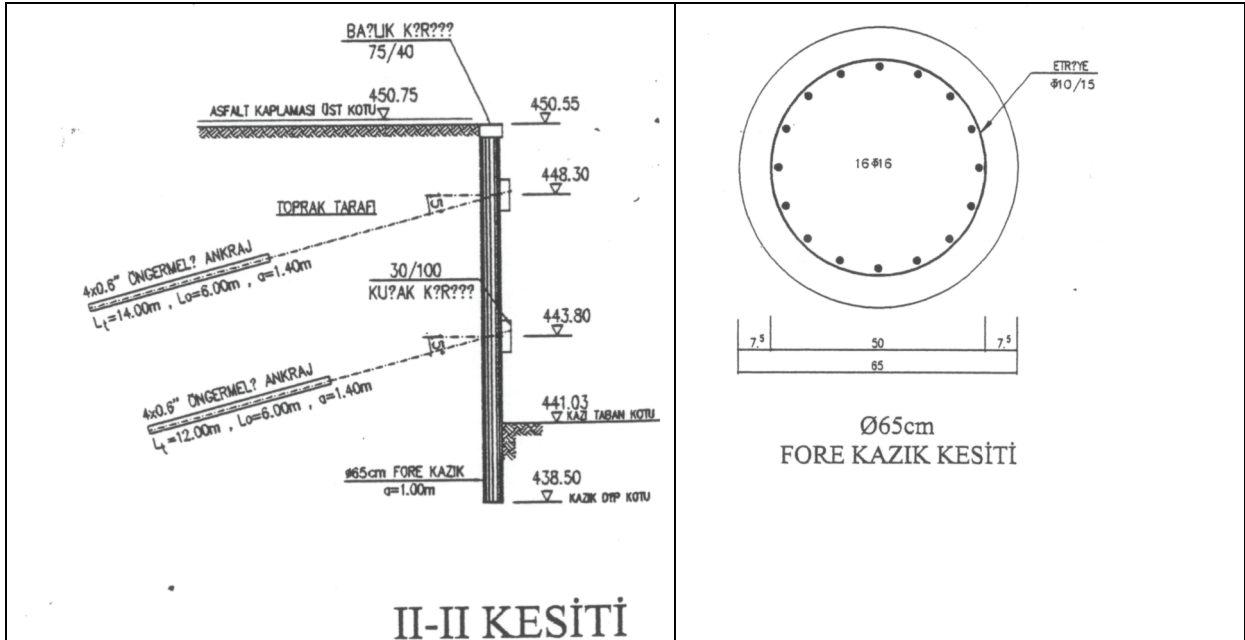


## KAYNAKLAR

- 1- APAYDIN B.S. , Derin Kazılar ve Destekleme Sistemleri, Yüksek Lisans Tezi, Anadolu Üniversitesi , Eskişehir / Türkiye, ( 2003)
2. DUMLU. M. , Derin Kazılar ve Destekleme Yöntemleri, Yüksek Lisans Tezi,İ.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü,İstanbul / Türkiye ( 1988 )
3. Kumsar, H., Gökgöz, A., Denizli Belediyesi Tarafından 1547 Nolu Parselde Yapıtırılacak “Demokrasi Meydanı Eğlence-Kültür ve Ticaret Merkezi” nin Oturacağı Zemine İlişkin Jeolojik etüt Raporu, PAÜ Müh. Fak Raporu. (1997)
4. Multi Turkmall Gayrimenkul Yatırım İnş. Ve Tic. A.Ş. Forum Çamlık Projesi, 1. Etap İksa Sistemi, Geoteknik ve Betonarme Hesap Raporu, Denizli (2006)
5. ŞENGÜL M.F. , Ankrajların Kayada Uygulanması, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. , Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul / Türkiye, ( 1988)
6. ÖZTÜRKÇİNE L. ,Palplanş Perdelerle İksa Yöntemleri, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. , Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul / Türkiye ( 1985 )
7. TANRIVERDİ M. , Zemine Ankastre Perde Duvarların Boyutlandırılması, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. , İstanbul / Türkiye, ( 1984 )
- 8.ÜNLÜKUŞ M.B. ,Diyafraam Duvarlar, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü , Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul / Türkiye,( 1985 )
9. YILMAZ Z. ,Çeşitli Toprak Basıncı Dağılımları İçin Ankrajlı Perde Hesabı, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul / Türkiye ,( 2001)



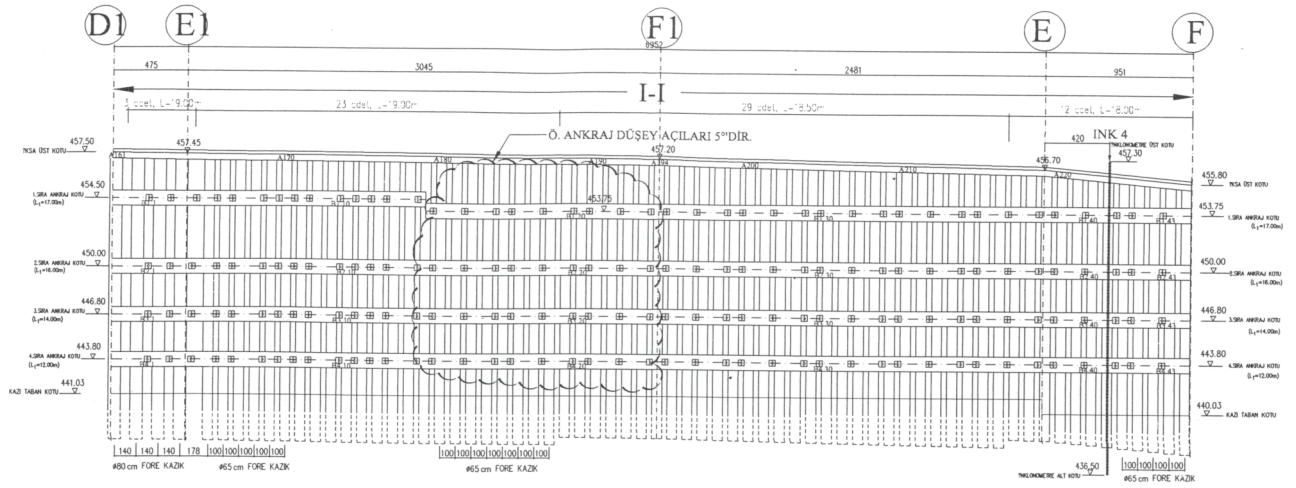
## I-I KESİTİ



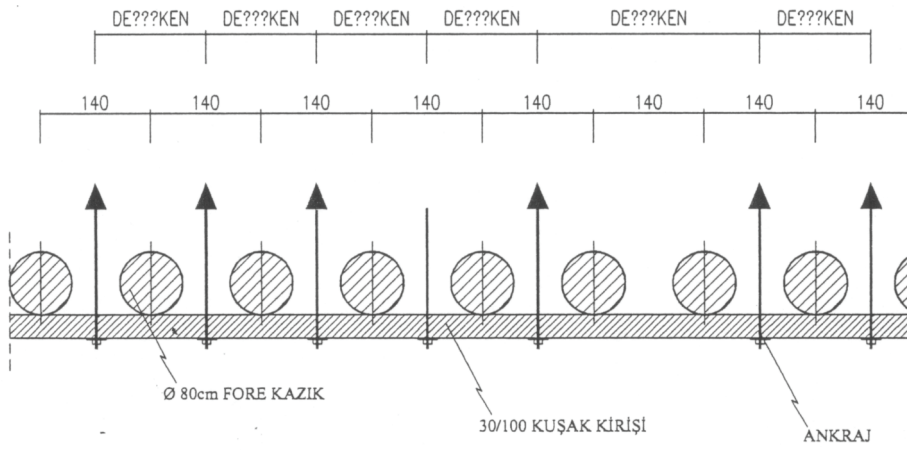
## II-II KESİTİ

Ø65cm  
FORE KAZIK KESİTİ

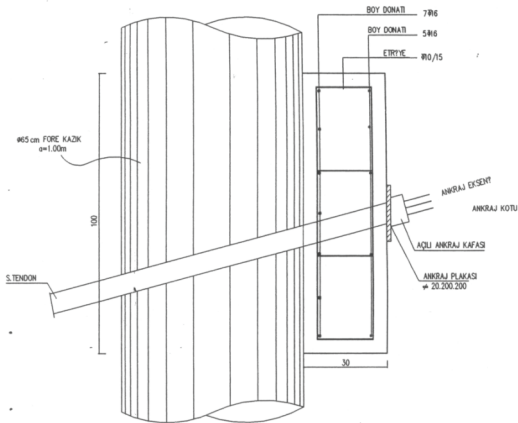
Şekil 3: Kazı kesitleri ve 65 cm çaplı fore kazık kesiti



D1 - F AKSLARI ARASI CEPHE GÖRÜNÜŞÜ



Ø80cm FORE KAZIKLI İKSA MODÜLASYON PLANI



30/100 KUŞAK KİRİŞİ DETAYI

Şekil 4: İksa ile ilgili detaylar

# THE BEARING CAPACITY ANALYSIS OF THE STRIP FOUNDATIONS ON THE LAYERED SOIL

Gizem MISIR, Erdal UNCUOĞLU, Mustafa LAMAN, Abdülazim YILDIZ

Çukurova University, Engineering and Architecture Faculty, Department of Civil Engineering, Adana  
E-Posta: [mlaman@cukurova.edu.tr](mailto:mlaman@cukurova.edu.tr)

## ABSTRACT

The bearing capacity formulas developed for estimating the ultimate bearing capacity of strip foundations give reasonable values especially in the case of uniform soil conditions. In the case of layered soil profile the same formulas are used for the predicting of the bearing capacity of strip foundations. But in this case the parametric expressions placed in the bearing capacity formula are modified using the approaches exist in the literature considering the stratification and foundation conditions. In this study, the bearing capacities of the strip foundations which are on the uniform soil strata and layered soil strata are analyzed using Plaxis. The results obtained from Plaxis and Terzaghi bearing capacity theory are compared.

## TABAKALI ZEMİNLERE OTURAN ŞERİT TEMELLERİN TAŞIMA GÜCÜ ANALİZİ

Gizem MISIR, Erdal UNCUOĞLU, Mustafa LAMAN, Abdülazim YILDIZ

Çukurova Üniversitesi, Müh.-Mim. Fak., İnşaat Müh. Bölümü, Adana  
E-Posta: [mlaman@cukurova.edu.tr](mailto:mlaman@cukurova.edu.tr)

## ÖZET

Yüzeysel temellerin taşıma gücü değerlerinin belirlenmesi amacı ile geliştirilmiş olan taşıma gücü formülleri özellikle tek tabakalı (üniform) zemin durumunda güvenli tarafta

kalan sonuçlar vermektedir. Zemin profilinin tabakalı olması durumunda yine aynı taşıma gücü teorileri kullanılmakta ancak kullanılan parametrik ifadeler tabakalaşma ve temel sisteminin durumuna göre literatürde önerilmiş olan yaklaşımlar ile modifiye edilmektedir. Bu çalışmada tek tabakalı ve iki tabakalı zemin profilleri üzerinde yer alan şerit temellerin taşıma gücü, sonlu elemanlar yöntemine dayalı analiz yapan Plaxis bilgisayar programı ile analiz edilmiş ve elde edilen sonuçlar Terzaghi taşıma gücü teorisinden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

## AMAÇ

Literatürde mevcut olan taşıma gücü teorileri, üniform zemin profili üzerinde yer alan yüzeysel temellerin taşıma gücü değerleri için güvenli tarafta kalan mantıklı sonuçlar üretmektedir. Aynı teorik yaklaşımların tabakalı zemin profilleri üzerinde yer alan yüzeysel temellerin taşıma gücü değerlerini de aynı güvenilirlikte olarak tahmin edip edemedikleri bu çalışma kapsamında incelenmektedir. Bu amaçla üniform ve tabakalı zemin durumunda şerit temellerin taşıma gücü Plaxis ile analiz edilerek elde edilen sonuçlar Terzaghi taşıma gücü teorisi ile elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmaktadır.

## 1. GİRİŞ

Zeminle üst yapı arasındaki bağlantıyı sağlayan taşıyıcı eleman temel adıyla tanımlanır. Bir yapı taşıyıcı sistemi en genel halde üst yapı, temel ve zemin bileşiminden oluşur. Temel, yapı yüklerini ve yükün dağılımını altta bu yükü taşıyacak zeminin taşıyabileceği şekle dönüştürerek aktaran bir sistemdir. Bu niteliği ile de hem yapıdan hem de zeminden etkilenir. Buna göre, temel tasarımı bir yapı-zemin etkileşimi problemi (1).

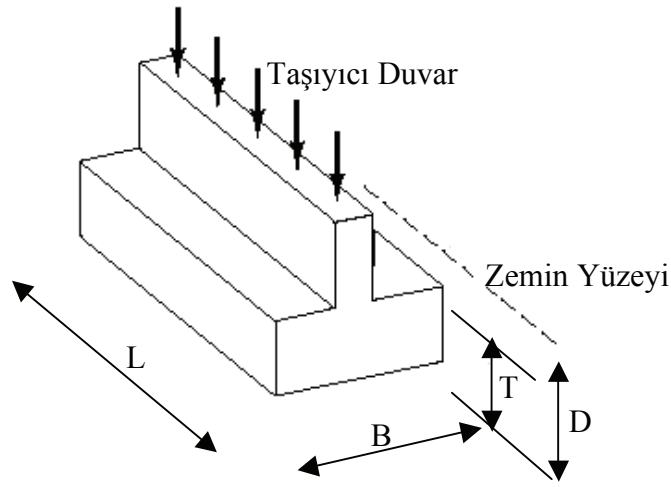
Temeller iki ana gruba ayrılırlar:

Yüzeysel temeller

Derin temeller

Yüzeysel temeller yapısal yükleri yüzeye yakın zeminlere ileten temellerdir. Bunlar, tekil temelleri ve radye temelleri kapsarlar. Bir tekil temel, uygulanan yapısal yükleri bir kolon veya taşıyıcı duvar altında yeteri kadar geniş bir zemin alanı üzerine yaymak üzere yapılan genişletmedir. Her kolon ve her taşıyıcı duvarın tipik olarak kendi tekil temeli bulunmaktadır (2). Tekil temeller her şeyden önce düşük maliyetleri ve kolay imalatları nedeni ile kullanılan en yaygın temel tipleridir. Genellikle orta ve iyi derecedeki zemin koşullarında küçük ve orta boyuttaki yapı yükleri altında kullanılırlar (2, 3).

Şekil 1' de görülen yüzeysel temel B genişliğine ve L uzunluğuna sahiptir. Zemin yüzeyinden itibaren temelin gömülü derinliği ya da başka bir ifade ile temel derinliği D ile gösterilmiştir. Teorik olarak, B/L oranı sifıra eşit olduğunda (ki bunun anlamı temel uzunluğu L' nin sonsuz uzunlukta olmasıdır) temeli destekleyen zemin kütleğinde düzlem deformasyon durumunun var olduğu kabul edilir. Pratik uygulamaların çoğunluğunda;  $B/L \leq 1/5$  ya da  $1/6$  olduğunda da düzlem deformasyon teorisinin oldukça iyi sonuçlar verdiği gözlenmiştir. Terzaghi,  $D/B \leq 1$  olan temelleri sığ temeller olarak tanımlamıştır. Terzaghi' den sonra yürütülmüş olan araştırmalar sonucunda  $D/B \leq 3$  ya da 4 olduğu durumlarda da temellerin yüzeysel temeller olarak kabul edilebilecekleri vurgulanmıştır (4).



Şekil 1. Şerit Temel

Şerit temeller taşıyıcı duvar veya eşit birçok kolon yükünü taşıyan temellerdir. Bu tip temellerde temel uzunluğu L, temel genişliği B'ye göre oldukça büyük olup temelin sonsuz uzunlukta olduğu kabul edilir. Bu tip temellerde hesaplamalar sonlu boyuttaki temellerden farklı biçimde yürütülür.

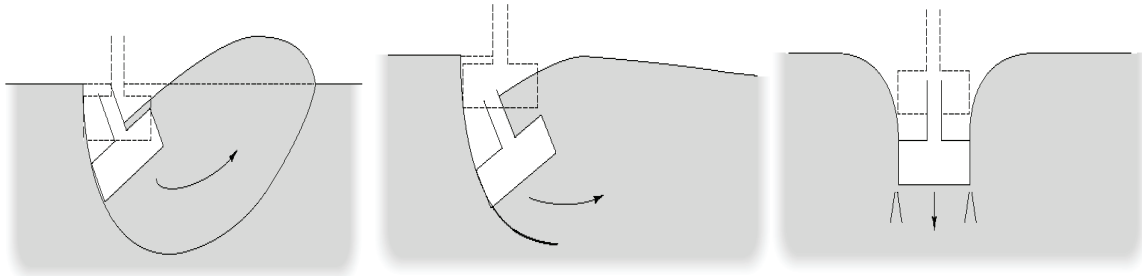
Temel, üst yapı yüklerini taşıyıcı zemin tabakalarına aktarırken zeminde aşırı gerilmeye sebep olmamalıdır. Bu sebeple emniyetli temel tasarımında uygun bir güvenlik sayısı uygulanmalıdır. Kullanılan güvenlik sayısı, temel zemininin kayma göçmesine ve aşırı oturmalara karşı yeterli derecede güvenliğini sağlamalıdır. Zeminin kayma göçmesine karşı ulaşabileceği en büyük mukavemet değeri nihai taşıma gücü olarak adlandırılan  $q_u$  değeridir. Emniyetli taşıma gücü değeri  $q_a$  ise  $q_u$  değerinin güvenlik sayısı ile bölünmesi sonucu elde edilir. Nihai taşıma gücü hesabı taşıma gücü göçme (yenilme) mekanizması ve bu göçme durumuna ulaştıran statik denge hesabı yapılarak bulunur. Tüm statik denge problemlerinde

olduğu gibi göçme mekanizmasının tanımlanmasının ardından bu mekanizmaya etki eden, göçüren kuvvetlere (gerilmeler) karşı, karşı koyan kuvvetler (gerilmeler) tanımlanır. Bu kuvvetlerin karşılıklı tam dengesi göçmeyi gösterir. Göçmeye karşı koyan kuvvetleri oluşturan zeminin kayma mukavemeti parametreleridir (1).

## 2. YÜZEYSEL TEMELLER İÇİN TAŞIMA GÜCÜ

Yüzeysel temelerde taşıma gücünü analiz ederken yük, temel boyutları ve zemin özellikleri arasındaki ilişkinin iyi bilinmesi gereklidir. Araştırmacılar sayılan bu faktörler arasındaki ilişkileri tam ölçekli arazi yükleme deneyleri, laboratuvar model yükleme deneyleri, sınır denge analizleri ve sonlu elemanlar yöntemine dayalı sayısal analizler ile incelemiştir.

Sınır denge analizleri, yüzeysel temellerin taşıma güçlerinin değerlendirilmesinde en yaygın kullanılan yöntemdir. Bu analizler, Şekil 2. a, b ve c' de gösterilen farklı tipteki göçme yüzeylerinden biri şeklinde gerçekleşecek olan göçme yüzeyinin tanımlanması ve daha sonra da bu göçme yüzeyi boyunca kaydırmaya çalışan kuvvetler ile kaydıran kuvvetlerin değerlendirilerek bunların dengelenmesi esasına dayalı olarak çözüm yapar. Sınır denge analizleri çoğunlukla model deneylerden elde edilen deneysel faktörleri içerir (2).

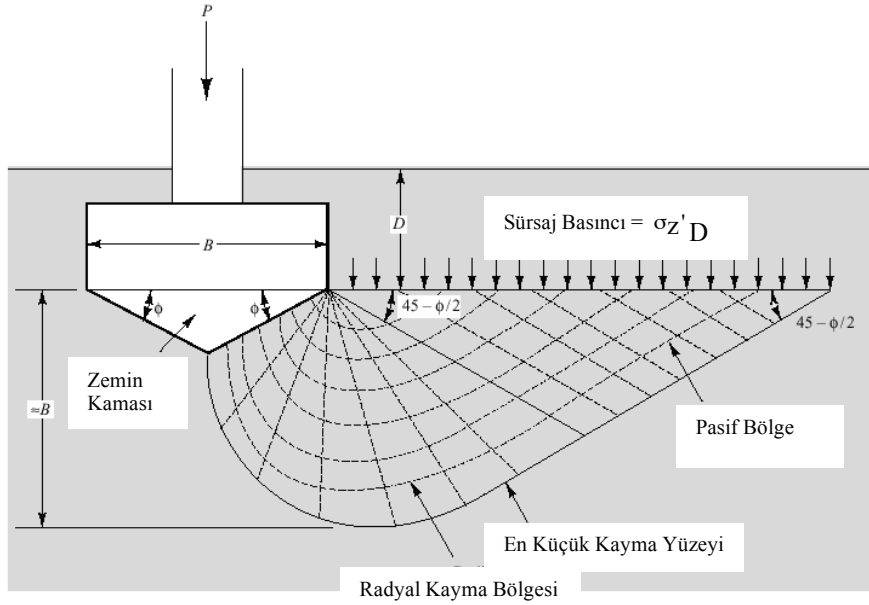


Şekil 2.a. Genel Kayma Göçmesi, b. Yerel (Kısmi) Kayma Göçmesi  
c. Zımbalama Kayma Göçmesi (Coduto, 2001)

### 2.1. Terzaghi Taşıma Gücü Teorisi

Terzaghi' nin geliştirmiş olduğu taşıma gücü teorisi basit olması, kolay anlaşılır olması ve el ile yapılan hesaplamalar için uygun olması nedeniyle günümüzde en çok kullanılan taşıma gücü teorisidir. Terzaghi, teorisini sürekli temeller için geliştirmiştir. İki boyutlu durum olması nedeni ile en basit hal budur. Daha sonra model deneylerden elde etmiş olduğu

deneysel katsayılar ile teorisini kare ve dairesel temeller için de genişletmiştir. Terzaghi taşıma gücü teorisinde genel kayma göçmesi dikkate alınmaktadır.



Şekil 3. Terzaghi Taşıma Gücü Formülü İçin Göçme Yüzeyinin Geometrisi (Coduto, 2001)

Sürekli bir temel için taşıma gücü formülü aşağıda verildiği gibidir;

$$q_u = c' N_c + \sigma'_{zD} N_q + 0.5 \gamma' B N_\gamma \quad (1)$$

$q_u$  : nihai taşıma gücü değeri,

$c$  : temel altındaki zeminin efektif kohezyon değeri,

$\phi'$  : temel altındaki zeminin efektif içsel sürtünme açısı değeri,

$\sigma'_{zD}$  : zemin yüzeyinden itibaren D derinliğindeki düşey efektif gerilme,

$\gamma'$  : zeminin efektif birim hacim ağırlığı,

$D$  : zemin yüzeyinden itibaren temel derinliği,

$B$  : temelin genişliği,

$N_c, N_q, N_\gamma$  : içsel sürtünme açısına bağlı Terzaghi taşıma gücü faktörleri.

Terzaghi taşıma gücü denklemi kare ve dairesel temeller için de aşağıda verildiği gibidir;

$$q_u = 1.3 c' N_c + \sigma'_{zD} N_q + 0.4 \gamma' B N_\gamma \quad (\text{Kare temeller için}) \quad (2)$$

$$q_u = 1.3 c' N_c + \sigma'_{zD} N_q + 0.3 \gamma' B N_\gamma \quad (\text{Dairesel temeller için}) \quad (3)$$

## 2.2. Tabakalı Zeminler Üzerinde Yer Alan Temeller İçin Taşıma Gücü Hesabı

Temellerin üniform olmayan ( $c$ ,  $\phi$  ve  $\gamma$ 'nın derinlik boyunca sabit olmadığı) zemin tabakaları üzerinde yer alması durumunda nihai taşıma güçlerinin nasıl hesaplanacağını analiz edilmesi gerekmektedir.  $d_1$  temel tabanından itibaren üstteki tabakanın kalınlığı,  $H$  temel tabanından itibaren göçme yüzeyinin derinliği ve  $B'$ 'de sürekli temelin genişliği olmak



üzere, tabakalı zemin durumunda nihai basınç değerinde meydana gelecek göçme tipi ve kayma yüzeyinin nasıl olacağı  $d_1$ ,  $H$  ve  $B$  arasındaki ilişkilere dayandırılarak nihai taşıma gücü  $q_u$ 'nun değeri modifiye edilir. Tabakalı zeminler üzerinde yer alan temeller için üç genel durum vardır (5, 4, 2).

- 1) Kil zeminler üzerinde yer alan temeller ( $\phi = 0$ )
  - a) Üstteki tabaka alttaki tabakadan zayıftır ( $c_1 < c_2$ )
  - b) Üstteki tabaka alttaki tabakadan sağlamdır ( $c_1 > c_2$ )
- 2)  $\phi$ -c tabakalı zeminler üzerinde yer alan temeller
  - a) Üstteki tabaka alttaki tabakadan zayıftır
  - b) Üstteki tabaka alttaki tabakadan sağlamdır
- 3) Kum ve kil zeminden oluşan tabakalı zeminler üzerinde yer alan temeller
  - a) Kil zemin tabakası üzerinde kum zemin tabakası olması
  - b) Kum zemin tabakası üzerinde kil zemin tabakası olması

Pratikte iki ya da üç tabakalı kohezyonlu zemin durumu çok karşılaşılan bir durum değildir. Yaygın olarak kil tabakası üzerinde yer alan kum tabakası ya da kum tabakası üzerinde yer alan kil tabakası şeklindeki tabakalı zemin profilleri ile karşılaşılmaktadır. Üstte yer alan tabakanın altta yer alan tabakaya göre sağlam veya zayıf olması, tabakaların kalınlıklarının birbirlerine göre büyüklükleri gibi faktörler göçme yüzeyinin her iki tabakayı da etkileyip etkilemediğini ve ne tip bir göçme gözlenebileceğini belirleyen faktörlerdir.

Bu konuda literatürde mevcut olan çeşitli yaklaşımlar bulunmaktadır.

- Temel tabanı ve tabandan aşağı bir  $B$  derinliği arasındaki bölgede en düşük değerdeki  $c$ ,  $\phi$  ve  $\gamma$  değerlerini kullanarak taşıma gücü değerlendirilir. Bu bölge taşıma gücü yenilmelerinin meydana geldiği bölgedir ve bu nedenle zemin parametrelerini kullanmamız gereken tek bölgedir. Kaymanın bir kısmı daha sağlam tabakalarda meydana geldiği için bu yöntem güvenli tarafta kalmaktadır.
- Temel tabanı ve tabandan aşağı bir  $B$  derinliği arasındaki bölgede her bir tabakanın göreceli kalınlıklarına bağlı olarak  $c$ ,  $\phi$  ve  $\gamma$  nın ağırlıklı ortalama değerlerinin bulunması ve bulunan bu değerlere göre taşıma gücünün hesaplanması.

- Temel altında bir seri göçme yüzeyi göz önüne alınır ve şev stabilitesi analizlerinde kullanılan yöntemlere benzer yöntemler kullanılarak her bir yüzey üzerindeki gerilmeler değerlendirilir. En düşük  $q_u$  değerine sahip yüzey kritik göçme yüzeyi olarak kabul edilir.
- Purushothamaraj ve ark. (1974);  $c - \phi$  zemin durumundaki iki tabakalı zeminler için bir çözüm yolu önermişlerdir. Bu yönteme göre; ilk olarak, üstte yer alan zemin tabakasına ait  $\phi$  değeri  $H = 0.5 B \tan(45 + \phi/2)$  ifadesinde kullanılarak efektif kayma yüzeyi derinliği hesaplanır. Eğer elde edilen  $H$  değeri  $d_1$  kalınlığından büyükse bu durumda, göçme yüzeyi altta yer alan tabaka içerisinde geçeceği için modifiye edilmiş olan  $c$  ve  $\phi$  değerleri bulunarak istenilen bir taşıma gücü formülünde yerine konur ve  $q_u$  değeri hesaplanır. Modifiye  $c$  ve  $\phi$  değerleri  $\phi = ((d_1\phi_1) + (H-d_1)\phi_2)/H$  ve  $c = ((d_1c_1) + (H-d_1)c_2)/H$  ifadeleri yardımı ile bulunabilir.
- Kil üzerinde kum tabakası ya da kum üzerinde kil tabakasının yer aldığı durumlarda ilk olarak  $H$  derinliği hesaplanarak göçme yüzeyinin altta yer alan tabaka içerisinde geçip geçmediği kontrol edilir. Eğer  $H > d_1$  durumu söz konusu ise bu durumda belirtilen yol izlenir. İstenilen taşıma gücü formülü kullanılarak  $q_u$  değeri üstte yer alan zemine ait parametreler yardımı ile hesaplanır. Daha sonra altta yer alan tabakanın parametreleri kullanılarak bu zemin tabakasına ait taşıma gücü değeri ( $q_u''$ ) belirlenir. Zımbalama kayma göçmesi oluşacağı düşünülerek zımbalama etkisinin taşıma gücüne olacak katkısının değeri bulunur. Son olarak üstteki zemin tabakasına ait parametreler yardımı ile hesaplanan  $q_u$  değeri, altta yer alan tabaka için hesaplanan  $q_u''$  değeri ve zımbalamanın taşıma gücüne olan katkısının toplanması sonucu elde edilen değer ile karşılaştırılarak küçük olan  $q_u$  değeri seçilir.
- Meyerhof ve Hanna (1978); zayıf zemin tabakası üzerinde sağlam zemin tabakasının ve sağlam zemin tabakası üzerinde zayıf zemin tabakasının olduğu durumlardaki  $c-\phi$  tabakalı zemin koşulları için nihai taşıma gücünün tahmin edilmesine yönelik bir teori geliştirmişlerdir. Teoride;  $q_u$  değerinde meydana gelecek olan göçmenin tipi ve kayma yüzeyinin nasıl oluşacağı  $d_1$  ve  $B$  arasındaki ilişkiye dayandırılmıştır. Sağlam zemin tabakasının zayıf zemin tabakası üzerinde yer aldığı durum için aşağıdaki taşıma gücü formülü önerilmiştir.

$$q_u = q_b + \frac{2C_a d_1}{B} + \gamma_1 d_1^2 \left( 1 + \frac{2D}{d_1} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 d_1 \leq q_t \quad (4)$$

$q_b$ ; alttaki zayıf tabakanın nihai taşıma gücü değeridir. Aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$q_b = q_2 = c_2 Nc(2) + \gamma_1 (D + d_1) Nq(2) + 0.5\gamma_2 BN\gamma(2) \quad (5)$$

$K_s$ ; zımbalama kesme katsayısıdır.  $q_2 / q_1$  oranının bir fonksiyonudur.

$C_a$ ; adhezyon kuvvetidir.

$q_t$ ; üstteki sağlam zemin tabakasının taşıma gücüdür. Aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$q_t = q_1 = c_1 Nc(1) + \gamma_1 DNq(1) + 0.5\gamma_1 BN\gamma(1) \quad (6)$$

- Sağlam bir zemin tabakası üzerinde zayıf bir zemin tabakasının yer alması durumunda nihai taşıma gücünün değeri Meyerhof (1974), Meyerhof ve Hanna (1978) tarafından önerilen yarı deneysel ilişki kullanılarak belirlenebilir.

$$q_u = q_t + (q_b - q_t) \left(1 - \frac{d_1}{D_s}\right)^2 \geq q_t \quad (7)$$

$D_s$ ; temel altındaki göçme yüzeyinin üstteki zayıf zemin tabakası içindeki derinliğidir.  $D_s/B$  oranının büyüklüğü gevşek kum ve kil zeminler için 1'den sıkı kum zeminler için 2'ye kadar değişmektedir.

### 3. TABAKALI ZEMİN PROBLEMİ ÖRNEĞİ

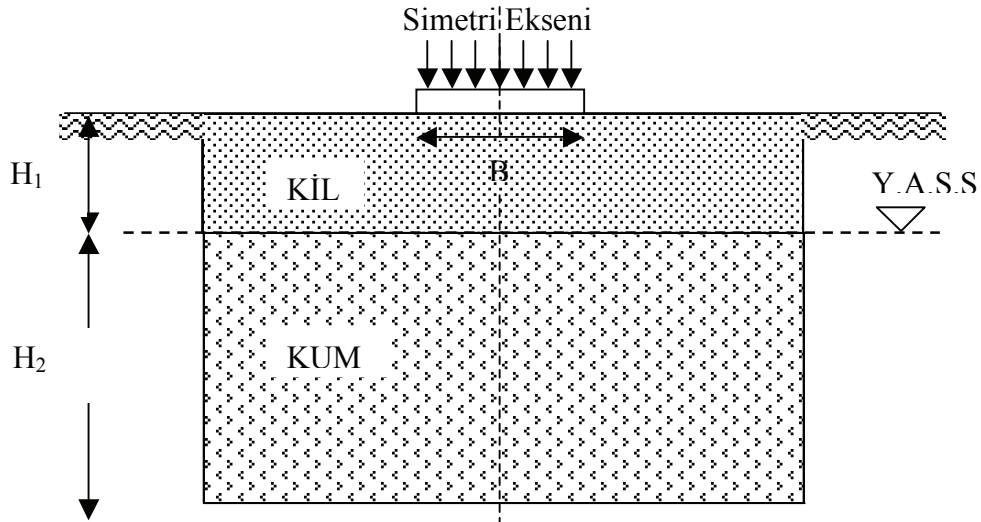
Yapılan çalışmada, tek tabakalı (üniform) ve iki tabakalı zemin profilleri üzerinde yer alan şerit temellerin taşıma gücü kapasiteleri teorik yöntemler ve sonlu elemanlar yöntemine dayalı analiz yapan Plaxis bilgisayar programı kullanılarak araştırılmıştır. Çalışma kapsamında, aşağıda sıralanmış olan dört farklı zemin profili üzerinde yer alan şerit temellerin taşıma gücü analiz edilmiştir.

1. Sadece sıkı kum zemin durumu (K1),
2. Sadece yumuşak kil zemin durumu (K2),
3. Üstte  $H_1$  kalınlığında yumuşak kil zemin altta  $H_2$  kalınlığında sıkı kum zemin olması durumu (K3),
4. Üstte  $H_1$  kalınlığında sıkı kum zemin altta  $H_2$  kalınlığında yumuşak kil zemin olması durumu (K4).

Analizi yapılan kombinasyonların her birinde yer altı su seviyesi (Y.A.S.S.) 2m derinliktedir. Üstte yer alan zemin tabakasının kalınlığı  $H_1 = 2m$  ve altta yer alan zemin tabakasının kalınlığı da  $H_2 = 4m$  dir. Şerit temelin genişliği  $B = 3m$  olarak alınmıştır. Kullanılan kombinasyonlardan K3'e ait zemin profili Şekil 4' de gösterilmiştir.

#### 4. SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

Mühendislik problemlerinin çözümünde, diferansiyel denklem takımlarıyla tanımlanabilen fiziksel problemleri cebrik denklem takımlarına dönüştürerek çözen Sonlu Elemanlar Yöntemi son yıllarda yaygın bir sayısal analiz yöntemi olarak kullanılmaktadır. PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis), geoteknik mühendisliğindeki deformasyon ve stabilite problemlerinin sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilebilmesi için tasarlanmış bir bilgisayar yazılımıdır. Bu çalışmada, PLAXIS 8.2 versiyonu kullanılmıştır.



Şekil 4. Örnek Problem Geometrisi

Analizler, 2 boyutlu olarak düzlem deformasyon geometri koşullarında yapılmıştır. Yazılımda, malzemenin gerilme-deformasyon davranışı lineer olmayan çözüm teknikleri ile modellenmektedir. Analizlerde kil zemin için Mohr Coulomb (MC) zemin modeli, kum zemin için ise Hardening Soil-Pekleşen Zemin (HS) Modeli kullanılmıştır. MC ve HS zemin modellerine ait parametreler ve bu parametrelerin analizlerde kullanılan değerleri Tablo 1 ve Tablo 2' de sunulmuştur. Analizlerde kil zemin drenajsız koşullar altında tanımlanmıştır. Sonlu eleman analizlerinde, seçilen ağ sıklığı hem sonuçların doğruluğunun artırılabilmesi hem de hesaplama yükünün dengelenebilmesi açısından son derece önemlidir. Bu nedenle ele alınan problem farklı ağ sıklıklarında analiz edilerek en uygun ağ yapısının ne olduğu irdelenmiştir.

Sonuçta medium olarak adlandırılan orta-sıkı ağ yoğunluğunun problem için en uygun ağ yapısı olduğuna karar verilmiştir. Problem geometrisi tek tabakalı durumda 217 adet, iki tabakalı durumda ise 231 adet sonlu eleman kullanılarak analiz edilmiştir. Problemlerin analizi, staged construction olarak adlandırılan kademeli inşa modunda 3000 kN değerindeki yükleme değerinde gerçekleştirilmiştir.

Tablo 1. Sayısal analizlerde kullanılan Mohr Coulomb Modeli parametreleri

<b>Mohr Coulomb Modeli</b>			
Doğal birim hacim ağırlığı	$\gamma_n$	kN/m <sup>3</sup>	17
Doygun birim hacim ağırlığı	$\gamma_d$	kN/m <sup>3</sup>	18
Üç eksenli yükleme rijitliği	$E_{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	5000
Poisson Oranı	$\nu$	-	0.20
Kohezyon	$c$	kN/m <sup>2</sup>	50
Kayma mukavemet açısı	$\phi$	(°)	0
Dilatasyon açısı	$\psi$	(°)	0
Toprak basıncı katsayısı	$K_0$	-	1

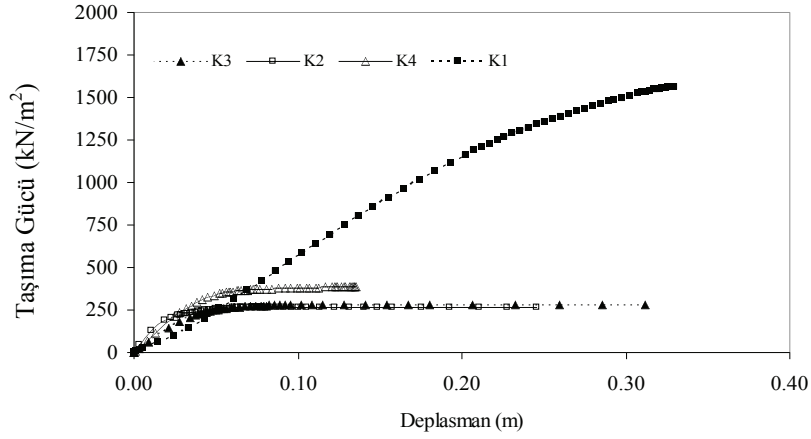
Tablo 2. Sayısal analizlerde kullanılan Pekleşme Zemin Modeli parametreleri

<b>Pekleşme Zemin Modeli</b>			
<b>Parametre Adı</b>	<b>Simge</b>	<b>Birim</b>	<b>Değeri</b>
Doğal birim hacim ağırlığı	$\gamma_n$	kN/m <sup>3</sup>	17.1
Doygun birim hacim ağırlığı	$\gamma_d$	kN/m <sup>3</sup>	18
Üç eksenli yükleme rijitliği	$E_{ref}=E_{50}$	kN/m <sup>2</sup>	28000
Odometre yükleme rijitliği	$E_{oed}$	kN/m <sup>2</sup>	28000
Üç eksenli boşaltma-tekrar yükleme rijitliği	$E_{ur}$	kN/m <sup>2</sup>	72500
Kohezyon	$c$	kN/m <sup>2</sup>	0.3
İçsel sürtünme açısı	$\phi$	(°)	41
Dilatasyon açısı	$\psi$	(°)	11
Toprak basıncı katsayısı	$K_0$	-	0.344

## 5. UYGULAMA

Tek tabakalı zemin profili durumunda; 6m kalınlığındaki bir kil tabakası ve 6m kalınlığındaki bir kum tabakası üzerinde yer alan şerit temellerin taşıma gücü, Plaxis'te ayrı ayrı modellenmiş ve elde edilen sonuçlar Terzaghi taşıma gücü formülü kullanılarak elde edilen nihai taşıma gücü değerleri ile karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçların uyum içerisinde olduğu görülmüştür. Sonuçta; Plaxis ile yapılan sayısal analizlerde üniform kil tabakası durumunda Terzaghi taşıma gücü değerinden %6, üniform kum tabakası durumunda ise %15 daha küçük değerler elde edilmiştir. Zemin profilinin tabakalı olduğu durumlar da, üstte 2m kil altta 4m kum tabakası ve üstte 2m kum altta 4m kil tabakası olması durumları, Plaxis'te modellenmiş ve elde edilen analiz sonuçları Terzaghi taşıma gücü formülünden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Terzaghi taşıma gücü formülü için  $c$ ,  $\phi$  ve  $\gamma$  değerleri, temel tabanı ve tabandan aşağı bir B derinliği arasındaki bölgede her bir tabakanın göreceli kalınlıklarına bağlı olarak  $c$ ,  $\phi$  ve  $\gamma$  nın ağırlıklı ortalama değerlerinin bulunması yolu ile tanımlanmıştır. Terzaghi taşıma gücü formülünde kullanılacak olan taşıma gücü katsayıları  $N_c$ ,  $N_q$  ve  $N_\gamma$ ' nin değerleri  $\phi$ ' nin ağırlıklı ortalama değerine göre belirlenmiştir. Elde edilen değerlerin formülde yerine konması ile taşıma gücü değerleri hesaplanmıştır. Sonuçta; Plaxis ile yapılan sayısal analizlerde kil tabakasının üstte yer aldığı durumda Terzaghi taşıma gücü değerinden %39, kum tabakasının üstte olduğu durumda ise %52 daha küçük değerler elde edilmiştir.

Elde edilen sonuçlarda, Terzaghi değerleri Plaxis değerlerine göre oldukça büyük çıkmaktadır. Tek tabakalı zemin durumunda elde edilen sonuçlar da göz önüne alındığında belirtilen tabakalı zeminler için kullanılmış olan teorik yaklaşımın çok güvenilir olmadığı görülmektedir. Ayrıca, bu sonuç nonlineer gerilme deformasyon ilişkisi yaklaşımının, doğrusal yaklaşıma göre daha gerçekçi olduğunu da ifade etmektedir. Plaxis analizleri sonucu elde edilen oturmalar ve taşıma gücü değerleri karşılaştırmalı olarak Tablo 3'te ve Şekil 5'de görülmektedir.



Şekil 5. Elde edilen yük deplasman eğrileri

Tablo 3. Plaxis analiz sonuçlarının Terzaghi taşıma gücü değerleri ile karşılaştırılması

Kombinasyon	Plaxis Deplasman Değeri ( $10^{-3}$ m)	Plaxis Taşıma Gücü (kN/m <sup>2</sup> )	Terzaghi Taşıma Gücü (kN/m <sup>2</sup> )	Mutlak Yüzde Fark (%)
K1	359	1560	1846	15
K2	252	267	285	6
K3	311	273	455	40
K4	147	384	807	52

## 6. SONUÇLAR

Elde edilen sonuçlardan tek tabakalı durumda Terzaghi değerleri ile Plaxis değerlerinin uyum içerisinde olduğu görülmüştür. İki tabakalı zemin profili durumunda ise pratikte önerilen ve en çok kullanılan yaklaşımların Plaxis sonuçları ile uyum içerisinde olmayıp %50 mertebelerine varan farklılıklar elde edilmiş ve Terzaghi sonuçları oldukça büyük çıkmıştır. Bu durumda tabakalı zeminler için kullanılan teorik yaklaşımın güvenilir olmadığı düşünülmektedir. Ayrıca bu sonuç nonlineer gerilme deformasyon ilişkisi yaklaşımının, doğrusal yaklaşıma göre daha gerçekçi olduğunu da ifade etmektedir.

## 7. KAYNAKLAR

1. Çinicioğlu, S.F., Zeminlerde Statik ve Dinamik Yükler Altında Taşıma Gücü Anlayışı ve Hesabı, Seminer-İMO İstanbul, 2005, 25 sayfa.

2. Coduto, D.P., Temel Tasarımı İlkeler ve Uygulamalar (Çevirenler: Murat Mollamahmutoğlu, Kamil Kayabalı), Gazi Kitabevi, 2005, 816 sayfa.  
Önalp, A., Sert, S., Geoteknik Bilgisi III – Bina Temelleri, Birsen yayınevi, 2006, 375 sayfa.
4. Das, B.M., Shallow Foundations – Bearing Capacity and Settlement, CRC Press, 1999, 366 p.
5. Bowles, J.E., Foundation Analysis and Design, 4<sup>th</sup> edition, Mc Graw-Hill International Editions, 1988, 1004 p.

## İSTİNAT DUVARLARININ EXCEL VBA İLE ÇÖZÜMÜ

<b>Devrim ALKAYA</b>	<b>İbrahim ÇOBANOĞLU</b>	<b>Fatih DİKBAŞ</b>
<b>Pamukkale Üniversitesi</b>	<b>Pamukkale Üniversitesi</b>	<b>Pamukkale Üniversitesi</b>
<b>İnşaat Mühendisliği Bölümü</b>	<b>Jeoloji Mühendisliği Bölümü</b>	<b>İnşaat Mühendisliği Bölümü</b>
<b>Denizli / Türkiye</b>	<b>Denizli / Türkiye</b>	<b>Denizli / Türkiye</b>

### ABSTRACT

Supporting walls are one of the important study areas of civil engineering. A sample study was made in Pamukkale University, Engineering Faculty, Civil Engineering Department aimed at supporting wall calculation for making reliable and economic supporting wall design in the shortest time. With the program prepared in Excel VBA, solution of supporting walls of types L console, weight, weight inclined to one side and weight inclined to two sides can be made. With the written program, reinforcement amounts can also be made and reinforcement plans can be drawn.

### ÖZET



İstinat duvarları, İnşaat Mühendisliğinin önemli çalışma konularından biridir. Güvenilir ve ekonomik istinat duvarı tasarımını en kısa zamanda yapabilmek için Pamukkale Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde istinat duvarı hesabına yönelik örnek bir çalışma yapılmıştır. Excel VBA de hazırlanan program ile konsol, L konsol, ağırlık, tek tarafa eğimli ağırlık ve iki tarafa eğimli ağırlık tipte istinat duvarlarının çözümü yapılabilmektedir. Hazırlanan program ile ayrıca donatı hesapları da yapılabilmekte ve donatı resmi çizilebilmektedir.

## **1. PROGRAMIN TANITIMI VE VERİ GİRİŞİ**

İstinat duvarının çözümünün yapılabilmesi için Excelde gerekli olan hücelere bir takım verilerin girilmesi gerekmektedir. Sadece açık mavi renkteki yerlere veri girişi yapılmaktadır. Tüm birimler ton, metre ve derece cinsindedir.

### **1.1. İstinat Duvarının Ön Boyutları**

Yazılan program 4 ile 10 metre arasındaki istinat duvarlarının çözümünü yapabilmektedir (Şekil 1). Programda öncelikle istinat duvarının toplam yüksekliği, toplam taban genişliği, gövde üst genişliği, konsol kısmının taban yüksekliği, ön ve arka konsol taban genişlikleri ve gövde alt genişliği girilir. Hesaplamalarda kullanılacak beton birim hacim ağırlığı da ilk aşamada programa girilir. Girilmesi gereken bir kısmı örnek olarak verilmiştir.

[B5] hücresine; İstinat duvarının toplam yüksekliği girilmelidir. Yazılan bu program 4 ile 10 metre arasında ki istinat duvarlarının çözümünü yapabilmektedir (Şekil1).

[B6] hücresine; İstinat duvarının toplam taban genişliği girilmektedir.

[B7] hücresine; İstinat duvarı gövdesinin üst genişliği girilmektedir.

[B8] hücresine; İstinat duvarının konsol kısmının taban yüksekliği girilmektedir.

[B9] hücresine; İstinat duvarının ön konsol taban genişliği girilmektedir.

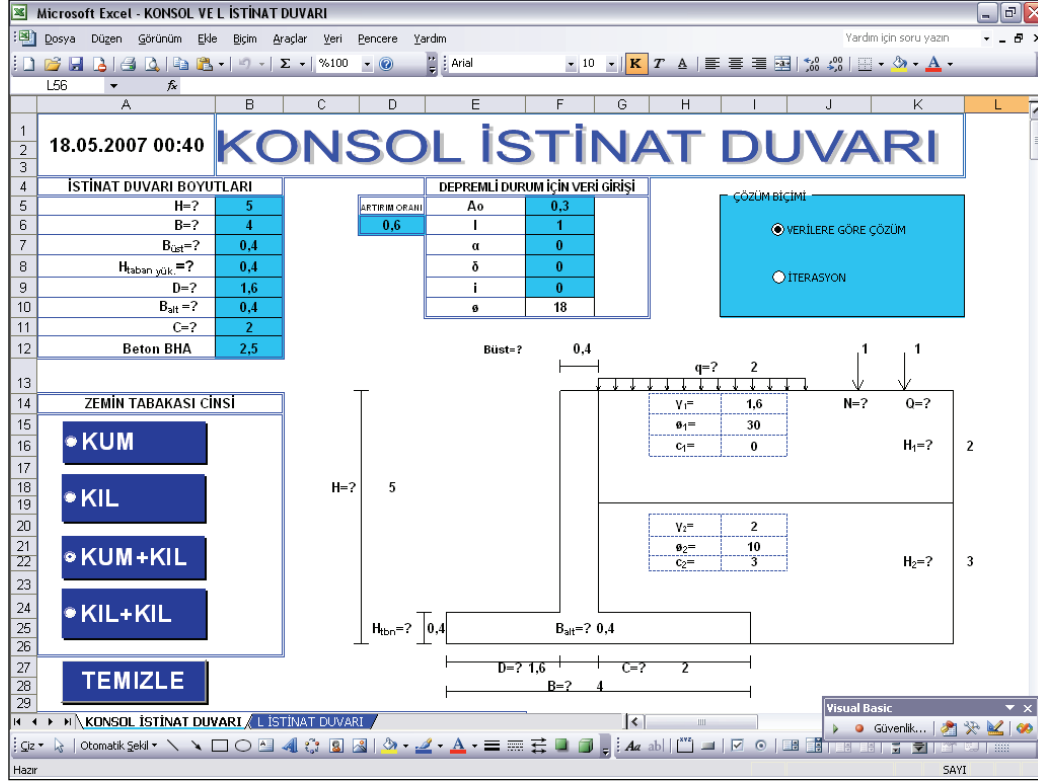
[B10] hücresine; İstinat duvarı gövdesinin alt genişliği girilmektedir.

[B11] hücresine; İstinat duvarının arka konsol kısmının taban genişliği girilmektedir.

[B12] hücresine; beton birim hacim ağırlığı girilmektedir.

### **1.2. Depremlilik Durum İçin Veri Girişli**

İstinat duvarına gelebilecek olan deprem yükünün bulunabilmesi için ilgili hücrelere veri girişi yapılabilir. Bu amaçla önce [F5] hücresine etkin yer ivme katsayısı  $A_0$ , [F6] hücresine; yapı önem katsayısı  $I$ , [F7] hücresine; istinat duvarının arka yüzünün düşeyle yaptığı açı, [F8] hücresine; zeminle duvar arasındaki sürtünme açısı (Zemin suya doygun ise bu değer yarısı alınmalıdır.), [F9] hücresine; duvar arkası zemin üst yüzünün yatayla yaptığı açı girilmelidir.



Şekil 1. Oluşturulan programa ait veri giriş ekranının bir bölümü

### 1.3. Çözüm Biçiminin Seçilmesi

Excel VBAda hazırlanan bu program İstinat duvarının çözümünü iki farklı yoldan yapabilmektedir. Bunlar verilen değerlerin kontrolü ya da en uygun duvar boyutlarının iterasyon ile belirlenmesidir.

#### 1.3.1 Verilere Göre Çözüm

Bizim öngördüğümüz duvar boyutlarına göre hesap yaptırmak istiyorsak bu seçeneğin seçilmesi gerekmektedir.

#### 1.3.2 İterasyona Göre Çözüm

Genel mantık olarak; Stabilité kontrollerinde Devrilme Güvenlik Sayısı, Kayma Güvenlik Sayısı ve Taban Basıncı değerleri uygun olana kadar program kendi içinde duvar boyutlarının artırımına gider. Bu artırım değerinin ölçüsünü [D6] hücreğine girerek değiştirmek mümkündür. Program eğer duvarın toplam taban genişliği 12 m den fazla olursa işlemleri durdurmaktadır.

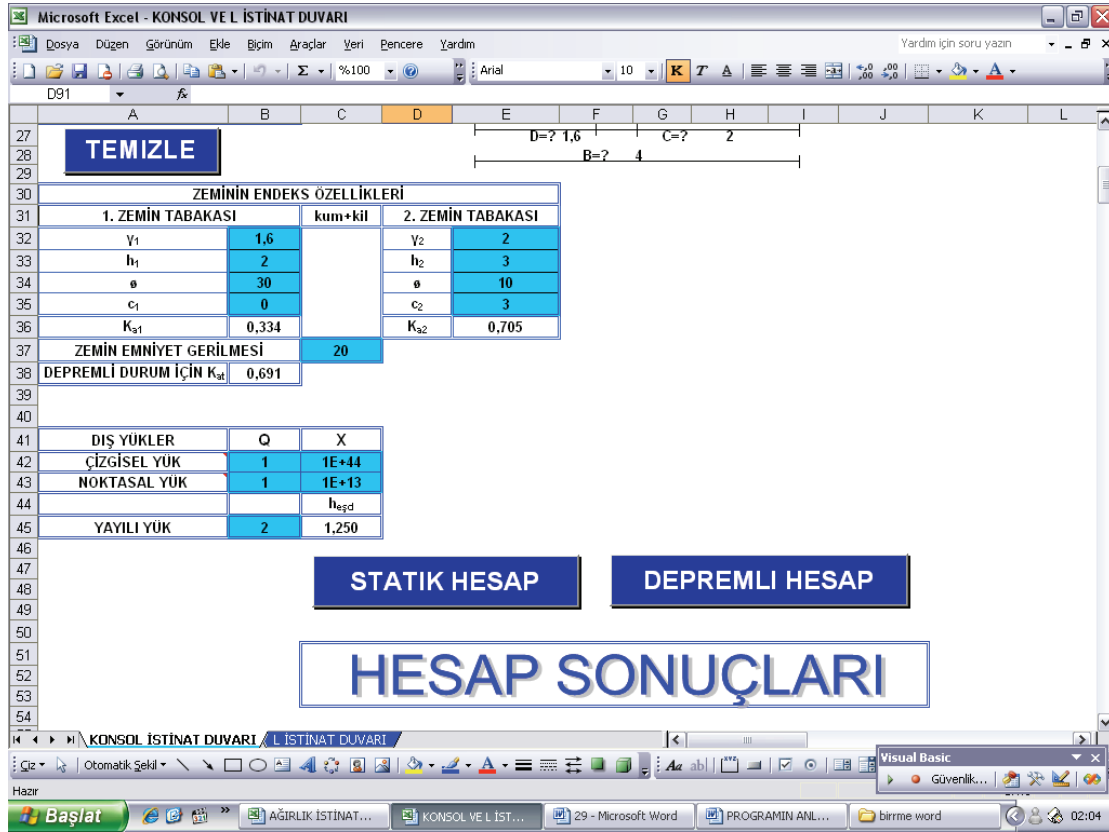
#### **1.4 Zemin Tabaka(ları) Cinsi**

Zemin profilimize en uygun seçeneğin seçilmesi gerekir. Hazırlanan bu program en fazla iki tabakalı bir zemin profilinin çözümünü yapmaktadır. Zeminin kohezyonlu olup olmamasına göre; eğer zemin profilinde kohezyonlu bir yapı var ise kil seçeneğinin seçilmesi gerekmektedir. Kohezyonsuz bir zemin var ise kum seçeneğinin seçilmesi gerekmektedir.

#### **1.5 Zemin Endeks Özelliklerinin Belirlenmesi**

Zemin profili seçildikten sonra bunların özelliklerinin girilmesi gerekmektedir. Eğer profilimiz tek tabakalı ise sadece 1. zemin tabakası özelliklerinin girilmesi gerekir, iki tabakalı ise 2. tabakanın da özelliklerinin girilmesi gerekir.

Profil tek tabakalı ise 2. Tabakanın değerleri 0 (sıfır) olarak yazılmalıdır. Burada dikkat edilmesi gereken en önemli nokta ise şudur; Zemin toplam yüksekliği ile duvarın toplam yüksekliğinin eşit olmasıdır.



Şekil 2: Zemin profilinin değerlendirilmesi

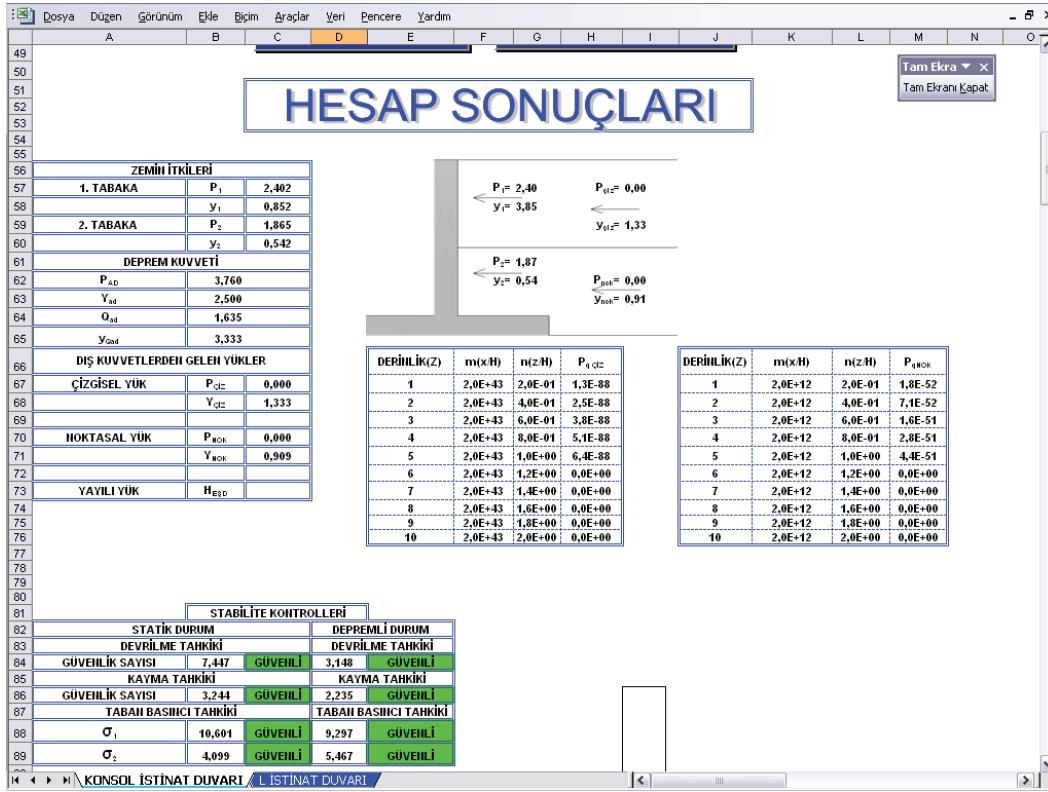
## 1.6. Ek Yüklerin Girilmesi

Yapının arkasında bulunabilecek ek yüklerin de girilmesi gerekmektedir. Bu ek yükler;

### 1.6.1. Çizgisel Yük

[B42] hüccresine; Yapının arkasında bulunan çizgisel yük miktarı girilmelidir. Bu değerin programın düzgün çalışabilmesi için kesinlikle 0 (sıfır) dan büyük olması gerekmektedir.

[C42] hüccresine; Çizgisel yükün İstinat duvarının arka yüzüne olan uzaklığı girilmelidir.



Şekil 3: Zemin profilinin değerlendirilmesi, ek yüklerinin değerlendirilmesi ve stabilite tahkikleri,

### 1.6.2 Noktasal Yük

[B43] hücreesine; yapının arkasında bulunan noktasal yük miktarı girilmelidir. Bu değer programın düzgün çalışabilmesi için kesinlikle 0 (sıfır)' dan büyük olması gerekmektedir.

[C43] hücreesine; noktasal yükün istinat duvarının arka yüzüne olan uzaklığı girilmelidir.

### 1.6.3 Yayılı Yük

[B45] hücreesine; Duvar arkasında bulunan yayılı yükleme değerinin girilmesi gerekir.

Eğer herhangi bir yayılı yükleme yoksa bu değer 0 (sıfır) girilmesi gereklidir.

## 1.7 TEMİZLE DÜĞMESİ

Projesi tamamlanan istinat duvarının verilerinin silinip yeni değerlerin yazılması için yapılmıştır.

## 1.8 VERİ GİRİŞİ DEĞERLERİNİN ÖRNEK BİR ÇIZIM ÜZERİNDE GÖSTERİLMESİ

Tüm veri girişleri örnek olarak gösterilen çizimde yer almaktadır. Bu çizime bakılarak verilerin düzgün olarak girilip girilmediği kontrol edilebilir.

Şekil üzerinde duvar boyutları, birinci ve ikinci tabakanın endeks özellikleri, tabaka kalınlıkları, dış yüklerin değerleri yazmaktadır.

## **1.9 STATİK HESAP DÜĞMESİ**

Statik hesap için tüm veri girişi işlemleri bittikten sonra bu düğmeye basılması yeterli olacaktır.

Bu fonksiyon VBA da hazırlanmış olan alt komutlara göre işlemler yapmaktadır.

### **1.9.1 Zemin İtkilerinin Değeri**

1. tabaka için yatay itki kuvveti [C57] hücresinde, bu yatay kuvvetin etkime noktası ise [C58] hücresinde yazmaktadır. 2. tabaka için yatay itki kuvveti [C59] hücresinde, bu yatay kuvvetin etkime noktası ise [C60] hücresinde yazmaktadır.

### **1.9.2 Dış Kuvvetlerden Gelen Yükler**

Çizgisel yükün yatay itki değeri [C67] hücresinde, bu yatay kuvvetin etkime noktası ise [C68] hücresinde yazmaktadır.

Noktasal yükün yatay itki değeri [C70] hücresinde, bu yatay kuvvetin etkime noktası ise [C71] hücresinde yazmaktadır.

Yayıllı yükün eşdeğer toprak yüksekliğine çevrilmiş halini ise [C73] hücresinde yazılmıştır.

### **1.9.3 Noktasal ve Çizgisel Yükün Derinlik İle Olan Değişimi**

Duvarın arkasında olan noktasal ve çizgisel yüklerin duvar boyunca değişimi gösterilmektedir.

[H67] hücresinden [H76] hücresine kadar olan kısımda çizgisel yükün derinlikle olan değişimi gösterilmektedir.

[M67] hücresinden [M76] hücresine kadar olan kısımda noktasal yükün derinlikle olan değişimi gösterilmektedir.

### **1.9.4 Stabilite Kontrolleri**

Statik hesap düğmesine basıldıktan sonra gelen kuvvetlere göre stabilite kontrolleri yapılmaktadır.

Kayma güvenlik sayısı 1.5 den büyük olursa [C86] hücreğine güvenli yazısı görünmekte ve dolgu rengi yeşil olmaktadır. Benzer şekilde diğer statik durum stabilite kontrolleri de yapılmaktadır.

### **1.10 DEPREMLİ HESAP DÜĞMESİ**

Depremlı durum için veri girişı yapıldıktan sonra bu düğmeye basılması yeterli olacaktır.

Bu düğme VBA da hazırlanmış olan alt komutlara göre işlemler yapmaktadır.

Bu düğmeye basıldıktan sonra ekranda deprem kuvvetini veren değerler çıkmaktadır.

[B62] hücreğine; gelebilecek olan deprem kuvveti değeri yazılmaktadır.

[B63] hücreğine; gelebilecek olan deprem kuvvetinin etkime noktası yazılmaktadır.

[B64] hücreğine; Eğer duvar arkasında yayılı bir yükleme varsa bu yükün deprem kuvvetine dönüştürülmüş değeri yazılmaktadır.

[B65] hücreğine; Yayılı yüklemenin deprem kuvvetine dönüştürülmüş değerinin etkime noktası yazılmaktadır.

Aynı şekilde depremlı hesap düğmesine basıldıktan sonra; depremlı durum için stabilite kontrolleri de yapılmaktadır.

Programda depremlı durum için kayma güvenlik sayısı 1.1 değerinden fazla ise [E86] hücreğinde güvenli yazısı görülmekte ve dolgu rengi yeşil olmaktadır.

### **1.11 ÇIKAN SONUÇLARIN ÖRNEK BİR ŞEKİL ÜZERİNDE GÖSTERİLMESİ**

Zemin itkileri ve dış kuvvetlerden gelen yüklerin daha rahat anlaşılabilmesi için örnek bir şekil üzerinde gösterilmiştir. (Şekil 2-3)

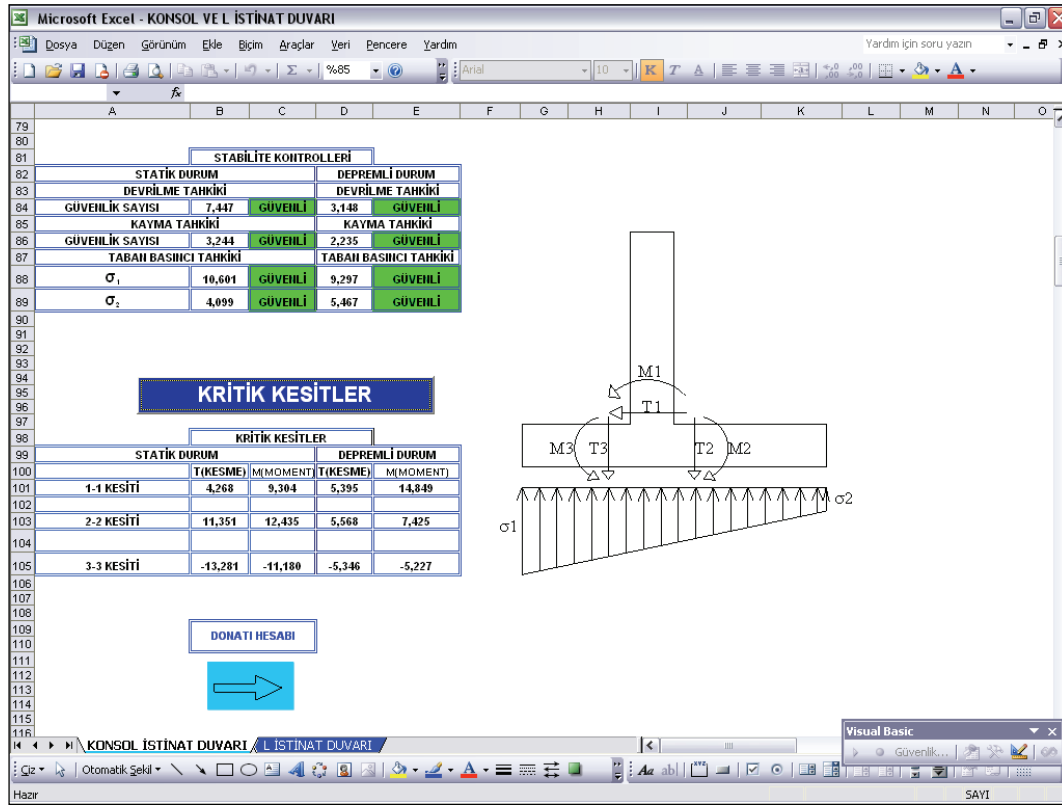
### **1.12. KRİTİK KESİTLER**

Stabilite tahkikleri statik ve depremlı durum için yaptırıldıktan sonra kritik kesitlere gelecek olan T (kesme) , M (moment) değerlerinin bulunmasına geçilmiştir.

Şekil 4’de kritik kesitler ve numaraları yazmakta, gösterilen ok yönleri çözüm yapılırken artı yön kabullerini göstermektedir.

Çıkan değerler eğer negatif olursa yön kabulümüzün tersi yönünde olduğu anlaşılmalıdır.

Kritik kesitler düğmesine basıldıktan sonra ekranda hesap sonuçları görülmektedir.



Şekil 4: Kritik kesitler

### 1.12.1 Statik Durum İçin

[B101] hücreesine; 1–1 kesitine gelecek olan kesme kuvveti,  
 [C101] hücreesine; 1–1 kesitine gelecek olan moment değeri,  
 [B103] hücreesine; 2–2 kesitine gelecek olan kesme kuvveti,  
 [C103] hücreesine; 2–2 kesitine gelecek olan moment değeri,  
 [B105] hücreesine; 3–3 kesitine gelecek olan kesme kuvveti,  
 [C105] hücreesine; 3–3 kesitine gelecek olan moment değeri verilmektedir.

### 1.12.2 Depremlili Durum İçin

Depremlili durumda kritik kesitlere gelecek kesme kuvveti ve moment değerleri bulunduğundan sonra donatı hesabına geçilebilir.

## 1.13. İSTINAT DUVARINI BETONARME HESABI İÇİN MALZEME ÖZELLİKLERİNİN SEÇİMİ



### **1.13.1 Beton Sınıfının Seçimi**

Program iki farklı beton sınıfı için çözüm yapmaktadır. Programın hangi beton sınıfında çözüm yapması isteniyorsa ilgili beton sınıfını seçilmelidir.

Beton sınıfı seçildikten sonra;

[R8] hüccesine; hesaplarda kullanılacak olan beton sınıfının hesap basınç dayanımı yazılır ( $f_{cd}$ ).

[R9] hüccesinde; hesaplarda kullanılacak olan beton sınıfının hesap çekme dayanımı yazılır ( $f_{ctd}$ ).

### **1.13.2 Donatı Sınıfının Seçimi**

Program iki farklı donatı sınıfı için çözüm yapmaktadır. Duvarın hangi donatı sınıfında çözülmesi isteniyorsa ilgili donatı sınıfını seçilmelidir.

Donatı sınıfı seçildikten sonra;

[R13] hüccesinde; hesaplarda kullanılacak olan donatı sınıfının hesap çekme dayanımı yazılır ( $f_{yd}$ ).

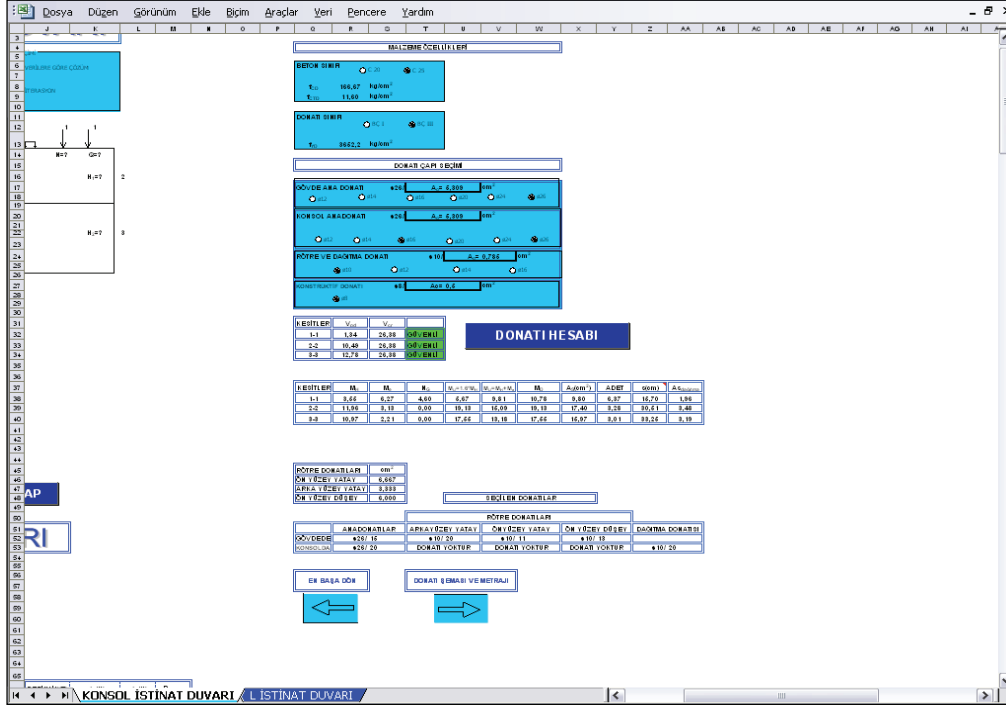
## **1.14 BETONARME HESABI İÇİN DONATI ÇAPı SEÇİMİ**

### **1.14.1 Gövde Ana Donatı**

Program 6 farklı gövde ana donatısı için hesap yapabilmektedir. İçlerinden sadece bir tanesi seçilerek gövdede kullanılacak olan donatı çapını belirlenebilir. İstenilen çap seçildikten sonra;

[S17] hüccesinde; hesapta kullanılacak olan gövde ana donatısının çapı yazılır.

[U17] hüccesinde; hesapta kullanılacak olan gövde ana donatısının alanı yazılır.



Şekil 5: Beton sınıfı seçimi ve donatı seçimi ve istinat duvarının donatılandırılması

### 1.14.2 Konsol Ana Donatı

Program 6 farklı konsol ana donatısı için hesap yapabilmektedir. İçlerinden sadece bir tanesi seçilerek konsolda kullanılacak olan donatı çapını belirlenebilmektedir. İstenilen çap seçildikten sonra;

[S20] hücrelerine; hesapta kullanılacak olan konsol ana donatısının çapı yazılır..

[U20] hücrelerine; hesapta kullanılacak olan konsol ana donatısının alanı yazılır.

### 1.14.3 Rötne ve Dağıtma Donatısı

Program 4 farklı rötne ve dağıtma donatısı için hesap yapabilmektedir. İçlerinden sadece bir tanesi seçilerek rötne ve dağıtmada kullanılacak olan donatı çapını belirleyebiliriz. İstenilen çap seçildikten sonra;

[T24] hücrelerine; hesapta kullanılacak olan rötne ve dağıtma donatısının çapı yazılır.

[V24] hücrelerinde; hesapta kullanılacak olan rötne ve dağıtma donatısının alanı yazılır.

### 1.14.4. Konstrüktif Donatı

Program sadece 8 mm çapında konstrüktif donatı için hesap yapmaktadır.

[S27] hücrelerine; hesapta kullanılacak olan konstrüktif donatının çapı yazılır.

[U27] hücresinde; hesapta kullanılacak olan konstrüktif donatının alanı yazılır.

Tanımlanmış olan donatı çaplarından daha farklı olan bir donatı kullanılmak istenirse; donatının kesit alanını yazan ilgili hücreye kullanmak istediğimiz donatının kesit alanı yazılarak istenilen donatının kullanılması mümkündür.

### **1.15 DONATI HESABI**

Kullanılmak istenen malzemeleri ve donatı çaplarını seçtikten sonra donatı hesabı düğmesine basılır.

#### **1.15.1 Kesme Kuvvetleri ve Kesme Dayanımları**

İlgili kesitlere gelecek olan kesme kuvvetleri hesaplanmaktadır

[R32] hücresinde; 1–1 kesitindeki kesme kuvveti yazmaktadır.

[R33] hücresinde; 2–2 kesitindeki kesme kuvveti yazmaktadır.

[R34] hücresinde; 3–3 kesitindeki kesme kuvveti yazmaktadır.

İlgili kesitlerin kesme dayanımları hesaplanmaktadır.

[S32] hücresinde; 1–1 kesitinin kesme dayanımı yazmaktadır.

[S33] hücresinde; 2–2 kesitinin kesme dayanımı yazmaktadır.

[S34] hücresinde; 3–3 kesitinin kesme dayanımı yazmaktadır.

Eğer ilgili kesitin kesme dayanımı o kesite gelecek olan kesme kuvvetinden fazla ise güvenli yazmaktadır.

#### **1.15.2 Kesitte Kullanılacak Olan Donatı Alanları, Adetleri ve Aralıkları**

İlgili kesitte yüklemelerden dolayı gelecek olan moment kuvvetleri ilgili hücrelere yazılmıştır.

Farklı kombinasyonlarla donatı hesabı için kullanılacak olan moment kuvveti hesaplanır ve bu moment kuvvetine göre gerekli olan donatı alanı, kaç adet gerektiği, donatı aralıkları hesaplanmış olur.

#### **1.15.3 Seçilen Donatılar**

Gerekli hesaplar sonucunda kesit için gerekli olan donatı alanı, aralığı ve adeti hesaplanmıştır.

Minimum donatı alanı, maksimum donatı aralığı vb. mühendislik şartları dikkate alınarak en sonunda seçilen donatılar ilgili hücrelere donatı çapı ve aralığı tipinde hesaplanarak yazılmıştır.

## 1.16 DONATI ŞEMASI

Seçilen donatılar örnek bir şekil üzerinde gösterilerek daha anlaşılır bir hale getirilmiştir. Şekil 6'de seçilen donatıların çapları ve aralıkları yazmaktadır.

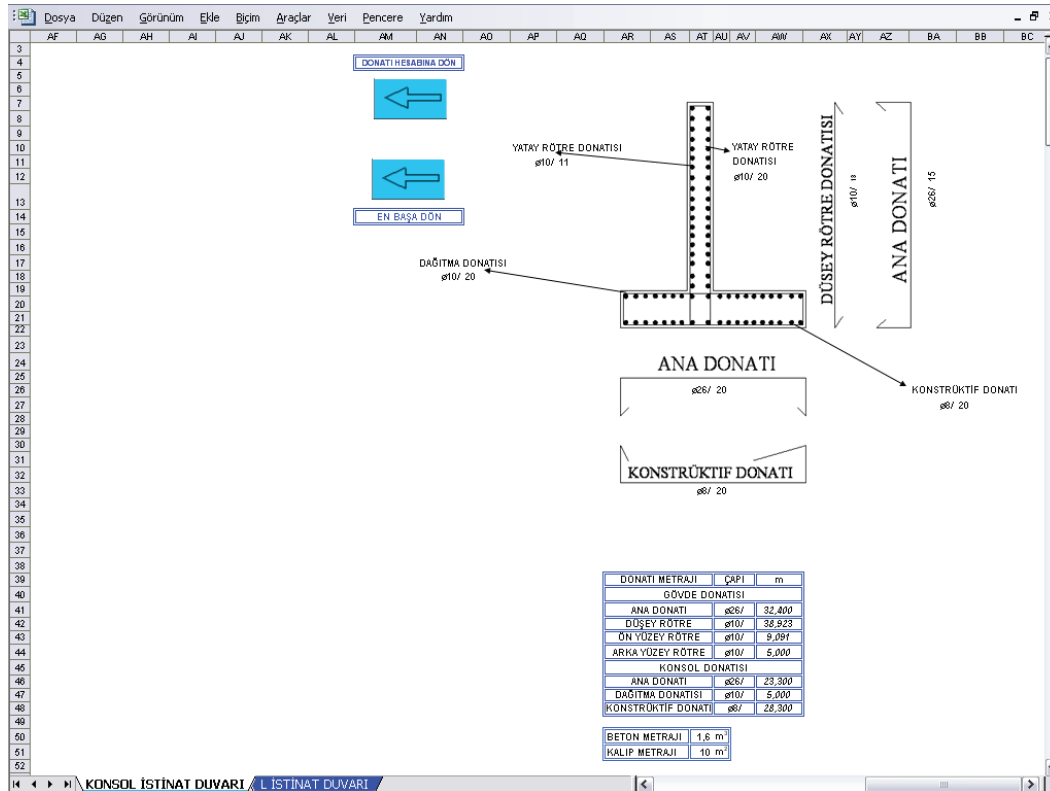
## 1.17 METRAJ

Betonarme hesabı tamamlanmış olan bir istinat duvarının imalatına geçilebilir. Bunun için hangi kalemden ne kadar kullanılacağını bilmesi gerekmektedir.

Excel VBA da hazırladığımız bu program duvarın 1 metrelik kısmı için donatı, beton ve kalıp metrajlarını yapabilmektedir.

İlgili hücrelerde gövdede ve konsolda kullanılan donatı çapları ve bunların metre ve kilogram biriminde metrajları yazmaktadır.

İlgili hücrelerde de beton (m<sup>3</sup>) ve kalıp (m<sup>2</sup>) metrajları yazmaktadır.



Şekil 6. Donatı şeması

## 2.İSTİNAT DUVARI TİPİNİN (EN UYGUN DUVAR) SEÇİMİ

Program kullanılarak farklı zemin koşullarında ağırlık istinat duvarı ve betonarme konsol istinat duvarları çözümü yapılmıştır. Aynı yükseklikteki konsol ve ağırlık istinat duvarlarının maliyetleri hesaplanarak hangi yükseklikten sonra hangi duvar tipinin uygun olacağı belirlenmiştir. Güvenlik sayıları her ikisinde de kurtarana kadar duvar yükseklikleri hariç duvar boyutları değiştirilerek uygun duvar boyutları bulunmuştur ve maliyet analizi yapılmıştır.

Maliyet analizi yapılırken 2007 Birim Fiyatlarından yararlanılmıştır.

Hesaplarda kullanılan birim fiyatlar şöyledir.

### KONSOL İSTİNAT DUVARI İÇİN

BS25, satın alınan ve beton pompasıyla basılan hazır beton => 98,79 YTL / m<sup>3</sup>

Düz yüzeyli beton ve betonarme kalıbı=> 13,60 YTL / m<sup>2</sup>

Betonarme çelik çubukların yerine konması ve bükülmesi => 1451,56 YTL / ton

### AĞIRLIK İSTİNAT DUVARI İÇİN

Ocaktan çaplanmış moloz taş ile 200 dozlu çimento harçlı kargir inşaat yapılması  
=> 117,23 YTL / m<sup>3</sup>

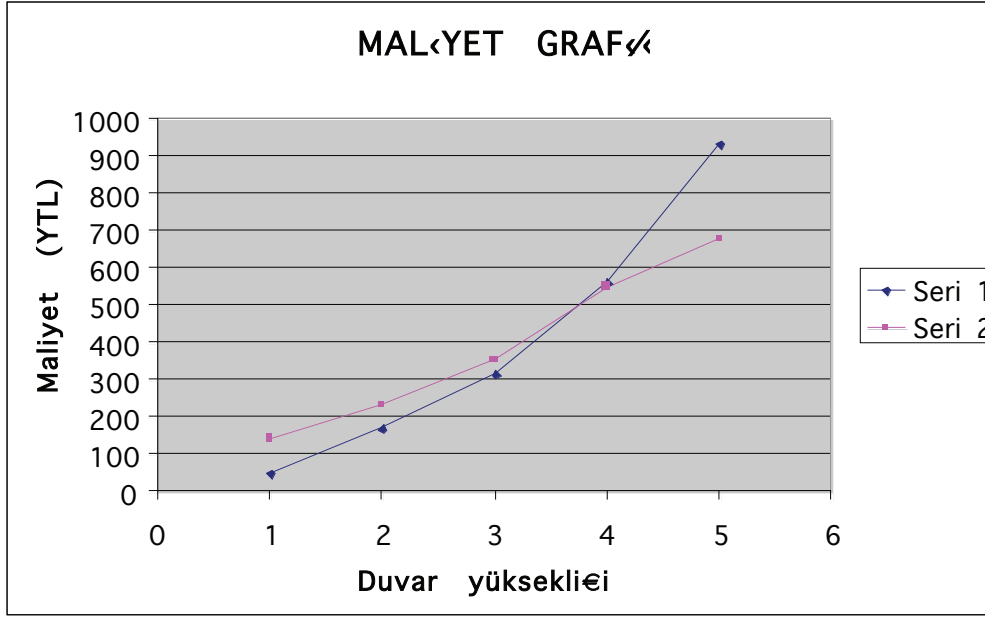
Taşın taşıtlara yüklenmesi ve boşaltılması => 5,16 YTL / m<sup>3</sup>

İş iskelesi fiyatları hesaba dâhil edilmemiştir.

Bu verilere göre 5 metreye yüksekliğe kadar istinat duvarlarının maliyetleri hesaplanmış ve Tablo 1’de ve grafik olarak Şekil 7’ de verilmiştir.(Duvar uzunlukları 1 m alınmıştır.)

Tablo 1: Duvar tipleri ve maliyet analizi

Ağırlık İstinat Duvarı		Konsol İstinat Duvarı	
Yükseklik	Maliyet	Yükseklik	Maliyet
<i>m</i>	<i>YTL</i>	<i>m</i>	<i>YTL</i>
1	49	1	141
2	171	2	230
3	315	3	352
4	561	4	551
5	936	5	676



Şekil 7: Maliyet grafiği (SERİ 1: Ağırlık İstinat Duvarı SERİ 2: Konsol İstinat Duvarı)

Serilerin kesişim noktası yaklaşık olarak 3,8 metreye denk gelmektedir. Bu durum yaklaşık 4 m den sonra betonarme konsol istinat duvarı yapılması tercihine gidilmelidir.

### 3 . SONUÇ ve ÖNERİLER

Hazırlanan program 5 farklı duvarın çözümünü yapabilmektedir. Bu duvar tipleri:

- 1 Betonarme konsol İstinat Duvarı
- 2 L Konsol İstinat Duvarı
- 3 Ağırlık İstinat Duvarı
- 4 Tek Tarafa Eğimli Ağırlık İstinat Duvarı
- 5 İki Tarafa Eğimli Ağırlık İstinat Duvarı

İstinat duvarına gelebilecek; zemin itkileri, deprem kuvvetini hesaplanmış ve bunlara bağlı olarak kritik kesitlerdeki kesme kuvveti ve moment değerleri elde edilmiştir.

Bulunan bu kesme kuvveti ve moment değerlerine göre konsol ve L konsol İstinat duvarlarının betonarme hesabı yapılmıştır. Betonarme hesabına göre duvarların metrajları yapılabilmektedir.

Ayrıca Konsol ve Ağırlık Tipi İstinat Duvarlarının aynı yükseklik için maliyetleri hesaplanmış ve hangi yükseklikten sonra ne tür istinat duvarının uygun olacağı bulunmuştur.

3.8 m yi aşan yüksekliklerde betonarme istinat duvarının daha ekonomik olduğu sonucuna varılmıştır.

Yazılan programda; duvar arkasında ki yeraltı suyu, duvarın arkasına uygulanan drenajdan dolayı dikkate alınmamıştır, hafifletme konsolu yapılarak kritik kesitlerdeki kesme kuvveti ve moment değerleri azaltılabilmektedir. Ayrıca duvarın tabanına yapılan bir dış sayesinde kayma güvenliği daha iyi seviyelere çekilebilmektedir.

Programın geliştirilmesi açısından mevcut durum dikkate alınarak programın komutlarına ilave komutlar eklenip programın kapasitesi artırılabilir.

## **KAYNAKLAR**

- 1- Birand A., Duvarlar, Teknik Yayınevi, 2006,Ankara
- 2- Celep Z.-Kumbasar N. , Betonarme Yapılar, Beta Dağıtım, İstanbul 2005
- 3- Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar hakkında Yönetmelik 2007
- 4- Duman K., Güdük D. İstinat Duvarlarının Excel VBA ile Programlanması Pamukkale Üniversitesi Diploma Çalışması, Yön: Y.Doç.Dr. Devrim ALKAYA, 2006, Denizli
- 5- Gürsoy Ş. – Durmuş A. Yapı-zemin etkileşiminin istinat duvarlarındaki rolü
- 6- [http://geofoam.syr.edu/GRC\\_back.asp](http://geofoam.syr.edu/GRC_back.asp)
- 7- Kumbasar V. – Kip F. Zemin Mekaniği Problemleri Çağlayan Kitabevi, İstanbul 1999.

# **Determination of Bearing Capacity with Cone Penetration Test**

**Aşkın ÖZOCAK**

Assist.Prof.Dr.

Sakarya University

Sakarya, Turkey

**Akın ÖNALP**

Prof.Dr.

Istanbul Kültür University

İstanbul, Turkey

**Ersin AREL**

Assist.Prof.Dr.

Sakarya University

Sakarya, Turkey

## **ABSTRACT**

The conventional approach to the design of shallow foundations is to use the results of undrained soil parameters obtained from the triaxial test. Sample disturbance however causes serious reductions to those parameters with the result that ultimate bearing capacities calculated with these values are significantly underestimated. In situ testing can produce improved parameters. The cone penetration test is a convenient and rapid method to obtain the parameters. Extensive testing in the quake-stricken city of Adapazarı has shown that the ultimate bearing capacities measured in the soft soils of the city can be four times higher than the calculated values. It is clear that the use of CPTU would result in economical solutions.



# Koni Penetrasyon Deneyi İle Yüzeysel Temel Taşıma Gücünün Belirlenmesi

**Aşkın ÖZOCAK**  
Yrd.Doç.Dr.  
Sakarya Üniversitesi  
Sakarya, Türkiye

**Akın ÖNALP**  
Prof.Dr.  
İstanbul Kültür Üniversitesi  
İstanbul, Türkiye

**Ersin AREL**  
Yrd.Doç.Dr.  
Sakarya Üniversitesi  
Sakarya, Türkiye

## ÖZET

Yüzeysel temellerin taşıma gücü genellikle taşıma gücü teorilerinin yardımıyla hesaplanır. Bu yöntemlerin kullanılmasıyla elde edilen sonuçların gerçeğe yakınlığı laboratuvar deney sonuçlarının doğruluğu ve oluşturulan modellemenin gerçekçiliği ile ilgilidir. Bugüne kadar edinilen deneyim bu iki koşulun türlü nedenlerle tam yerine getirilemediğini ve hesaplanan değerle temelin gerçek taşıma gücü arasında ciddi farklar belirdiğini göstermiştir. Bu nedenle, laboratuvar deneylerinden elde edilmiş parametreler yanında, taşıma gücünün yerinde yapılan deney sonuçları ile kontrol ve teyidi gerekmektedir. Bunun yapılmadığı durumlarda mühendisin güvenli tarafta kalma amacıyla tüm hesaplamaları değersiz kılacak denli aşırı büyük global güvenlik sayıları seçmesi sonucu belirmektedir (Önalp ve Sert, 2006).

Bu çalışmada yüzeysel temellerin son taşıma gücünün koni penetrasyon testi (CPTU) verileri ile hesaplanma yöntemleri üzerinde durulmaktadır. Sakarya Üniversitesi Geoteknik Ana Bilim Dalı'nca 1999 depreminden sonra Adapazarı kent merkezinde yürütülmüş 1500'den fazla sondaj ve 300'ün üzerinde noktada yapılmış CPTU çalışmalarından seçilen on noktada uç direnci okumaları yardımıyla hesaplanan temel taşıma gücü değerlerinin klasik teorilerle hesaplanan değerlerle ne denli uyumlu olduğu ortaya çıkarılmaya çalışılmıştır.

## AMAÇ

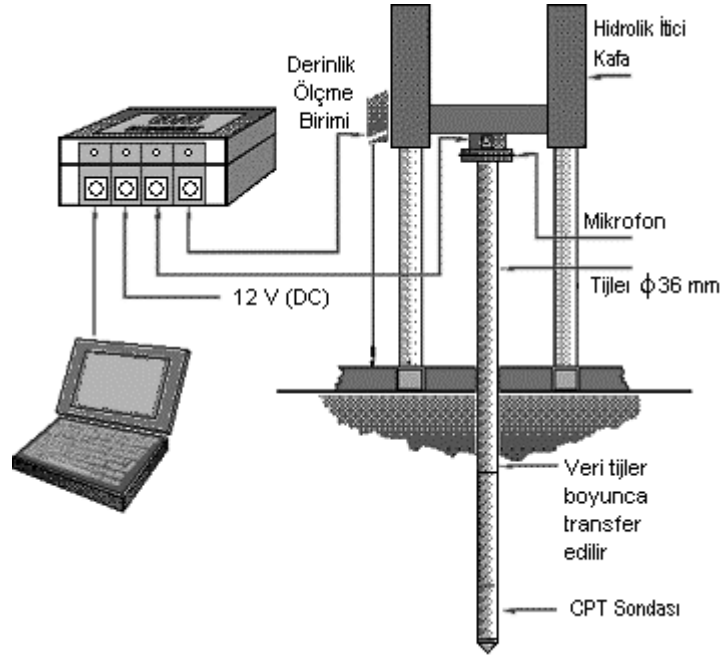
Türkiye'de zemin incelemelerinde en çok başvurulan sondaj uygulaması sırasında numunelerin arazide UD tüp içine alınması, taşınması, laboratuvarda tüpten çıkartılması ve denenmesi aşamalarında maruz kaldığı farklı gerilme izi ve örselenme etkisi ölçülen zemin parametrelerinin gerçek değerlerinden çok farklı bulunmasına yol açmaktadır. Bunun yanında

sondajın özelliği nedeniyle zemin profili boyunca davranışını etkileyecek, ince tabakaların belirlenmesi her zaman mümkün olamamaktadır. Bu sebepler son yıllarda teknolojinin de gelişmesiyle arazi deneylerine eğilimin artması sonucunu getirmiştir. Sunduğu verilerle zemin davranışının birçok yönden incelenmesine imkan veren koni penetrasyon deneyi (CPT) bunlar arasında en önemlilerinden biridir. Bu çalışmada CPT deney verileri kullanılarak hesaplanan yüzeysel temel taşıma gücünün klasik taşıma gücü teorileriyle hesaplanan değerlerle karşılaştırılması amaçlanmıştır.

## KONİ PENETRASYON DENEYİ (CPT)

Koni Penetrasyon Deneyi (CPT: *Cone Penetration Test*) zemin özelliklerini yerinde belirlemek için sıklıkla kullanılan etkili bir arazi deneyidir. 1920'li yıllarda Hollanda'da kumlarda uygulanmaya başlayan yöntemin çalışma prensibi, aşağıya doğru itilen ucu koni şeklindeki bir sondaya zeminin gösterdiği direncin belirlenmesi şeklindedir. Günümüzde, uç direnci ve çevre sürtünmesinin yanında boşluk suyu basınçlarını (CPTU) ve kayma dalgası hızlarını ölçebilen sistemler (SCPTU) geliştirilmiştir.

Koni penetrasyon deneyi, özellikle yumuşak/gevşek ince daneli zeminlerden çakıl boyutundaki iri daneli zeminlere kadar kesit boyunca karşılaşılan zemin tabakalarında zemin özelliklerinin örselenme olmaksızın yerinde belirlenmesi amacıyla kullanılmaktadır. Deneyin temel amacı zemin profilinin tanımlanması, zemin tabakalarının geoteknik özelliklerinin ve tasarıma yönelik parametrelerin ölçüm sonuçlarından belirlenmesidir. CPT deneyinde, kesit alanı  $10 \text{ cm}^2$ , konik uç açısı  $60^\circ$  olan silindir şeklinde bir sonda 20 mm/s sabit hızla zemine itilmektedir. Bu işlem esnasında koni ucunda oluşan direnç ( $q_c$ ), silindirik gömlekte oluşan sürtünme direnci ( $f_s$ ) ve konik ucun farklı kısımlarında penetrasyon sırasında meydana gelen boşluk suyu basınçları elektronik olarak ölçülerek zemin kesiti ve zemin sınıfları elde edilmektedir. Ayrıca istenilen derinliklerde penetrasyon durdurulduğunda boşluk suyu basınçlarının sönmelenmesi izlenerek zeminin geçirimsizlik özellikleri hakkında bilgi edinilebilmekte, aynı zamanda statik boşluk suyu basınçları da belirlenebilmektedir. Son yıllarda geliştirilen kablosuz (akustik) CPT sisteminde, ölçülen değerler bir mikroişlemci tarafından ses sinyaline çevrilerek yüzeye yollanmaktadır. Bu sinyal sondanın bağlandığı mikrofondan algılanarak ara bağlantısı yapılmış veri toplayıcıya aktarılmaktadır (Şekil 1). Veri toplayıcıda ayrıca sinyallerin gönderildiği derinliğin kaydı da yapılmaktadır.



Şekil 1. Kablosuz CPT sistemi

## CPT VERİLERİ İLE TAŞIMA GÜCÜ HESABI

Koni penetrasyon deneyi (CPT) sunduğu olanaklar nedeniyle zemin özelliklerinin, dolayısı ile taşıma gücünün ölçümü için en uygun deney olarak nitelendirilebilir. Deney ölçüm prensipleri itibarıyla kazıkların projelendirilmesi için daha uygun bir görünüm arz etse de yüzeysel temellerin taşıma gücü değerinin belirlenmesi yönünde de gerekli verileri sağlamaktadır.

Genel uygulama için CPT deneyinden elde edilen uç direnci okumaları kullanılarak son taşıma gücü

$$q_d = q_c \left( \frac{B}{C_1} \right) \left[ 1 + \frac{D_f}{B} \right] \approx R_k q_c + \sigma \quad (1)$$

bağıntısından bulunabilir. Burada  $C_1=12.2$  m,  $R_k=0.12$ ,  $\sigma$  ise hesaplama derinliğinde etkiyen toplam gerilme değeridir. Formüldeki  $q_c$  temel altından en az B derinliğe kadar ölçülmüş koni uç dirençlerinin ortalaması olarak alınmalıdır.

Temel biçimleri gözönüne alındığında önerilen bağıntılar kumlarda

$$\text{şerit temel } q_d = 28 - 0.0052(300 - q_c)^{1.5} \quad (2)$$

$$\text{kare temel } q_d = 48 - 0.009(300 - q_c)^{1.5} \quad (3)$$

ince daneli zeminlerde ise

$$\text{şerit temel } q_d = 2 + 0.28q_c \quad (4)$$

$$\text{kare temel } q_d = 5 + 0.34q_c \quad (5)$$

olarak verilmiştir(Bowles, 1996). Buradaki birimler  $\text{kgf/cm}^2$  olarak alınmalıdır.

CPT ve CPTU deney sonuçlarını kullanarak killerde taşıma gücü hesaplaması kumlara oranla daha güçtür. Bunun nedeni, okumaların kilin aşırı konsolidasyon oranı(OCR), plastisitesi ( $I_p$ ) ve bunlara bağlı olarak da sondayı itme sırasında oluşan boşluk suyu basınçlarından( $u_2$ ) etkilenmesidir.

Kanada temel şartnamesinde tekil temeller için Şekil 2'deki basit bağıntı verilmiştir. Burada temel gömme derinliği ve temel boyutu gözönüne alınmaktadır.

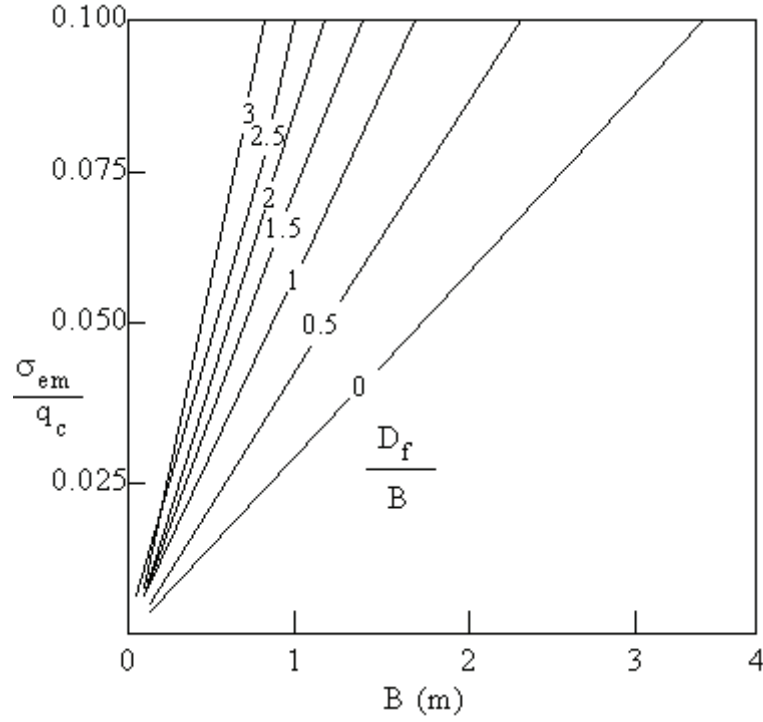
CPT verilerinden uç direnci ortalama sonuçlarını ( $q_c$ ) kullanarak hesaplanan drenajsız kayma direnci

$$S_u = \frac{(q_c - \sigma_0)}{N_k} \quad (6)$$

biçiminde verilmektedir. Bu değeri kullanarak taşıma gücü örneğin Skempton bağıntısı

$$q_d = c_u \times N_{cS} \quad (7)$$

ile de hesaplanabilir.  $N_k$ , 11-19 arasında değişen koni faktörü olarak tanımlanmış olup Türkiye'de tipik değeri 17 olarak alınabilir. Adapazarı yumuşak/genç zeminlerinde bu değer 7-29 arasında belirmiş, tam güvenilir olmadığı sonucuna varılmıştır.



Şekil 2. Koni Penetrasyon (CPT) Değerlerinin Kullanımı ile Taşıma Gücü Hesabı

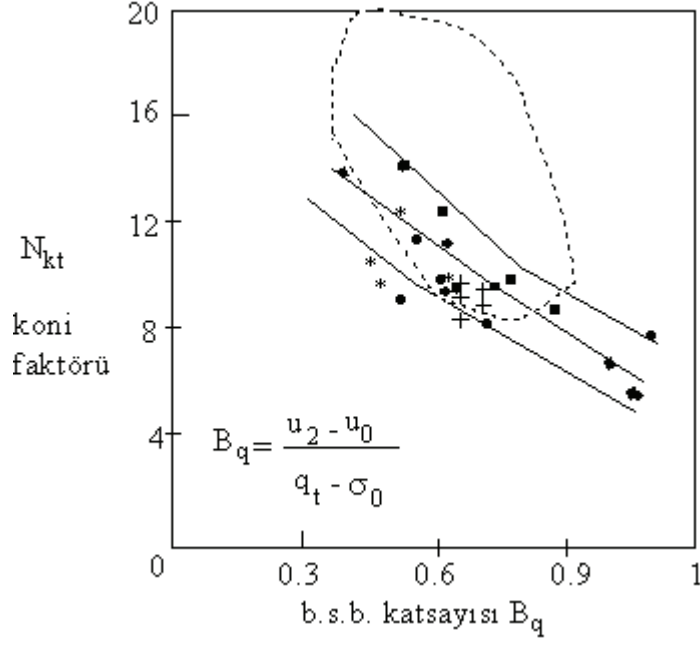
Deniz dibine oturtulacak kule ayakları gibi daha önemli problemlerde sürekli CPTU ölçümleri gerekir. Bu durumda uç direnci  $q_c$ 'nin boşluk suyu basıncı etkileri için  $q_t$ 'ye

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad (8)$$

biçiminde dönüştürülmesi gerçekleştirilmelidir. Burada koni kesit oranı  $a \approx 0.86$ ,  $u_2$  ise koni omuzunda okunan standard boşluk suyu basıncıdır. Buradan

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_0)}{N_{kt}} \quad (9)$$

olarak hesaplanır. Koni faktörü  $N_{kt}$  Şekil 3'ten okunabilmektedir. Bu yaklaşım Y.A.S.S.nin bulunduğu NL ve hafif/orta derecede aşırı konsolide killerde geçerlidir. Boşluk suyu basıncı katsayısının sıfır ve negatif olduğu ağır derecede aşırı konsolide killerde kullanılmamalıdır.



Şekil 3. Koni İçin Taşıma Gücü Katsayısı (Koni Faktörü)  $N_{kt}$

Bu deney sonuçlarını kullanarak efektif gerilme değerleri ile de hesaplama yapmak mümkündür. Bu durumda denklem

$$q_t - \sigma_0 = N_m (\sigma'_0 + \alpha) \quad (10)$$

biçimini alır. Bu bağıntıda değişkenler

$$N_m = \frac{N_q - 1}{1 + N_u B_q} \quad (11)$$

$$B_q = \frac{\Delta u}{(q_t - \sigma_0)} \quad (12)$$

$$N_u = 6 \tan \phi^2 (1 - \tan \phi^2) \quad (13)$$

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi^2}{2} \right) e^{(\pi - 2\beta) \tan \phi^2} \quad (14)$$

şeklinde verilmekte olup ilgili tablolardan alınabilecek  $\alpha$  yapışma gerilmesini,  $\beta$  plastikleşme açısını temsil etmekte,  $\Delta u$  ise koni sırtında beliren fazla boşluk suyu basıncını göstermektedir (Önalp ve Sert, 2006).

## HESAPLAMALAR

Yüzeysel temellerin taşıma gücü değerlerini hem geleneksel teoriler yardımıyla hem de CPT verileri yardımıyla belirlemek için Adapazarı kent merkezinde 1999 Marmara depreminden sonra yapılan 1500'ün üzerindeki sondaj ve 300'ün üzerindeki CPT noktası verilerinden seçilen, sondaj ve sondalamanın birlikte yapıldığı 10 ayrı bölgede hesap yapılmıştır. Bu hesaplamalarda sondajdan laboratuvara gelen örselenmemiş numuneler üzerinde yapılmış olan üç eksenli deney (UU) sonuçları ile CPT deneylerinde derinlik boyunca sürekli ölçümü yapılan uç direnci değerleri kullanılmıştır. Klasik teorilere göre yapılan hesaplamalarda Skempton ve Terzaghi yöntemleri kullanılmış, eldeki UU deney verilerinin bulunduğu seviyelere göre seçilen gömme derinliği ve seçilen temel genişlikleri için şerit ve kare temel durumlarına göre ayrı ayrı hesap yapılmıştır. Ayrıca, Terzaghi yöntemine göre yapılan hesaplarda yer altı su seviyesi için düzeltme uygulanmıştır.

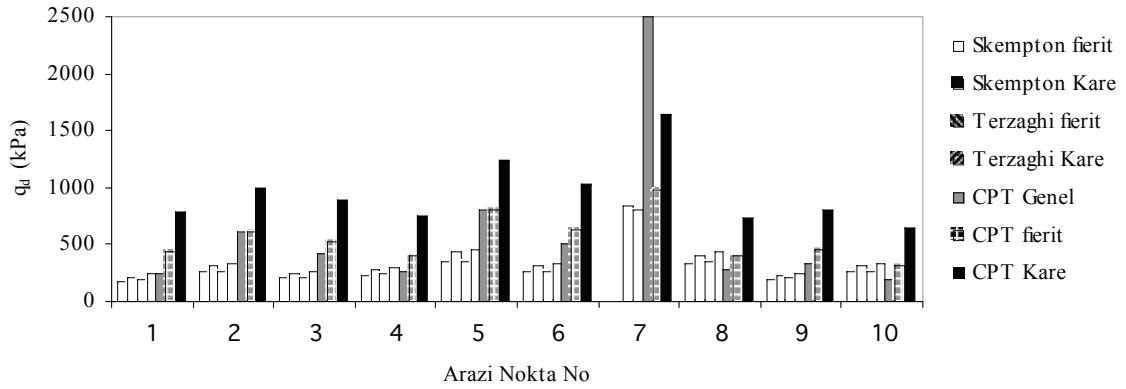
CPT verileri yardımıyla yapılan hesaplamalarda öncelikle temel gömme derinliği altındaki temel genişliği büyüklüğünce alınan derinlik boyunca koni uç direnci değerlerinin ortalamaları hesaplanmış, taşıma gücü hesabı yukarıda detayları verilen genel, şerit ve kare temel durumları için ayrı ayrı hesaplanmıştır. Tüm bu sonuçlar Çizelge 1'de sondaj numunelerinin TS1500/2000'e göre sınıflama sonuçları ile birlikte verilmektedir.

Çizelge 1. Terzaghi ve CPT verilerine göre hesaplanan temel taşıma gücü değerleri

Sondaj /CPT no	D <sub>f</sub> m	B m	Sınıf TS 1500	c kPa	$\phi$ °	YA SS m	q <sub>c-ort</sub> kPa	q <sub>d</sub> (kPa) Skempton		q <sub>d</sub> (kPa) Terzaghi		q <sub>d</sub> kPa CPT		
								şerit	kare	şerit	kare	gen	şerit	kare
STYG01 / CTYG01	1.5	2.0	<b>ML</b>	29	-	1.10	864	177	212	190	239	248	442	794
STYG03 / CTYG03	3.2	2.0	<b>CI</b>	39	-	1.30	1440	265	320	263	329	614	603	990
STYG04 / CTYG04	2.4	2.0	<b>CL / ML</b>	32	-	1.00	1140	205	250	210	265	411	519	888
STYG07 / CTYG07	2.5	2.0	<b>CI</b>	36	-	1.70	729	234	284	243	305	269	404	748
STSR08 /	2.5	2.0	<b>CH</b>	55	-	2.20	2160	358	435	356	450	797	805	1234

CTSR08														
STTE09 / CTTE09	2.0	2.0	<b>CL</b>	41	-	2.00	1560	258	312	270	340	511	637	1030
STKO16 / CTKO16	2.0	2.5	<b>SP-SM/SP</b>	-	28	2.50	6775	-	-	846	805	2499	975	1642
STTZ21 / CTTZ21	2.5	2.5	<b>CH</b>	53	-	2.50	693	334	403	347	438	284	394	736
STHO23 / CTHO23	2.5	2.0	<b>MI</b>	29	-	1.55	896	189	229	201	251	330	451	805
STOZ42 / CTOZ42	2.8	2.5	<b>CH</b>	40	-	1.40	438	254	310	266	334	190	323	649

Çizelge 1'e bakıldığında CPT verileriyle hesaplanan yüzeysel temel taşıma gücü değerlerinin klasik teorilere uyarınca hesaplanan değerlere göre 3 kata yaklaşan oranlarda daha yüksek olduğu görülmektedir. Elde edilen sonuçların sütun grafik halinde sunulduğu Şekil 4'te de CPT verileriyle hesaplanan değerlerin büyüklüğü görülmekte, beklendiği üzere kare temel taşıma gücü değerlerinin en büyük değerleri aldığı dikkat çekmektedir. Ortaya çıkan bu durumun sebeplerinden biri, özellikle sondajdan laboratuvara gelen örselenmemiş olarak tabir edilen numunelerin gösterilecek her türlü özene rağmen, sondaj esnasında UD tüpe alma, taşıma, laboratuvarında deneye hazırlama ve deneme aşamalarında maruz kaldığı, doğal durumdaki halinden oldukça uzak gerilme izleri nedeniyle aslında belli oranda örselenmeye maruz kalması ve ölçülen kayma direnci parametrelerinin gerçekten düşük çıkmasıdır. Bu nedenle, giderek daha fazla önem ve yer verilen arazi deneyleri arasında CPT deneyi hem hız hem de sürekli veri alma özelliği nedeniyle öne çıkmaktadır. CPT deneyinin temel taşıma gücü hesabındaki avantajlarından en önemlisi de temel altındaki derinlik boyunca uzanan zemin tabakalarının özelliklerinin her iki santimetrede bir ölçülmesinin birkaç noktada yapılabilecek laboratuvar dayanım deneylerine olan üstünlüğüdür.



Şekil 4. Klasik Teorilerle ve CPT Verileriyle Hesaplanan Taşıma Gücü Değerleri



## SONUÇLAR

Bu çalışmada Adapazarı kent merkezinde sondaj ve sondalama çalışmalarının birlikte yapılmış olduğu on noktada drenajsız üç eksenli deney sonuçları ve Skempton ve Terzaghi yöntemleriyle hesaplanan yüzeysel temel taşıma gücü değerlerinin, aynı noktaya ait CPT verilerinin kullanılmasıyla hesaplanan değerler ile karşılaştırılması yapılmıştır. CPT verilerini kullanan yöntemler ile bulunan değerlerin klasik teoriler ile bulunan değerlerden 3 kata varan oranlarda büyük olduğu dikkat çekmiştir. Bu durum klasik teorilerle yapılan hesaplamaların gerçeği tam yansıtmadığı ve ekonomik olmadığı görüşünü kuvvetlendirmekte, uygulaması ve analizi sondaj ve laboratuvar çalışmasına göre kıyaslanamayacak oranda hızlı, aynı zamanda da güvenli olan CPT deneyinin temel taşıma gücü hesaplamalarında da inşaat mühendisine önemli derecede yardımcı olabileceğini göstermektedir.

Bu görüş özellikle kil parametrelerinin düşük olduğu alanlarda önem kazanmakta, konuya yabancı olan mühendislerce kazık uygulaması veya zemin iyileştirmesi önerilen birçok durumda bu pahalı çözümlerin hiç de gerekli olmadığı söylenebilmektedir.

## TEŞEKKÜR

Yazarlar bu çalışmanın gerçekleşmesinde 104M387 nolu proje kapsamında destek veren TÜBİTAK'a teşekkür ederler.

## KAYNAKLAR

Bowles, J.E., 1996. "Foundation Analysis and Design", 5<sup>th</sup> Edition, McGraw Hill Co., New York.

Lunne, T, Robertson, P.K., and Powell, J.J.M., 1997. "Cone Penetration Testing In Geotechnical Engineering", Blackie Academic & Professional.

Önalp, A., Sert, S., 2006. "Geoteknik Bilgisi-III:Bina Temelleri", Birsen Yayınevi, İstanbul, 375 sayfa.

Özocak, A., Sert, S., Önalp, A., 2006. "Zemin İncelemelerine Çağdaş Yaklaşım : " GAP V. Mühendislik Kongresi, Şanlıurfa, Türkiye.

Terzaghi, K., 1948. "Theoretical Soil Mechanics", J.Wiley&Sons, New York.

## NUMERICAL ANALYSES OF ANCHORED SHORING SYSTEMS

M. ÖRNEK      M. LAMAN      A. YILDIZ      A. DEMİR      M. A. TEKİNSOY  
Res. Asist.      Prof. Dr.      Asist. Prof. Dr.      Res. Asist.      Prof. Dr.

Çukurova University, The Faculty of Engineering and Architecture,  
Civil Engineering Department, Adana, TURKEY

### ABSTRACT

In the present study, the numerical analyses of sheet piled and anchored shoring systems for providing the stability of an excavation were conducted. In numerical analyses, PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis) computer program was used. The effects of the parameters such as the number of anchors, the length of anchors, the angle of anchors, the length of sheet piles, groundwater level and loads on soils behind sheet pile on stability of shoring system were investigated. In the analysis, lateral and vertical displacements, bending moments and shear forces arise in sheet pile, settlements occurred in soil behind sheet pile, strut forces, anchorage forces and the safety coefficient of shoring system were evaluated and the results were discussed.

## ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİNİN SAYISAL ANALİZİ

M. ÖRNEK      M. LAMAN      A. YILDIZ      A. DEMİR      M. A. TEKİNSOY  
Arş. Gör.      Prof. Dr.      Yrd. Doç. Dr.      Arş. Gör.      Prof. Dr.

Çukurova Üniversitesi, Müh. Mim. Fakültesi, İnşaat Müh. Bölümü, Adana, Türkiye

### ÖZET

Bu çalışmada; kum zeminde kazı sonrası duraylılığı sağlamak amacıyla inşa edilen palplanş ve ankrajlı iksa sistemlerinin sayısal analizi yapılmıştır. Sayısal analizlerde, PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis) bilgisayar yazılımı kullanılmıştır. Analizler sırasında ankraj sayısı, ankraj boyu, ankraj açısı, palplanş boyu, yeraltı su seviyesi, palplanş arkası zemindeki yük miktarı gibi parametrelerin, iksa sisteminin duraylılığına etkileri araştırılmıştır. Her bir parametrenin analizinde palplanş perdesinde oluşan yanal ve düşey deformasyonlar, eğilme momentleri, kesme kuvvetleri, palplanş arkasındaki zeminde oluşan oturma değerleri, payandaya gelen kuvvetin büyüklükleri, ankraj kuvvetleri ve iksa sisteminin güvenlik sayısı değerleri hesaplanmış, sonuçlar yorumlanmıştır.

### GİRİŞ

Yapıların sağlam zemine oturtulmasını sağlamak, temeli su ve don gibi etkilerden korumak ve zemin içerisinde inşaat alanı elde etmek gibi nedenlerle, inşaat başlamadan önce kazı (hafriyat) yapılmalıdır. Kazılar, genişlik ve derinliğine göre tesviye kazısı, derin kazı ve özel kazılar olarak sınıflandırılırlar. Kazı işlemine geçmeden önce kazılacak zeminin özelliklerini ve yeraltı su seviyesinin durumunu belirlemeye dair bir etüt yapılmalı, kazılacak yerin etrafında varsa mevcut yapıların zarar görmemesi için bir takım önlemler alınmalı, zemin altı yapıların durumu (telefon, elektrik, havagazı, su, kanalizasyon hattı gibi) tespit edilmeli ve kazı yöntemi belirlenmelidir. Kazı esnasında da yine kazılacak zeminin özelliğine ve kazı çevresindeki yapıların durumuna göre bir takım önlemler alınmalıdır. Uzun süre açık kalmayacak olan, çeşitli nedenlerle sarsılmayan, etrafına hiçbir yük konulmayan, kendini tutabilen zeminlerde, dar alanlarında 1.5 m, geniş alanlarında 2.0 m derinliğe kadar temel duvarını kaplamaya gerek olmayabilir, ancak daha derin kazılarda çeşitli önlemlerin alınması

gerekmektedir. Bu amaçla kazılarda bir kaplama sistemi (iksa) oluşturulmasına ihtiyaç vardır (Çil, (3); Kumbasar ve Kip, (4)).

Herhangi bir geoteknik tasarımda (temel çukuru, hendek, karayolu, tünel, galeri vs) bir kazı yapılması gerektiği durumda kazı yan yüzeylerinin göçmemesi, başka bir ifadeyle sistemin duraylılığının sağlanması gerekmektedir (Uzuner, (6)). Duraylılığın sağlanması amacıyla yapının türü ve amacına bağlı olarak palplanş, ankraj, diyafram duvar, püskürtme beton, kazık perde, payanda, kalıcı kaplama, askıya alma vs gibi bir takım geoteknik elemanlar teşkil edilerek iksa sistemi oluşturulur.

Palplanşlar, kazı esnasında ve sonrasında kazı duraylılığını sağlayan geoteknik yapı elemanlarıdır. Palplanşlar aynı zamanda, yeraltı sularının kazı sahasına veya temel çukuruna girmesini önlemek amacıyla da kullanılırlar. Palplanşlar yapıldıkları malzemeye ve yapılış şekillerine göre ahşap, betonarme, fore kazıklı ve metal palplanşlar olarak gruplara ayrılmaktadır. Palplanşlar destekli veya desteksiz olarak tasarlanabilirler. Geoteknik tasarımlarda ankraj sistemleri palplanşlara destek olarak kullanılabilirler. Genelde eğik olarak tasarlanan ankrajlar, palplanşları zemine bağlarlar. Çelik çubuklar şeklinde üretilen ankraj çubukları 10-30 cm çapında delici burgularla, gerekirse kaplama borusu da kullanılarak; zeminin delinmesi, deliğin içine çelik çubukların yerleştirilmesi ve çubuk çevresindeki boşluğun – varsa kaplama borusu çekilerek – enjeksiyonla doldurulması ile teşkil edilirler. Enjeksiyon, aktif bölge dışındaki uzunluğa uygulanır. Çelik ankraj çubukları, yüzey kaplamasına (palplanş, diyafram duvar vs) sabitlenir. Bazı durumlarda ankraj çubuklarında öngerme işlemi yapılabilir. Ankraj çubukları çekme kuvvetine maruz kalırken bu kuvvet, ankraj çubuğu çevresindeki sürtünmelerle karşılanır (Aytekin, (1); Önalp ve Sert (5)).

Sonlu elemanlar yöntemi diferansiyel denklemlerle ifade edilen mühendislik problemlerinin analizi için geliştirilen sayısal bir çözüm yöntemidir. Sürekli bir ortam sonlu elemanlara bölünerek denklemler her bir eleman için yazılır ve integre edilerek sistem denklemleri elde edilir. Sonuçta sürekli bir ortam için göz önüne alınan diferansiyel denklem lineer bir denklem takımına indirgenir. 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 bütünlük problemlerinin [gerilme-şekil değiştirme (statik) ve konsolidasyon (dinamik) gibi] çözümünde

kolaylık sağlması sonlu elemanlar yönteminin avantajları olarak sıralanabilir. Bilgisayar kapasitesine bağımlı (bellek ve cpu hızı) olması ve yaklaşık bir yöntem olmasından dolayı gerçek çözüme çok yakın sonuçların ancak yeterli eleman kullanılarak elde edilebiliyor olması sonlu elemanlar yönteminin dezavantajlarından (Çil, (3)).

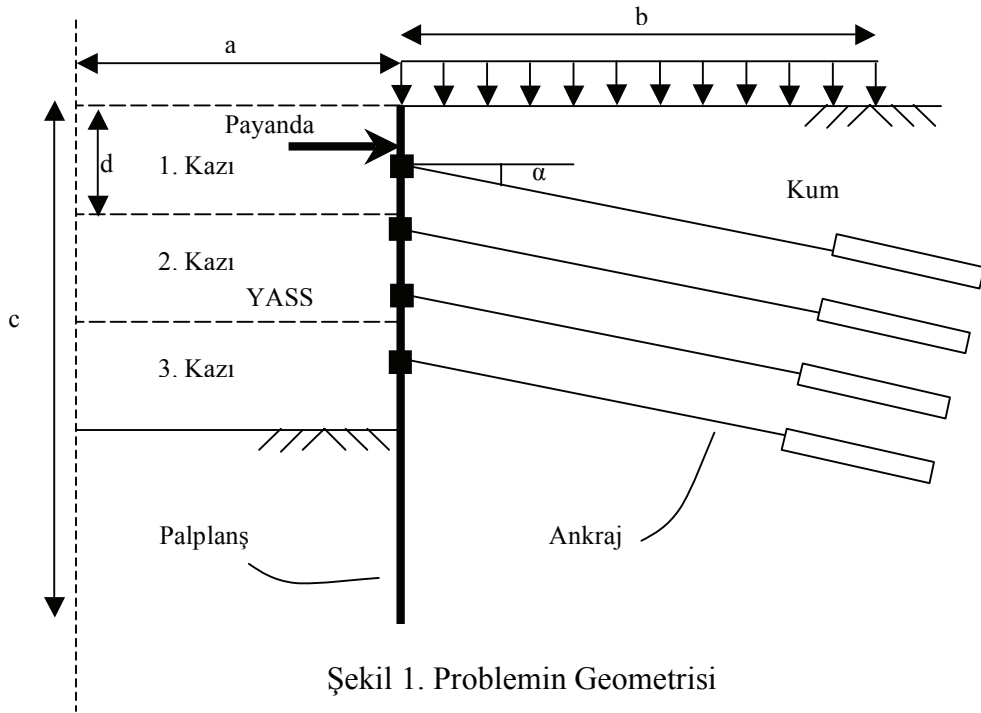
PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis), geoteknik mühendisliğindeki deformasyon ve duraylılık problemlerinin sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilebilmesi için tasarlanmış bir bilgisayar yazılımıdır (Brinkgreve, (2)). İlk olarak, 1987 yılında Hollanda Delfth Teknik Üniversitesi tarafından yumuşak zemin üzerindeki nehir dolgularının sonlu elemanlar yöntemi ile kolay bir şekilde analiz edilebilmesi için tasarlanmıştır. Sonraki yıllarda ise, geoteknik mühendisliğinin diğer uygulama alanlarını da kapsayacak şekilde genişletilmiştir. Bu çalışmada, PLAXIS 8.2 sürümü kullanılmıştır. Analizler, 2 boyutlu olarak düzlem deformasyon geometri koşullarında yapılmıştır. Yazılımda, malzemenin gerilme-deformasyon davranışı lineer olmayan çözüm teknikleri ile modellenmektedir. PLAXIS, çok yönlü ve karmaşık bir yapı arz eden geoteknik uygulamaların analizi için önemli özelliklerle donatılmıştır (Yıldız, (7)).

## SAYISAL ANALİZ

Bu çalışmada; kum zeminde kazı sonrası duraylılığı sağlamak amacıyla inşa edilen palplanş ve ankrajlı iksa sistemlerinin sayısal analizi yapılmıştır. Bu amaçla PLAXIS programı tasarımcıları tarafından belirli zaman dilimlerinde yayımlanan bültenlerden alınan bir iksa problemi daha karmaşık bir hale getirilmek suretiyle bir geometri oluşturulmuş, bu geoteknik tasarım üzerinde farklı parametreler irdelenerek sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Problemin geometrisi Şekil (1)'de sunulmuştur.

Analizlerde, tek bir zemin türü (kum zemin) ve Pekleşme Zemin Modeli kullanılmış, problem, düzlem birim deformasyon (plane strain) koşullarında ele alınmış, sonlu elemanlar ağı orta (medium) sıklıkta seçilmiş, payandanın yeri zemin yüzeyinden 0.50 m derinlikte ve kazıların ikişer metrelik üç adet yapıldığı varsayılmıştır. Çalışmada toplam 39 adet farklı analiz yapılmıştır.

Analizlerde kullanılan zemin, palplanş, payanda ve ankraja ait özellikler Tablo (1)'de verilmiştir. Tabloda yer alan jet grout, ankraj imalatında zerk edilen çimento şerbetini temsil etmektedir.



Şekil 1. Problemin Geometrisi

Tablo 1. Analizlerde Kullanılan Malzemelerin Özellikleri

<b>Zemin</b>		
Parametre	Birimi	Değeri
$\gamma_n$	kN/m <sup>3</sup>	19.00
$\gamma_{dovgun}$	kN/m <sup>3</sup>	20.00
$E_{50}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	$4.5 \times 10^4$
$E_{oed}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	$4.5 \times 10^4$
$E_{ur}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	$1.8 \times 10^4$
c	kN/m <sup>2</sup>	1.00
$\phi$	Derece	35.00
$\psi$	Derece	5.00

<b>Palplanş</b>		
Parametre	Birimi	Değeri
EA	kN/m	$2.52 \times 10^6$
EI	kNm <sup>2</sup> /m	8064.00
w	kN/m/m	0.655
d	m	0.196
Türü	---	Elastik

<b>Ankraj</b>		
Parametre	Birimi	Değeri
EA	kN	$2.00 \times 10^5$
$L_{spacing}$	m	2.50
Türü	---	Elastik

<b>Jet Grout</b>		
Parametre	Birimi	Değeri
EA	kN/m	$1.00 \times 10^5$
Türü	---	Elastik

<b>Payanda</b>		
Parametre	Birimi	Değeri
EA	kN	$1.50 \times 10^6$
$L_{spacing}$	m	5.00
Türü	---	Elastik

Analizlerde 6 farklı değişken parametre sırasıyla ankraj sayısı, ankraj boyu, ankraj açısı, palplanş boyu, YASS ve yayılı yük olarak ele alınmış, her bir parametre incelemesinde optimum değerler elde edildikten sonra bir diğer parametrenin analizine geçilmiştir. Analizlerde sabit alınan değerler Tablo (2)'de sunulmuştur.

Tablo 2. Analizlerde Sabit Alınan Parametreler

Parametre	Ankraj Sayısı	Ankraj Boyu (m)	Ankraj Açısı (°)	Palplanş Boyu (m)	YASS (m)	Yayılı Yük (kN/m <sup>2</sup> )	Analiz Sayısı
Ankraj Sayısı (N)	Değişken	5	45	10	-4.00	300	7
Ankraj Boyu (L)	3	Değişken	45	10	-4.00	300	5
Ankraj Açısı (A)	3	7	Değişken	10	-4.00	300	6
Palplanş Boyu (H)	3	7	15	Değişken	-4.00	300	5
YASS (S)	3	7	15	12.5	Değişken	300	7
Yayılı Yük (Y)	3	7	15	12.5	-4.00	Değişken	9

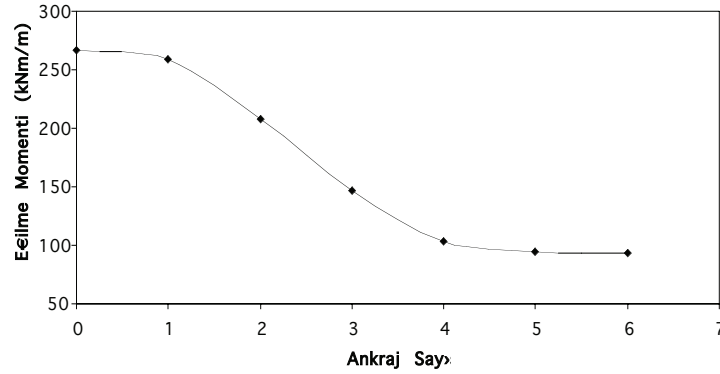
#### 1) Ankraj Sayısının (N) Etkisi

Problemde diğer parametreler sabit tutularak, ankrajsız ve ankraj sayısı 1'den 6'ya kadar artırılarak analizler yapılmıştır. Elde edilen deformasyon, kesme kuvveti ve moment değerleri Tablo (3)'te verilmektedir. Buradan, ankraj sayısının iksa sistemi duraylılığı üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu görülmektedir. Ankraj sayısı arttıkça, palplanş yanal hareketlerinde azalmalar, ankrajların palplanşı düşey harekete zorlaması nedeniyle palplanş düşey hareketlerinde ise artışlar meydana gelmiştir. Palplanş tasarımlarında kullanılan eğilme momenti ve kesme kuvveti de ankraj sayısı arttıkça azalmıştır. Palplanş arkası zeminde meydana gelen oturma miktarı ile payanda tarafından karşılanan yük miktarında ise, artan ankraj sayısına bağlı olarak azalmalar meydana gelmiştir. Ankrajsız (N=0) durumda palplanş arkası zeminde meydana gelen oturma miktarı, 6 adet ankrajın kullanıldığı duruma göre (N=6) %50'ye varan oranlarda azalmıştır. Ankraj sayısı arttıkça her bir ankraja gelen yüklerde de azalmalar meydana gelmiştir. N=1 durumunda ankraja gelen yük, N=6 durumunda ilk ankraja gelen yükün 5.0 katı mertebesindedir. Analizlerde 1. ankraj yüzeye en yakın, 6. ankraj ise en derindeki ankrajdır. Bu ilk parametrenin analizinde palplanş hareketlenmelerinin makul seviyelere indiği kabulü yapılarak ve yapı maliyeti de göz önüne alınarak, bundan sonraki analizlerde optimum değer olarak N=3 kullanılmıştır (Tablo (2)).

Ankraj sayısına bağı olarak eğilme momentinde meydana gelen değişimler Şekil (2)'de ayrıca grafik olarak ta görülmektedir.

Tablo 3. Ankraj Sayısının Etkisi

N	Palp. Yanal Def. (cm)	Palp. Düşey Def. (cm)	Palp. Mak. Eğilme Mom. (kNm/m)	Palp. Mak. Kesme Kuv. (kN/m)	Palp. Ark. Otur. Mik. (cm)	Pay. Kuv. (kN/m)	Ankraj Kuvvetleri (kN/m)					
							1	2	3	4	5	6
0	22.78	3.545	266.12	504.83	26.52	772.4	0	0	0	0	0	0
1	21.88	4.513	258.84	431.20	26.02	767.7	102.5	0	0	0	0	0
2	17.92	5.912	207.36	399.80	21.61	734.5	28.7	189.7	0	0	0	0
3	10.23	5.922	146.44	350.00	17.48	637.6	29.9	50.4	220.0	0	0	0
4	9.59	5.935	103.87	307.23	14.87	557.7	21.6	39.6	92.5	195.5	0	0
5	8.37	5.930	94.08	284.22	14.06	514.8	21.1	43.7	75.0	105.7	162.2	0
6	8.02	6.042	93.44	279.45	13.89	503.7	20.5	46.0	79.0	90.6	113.1	105.7



Şekil 2. Ankraj Sayısı - Palplanş Maksimum Eğilme Momenti İlişkisi

## 2) Ankraj Boyunun (L) Etkisi

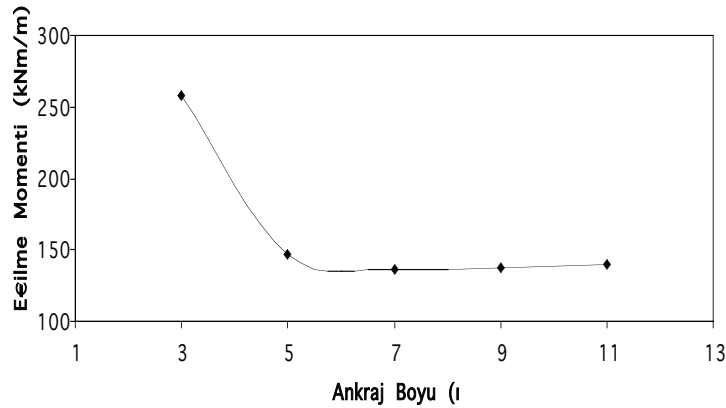
Problemde diğer parametreler sabit tutularak, 3.0m, 5.0m, 7.0m, 9.0m ve 11.0m'lik 5 farklı ankraj boyları için analizler yapılmıştır. Elde edilen deformasyon, kesme kuvveti ve moment değerleri Tablo (4)'te verilmektedir. Buradan, ankraj boyunun iksa sistemi duraylılığını belli bir uzunluktan sonra (5.0m) çok etkilemediği görülmektedir. Ankraj boyu arttıkça palplanş yanıl hareketi, eğilme moment, kesme kuvveti, palplanş arkası zemin oturma miktarı ve payandaya gelen kuvvet miktarında özellikle 5.0m'den sonra önemli miktarda değişimlere rastlanmamıştır. Ankraj boyu arttıkça ankrajların taşıdıkları yükler azalmaktadır. Özellikle L=9m ve L=11m analizlerinde ankraj boyunun artması nedeniyle



ankraj çevresinde PLAXIS programı tarafından oluşturulan sonlu eleman ve düğüm sayılarındaki artışlara bağlı olarak sonuçlarda bir takım düzensizlikler meydana gelmiştir. Ancak bu önemli mertebelerde değildir. Ankraj boyu analizinde palplanş hareketlenmelerinin minimum seviyelere indiği görüldüğünden ve L=7.0m analizinde en yüksek güvenlik sayısı değeri elde edildiğinden, bundan sonraki analizlerde optimum ankraj boyu olarak L=7.0m kullanılmıştır (Tablo (2)). Ankraj boyuna bağlı olarak eğilme momentinde meydana gelen değişimler Şekil (3)'te ayrıca grafik olarak ta görülmektedir.

Tablo 4. Ankraj Boyunun İncelenmesi

L (m)	Palp. Yanal Def. (cm)	Palp. Düşey Def. (cm)	Palp. Mak. Eğilme Mom. (kNm/m)	Palp. Mak. Kesme Kuv. (kN/m)	Palp. Arkası Oturma Miktarı (cm)	Payanda Kuvveti (kN/m)	Ankraj Kuvvetleri (kN/m)		
							1	2	3
3	24.54	7.730	258.27	482.87	28.89	860.0	27.91	81.01	172.10
5	10.23	5.922	146.44	350.00	17.48	637.6	29.86	50.42	220.00
7	10.20	5.882	135.83	320.32	16.60	567.5	25.78	83.14	228.50
9	11.37	6.114	137.48	331.16	17.10	598.6	9.16	96.97	214.50
11	11.56	5.876	140.11	342.86	17.32	602.0	-0.36	96.38	198.90



Şekil 3. Ankraj Boyu - Palplanş Maksimum Eğilme Momenti İlişkisi

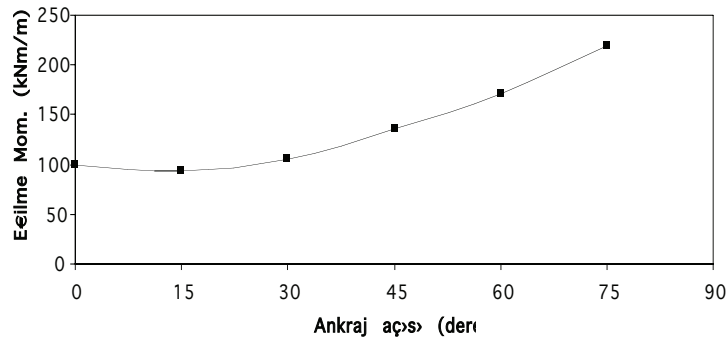
### 3) Ankraj Açısının (A) Etkisi

Problemde diğer parametreler sabit tutularak, ankrajın yatay zemin düzlemi ile yaptığı açı 0°, 15°, 30°, 45°, 60° ve 75° alınarak analizler yapılmıştır. Elde edilen deformasyon, kesme kuvveti ve moment değerleri Tablo (5)'te verilmektedir. Buradan, iksa sistemi duraylılığının ankraj açısından etkilendiği görülmektedir. Ankraj açısı azaldıkça palplanş yanal hareketi de azalmaktadır (A=0° durumunda palplanş yanal hareketi A=75° durumuna göre yaklaşık 2.5 kat daha azdır). Ancak, ankraj açısı palplanş düşey hareketini çok fazla etkilememektedir

(maksimum 1.7cm). Palplanş tasarımına esas eğilme momenti ve kesme kuvveti ile payandaya gelen kuvvet azalan ankraj açısı ile doğru orantılı olarak azalmıştır.  $A=0^\circ$  durumunda ise palplanş arkası zemin oturma miktarı  $A=75^\circ$  durumuna göre yaklaşık %50 azalmıştır.  $A=75^\circ$  ve  $A=0^\circ$  durumlarında ilk ankrajlar basınç almışlardır. Ankraj açısı analizinde palplanş hareketlenmelerinin ve palplanş arkası zemin oturmalarının minimum seviyelere indiği görüldüğünden ve  $A=15^\circ$  analizinde en yüksek güvenlik sayısı değeri elde edildiğinden, bundan sonraki analizlerde optimum değer olarak  $A=15^\circ$  kullanılmıştır (Tablo (2)). Ankraj açısına bağlı olarak eğilme momentinde meydana gelen değişimler Şekil (4)'te ayrıca grafik olarak ta görülmektedir.

Tablo 5. Ankraj Açısının İncelenmesi

A (°)	Palp. Yanal Def. (cm)	Palp. Düşey Def. (cm)	Palp. Mak. Eğilme Mom. (kNm/m)	Palp. Mak. Kesme Kuv. (kN/m)	Palp. Arkası Oturma Miktarı (cm)	Payanda Kuvveti (kN/m)	Ankraj Kuvvetleri (kN/m)		
							1	2	3
75	18.67	4.437	219.63	485.90	24.31	757.5	-6.82	18.77	124.70
60	14.98	5.347	171.76	404.94	20.21	678.2	1.13	42.08	199.30
45	10.20	5.882	135.83	320.32	16.60	567.5	25.78	83.14	228.50
30	8.24	5.454	105.50	246.78	13.41	448.8	54.58	120.30	242.10
15	7.04	4.783	92.98	239.91	12.03	426.1	22.42	122.40	262.30
0	7.58	4.166	98.99	326.98	12.77	538.0	-88.00	82.98	264.90



Şekil 4. Ankraj Açısı - Palplanş Maksimum Eğilme Momenti İlişkisi

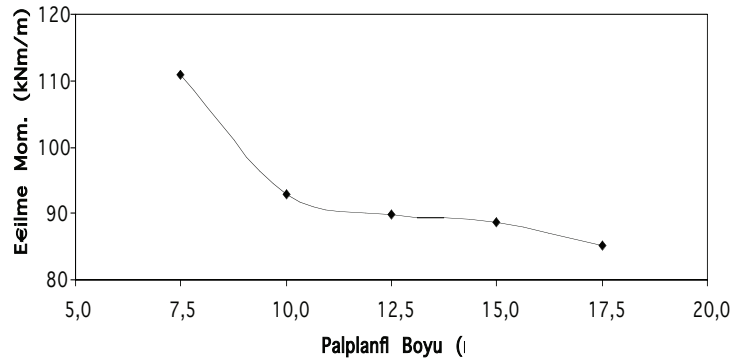
#### 4) Palplanş Boyunun (H) Etkisi

Problemde diğer parametreler sabit tutularak, palplanş boyu 7.5m, 10.0m, 12.5m, 15.0m ve 17.5m yapılmak suretiyle analizler yapılmıştır. Elde edilen deformasyon, kesme kuvveti ve moment değerleri Tablo (6)'da verilmektedir. Buradan, palplanş boyunun özellikle palplanş düşey hareketinde etkin bir rol oynadığı görülmektedir. Palplanş yanal hareketlerinin ise kazı seviyesi aşıldıktan sonra palplanş boyundan çok fazla etkilenmediği görülmüştür (maksimum

1.14cm). Palplanş eğilme momenti ve kesme kuvveti ile payandaya gelen kuvvet artan palplanş boyu ile ters orantılı olarak azalmıştır. Palplanş arkası zeminde oturma miktarı H=10.0m'den sonra çok fazla değişmemiştir (1.35cm). Her bir ankraja gelen kuvvetin palplanş boyundan etkilenmediği, genelde kuvvetlerde düzenli bir dağılım olduğu görülmüştür. Palplanş boyu analizinde daha düşük palplanş hareketlenmeleri ve palplanş arkası zemin oturmaları elde edildiğinden H=12.5m analizinde en yüksek güvenlik sayısı değeri ortaya çıktığından, yapı maliyeti de göz önüne alınarak bundan sonraki analizlerde optimum palplanş boyu değeri olarak H=12.5m kullanılmıştır (Tablo (2)). Palplanş boyuna bağlı olarak eğilme momentinde meydana gelen değişimler Şekil (5)'te ayrıca grafik olarak ta görülmektedir.

Tablo 6. Palplanş Boyunun İncelenmesi

H (m)	Palp. Yanal Def. (cm)	Palp. Düşey Def. (cm)	Palp. Mak. Eğilme Mom. (kNm/m)	Palp. Mak. Kesme Kuv. (kN/m)	Palp. Arkası Oturma Miktarı (cm)	Payanda Kuvveti (kN/m)	Ankraj Kuvvetleri (kN/m)		
							1	2	3
7.5	7.90	12.193	110.93	387.19	15.69	710.7	-59.67	107.70	276.70
10.0	7.04	4.783	92.98	239.91	12.03	426.1	22.42	122.40	262.30
12.5	6.39	3.343	89.78	206.30	11.43	356.7	34.45	128.10	257.10
15.0	6.21	2.344	88.71	188.40	11.06	328.0	48.62	136.60	264.70
17.5	5.95	1.569	85.14	178.17	10.68	311.6	61.10	147.00	273.10



Şekil 5. Palplanş Boyu - Palplanş Maksimum Eğilme Momenti İlişkisi

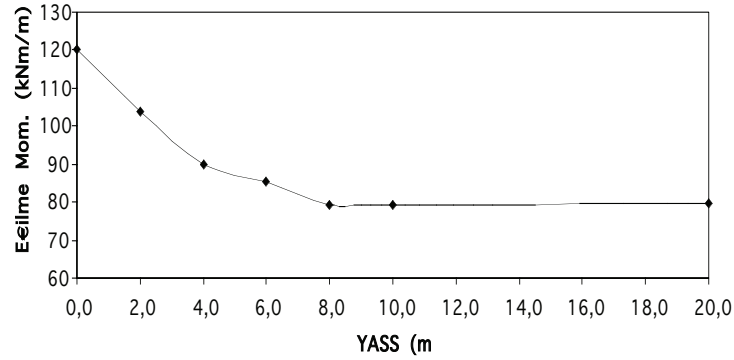
##### 5) Yer altı Su Seviyesi (S) Etkisi

Zemin ortamında suyun varlığının taşıma kapasitesinde ve oturmalarda oldukça önemli bir etkiye sahip olduğu bilinmektedir. Problemden diğer parametreler sabit tutularak, zemin yüzeyinden itibaren ölçülen farklı su seviyeleri (0.0m, 2.0m, 4.0m, 6.0m, 8.0m, 10.0m, 20.0m) için analizler yapılmıştır. Elde edilen deformasyon, kesme kuvveti ve moment

değerleri Tablo (7)'de verilmektedir. Buradan, kuru ortamda palplanştaki yanal hareketin tamamen doygun ortama göre yaklaşık 2.2 kat azaldığı görülmektedir. Ancak palplanş ankrajlarla tutulu olduğundan düşey hareket suyun varlığından çok fazla etkilenmemektedir. YASS arttıkça palplanş eğilme momenti ve kesme kuvveti ile payandaya gelen kuvvet artmaktadır. Palplanş arkası zeminde oturma miktarı ise, zemin ortamından su uzaklaştıkça azalmaktadır. Su seviyesindeki değişimler özellikle 3. ankraja gelen kuvvetlerde değişime neden olmuştur. Kazı seviyesinin altındaki su seviyesi hareketlerinin iksa sistemi duraylılığını çok fazla etkilemediği görülmüştür. YASS analizinde su seviyesinin palplanş hareketlenmelerini önemli miktarlarda etkilemediği kabul edilip bundan sonraki analizde optimum değer olarak  $S=-4.00m$  kullanılmıştır (Tablo (2)). YASS'ne bağlı olarak eğilme momentinde meydana gelen değişimler Şekil (6)'da ayrıca grafik olarak ta görülmektedir.

Tablo 7. YASS'nin İncelenmesi

S (m)	Palp. Yanal Def. (cm)	Palp. Düşey Def. (cm)	Palp. Mak. Eğilme Mom. (kNm/m)	Palp. Mak. Kesme Kuvveti (kN/m)	Palp. Arkası Oturma Miktarı (cm)	Payanda Kuvveti (kN/m)	Ankraj Kuvvetleri (kN/m)		
							1	2	3
0.0	9.59	3.594	119.99	235.25	14.07	407.0	30.45	130.70	294.00
2.0	7.69	3.446	103.94	221.21	12.48	382.0	32.56	130.20	272.90
4.0	6.39	3.343	89.78	206.30	11.43	356.7	34.45	128.10	257.10
6.0	5.89	3.073	85.45	199.16	10.69	350.0	37.72	130.10	255.50
8.0	4.46	2.626	79.37	163.32	9.52	285.7	46.38	126.20	231.30
10.0	4.35	2.451	79.13	158.32	9.31	277.0	48.91	127.10	230.80
20.0	4.35	2.264	79.63	155.47	9.18	271.6	50.13	127.60	231.40



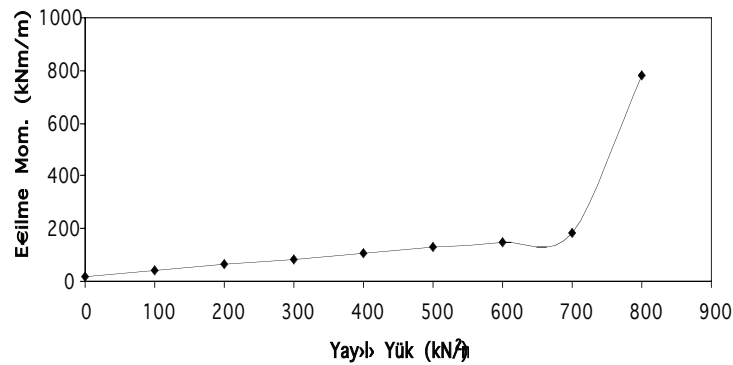
Şekil 6. YASS - Palplanş Maksimum Eğilme Momenti İlişkisi

## 6) Yayıllı Yük (Y) Etkisi

Problemde diğer parametreler sabit tutularak, yük olmadığı durum ve farklı yayıllı yük durumları ( $100 \text{ kN/m}^2$ 'den  $800 \text{ kN/m}^2$ 'ye  $100 \text{ kN/m}^2$ 'lik artımlarla) için analizler yapılmıştır. Elde edilen deformasyon, kesme kuvveti ve moment değerleri Tablo (8)'de verilmektedir. Buradan, palplanş arkası zemindeki yayıllı yük miktarının iksa sistemi duraylılığını önemli ölçüde etkilediği görülmektedir. Yapılan analizlerde, uygulanan  $800 \text{ kN/m}^2$ 'lik yayıllı yükün ardından iksa sistemi göçmüştür. Palplanş yanal ve düşey hareketleri, palplanş eğilme momenti ve kesme kuvveti, payandaya gelen kuvvet ile palplanş arkası zeminde oturma miktarı artan yayıllı yük ile doğru orantılı olarak artmıştır. Yayıllı yükten dolayı her bir ankraja gelen kuvvette de düzenli bir dağılım tespit edilmiştir. Yayıllı yüklere bağlı olarak eğilme momentinde meydana gelen değişimler Şekil (7)'de ayrıca grafik olarak ta görülmektedir.

Tablo 8. Yayıllı Yükün İncelenmesi

Y ( $\text{kN/m}^2$ )	Palp. Yanal Def. (cm)	Palp. Düşey Def. (cm)	Palp. Mak. Eğilme Mom. ( $\text{kNm/m}$ )	Palp. Mak. Kesme Kuv. ( $\text{kN/m}$ )	Palp. Arkası Oturma Miktarı (cm)	Payanda Kuvveti ( $\text{kN/m}$ )	Ankraj Kuvvetleri ( $\text{kN/m}$ )		
							1	2	3
0	0.85	0.201	15.17	20.88	0.71	24.7	9.89	18.57	38.82
100	2.35	0.622	41.91	69.90	3.88	109.9	12.20	51.12	108.90
200	4.02	1.804	64.54	131.90	7.28	222.9	23.22	90.00	181.50
300	5.89	3.073	85.45	199.16	10.69	350.0	37.72	130.10	255.50
400	7.93	4.371	105.89	272.21	14.21	491.0	53.66	170.70	330.90
500	10.40	5.76	127.31	354.63	18.42	650.9	70.14	213.60	412.40
600	13.17	7.21	148.60	447.61	23.20	832.4	86.54	256.10	495.50
700	18.87	9.39	184.27	633.54	38.27	1201.0	102.00	309.00	616.60
800	135.00	46.12	781.37	1270.00	393.00	5160.0	156.10	450.80	1975.00



Şekil 7. Yayıllı Yük - Palplanş Maksimum Eğilme Momenti İlişkisi

## SONUÇLAR

Bu çalışmada; kum zeminde kazı sonrası duraylılığı sağlamak amacıyla inşa edilen palplanş ve ankrajlı iksa sistemlerinin sayısal analizi yapılmış, elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmuştur:

- Ankraj sayısı, iksa sistemi duraylılığını etkilemektedir. Ankraj sayısı arttıkça palplanş yanal hareketlerinde azalmalar gözlenmiştir. Analizlerde optimum ankraj sayısı  $N=3$  olarak elde edilmiştir.
- Ankraj boyunun iksa sistemi duraylılığına belli bir uzunluktan sonra (5.0m) etkisi azalmıştır.
- İksa sistemi duraylılığı ankraj açısına da bağlıdır. Ankraj açısı azaldıkça palplanş yanal hareketi de azalmaktadır. Ancak ankraj açısı palplanş düşey hareketini çok fazla etkilememektedir. Analizlerde optimum ankraj açısı  $A=15^\circ$  önerilmiştir.
- Palplanş boyu özellikle palplanş düşey hareketinde etkin bir rol oynamaktadır. Kazı seviyesi aşıldığından dolayı palplanş boyu, palplanş yanal hareketlerini çok fazla etkilememiştir. Analizlerde palplanş boyu için diğer parametrelerin optimum değerlerinde  $H=12.5m$  önerilmiştir.
- Kuru ortamda palplanştaki yanal hareket tamamen suya doymun ortama göre yaklaşık 2.2 kat azalmıştır. Kazı seviyesinin altındaki su seviyesi hareketlerinin iksa sistemi duraylılığını fazla etkilememiştir.
- Palplanş yanal ve düşey hareketleri, palplanş eğilme momenti ve kesme kuvveti, payandaya gelen kuvvet ile palplanş arkası zeminde oturma miktarı artan yayılı yük ile orantılı olarak artmıştır.

## KAYNAKLAR

1. Aytekin M., Deneysel Zemin Mekaniği, Teknik Yayınevi, Ankara, 2004.
2. Brinkgreve R. B. J., Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, 2d, Version 8.2, 2002.
3. Çil T.B., İksa Sistemleri ve Analiz Yöntemleri Plaxis Paket Programı” Bitirme Ödevi, Çukurova Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Adana, 2007.
4. Kumbasar V., Kip F., İnşaat Mühendisliğinde Zemin Mekaniği, (Capper P.L. ve Cassie W.F. çevirisi), Çağlayan Kitabevi, İstanbul, 1984.
5. Önalp A., Sert S., Geoteknik Bilgisi III, Bina Temelleri, Birsen Yayınevi, İstanbul, 2006.

6. Uzuner B.A., Temel Zemin Mekaniki, Teknik Yayınevi, Ankara, 2001.

7. Yıldız A., Donatılı Zeminler Üzerine Oturan Yüzeysel Temellerin Analizi, Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 2002.

# TRANSIENT INTERACTION OF GIBSON SOIL AND PILE FOUNDATION

**Semih KÜÇÜKARSLAN**

Istanbul Technical University, Engineering Sciences Department, Maslak 34469 İstanbul

[kucukarslan@itu.edu.tr](mailto:kucukarslan@itu.edu.tr)

## ABSTRACT

In this study, a numerical investigation is performed for interaction of pile and Gibson soil in time domain. For the analysis, a hybrid boundary element method for half space and finite element method for piles is used in modelling. The Green functions used in boundary element method are approximated by using the formula of homogenous half space. The results are compared with the available Laplace solutions.

**Key words:** Pile-soil interaction, geomechanics, boundary element method, dynamic analysis.

## KAZIKLI TEMEL VE GIBSON ZEMİNİNİN ZAMAN TANIM ALANINDA ETKİLEŞİMİ

**Semih KÜÇÜKARSLAN<sup>3</sup>**

İstanbul Teknik Üniversitesi, Mühendislik Bilimleri Bölümü, Maslak 34469 İstanbul

[kucukarslan@itu.edu.tr](mailto:kucukarslan@itu.edu.tr)

## ÖZET

Bu çalışmada, kazıklı temel ve Gibson zemininin etkileşimi zaman tanım alanında sayısal olarak incelenecektir. Sayısal yöntem olarak hibrit sınır eleman yöntemi yarı uzay için, kazıklar içinde sonlu elemanı kullanılmaktadır. Sınır eleman yöntemi için kullanılan Green fonksiyonları yaklaşık ve homojen sürekli ortam formüllerinden elde edilmiştir. Sonuçlar, mevcut Laplace çözümleri ile karşılaştırılmaktadır.

**Anahtar kelimeler:** Kazık-zemin etkileşimi; geomekanik, sınır eleman yöntemi, dinamik analiz.

---

<sup>3</sup> Tel: 0-212-2856824



## GİRİŞ

Kazıklı temeller zayıf zeminlerdeki yapıları taşıtmak için kullanılmaktadır. Kazık üzerine inşa edili nükleer amaçlı yapılar, köprüler ve çok katlı yapıların temel tasarımı için güvenilir analiz ve tasarım yöntemine ihtiyaç duyulmaktadır. Bu amaçla, Kaynia and Kausel [1] tarafından katmanlı zeminler için kazık etkileşimi üzerine frekans uzayında dinamik çalışmalar yapılmıştır.

Gibson zemini için statik analizler, Poulos [2] tarafından Midlin denklemlerini [3] kullanarak elde edilmiştir. Sınır eleman yöntemi kullanarak iki katmanlı zeminler için zaman tanım alanındaki çalışmalarda Banerjee and Davies [4] tarafından yapılmıştır. Randolph [5] ise sonlu elamanlar kullanarak etkileşim problemini incelemiştir.

Bu çalışmada ise, Mamoon and Banerjee [6] tarafından frekans uzayı için kullanılan Gibson zeminine ait Green fonksiyonları zaman tanımı altındaki dinamik yükler için kullanılarak analizler gerçekleştirilmektedir.

## ANALİTİK DENKLEMLER

Analiz için kazık ve kazık grupları çubuk elaman biçiminde modellenerek sonlu eleman yöntemi ve yarı uzay olan zemin içinde sınır eleman yöntemi hibrit olarak kullanılmaktadır.

### *Sürekli ortam denklemleri*

İzotrop homojen zeminler için Navier çözümünün ifadesi:

$$(\lambda + \mu) \frac{\partial^2 u_p}{\partial x_p \partial x_q} + \mu \frac{\partial^2 u_q}{\partial x_p \partial x_p} - \rho \ddot{u}_q = 0 \quad (1)$$

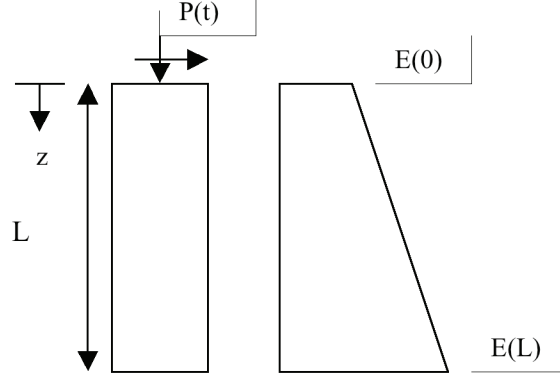
ile ifade edilir. Burada  $\lambda$  ve  $\mu$  Lamé sabitleri,  $\rho$  kütle yoğunluğunu tanımlamaktadır.

Denklem (1) için sınır eleman ile integral ifade

$$u_p(\xi, t) = \int_{S_0} \int_0^t G_{pq}(x, t; \xi, \tau) t_q(x, \tau) d\tau ds \quad (2)$$

şeklinde yazılmaktadır. Bu denklemde  $u_p$  zemin deplasmanını,  $G_{pq}$  ise Green fonksiyonunu ve  $t_p$  de kazık zemin arasındaki sürtünme gerilemelerini göstermektedir. Gerilmeler denge denklemlerinden etkilendiği için Gibson zemini (Şekil 1) için kullanılacak Green

fonksiyonları homojen çok katmanlı zemin şeklinde ifade edilerek, elastisite modülü yaklaşık olarak komşu iki katmanının değerlerinin ortalaması olarak hesaplanabilir.



Şekil 1. Gibson zemini ve kazık geometrisi.

$$E_{s,avg} = \frac{E_{s,i} + E_{s,j}}{2} \quad (3)$$

#### Kazık denklemleri

Eksenel ve yatay yönde harmonik yükleme için kazık denklemleri şu denklemlerle ifade edilir:

$$m\ddot{u}_z^j - E_p A_p \frac{d^2 u_z^j}{dz^2} = -\pi D t_z^j \quad (4)$$

$$m\ddot{u}_x^j + E_p I_p \frac{d^4 u_x^j}{dz^4} = -D t_x^j \quad (5)$$

Bu denklemlerin sonlu eleman ifadesi ise:

$$\begin{bmatrix} M_{uu} & M_{u\theta} \\ M_{\theta u} & M_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}^j \\ \ddot{\theta}^j \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{uu} & C_{u\theta} \\ C_{\theta u} & C_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}^j \\ \dot{\theta}^j \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{uu} & K_{u\theta} \\ K_{\theta u} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^j \\ \theta^j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_u^j \\ f_\theta^j \end{Bmatrix} \quad (6)$$

biçiminde tanımlanır.

#### Kazık ve zemin denklemlerinin sürekliliği

Deplasman süreklilik ve gerilme denge denklemleri kazık ve zemin etkileşim yüzeyi için kullanılacak olursa:

$$\Delta u_s = \Delta u_p \quad (7)$$

$$\Delta t_s = -\Delta t_p \quad (8)$$

ifadeleri yazılır. Denklemler (2) ve (6) ifadeleri ise tek bir kazık için

$$\begin{bmatrix} G + D + K^{-1} & b_p \\ B & -E \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta t_p^j \\ \Delta u_c^j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_s^j \\ \Delta F_c^j - H^j \end{Bmatrix} \quad (9)$$

ile ifade edilebilir. Kazık grubu için ise

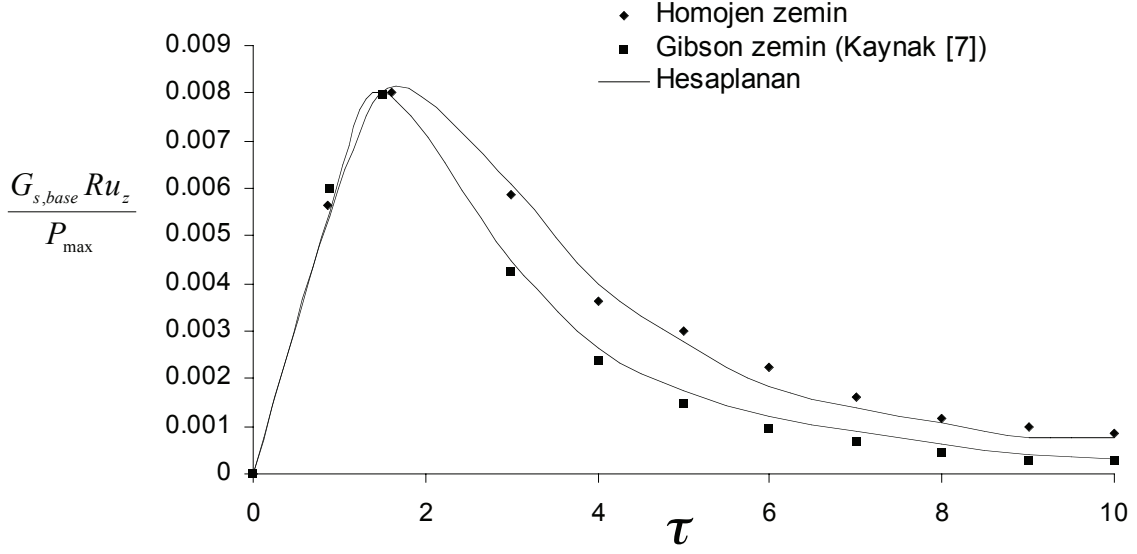
$$\begin{bmatrix} G_{11} + D_{11} + K_{11}^{-1} & G_{12} & b_{p_1} \\ G_{21} & G_{22} + D_{22} + K_{22}^{-1} & b_{p_2} \\ B_1 & B_2 & -E \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta t_{p1}^j \\ \Delta t_{p2}^j \\ \Delta u_c^j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_{s1}^j - B_{p1}^j \\ R_{s2}^j - B_{p2}^j \\ \Delta F_c^j - H^j \end{Bmatrix} \quad (10)$$

şeklinde ifade edilir. Bu denklemde 1 ve 2 alt indisleri kazık grub numarasını tanımlamaktadır.

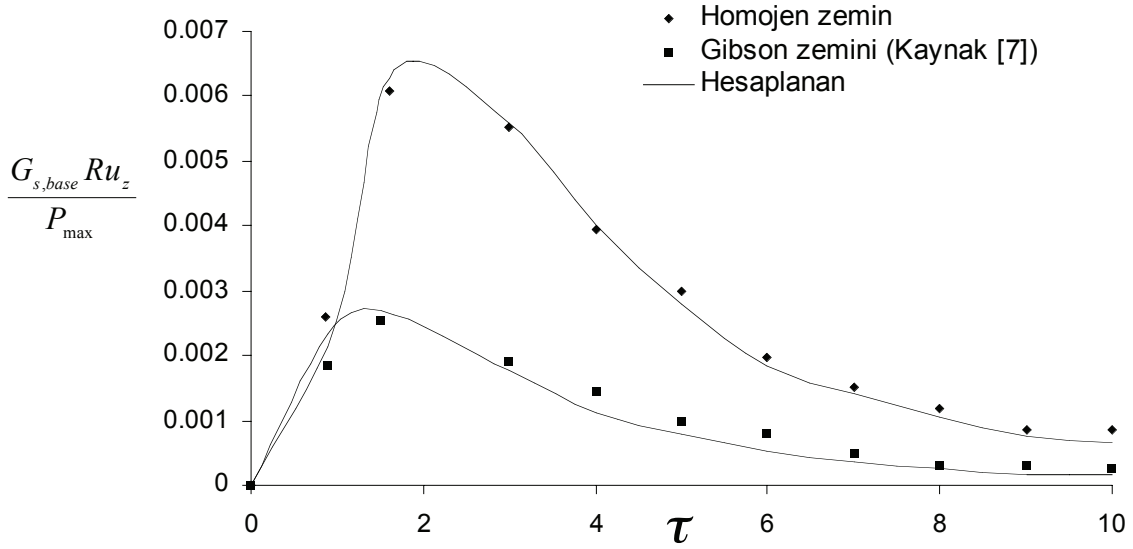
## SAYISAL UYGULAMA

Bu bölümde, Militano and Rajapakse [7] tarafından elde edilen (Laplace) sonuçların karşılaştırması yapılmaktadır. Heaviside (rampa) fonksiyonu altında dinamik yükler altında farklı elastisite modülü değerlerinde boyutsuzlaştırılmış deplasman değerleri mevcut yapılan çalışma sonuçları için şekil 2 ve 3 te sunulmaktadır.

Analizlerde kazık boyu ile kazık yarıçapı arasındaki oran ( $L/R = 30$ ). Poisson's oranı zemin için 0.4 ve kazık ile zemin kütle yoğunluk oranı 1.3 olarak kullanılmıştır. Elastisite modül oranları için 2 farklı oran kullanılmıştır:  $E_p/G_o = 1000$  ve 10000.



Sekil 2 .Boyutsuz deplasman ve zaman degisimi  $E_p/G_o = 1000$ .



Sekil 3.Boyutsuz deplasman zaman degisimi  $E_p/G_o = 10000$ .

## SONUÇLAR

Bu çalışmada, sayısal olarak verimli sınır eleman ve sonlu eleman yöntemleri hibrit kullanılarak kazık ve Gibson zemini etkileşimi için zaman tanım alanında incelenmiştir. Yarı

uzay homojen olmayan Green fonksiyonları için elastisite modülleri yaklaşık olarak kullanılmıştır. Sonuçlar, Laplace çözümleri ile karşılaştırılmış ve iyi neticeler elde edilmiştir.

#### KAYNAKLAR

1. Kaynia AM, Kausel E., "Dynamic stiffness and seismic response of pile groups", *Technical Report R82-03*, Massachusetts Inst. of Technology, 1982, USA.
2. Poulos HG., "Settlement of single piles in non-homogeneous soils", *ASCE J. Geo. Eng.*, 105(5), 1979, 627-641.
3. Mindlin RD., "Force at a point in the interior of a semi-infinite solid", *Physics*, ; 7, 1936, 195-202.
4. Banerjee PK, Davies TC., "The behavior of axially and laterally loaded piles embedded in non-homogeneous soils", *Geotechnique*, 28(3), 1978 309-326.
5. Randolph MF., "The response of flexible piles to lateral loading", *Geotechnique*, 31(2), 1981, 247-259.
6. Mamoon SM, Banerjee PK., "Time domain analysis of dynamically loaded single piles." *ASCE J. Engng. Mech.*, 118(1), 1992, 140-160.
7. Militano G, Rajapakse RK., "Dynamic response of pile in a multi layered soil to transient torsional and axial loading", *Geotechnique*, 49(1),1999, 91-109.

## INVESTIGATION OF THE FACTORS AFFECTING DESIGN OF ANCHORED SHEET PILES

<b>Özcan TAN</b>	<b>Selim ALTUN</b>	<b>M. Tarık DİLAVER</b>	<b>İ. Hakkı ERKAN</b>
Assoc. Prof. Dr.	Asst. Prof. Dr.	Civil Engineer (MSc)	Research Asst.
Selçuk Univ.	Ege Univ.	Yüksel İnşaat,	Selçuk Univ.
Civil Engn. Dept.	Civil Engn. Dept.	Ankara	Civil Engn. Dept.

### ABSTRACT

In the present study, the design of built-in anchored sheet piles, which are very important in Geotechnical Engineering, have been examined. One of the methods for the design of anchored sheet piles is Fixed Earth Support Method.

Using Taguchi Method on the 1024 data determined by the Fixed Earth Support Method with the analyses carried out on 16 data, which have been selected using  $L_{16}$  orthogonal array table with 5 parameters and 4 levels. It was determined that the most efficient parameter on the anchor force and foundation depth of the sheet piles was angle of internal friction. As a result, error proportions have been examined and it is understood that it is possible to reach the results with the using Taguchi Method in a 95% safety range.

**Keywords:** Sheet Pile, Optimization, Taguchi Method

**ANKRAJLI PALPLANŞ PERDELERİNİN TASARIMINI  
ETKİLEYEN FAKTÖRLERİN ARAŞTIRILMASI**

<b>Özcan TAN</b>	<b>Selim ALTUN</b>	<b>M. Tarık DİLAVER</b>	<b>İ. Hakkı ERKAN</b>
Doç. Dr.	Yrd. Doç.Dr.	İnş.Yük. Müh.	Arş. Gör.
Selçuk Üniv.	Ege Üniv.	Yüksel İnşaat,	Selçuk Üniv.
İnşaat Müh. Böl.	İnşaat Müh. Böl	Ankara	İnşaat Müh. Böl.

**ÖZET**

Bu çalışmada, Geoteknik mühendisliğinde önemli bir yere sahip olan zemine ankastre ankrajlı palplanşların tasarımı incelenmiştir. Zemine ankastre ankrajlı palplanşların tasarımında kullanılan yöntemlerden birisi Eşdeğer Kiriş Yöntemidir.

Eşdeğer Kiriş Yöntemi ile olan 1024 adet veri üzerinde Taguchi Yöntemi uygulanarak 5 parametrelili ve 4 seviyeli  $L_{16}$  ortogonal dizin tablosu yardımıyla seçilen 16 adet veri üzerinde analizler yapılmıştır. Palplanş perdelerin ankraj kuvveti ve gömülü derinliği üzerinde en etkili parametrenin içsel sürtünme açısı olduğu belirlenmiştir. Taguchi Yöntemi kullanılarak sonuçlara %95 güven aralığı içerisinde ulaşmanın mümkün olduğu görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** Palplanş perde, Optimizasyon, Taguchi Yöntemi





hesaplanmıştır. S/N (değişim indeksi) analizleri ve varyans analizleri yapılarak parametrelerin sonuç üzerindeki etki oranları araştırılmıştır. Ayrıca parametre seviyelerinin ortalama S/N değerleri dikkate alınarak zemine ankastre olan palplanş perdelerinde ankraj kuvveti ve gömülü derinliği belirlemede kullanılabilen eşitlikler geliştirilmiştir. Geliştirilen eşitliklerin güvenilirliğini test etmek için istatistiksel analizler yapılmış ve Eşdeğer Kiriş Yöntemi ile karşılaştırılmıştır. Çalışma hakkında detaylı bilgi [1] de bulunmaktadır.

## AMAÇ

Çalışmada, kohezyonsuz zemine ankastre olan ankrajlı palplanş perdelerinde ankraj kuvveti ( $P_A$ ) ve gömülü derinlik ( $D_f$ ) üzerinde etkili olan faktörler güçlü bir optimizasyon tekniği olan Taguchi Yöntemi ile araştırılması ve parametrelerin etki oranlarının belirlenmesi amaçlanmıştır. Çalışma sonuçlarının değerlendirilmesi ile pratik amaçlar için kullanılabilen eşitliklerin geliştirilmesi çalışma amaçları arasında yer almıştır.

## TAGUCHİ YÖNTEMİ

Taguchi Yöntemi, optimizasyon ve parametrik analiz çalışmalarında maliyeti düşürmek, sonuçlara daha az sayıda deney yaparak kısa sürede ulaşmak ve parametrelerin hedef sonuç üzerindeki etkilerini belirlemek için tam faktoriyel deney tasarımına alternatif olarak geliştirilmiş güçlü bir yöntemdir. Yöntemde kontrol edilebilen faktörlerin optimum değerlerini belirleyebilmek için özel olarak tasarlanmış ortogonal dizinler (deney tasarımları) kullanılmaktadır. Bu çalışma için kullanılan  $L_{16}$  deney tasarım tablosu Tablo (1)' de verilmiştir. Bu tablonun 16 satırı ve maksimum beş kolonu bulunmaktadır. Kolon sayısı parametre sayısına göre değişebilmektedir. Her satır o satırdaki faktör seviyeleri ile yapılacak olan çalışma numarasını göstermektedir. Yöntemde 16 farklı durum için yapılan deney sonuçları kullanılarak S/N analizleri yapılmaktadır. S/N oranı (değişim indeksi) ise aşağıdaki bağıntı ile belirlenmektedir.

$$S/N = -\log_{10}(MSD) \quad (1)$$

Tablo 1. L<sub>16</sub> Ortogonal dizin tablosu

Deney no	Parametreler ve Deneilerin Yapılacağı Parametre Seviyeleri				
	F1	F2	F3	F4	F5
1	1	1	1	1	1
2	1	2	2	2	2
3	1	3	3	3	3
4	1	4	4	4	4
5	2	1	2	3	4
6	2	2	1	4	3
7	2	3	4	1	2
8	2	4	3	2	1
9	3	1	3	4	2
10	3	2	4	3	1
11	3	3	1	2	4
12	3	4	2	1	3
13	4	1	4	2	3
14	4	2	3	1	4
15	4	3	2	4	1
16	4	4	1	3	2

MSD değeri, hedef değer in en büyük, en küçük ve belirli bir değer olması durumları için sırayla Eşitlik (2)- Eşitlik (4) den hesaplanmaktadır.

$$MSD = \left( \frac{1}{Y_1^2} + \frac{1}{Y_2^2} + \dots + \frac{1}{Y_n^2} \right) / n \quad (2)$$

$$MSD = \left( \frac{Y_1^2 + Y_2^2 + \dots + Y_n^2}{n} \right) \quad (3)$$

$$MSD = \left( \frac{(Y_1 - Y_0)^2 + (Y_3 - Y_0)^2 + \dots + (Y_n - Y_0)^2}{n} \right) \quad (4)$$

Buradaki Y<sub>1</sub> ... Y<sub>n</sub> değerleri deney (analiz) sonuçlarıdır. n ise bir deneydeki tekrar sayısı, Taguchi Yöntemi ile beklenen (hedef) değer ise Eşitlik (5) ile belirlenir.

$$Y_{beklenen} = \sqrt{\frac{1}{MSD_{ort}}} \quad (5)$$

Deney veya çalışma sonuçlarının güvenilirliği için istatistiksel analizlerin yapılması gereklidir. Bunun için çok değişkenli varyans analizi (ANOVA) kullanılarak parametrelerin sonuç üzerindeki etki yüzdeleri ve güven düzeyleri belirlenmektedir. Yöntem hakkında detaylı bilgi [1], [2]' de bulunmaktadır.

## ARAŞTIRMA BULGULARI VE DEĞERLENDİRME

Çalışma için seçilen parametreler ve parametre seviyeleri Tablo (2)' de gösterilmiştir.

Tablo 2. Çalışmada seçilen parametreler ve seviyeleri

Seviye	Parametreler				
	Zemin yüksekliği (H) (m)	Ankraj derinliği (a) (m)	İçsel sürtünme açısı ( $\phi$ )	Sürtünme açısı ( $\delta$ )	Doğal birim hacim ağırlık ( $\text{kN/m}^3$ ) ( $\gamma_n$ )
1	4	0,50	10	0	14
2	6	1,00	20	5	16
3	8	1,50	30	10	18
4	10	2,00	40	20	20

$L_{16}$  ortogonal dizin tablosuna uygun 16 adet kombinasyon için ankraj kuvvetleri ( $R_a$ ) ve gömülü derinlikler ( $D_f$ ) eşdeğer kiriş yöntemi ile belirlenmiş ve Tablo (3). de verilmiştir. Bu veriler kullanılarak yapılan S/N analizleri sonucunda belirlenen değişim indeksleri (S/N değerleri) de Tablo (3)'te verilmiştir. Ankraj kuvveti ve gömülü derinlik için parametre seviyelerine ait ortalama S/N değerleri ise Tablo (3)'te gösterilmiştir.

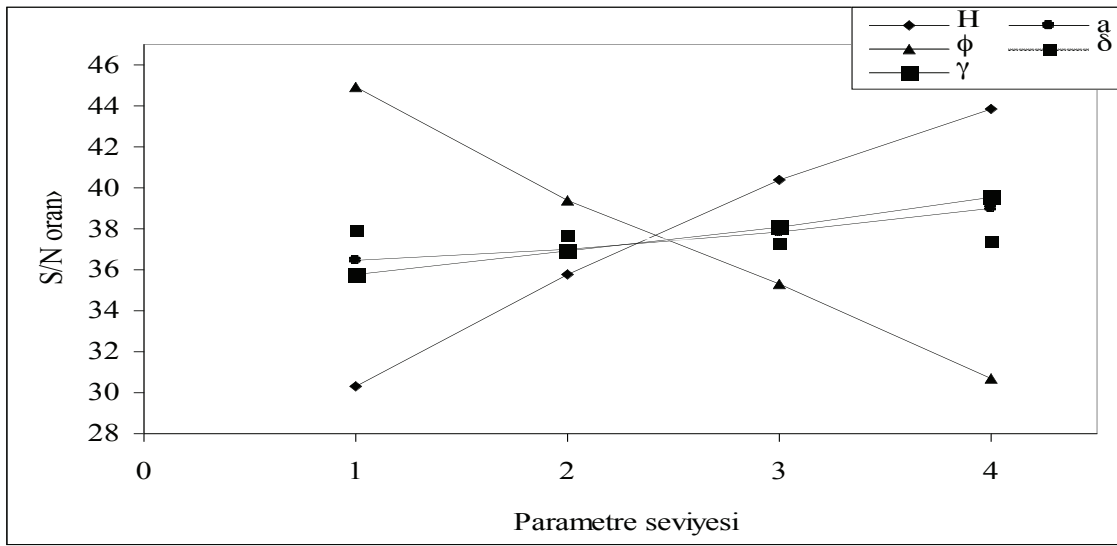
Tablo 3. Ankraj kuvveti için  $R_a$  ve S/N değerleri

No	H (m)	a (m)	$\Phi$	$\delta$	$\gamma_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$R_a$ (kN)	$D_f$ (m)	S/N oranı ( $R_A$ için)	S/N oranı ( $D_f$ için)
1	4	0.5	10	0	14	56.83	12.49	35.09	21.93
2	4	1	20	5	16	35.24	3.93	30.94	11.88
3	4	1.5	30	10	18	26.91	1.64	28.60	4.27
4	4	2	40	20	20	21.27	0.64	26.56	-3.89
5	6	0.5	20	10	20	80.69	5.17	38.14	14.27
6	6	1	10	20	18	139.39	7.68	42.88	17.70
7	6	1.5	40	0	16	27.83	2.23	28.89	6.96
8	6	2	30	5	14	46.12	2.99	33.28	9.50
9	8	0.5	30	20	16	64.09	2.68	36.14	8.56
10	8	1	40	10	14	34.90	2.30	30.86	7.22
11	8	1.5	10	5	20	317.02	18.53	50.02	25.36
12	8	2	20	0	18	167.93	9.57	44.50	19.62
13	10	0.5	40	5	18	66.27	3.40	36.43	10.63
14	10	1	30	0	20	146.89	6.44	43.34	16.17
15	10	1.5	20	20	14	157.65	6.06	43.95	15.65
16	10	2	10	10	16	379.20	18.42	51.58	25.31
Ortalama S/N								37.57	13.197

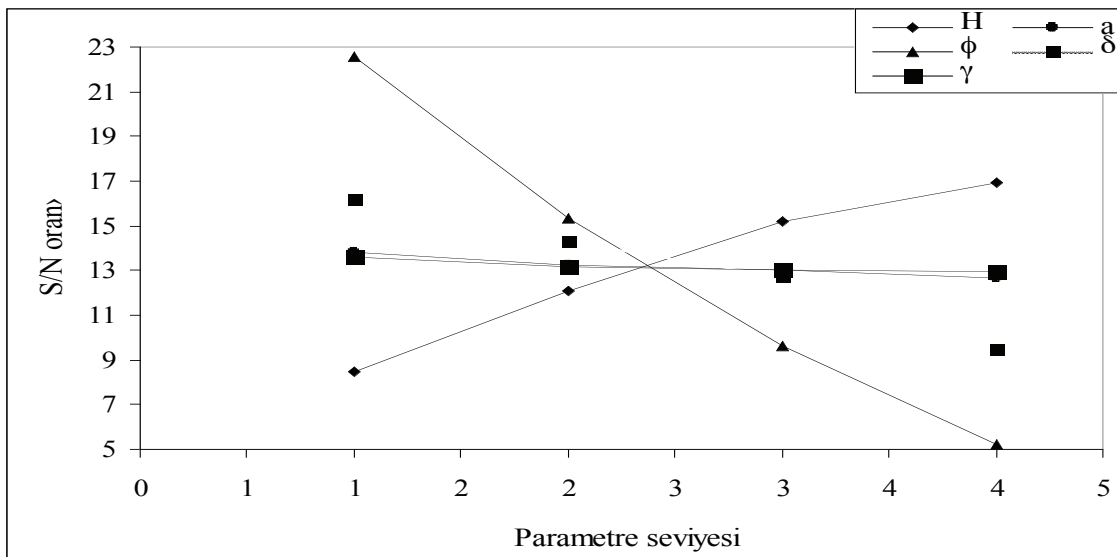
Tablo (4). Parametre seviyelerinin ortalama S/N oranları

Parametre/seviye	S/N ORANLARI ( $R_A$ )				S/N ORANLARI ( $D_f$ )			
	1	2	3	4	1	2	3	4
Zemin Yüksekliği (H)	30.30	35.79	40.38	43.82	8,45	12,11	15,19	16.94
Ankraj derinliği (a)	36.44	37.01	37.87	38.98	13,85	13,24	13.06	12.63
İçsel sürtünme açısı ( $\phi$ )	44.89	39.38	35.33	30.68	22.58	15.35	9.63	5.23
Sürtünme açısı ( $\delta$ )	37.96	37.67	37.29	37.38	16.17	14.34	12.77	9.51
D. birim hacim ağır. ( $\gamma$ )	35.80	36.89	38.10	39.51	13.58	13.18	13.06	12.98

Tablo 4 de verilen değerler kullanılarak çizilen etki grafikleri Şekil 2 ve Şekil (3)' te verilmiştir.



Şekil 2. Ankraj kuvveti için parametre seviyesi-S/N oranı değişimi



Şekil 3. Gömülü derinlik için parametre seviyesi-S/N oranı değişimi

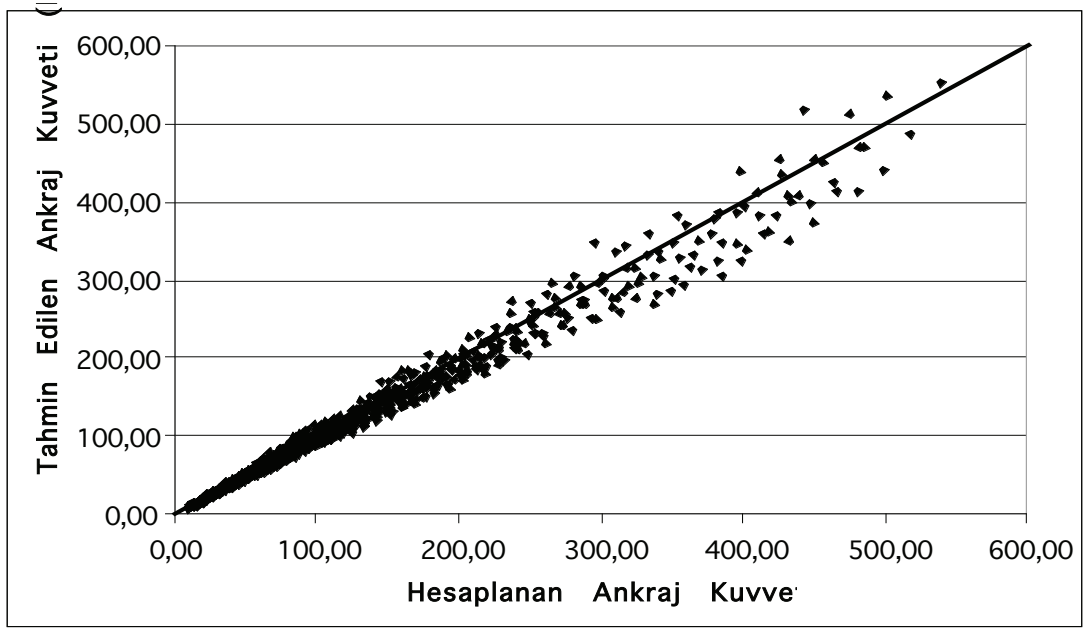
Ankraj kuvveti ve gömülü derinlik için parametrelerin etki derecelerini belirlemek amacıyla çok değişkenli varyans analizleri (ANOVA) yapılmış ve sonuçları Tablo (5)'te de verilmiştir.

Tablo (5) Varyans analizi (ANOVA) sonuçları

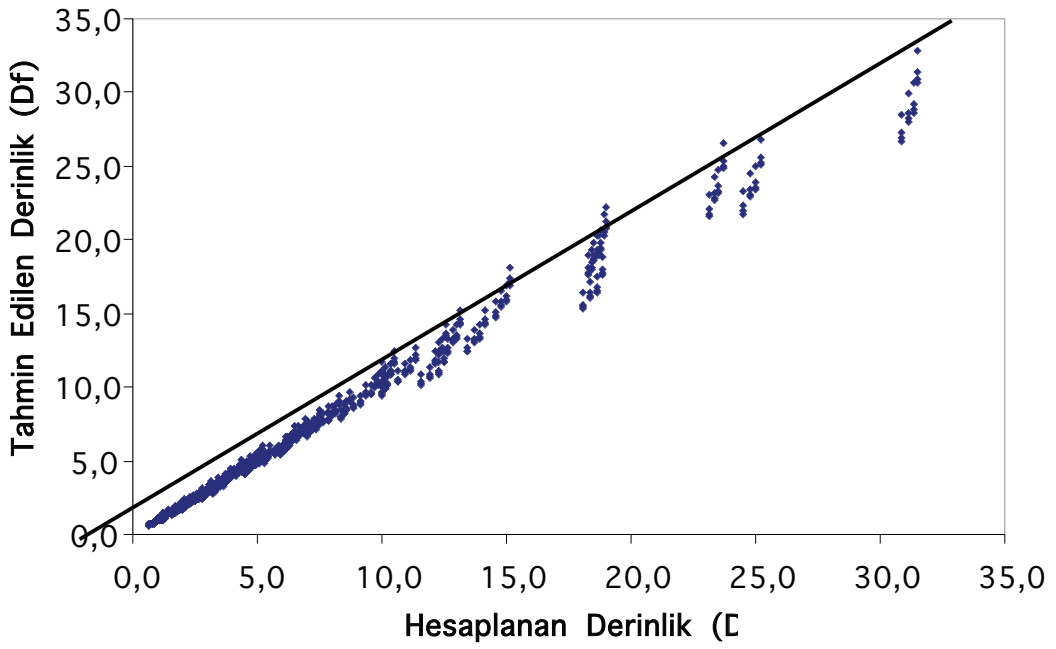
Parametre	Ankraj Kuvveti ( $R_A$ )				Gömülü Derinlik ( $D_f$ )		
	Serbest. Derece. (DOF)	Kareler Toplam (Ss)	Varyans	Etki oranı (P) (%)	Kareler Toplam (Ss)	Varyans	Etki oranı (P) (%)
H	3	412.20	137.40	46.0	163.14	54.38	17.4
A	3	14.60	4.87	1.63	3.06	1.02	0.3
$\phi$	3	437.43	145.81	48.8	675.23	225.08	72.0
$\delta$	3	1.08	0.36	0.12	95.85	31.95	10.2
$\gamma_n$	3	30.71	10.24	3.43	0.85	0.28	0.09
Toplam	15	896.02		100	938.13		100

Ankraj kuvveti üzerinde en etkili parametreler etki derecesine göre %49 oranı ile içsel sürtünme açısı ve % 46 oranı ile zemin yüksekliğidir. Ankraj kuvveti;  $\phi$  açısı arttıkça yaklaşık doğrusal olarak azalmakta, H yüksekliği arttıkça yaklaşık doğrusal olarak artmaktadır. Gömülü derinlik üzerinde ise en etkili parametrenin %72 oranı ile içsel sürtünme açısı, ikinci etkili parametrenin ise %17 lik oran ile zemin yüksekliği olduğu belirlenmiştir. İçsel sürtünme açısı arttıkça  $D_f$  azalmakta, H yüksekliği arttıkça  $D_f$  artmaktadır. Ankraj kuvveti üzerinde sürtünme katsayısının, gömülü derinlik üzerinde ise doğal birim hacim ağırlığın etkileri ihmal edilebilir düzeydedir. 1024 adet veri için Taguchi yöntemi uygulanarak beklenen değerler ile hesaplanan değerler arasındaki dağılım Şekil (4) ve Şekil (5)'te hesaplanan ve tahmin edilen değerler arasındaki rölatif hataların histogramları ise Şekil (6) ve Şekil (7)'de verilmiştir.

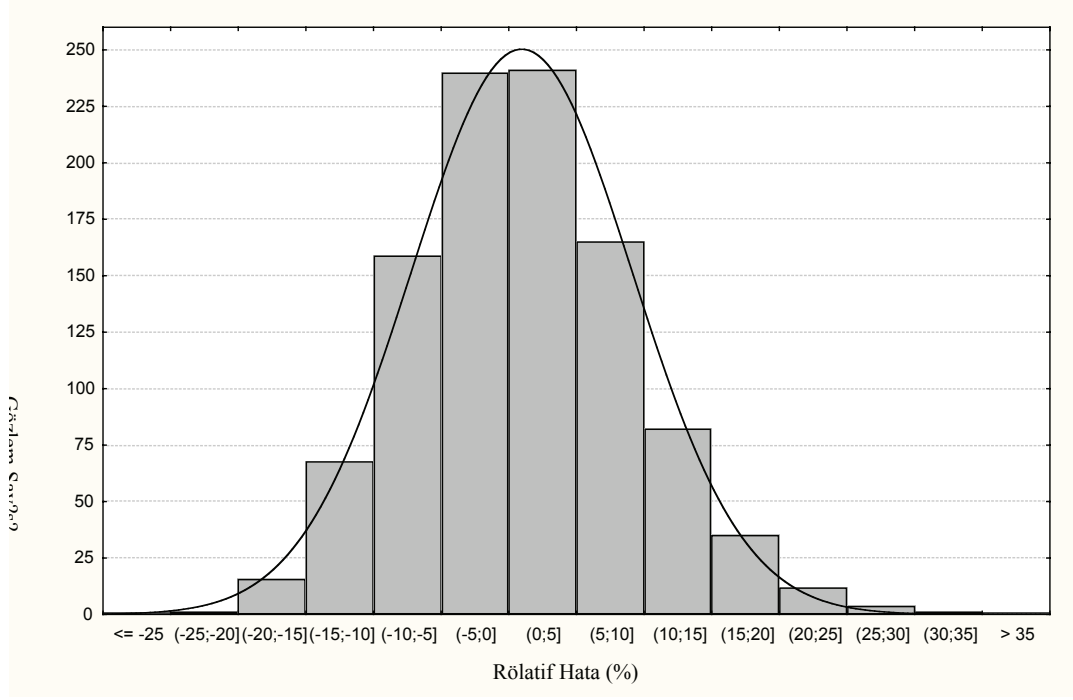
Şekil (6) incelendiğinde Taguchi Yöntemi ile yapılan ankraj kuvveti tahmininde rölatif hatanın %20 den küçük olma olasılığı % 98, %15 den küçük olma olasılığı % 93, %10 dan küçük olma olasılığı %79 ve %5'ten küçük olma olasılığı %47 olarak belirlenmiştir.



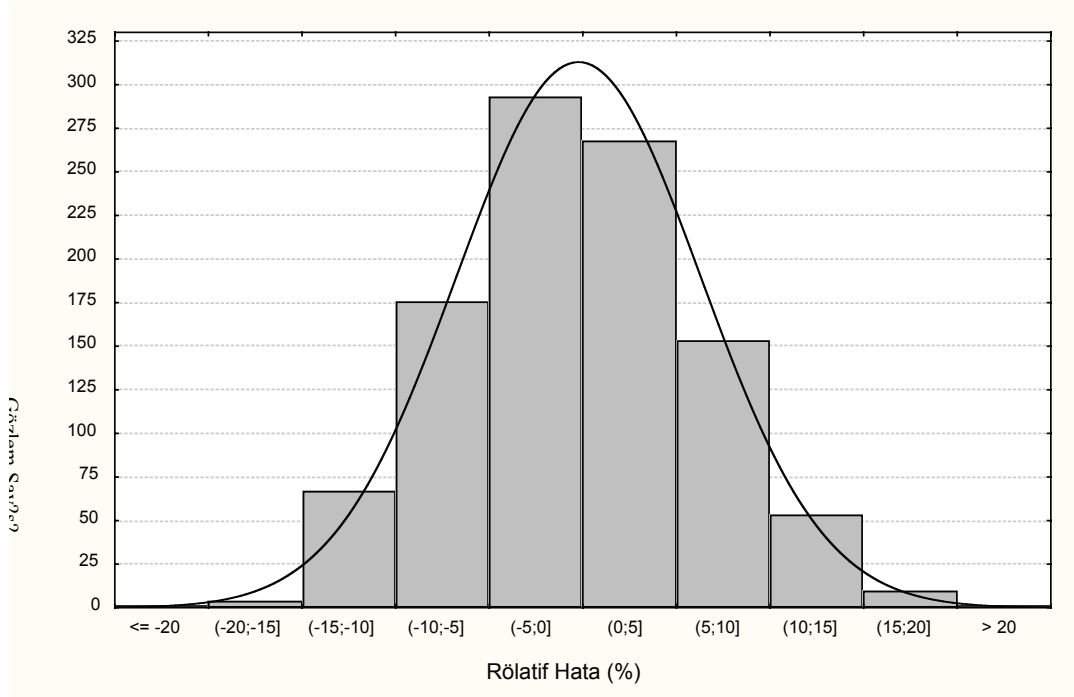
Şekil (4) Hesaplanan-tahmin edilen ankraj kuvvetleri arasındaki dağılım



Şekil (5) Hesaplanan-tahmin edilen gömülü derinlik değerleri arasındaki dağılım



Şekil (6) Tahmin Edilen Ankraj Kuvveti İçin Rölatif Hataların Dağılımı



Şekil (7) Tahmin Edilen Gömülü Derinlik İçin Rölatif Hataların Dağılımı

Şekil (7) incelendiğinde Taguchi Yöntemi ile yapılan gömülü derinlik tahmininde rölatif hatanın %20'den küçük olma olasılığı %100, %15'den küçük olma olasılığı %99, %10'dan küçük olma olasılığı %87 ve %5'ten küçük olma olasılığı %55 olarak belirlenmiştir. Yine

yapılan analizler sonucunda Taguchi Yöntemi ile yapılan tahminde ortalama hata %5.3 olarak belirlenmiştir. Bu oranlar Taguchi Yönteminin oldukça güçlü bir tahmin yeteneğinin olduğunu göstermektedir. Taguchi yöntemi ile ankraj kuvveti ve gömülü derinliğin oldukça güvenilir bir şekilde tahmin edilmesi nedeniyle, kum içindeki ankastre ankrajlı palplanş perdelerinde ankraj kuvveti ve gömülü derinliği belirlemede kullanılacak bağıntıların geliştirilmesi için çalışmalar yapılmıştır. Bu amaçla parametre seviyelerine ait ortalama S/N değerleri kullanılarak değişik matematik fonksiyonlar seçilip istatistiksel analizler yapılmış ve hata oranları belirlenmiştir. Araştırmalar sonucunda geliştirilen modeller aşağıda verilmiştir.

### Ankraj kuvveti için;

$$R_A(kN) = \left( \frac{1}{10^\alpha} \right)^{0.5} \quad (6)$$

Bu bağıntıda  $\alpha$  toplam etki katsayısı olup aşağıdaki bağıntı ile belirlenir.

$$\omega = -0.1(\omega_\delta + \omega_\phi + \omega_a + \omega_H + \omega_\gamma) \quad (7)$$

$w_\delta$  : sürtünme açısı etki faktörü,  $w_\phi$  : içsel sürtünme açısı etki faktörü;  $w_a$  : ankraj derinliği etki faktörü,  $w_H$  : zemin yüksekliği etki faktörü,  $w_\gamma$  : Birim hacim ağırlık etki faktörüdür. Etki faktörleri farklı parametre değerleri için Tablo (6)'da verilmiştir. Geliştirilen modelin güvenilirliğini belirlemek amacı ile 1024 farklı durum için yapılan istatistiksel analizlerde ortalama hata %6.3 olup, hata payı +%18.5 ile -15.5 arasında değişmektedir.

Tablo (6) Ankraj kuvveti etki faktörleri

$\gamma_n < 22 \text{ kN/m}^3$ için	$\Psi_\gamma = 0.511 \gamma - 1.115$
$\delta < 10^\circ$ için	$\Psi_\delta = -3.773 \tan \delta + 7.903$
$\delta > 10^\circ$ için	$\Psi_\delta = 0.484 \tan \delta + 7.1525$
$\phi < 20^\circ$ için	$\Psi_\phi = -29.355 \tan \phi + 19.983$
$\phi > 20^\circ$ için	$\Psi_\phi = -18.294 \tan \phi + 15.956$
$a < 1\text{m.}$ için	$\Psi_a = 0.728a + 6.217$
$a = 1.0\text{m}-1.5\text{m}$ arası	$\Psi_a = 1.722a + 5.223$
$a > 1.5\text{m.}$ için	$\Psi_a = 2.224a + 4.470$
$H < 6\text{m}$ için	$\Psi_H = 2.918H - 12.154$
$H = 6\text{m}-8\text{m}$ arası	$\Psi_H = 2.521H - 9.769$
$H > 8\text{m}$ için	$\Psi_H = 1.722H - 3.383$



**Gömülü derinlik için;**

$$D_f(m) = \left( \frac{1}{10^\lambda} \right)^{0.5} \quad (8)$$

Bu bağıntıda  $\lambda$  toplam etki katsayısı olup aşağıdaki bağıntı ile belirlenmektedir.

$$\lambda = -0.1(D_\delta + D_\phi + D_a + D_H) \quad (9)$$

Modele ait etki faktörleri ( $D_\delta$ ,  $D_\phi$ ,  $D_a$  ve  $D_H$ ) farklı parametre değerleri için Tablo (7)'de verilmiştir. Gömülü derinlik için geliştirilen modelin güvenilirliğini belirlemek amacı ile 1024 farklı durum için yapılan istatistiksel analizlerde ortalama hata %4.75 olup, hata payı +%14.8 ile -14.5 arasında değişmektedir.

Tablo (7). Gömülü derinlik etki faktörleri

$\delta < 5^\circ$ için	$D_\delta = -20,914 \tan\delta + 6.279$
$\delta > 5^\circ$ için	$D_\delta = -17,44 \tan\delta + 5.963$
$\phi < 24.85^\circ$ için	$D_\phi = -38,471 \tan\phi + 19.459$
$\phi > 24.85^\circ$ için	$D_\phi = -16,788 \tan\phi + 9.419$
$a < 1\text{m.}$ için	$D_a = -1,212a + 4.558$
$a = 1.0\text{m}-1.5\text{m.}$ arası	$D_a = -0,368a + 3.714$
$a > 1.5\text{m.}$ için	$D_a = -0,854a + 4.443$
$H < 7.40\text{m}$ için	$D_H = 1,826 H - 8.744$
$H > 7.40\text{m.}$ için	$D_H = 0,874H - 1.699$

## SONUÇ

Bu çalışmada zemine ankastre Ankrajlı palplanş perdelerinde gömülü derinlik ve ankraj kuvvetini etkileyen parametreler, Taguchi yöntemine göre 5 parametrelilik, 4 seviyeli standart  $L_{16}$  ortogonal dizin tablosu kullanılarak araştırılmıştır. Yapılan analiz ve değerlendirmeler sonucunda;

- Ankraj kuvveti üzerinde en etkili parametre % 49 oran ile içsel sürtünme açısı olup 2. derecede etkili parametre ise % 46 oran ile zemin yüksekliğidir.

- Gömülü derinlik üzerinde en etkili parametre içsel sürtünme açısı olup etki derecesi %72 dir. 2. derecede etkili parametre ise %17 ile zemin yüksekliğidir. Doğal birim hacim ağırlığının etkisi ihmal edilebilir düzeydedir.
- Taguchi Yöntemi ile yapılan tahminler (beklenen değerler), gerçek değerlere oldukça yakın olup, ortalama hata %5.5 civarındadır. Bu durum güçlü bir optimizasyon tekniği olan Taguchi Yönteminin geoteknik mühendisliğindeki parametrik çalışmalarda da uygulanabileceğini göstermektedir.
- Ankraj kuvvetini ve gömülü derinliği belirlemek için geliştirilen kazık yatay yük taşıma kapasitesini belirlemek için S/N oranları kullanılarak geliştirilen Eşitlik (6) ve Eşitlik (8) pratik amaçlar için kullanılabilir. Daha fazla veri ve parametre kullanılarak modellerdeki maksimum hata oranının %10 un altında kalması için çalışmalar sürdürülmektedir.

## KAYNAKLAR

- [1] Dilaver, M.T. 2007. Yanal Yüklü Kazıkların Tasarımını Etkileyen Faktörlerin Araştırılması, *Yüksek Lisans Tezi*, S.. Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya.
- [2] G. Taguchi, System of Experimental Design, Vol.1-2 (New York: Quality Resources 1987).
- [3] Phadke, M. S. 1989. Quality Engineering Using Robust Design, Prentice Hall, New York.

**DIMENSIONAL ANALYSIS OF VERTICAL STRESSES  
UNDER THE SQUARE FOOTINGS**

M. Salih KESKİN  
Res. Assist.  
Cukurova University  
Adana, Turkey

Mustafa LAMAN  
Prof. Dr.  
Cukurova University  
Adana, Turkey

Tarık BARAN  
Res. Assist.  
Cukurova University  
Adana, Turkey

**ABSTRACT**

In this study, the vertical stress values occurred under the center line of the uniformly loaded square footings were investigated numerically and the results of the study were compared with the results of theoretical methods available in the literature. In the numerical analysis, soil was modeled as both two dimensional axial-symmetric and three dimensional to investigate, the effect of the two dimensional axial-symmetric modeling on the vertical stress values. In the theoretical methods available in the literature, soil is generally assumed as a linear elastic material and calculations of vertical stress values are performed according to this assumption. In this study, soil was modeled as both linear elastic and non-linear elasto-plastic material and the effect of these models to the vertical stress values was investigated.

# KARE TEMELLER ALTINDA OLUŞAN İLAVE DÜŞEY GERİLMELERDE BOYUT ANALİZİ

M. Salih KESKİN  
Arş. Gör.  
Çukurova Üniversitesi  
Adana, Türkiye

Mustafa LAMAN  
Prof. Dr.  
Çukurova Üniversitesi  
Adana, Türkiye

Tarık BARAN  
Arş. Gör.  
Çukurova Üniversitesi  
Adana, Türkiye

## ÖZET

Bu çalışmada, kumlu zeminlere oturan üniform yüklü kare temellerin merkezi altında oluşan ilave düşey gerilme değerleri nümerik olarak araştırılmış ve elde edilen değerler literatürde mevcut teorik yöntemle karşılaştırılmıştır. Nümerik çalışmada zemin, hem iki boyutlu eksenel simetri koşullarında hem de üç boyutlu olarak modellenmiş ve zemin içinde oluşan ilave düşey gerilme değerlerine, iki boyutlu eksenel simetrik modellemenin etkisinin araştırılması amaçlanmıştır. Literatürdeki mevcut teorik yöntemlerde zemin, lineer elastik bir malzeme olarak kabul edilip ilave düşey gerilme değerleri bu kabule göre hesaplanmaktadır. Çalışmada, zemin hem lineer elastik hem de non-lineer elasto-plastik malzeme olarak modellenmiş ve analizde kullanılan bu modellerin ilave düşey gerilme değerlerine etkisi araştırılmıştır.

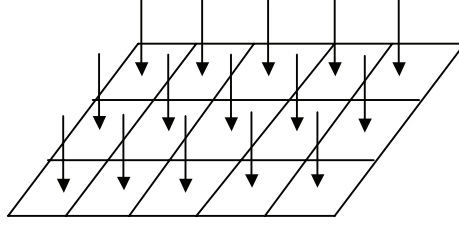
## GİRİŞ

Çeşitli yüzey yüklerinden dolayı, zemin içinde oluşan ilave düşey gerilmelerin şiddetinin ve dağılımının belirlenmesi, zemin mekaniğinin klasik problemlerinden birisidir ve daha önce pek çok araştırmacı tarafından ele alınmıştır [1-9].

Elastisite teorisinden yararlanılarak elde edilen bu çözümlerden, pratikte en çok kullanılanı Boussinesq (1) tarafından elde edilen çözümdür. Boussinesq (1), lineer, elastik, homojen, izotrop yarı sonsuz ortamda, yüzeye etkiyen bir tekil yükten dolayı oluşan gerilme problemini çözmüştür. Bu problem zemin mekaniğinde en çok çalışılan problemlerden birisidir ve zeminlerdeki gerilme artışlarının belirlenmesi bir Boussinesq problemi olarak ele alınmaktadır (10). Bu çözüme göre, zemin içerisinde,  $Q$  tekil yükünden dolayı, herhangi bir  $z$  derinliğinde ve  $r$  yatay mesafesindeki bir noktada oluşan ilave düşey gerilme değeri Denklem (1)'deki gibidir.

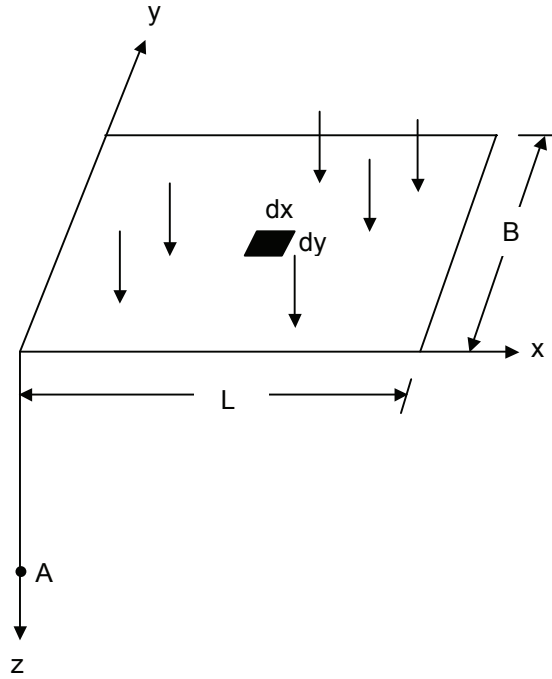
$$\Delta\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \left[ \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{\frac{5}{2}} \frac{Q}{z^2} \quad (1)$$

Yapılardan zemine aktarılan yükler temeller vasıtasıyla aktarıldığı için, tekil yük için elde edilen gerilme dağılımları birçok inşaat mühendisliği probleminde gerçekçi olmamaktadır (11). Fakat, tekil yük çözümlerinin integrali alınarak yayılı yüklerin zeminlerde oluşturacağı gerilme dağılımlarını bulmak mümkün olmaktadır. Bu amaçla Şekil 1'de gösterildiği gibi dikdörtgen bir alanın üzerine gelen yayılı yük için tüm alan çok küçük alanlara ayrılır. Her bir alana gelen yayılı yük, tekil kuvvet gibi düşünülür. Bu tekil kuvvetlerin ve bunlarla ilgili gerilmelerin toplamı, yayılı yükler altındaki gerilmeleri verir. Zeminler genellikle yarı sonsuz uzay olarak ele alındıklarından, Boussinesq probleminde bulunan düşey gerilme  $d\Delta\sigma_z$  ve yarı uzayın sınırına etki eden yük de  $dQ$  olarak alınır. Bu diferansiyeller gerilme ifadelerinde yerlerine konulup, yükleme şekline bağlı olarak integralleri alındığında, gerilme dağılımları bulunmuş olur. Tekil kuvvet ifadelerinde  $Q$  yerine konulan  $dQ$  diferansiyel yük ifadesine Green fonksiyonu adı verilmektedir (10).



Şekil 1. Gerilmelerin Hesabında Green Fonksiyonu (10)

Boussinesq (1) ifadesi Şekil 2’de gösterilen  $L$  uzunluğunda ve  $B$  genişliğindeki  $q$  üniform yükü ile yüklenmiş dikdörtgen bir alanın altında oluşan gerilmeleri bulmak için kullanılabilir. Dikdörtgen alanın bir köşesi altında,  $z$  derinliğindeki  $A$  noktasında oluşan düşey gerilmeyi bulmak için, dikdörtgenin  $dx dy$  büyüklüğündeki elemanter bir parçası göz önüne alınmaktadır (Şekil 2).



Şekil 2. Üniform Yüklü Dikdörtgen Alan (12)

Buna göre, üniform yayılı yüklü, dikdörtgen bir alanın, bir köşesi altında, herhangi bir  $z$  derinliğindeki bir noktada, ilave düşey gerilme, Newmark (2) tarafından Boussinesq (1)’in tekil yük ifadesinin integrasyonu ile,

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{4\pi} \left( \frac{2BLz(B^2 + L^2 + 2z^2)}{(B^2 + z^2)(L^2 + z^2)\sqrt{z^2 + B^2 + L^2}} + \tan^{-1} \left( \frac{2BLz\sqrt{z^2 + B^2 + L^2}}{-B^2L^2 + z^2(B^2 + L^2) + z^4} \right) \right) \quad (2)$$

şeklinde verilmektedir. Üniform dikdörtgen yüklü alanın içindeki veya dışındaki bir nokta altında oluşan ilave düşey gerilme değerleri ise, süperpozisyon kuralı uygulanarak Denklem (2)'den bulunabilmektedir.

Dikkat edilirse, elastisite teorisinden yararlanılarak elde edilen çözümlerde, düşey gerilme dağılımları zeminin malzeme özelliklerinden bağımsız ve sadece uygulanan yükün şiddetine ve geometrik parametrelere bağlı olarak değişmektedir (11). Bu nedenle tüm malzemeler için, aynı yükleme durumunda aynı düşey gerilme dağılımları elde edilmektedir. Oysa, yapılan deneysel ve nümerik çalışmalar, düşey gerilme dağılımlarının granüler zeminlerde, özellikle sıkılığa bağlı olarak önemli mertebelerde değişebileceğini göstermiştir (13).

## AMAÇ

Bu çalışmada, kumlu zeminlere oturan kare temeller altında oluşan ilave düşey gerilme değerleri sayısal olarak araştırılmış ve elde edilen değerler Boussinesq (1) yöntemiyle karşılaştırılmıştır. Sayısal analizde zemin, iki boyutlu aksenal simetrik ve üç boyutlu koşullarda modellenmiş ve zemin içinde oluşan ilave düşey gerilme değerlerine, iki boyutlu aksenal simetrik modellemenin etkisinin araştırılmıştır. Ayrıca, sayısal analizde zemin hem lineer elastik hem de non-lineer elasto-plastik olarak modellenmiş ve bu durumun ilave düşey gerilme değerlerine etkisi araştırılmıştır.

## SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

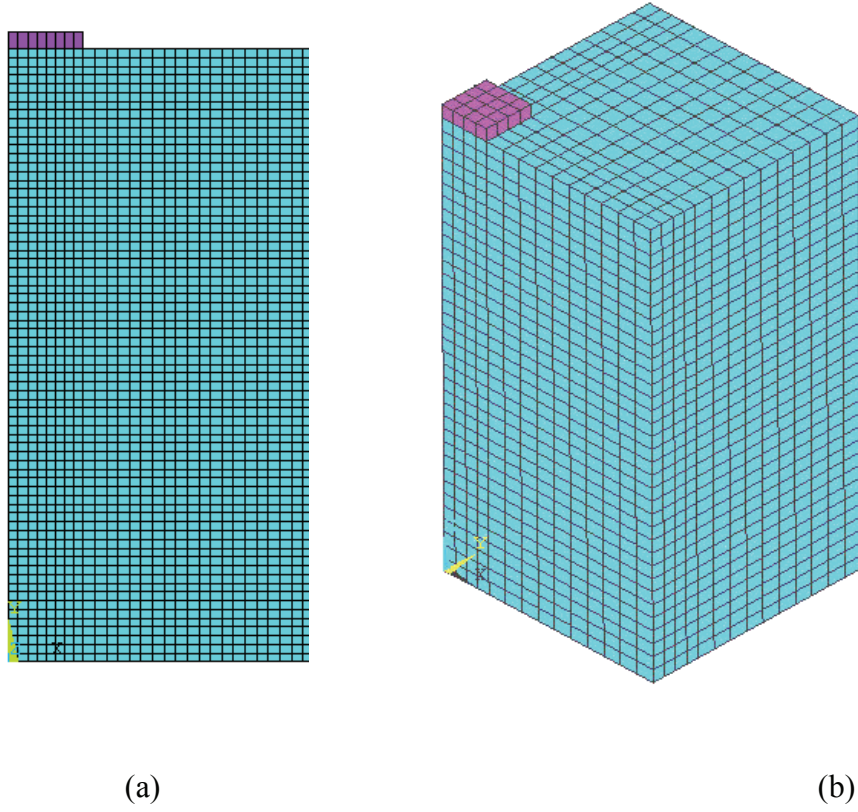
Son yıllarda, bilgisayar teknolojisindeki gelişmelere paralel olarak teorik analizlerde sayısal çözümlerin önemi artmıştır. Sonlu elemanlar yöntemi, sayısal çözüm yöntemlerinden en efektif ve sistematik olanıdır. Bu yöntemde, sürekli ortamlardan oluşan sistemler üzerinde sonlu eleman ağı ile hayali düğümler oluşturulur. Düğümlerde denge,

sürekli ve uygunluk şartları ile eleman rijitlik, kütle matrisleri ve yük vektörleri oluşturulur. Kodlama tekniği ile sistem kütle ve rijitlik matrisleri oluşturularak sistem hareket denklemleri elde edilir. Sistem hareket denklemi ise uygun bir yöntemle çözülerek deplasmanlar ve gerilmeler hesaplanır. Yöntemin sistematikliği ve her türlü yapıya aynı işlemlerle uygulanması en önemli avantajlarından. İşlem hacminin büyümesi dezavantaj olarak görünse de bu olumsuzluk bilgisayar yardımı ile aşılmaktadır. Son yıllarda, yeterli hassasiyette sonuçlar veren ve bu çalışma kapsamında da kullanılan ANSYS gibi sonlu elemanlar yöntemine dayalı birçok hazır paket programlar geliştirilmiştir.

Sonlu elemanlar analizinde, kumlu zeminlere oturan kare temeller altında oluşan ilave düşey gerilme değerleri, ANSYS bilgisayar programı kullanılarak araştırılmıştır. ANSYS, pek çok mühendislik dalında kullanılan ve bir çok mühendislik probleminin sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilebilmesi için tasarlanmış bir bilgisayar programıdır. Bu çalışmada, ANSYS 5.6/ED versiyonu kullanılmıştır. Programda, problemler üç boyutlu, iki boyutlu, lineer, non-lineer, statik ve dinamik olarak analiz edilebilmektedir. Lineer Elastik modelde, malzeme davranışının Hooke yasasına uyduğu ve izotropik lineer elastik bir malzeme olduğu kabul edilir. Programda giriş bilgileri olarak Elastisite modülü ( $E$ ) ve Poisson oranı ( $\mu$ ) değerleri girilir. Drucker-Prager modeli ise elasto-plastik, non-lineer malzeme modelidir. Bu model granüler yapıya sahip elemanların modellenmesinde kullanılmaktadır. Programda giriş bilgileri olarak Elastisite modülü ( $E$ ), Poisson oranı ( $\mu$ ), kohezyon ( $c$ ), kayma mukavemet açısı ( $\phi$ ) ve dilatasyon açısı ( $\psi$ ) girilir.

Sonlu elemanlar analizinde, zemin, çevre, sınır ve yükleme koşulları, Keskin (14) tarafından yapılan deneysel çalışma programına benzer seçilmiştir. Çalışmada, kum zemin, ANSYS bilgisayar programında iki boyutlu eksenel simetrik ve üç boyutlu olarak modellenirken, zeminin davranışı için Lineer Elastik ( $LE$ ) ve Drucker-Prager ( $DP$ ) modelleri kullanılmıştır. Geometrik modelin boyutları  $70 \times 70 \times 70$  cm'dir. Zemin ortamı, 4 düğümlü dikdörtgen elemanlarla ( $PLANE 42$ ) modellenmiştir (Şekil 3). Çalışmada kullanılan kum zeminin özellikleri ise Tablo 1'de verilmektedir.





Şekil 3. (a) İki boyutlu model (b) Üç boyutlu model

Tablo 1. Deney kumu için model parametreleri

Parametre Adı	Simge	Birim	Değer
Elastisite modülü	$E$	$\text{kN/m}^2$	28000
Kohezyon	$c$	$\text{kN/m}^2$	0
Kayma mukavemet açısı	$\phi$	( $^\circ$ )	41
Dilatasyon açısı	$\psi$	( $^\circ$ )	11
Poisson oranı	$\mu$	-	0.20

Analizlerde, yüklü alanın boyutları  $15 \times 15 \text{ cm}$  olarak alınmıştır. ANSYS’de iki boyutlu aksinel simetrik modelde kare temel eşdeğer dairesel temele dönüştürülerek analizler yapılmıştır. Kare temelin alanı,  $A = 15 \times 15 = 225 \text{ cm}^2$  olmak üzere  $A = \pi D^2/4 \Rightarrow 225 = \pi D^2/4$  buradan  $D = B \approx 17 \text{ cm}$  olarak seçilmiştir.

## BULGULAR VE TARTIŞMA

Çalışmada, sayısal analizlerde, kare temelin merkezinde oluşan ilave düşey gerilme değerleri,  $10 \text{ kN/m}^2$ 'lik üniform yük altında ve çeşitli derinlikler için ( $z=0.1B, 0.2B, 0.3B, 0.4B, 0.5B, 1.0B, 1.5B, 2.0B, 3.0B$  ve  $4.0B$ ) elde edilmiştir. Ayrıca elde edilen düşey gerilme değerleri Boussinesq (1) yöntemiyle elde edilen gerilme değerleriyle karşılaştırılmıştır.

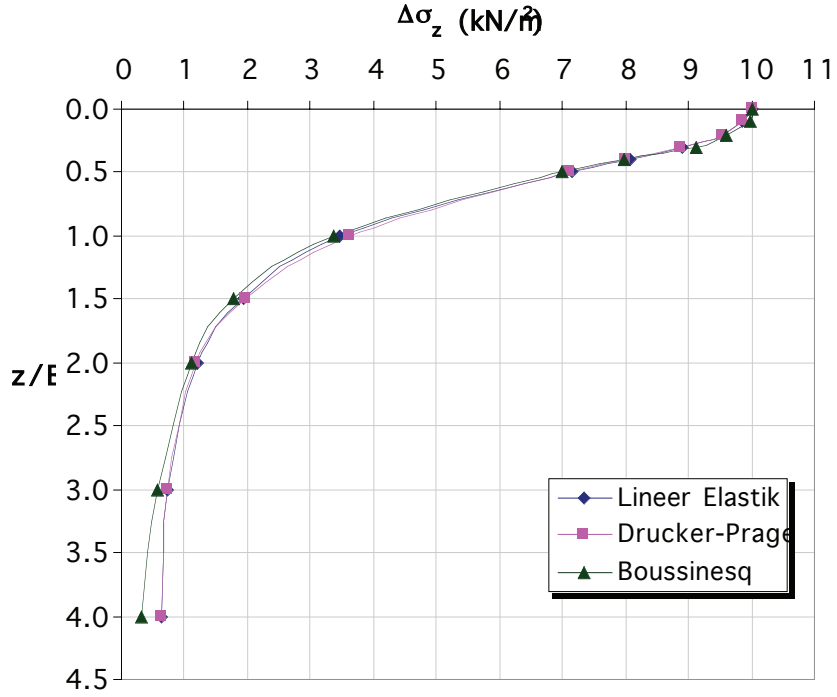
### İki Boyutlu Eksenel-Simetrik Model

İki boyutlu eksenel-simetrik modelde, kum zemin modellenirken Lineer-Elastik ve Drucker-Prager malzeme modelleri kullanılmıştır. Elde edilen düşey gerilme değerleri Tablo 2 ve Şekil 4'te görülmektedir.

Tablo 2. İki boyutlu eksenel-simetrik modelde ilave düşey gerilme değerleri

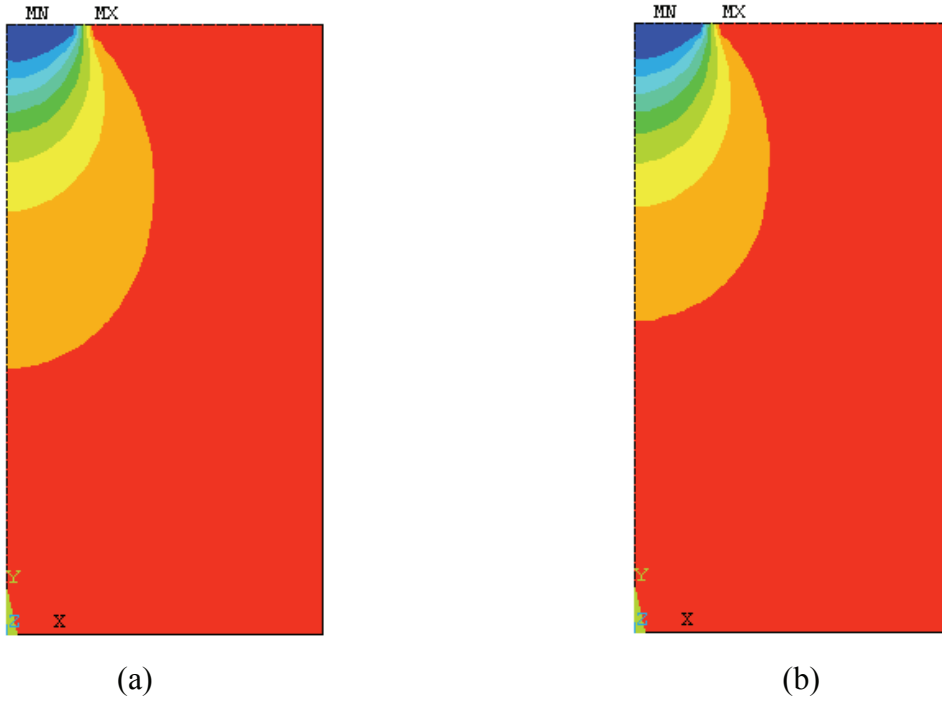
z	$\Delta\sigma_z \text{ (kN/m}^2\text{)}$		
	Lineer-Elastik	Drucker-Prager	Boussinesq
0.1B	9.856	9.865	9.994
0.2B	9.551	9.550	9.604
0.3B	8.917	8.866	9.120
0.4B	8.084	8.004	7.976
0.5B	7.143	7.122	7.008
1.0B	3.469	3.629	3.360
1.5B	1.928	1.971	1.770
2.0B	1.203	1.164	1.106
3.0B	0.740	0.723	0.558
4.0B	0.632	0.627	0.320

Tablo 2 ve Şekil 4'ten, yüzeyden itibaren 2B derinliklere kadar Lineer Elastik, Drucker-Prager ve Boussinesq sonuçları arasında oldukça iyi bir uyum olduğu görülmektedir. Ancak Lineer Elastik ve Drucker-Prager sonuçları uyum halinde devam ederken, Boussinesq sonuçlarının 3.0B derinliklerinden sonra yaklaşık % 20-50 mertebelerinde diğerlerine göre daha küçük sonuçlar verdiği görülmektedir.



Şekil 4. İki boyutlu aksel-simetrik modelde ilave düşey gerilmeler

Şekil 5'te ise sonlu elemanlar analizi sonucunda elde edilen gerilme dağılımları görülmektedir.



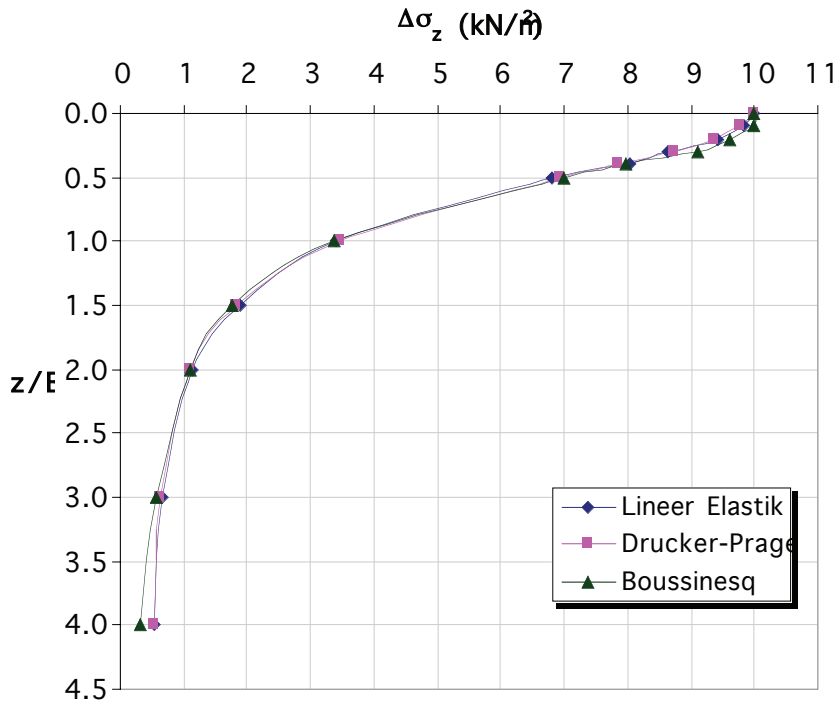
Şekil 5. (a) Lineer Elastik (b) Drucker-Prager

## Üç Boyutlu Model

Üç boyutlu modelde, kum malzeme modellenirken Lineer-Elastik ve Drucker-Prager malzeme modelleri kullanılmıştır. Elde edilen düşey gerilme değerleri Tablo 3 ve Şekil 6'da görülmektedir.

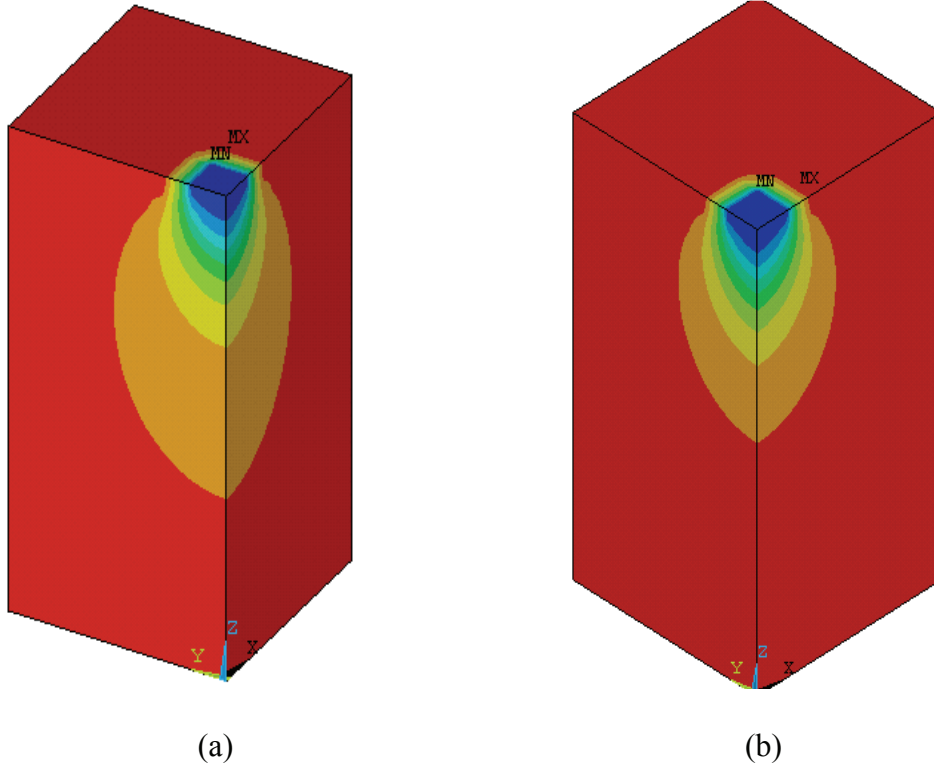
Tablo 3. Üç boyutlu modelde ilave düşey gerilme değerleri

z	$\Delta\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )		
	Lineer-Elastik	Drucker-Prager	Boussinesq
0.1B	9.822	9.774	9.994
0.2B	9.437	9.365	9.604
0.3B	8.649	8.716	9.120
0.4B	8.042	7.847	7.976
0.5B	6.821	6.928	7.008
1.0B	3.390	3.466	3.360
1.5B	1.893	1.836	1.770
2.0B	1.143	1.090	1.106
3.0B	0.647	0.639	0.558
4.0B	0.529	0.521	0.320



Şekil 6. Üç boyutlu modelde ilave düşey gerilmeler

Tablo 3 ve Şekil 6'dan görüldüğü gibi, üç boyutlu modelde de, iki boyutlu modelde olduğu gibi, yüzeyden itibaren 2B derinliklere kadar Lineer Elastik, Drucker-Prager ve Boussinesq sonuçları arasında oldukça iyi bir uyum olduğu görülmektedir. Ancak Lineer Elastik ve Drucker-Prager sonuçları uyum halinde devam ederken, Boussinesq sonuçlarının 3.0B derinliklerinden sonra yaklaşık % 13-40 mertebelerinde diğerlerine göre daha küçük sonuçlar verdiği görülmektedir. Şekil 7'de ise üç boyutlu analiz sonucunda elde edilen gerilme dağılımları görülmektedir.



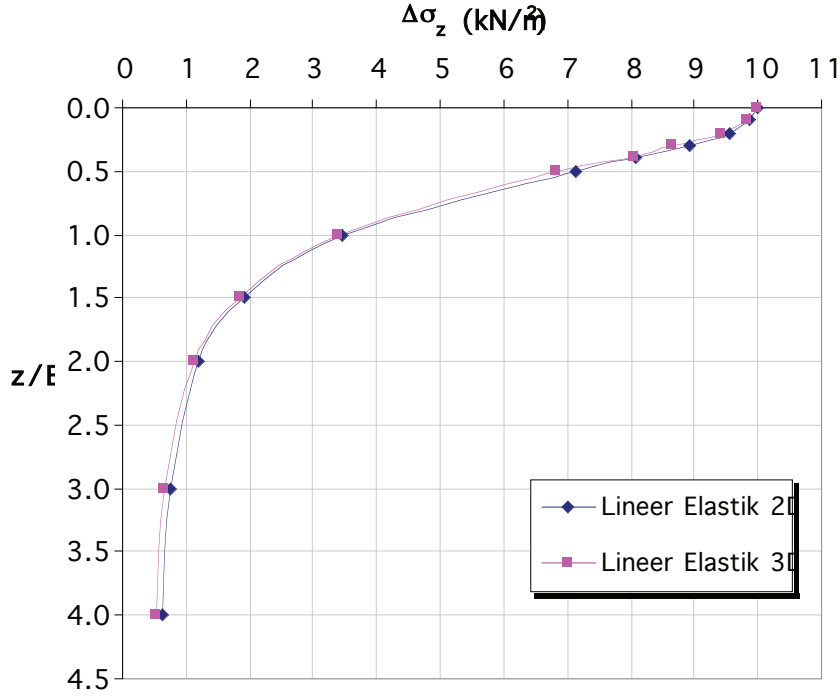
Şekil 7. (a) Lineer Elastik (b) Drucker-Prager

### Model Boyut Etkisi

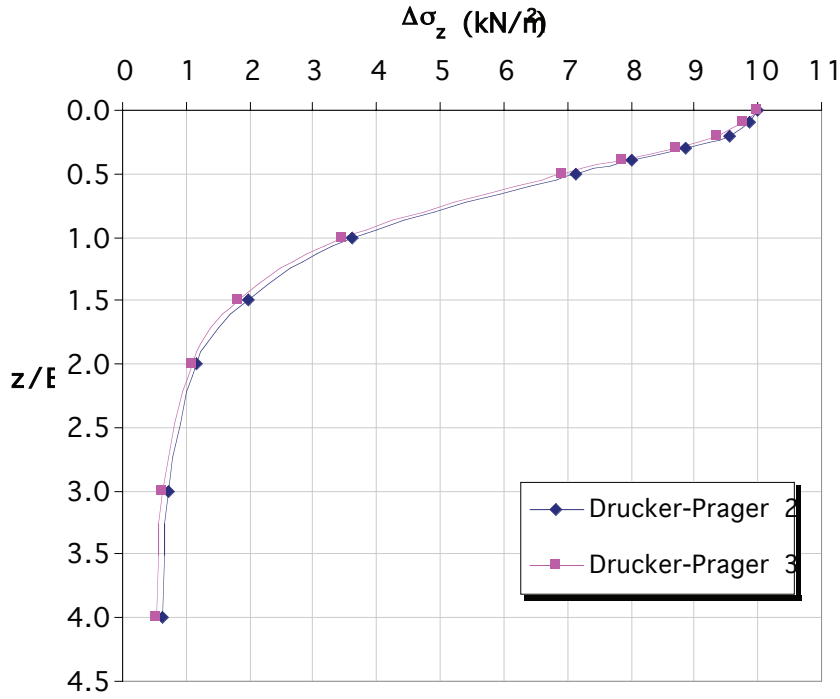
Bilindiği üzere, nümerik çalışmalarda, üniform yüklü alanın kare veya dikdörtgen olması durumunda iki boyutlu modelleme yapılırken, aksenal simetri koşullarının sağlanabilmesi için, yüklü alanın eşdeğer dairesel alana çevrilmesi zorunlu olmaktadır. Çalışmada bu kabulün ilave düşey gerilme değerlerine etkisinin olup olmadığı araştırılmış ve bu amaçla problem hem iki boyutlu aksenal simetri hem de üç boyutlu olarak modellenerek, gerilme değerleri elde edilmiştir. Tablo 4'te Lineer Elastik ve Drucker-Prager malzeme modelleri için iki boyutlu ve üç boyutlu modellemeyle elde edilen gerilme değerleri görülmektedir. Aynı değerler grafik olarak Şekil 8 ve 9'da verilmektedir.

Tablo 4. İki ve üç boyutlu modelde ilave düşey gerilme değerleri

z	$\Delta\sigma_z$ (kN/m <sup>2</sup> )					
	LE 2D	LE 3D	Fark (%)	DP 2D	DP 3D	Fark (%)
0.1B	9.856	9.822	0.3	9.865	9.774	0.9
0.2B	9.551	9.437	1.2	9.550	9.365	1.9
0.3B	8.917	8.649	3.0	8.866	8.716	1.7
0.4B	8.084	8.042	0.5	8.004	7.847	2.0
0.5B	7.143	6.821	4.5	7.122	6.928	2.7
1.0B	3.469	3.390	2.3	3.629	3.466	4.5
1.5B	1.928	1.893	3.4	1.971	1.836	6.8
2.0B	1.203	1.143	5.0	1.164	1.090	6.4
3.0B	0.740	0.647	12.6	0.723	0.639	11.6
4.0B	0.632	0.529	16.3	0.627	0.521	16.9



Şekil 8. İki ve üç boyutlu Lineer Elastik modelde ilave düşey gerilmeler



Şekil 9. İki ve üç boyutlu Drucker-Prager modelinde ilave düşey gerilmeler

Tablo 4, Şekil 8 ve 9’da verilen değerler incelendiğinde hem Lineer Elastik hem de Drucker-Prager malzeme modelleri kullanılarak gerçekleştirilen iki boyutlu aksenal simetrik analiz sonucu elde edilen gerilme değerlerinin, üç boyutlu analiz sonucu elde edilen gerilme değerlerinden daha büyük olduğu görülmektedir. Gerilme değerleri arasındaki farkın, temel genişliğinin iki katına kadar olan başka bir deyişle uygulanan üniform yük değerinin yaklaşık % 10’a düştüğü derinliklerde Lineer Elastik modelde % 0.3-5, Drucker-Prager modelinde ise % 0.9-6.8, sonraki derinliklerde ise (z=3B ve 4B) Lineer Elastik modelde % 12.6-16.3, Drucker-Prager modelinde ise % 11.6-16.9 değerleri arasında değiştiği görülmektedir.

## SONUÇ

Çalışmada, kumlu zeminlere oturan kare temeller altında oluşan ilave düşey gerilme değerleri araştırılmış ve nümerik ve teorik olarak elde edilen değerlerin, özellikle temel genişliğinin iki katı kadar olan derinliklere kadar uyum içerisinde olduğu, derinliğin temel genişliğinin üç ve dört katı olması durumlarında ise teorik yöntemle elde edilen gerilme

değerlerinin, iki boyutlu aksel simetrik modellemeye göre % 20-50, üç boyutlu modellemeye göre %13-40 mertebelerinde daha küçük olduğu görülmüştür.

İki boyutlu aksel simetrik analiz sonucu elde edilen gerilme değerlerinin, üç boyutlu analiz sonucu elde edilen gerilme değerlerinden daha büyük olduğu ve bu farkın, temel genişliğinin iki katına kadar olan (zemine uygulanan üniform yük değerinin yaklaşık % 10'a düştüğü) derinliklerde Lineer Elastik modelde % 0.3-5, Drucker-Prager modelinde ise % 0.9-6.8, daha büyük derinliklerde ise ( $z=3B$  ve  $4B$ ), Lineer Elastik modelde % 12.6-16.3, Drucker-Prager modelinde ise % 11.6-16.9 değerleri arasında değiştiği görülmüştür. Oluşan bu farka rağmen, hem iki boyutlu aksel simetrik model ile elde gerilme değerlerinin güvenli tarafta kalması hem de üç boyutlu model oluşturmanın güçlüğü ve çözüm süresinin oldukça uzaması gibi nedenlerle bu tür gerilme artışı problemlerinde iki boyutlu aksel simetri modelin kullanılmasında bir sakınca olmadığı anlaşılmıştır.

## **KAYNAKLAR**

1. Boussinesq J., “Applications des Potentials a l’Etude de l’Equilibre et Mouvement des Solides Elastiques”, 1885, Paris, Gauthier-Villard.
2. Newmark N.M., “Simplified Computation of Vertical Pressures in Elastic Foundations”, University of Illinois Engineering, 1935, Experiment Station, Circular No. 24, Illinois.
3. Westergaard, H.M., “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, S. Timoshenko 60th Anniversary Volume, 1938, Newyork-Mac Millan.
4. Gray H., “Stresses and Displacements from Loads over Rectangular Area”, Civil Engineering, ASCE, 1943, 13 (5), 227-229.
5. Ambraseys N.N., “Discussion of Linearly Variable Load Distribution on a Rectangular Foundation”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1960, 86 (SM3), 123-125.



6. Vitone D.M. and Valsangkar A.J., “Stresses from Loads over Rectangular Areas”, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1986, 112 (10), 961-964.
7. Giroud, J.P., “Stresses Under Linearly Loaded Rectangular Area”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1970, 96 (SMI), 263-268.
8. Jarquio R. and Jarquio V., “Vertical Stress Formulas for Triangular Loading”, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1984, 110 (1), 73-78.
9. Algin, H.M., “Stresses from Linearly Distributed Pressures over Rectangular Areas”, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2000, 24, 681-692.
10. Tekinsoy, M.A. ve Laman, M., Elastik Zemin Problemleri, Süleyman Demirel Üniversitesi Basımevi, 2000, Isparta, 316s.
11. Özaydın, K., Zemin Mekaniği, MEYA Matbaacılık ve Yayıncılık, 1989, İstanbul, 395s.
12. Das, B.M., Principles of Geotechnical Engineering, Brooks Cole, 2001, USA.
13. Laman, M. ve Keskin, M.S., “Kumlu Zeminlere Oturan Kare Temeller Altında Düşey Gerilme Analizi”, Türkiye Mühendislik Haberleri, Sayı 431-2004/3, 53-57.
14. Keskin, M.S., “Zeminlerde Oluşan İlave Düşey Gerilmelerin Değişik Yöntemlerle İrdelenmesi”, Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, 2004, Adana.

# NORMAL KONSOLİDE KİLLERİN TEKRARLI YÜKLER ETKİSİNDE DRENAJSIZ KAYMA MUKAVEMETİ

Hayreddin ERŞAN

Dr.

DSİ Genel Müdürlüğü

Ankara, Türkiye

Hüseyin YILDIRIM

Doç.Dr.

İTÜ İnşaat Fakültesi

İstanbul, Türkiye

## ÖZET

Kohezyonlu zeminlerde kısa süreli drenajsız tekrarlı yükleme, efektif gerilmede azalmaya neden olur. Bu durum zeminin drenajsız kayma mukavemeti ve rijitliğinde bozulma meydana getirir. Tekrarlı yüklemeler arasında drenajın oluştuğu okyanus dalgaları gibi uzun süreli durumlarda ise zeminin mukavemetinde daha sonraki tekrarlı yüklere karşı iyileşme olur.

Bu çalışmada normal konsolide killerin gerilme-deformasyon ve tekrarlı yükleme sonrası mukavemeti değişimi deneysel olarak incelenmiştir. Dinamik basit kesme deney sistemi kullanılarak konsolidasyonlu, drenajsız tekrarlı ve statik yüklemeli deneyler yapılmıştır. Çamur konsolidasyon aletinde hazırlanan numuneler, beş kez tekrarlı yükleme ve her bir tekrarlı yüklemeden sonra 60 dakika drenaja maruz bırakılmıştır. Tekrarlı yüklemeli deneyler, farklı gerilme genliği ve çevrim sayılarında yapılmıştır. Numuneler beşinci drenajdan sonra drenajsız olarak statik koşullarda kesilmiştir. Çalışma sonunda, tekrarlı yük ve drenaja maruz kalan yumuşak killerin daha sonra etkiyecek drenajsız tekrarlı yüke daha fazla direnç gösterdiği görülmüştür. Tekrarlı yükleme sonrası meydana gelen oturmalar, boşluk basınçları ve kayma deformasyonları her kademe tekrarlı yüklemeden sonra biraz daha azalırken drenajsız kayma mukavemetleri gerilme genliği ve çevrim sayısına bağlı olarak artmaktadır.

## GİRİŞ

İstisnai durumlar dışında, yapının ağırlığı tek başına temelin taşıma gücü açısından probleme neden olmaz. Olası bir durum, temel zeminlerinin yapı ağırlığına ilave tekrarlı yüke maruz kalması halinde oluşur. Temel, bu tekrarlı yükler altında deforme olabilir ve yapı, düşey oturmalarındaki kademeli artışla birlikte yatay yer değiştirmelere maruz kalabilir. Tekrarlı yükler altındaki temelin davranışı, kısa süreli ve uzun süreli durum olarak ikiye ayrılabilir. Tekrarlı yükleme, zeminde boşluk suyu basınç artışları oluşturur. Kısa süreli durumda drenaj oluşması için yeterli zaman olmadığından zeminin drenajsız olduğu varsayılır. Uzun süreli durumda ise drenaj oluşacaktır (1). Kısa süreli durumda tekrarlı yükleme esnasında zamanla zeminin rijitliği ve drenajsız kayma mukavemeti azalır (2). Bunun nedeni tekrarlı yüklemelerden oluşan boşluk suyu basınç artışlarının efektif gerilmelerde azalmaya yol açmasıdır. Rijitlik ve mukavemetin azalması sonucunda tekrarlı yer değiştirmeler ve düşey oturmalar kademeli olarak artar, taşıma gücü güvenliği kısa dönemde zamanla azalır.

Drenajın takip ettiği tekrarlı yüklemeler, zeminin rijitliğini ve daha sonraki tekrarlı yüklemelere karşı göstereceği direnci de etkiler. Kumlar, önceden tekrarlı yükleme ve drenaja maruz kaldıklarında çok sıkı bir durumda bile olsa drenajsız tekrarlı yüklemelerde oluşan boşluk basıncı oldukça küçüktür (3). Normal konsolide killerde de ön yüklemelerden dolayı boşluk basınçları benzer şekilde küçük olur. Fakat aşırı konsolide killerde büyük miktar boşluk basınçları oluşur (1). Tekrarlı yüklere karşı killerin kumlardan daha büyük direnç gösterdiği bilinmektedir. Örneğin killer tekrarlı yükler altında kolaylıkla göçmezken suya doygun gevşek kumların sismik yükler altında sıvılaşması söz konusudur. Kil için bu durum, depremde olduğu gibi kısa süreli tekrarlı yükleme durumunda doğrudur. Bununla beraber kil uzun süre tekrarlı yük ve drenaj çevrimlerine maruz kalırsa durum farklı olur, iki drenajsız tekrarlı yükleme arasında drenaj meydana gelir. Tekrarlı yük ve sonrasında drenaj uygulanarak yapılan çalışmalarda deformasyon sertleşmesinden dolayı normal konsolide killerin daha sonraki drenajsız tekrarlı yüklere karşı göstereceği direnç artarken bu durumun aşırı konsolide killerde her zaman gerçekleşmeyeceği görülmüştür (4). Brown ve diğerleri (5) yapmış oldukları deneylerde, numuneye uygulanan tekrarlı yük ve drenaj çevrimlerinin normal konsolide killerin drenajsız kayma mukavemetinde %49'a ulaşan

artıŖa neden olduğu grlmŖtir. Kohezyonlu zeminlerde kısa süreli drenajsız tekrarlı yükleme, zeminin dane yapısında kırılma ve efektif gerilmede de azalmaya neden olur. Bu durum zeminin drenajsız kayma mukavemeti ve rijitliğinde bozulma meydana getirir. Tekrarlı yüklemeler arasında drenajın oluŖtuĐu okyanus dalgaları gibi uzun süreli durumlarda normal konsolide zeminlerin mukavemetinde daha sonraki tekrarlı yüklemelere karŖı iyileŖme olur (6).

GeçmiŖte kil zeminlerde depremler, fırtına dalgalarına maruz açık deniz yapıları ve trafik yükleri altındaki yol kaplamaları ve demiryolu dolguları gibi tekrarlı yüklemeden kaynaklanan birçok oturma ve stabilite problemleriyle karŖılaŖılmıŖ olmasına rağmen bu konuda az sayıda sistemli alıŖma yapılmıŖtır (4).

## AMAÇ

Zeminler, deprem, açık deniz dalgaları, yüksek binalara etkiyen rüzgar yükleri, makine temellerinde oluŖan sürekli titreŖimler, karayolu ve demiryolunun maruz kaldığı yükler gibi çok farklı tekrarlı yüklere periyodik aralıklarla maruz kalabilir. Bu tür yükler altında zeminin ve bu zeminin üzerindeki yapıların davranıŖı, kesme kuvvetleri altında zeminin gösterdiği gerilme-deformasyon özelliklerine büyük oranda bağlıdır. İnaŖaat mühendisliği yapıları ve onların temellerinin güvenli bir Ŗekilde tasarlanabilmesi için temel zeminine ait gerilme-deformasyon özelliklerinin bilinmesi gereklidir. Bu da amaçla tekrarlı yüklerin farklı gerilme ve yükleme durumlarının laboratuvarında detaylı bir Ŗekilde incelenmesini gerektirir.

Bu alıŖmada, periyodik aralıklarla zemine ve üzerindeki yapıya etkiyen tekrarlı yüklerin model edildiği yükleme ve gerilme durumlarını da içeren deney programı uygulanmıŖtır. Zeminin tekrarlı yükler altında davranıŖı, tekrarlı yüklemeler sonunda uygulanan drenajın daha sonraki tekrarlı yükler altındaki davranıŖa etkileri, uygulanan drenaj nedeniyle oluŖan konsolidasyon oturmaları ve tekrarlı yükleme sonunda drenajsız kayma mukavemetindeki deĐiŖimler incelenmiŖtir. Bütün deneylerde tekrarlı yükleme sırasında dŖey deformasyon, yatay deformasyon, yatay yük ve boŖluk suyu basıncı, yükleme sonrasındaki drenaj sırasında ise oluŖan konsolidasyon oturması gibi deĐiŖkenler

ölçülmüş ve kaydedilmiştir. Elde edilen veriler kullanılarak gerekli hesaplamalar yapılmış ve değişkenlerin birbirine bağlı olarak değişimleri incelenmiştir.

## LABORATUVAR ÇALIŞMASI

Çalışmada likit limiti %73, plastik limiti %25, plastisite indisi 48 ve özgül ağırlığı 26.4 kN/m<sup>3</sup> olan yüksek plastisiteli kil kullanılmıştır. Numuneler arazideki gerilme durumunu model edebilmek için K<sub>0</sub> şartlarında çamur konsolidasyon aletinde konsolide edilerek hazırlanmıştır. Kuru, toz haline getirilmiş zemin likit limitin 2 katı su muhtevasında homojen bir çamur elde etmek için karıştırılmıştır. Düşey yük 25 kPa'dan başlayarak her defasında önceki düşey yükün iki katı olacak şekilde artırarak 100 kPa gerilme altında konsolide edilmiştir. Bunun nedeni zeminin heterojenlik, gerilme geçmişi, su muhtevası değişimi ve başlangıç yapı gibi faktörleri minimize etmektir. Bu yöntem, homojen ve aynı özellikte çok sayıda numune hazırlanmasına imkân vermektedir (7).

Dinamik basit kesme hücresine yerleştirilen numuneler ön konsolidasyon basıncından biraz daha yüksek efektif düşey gerilme altında kademeli bir şekilde konsolide edilmiştir. Konsolidasyon tamamlandıktan sonra numunelere daha önce belirlenen çevrim sayısı ve gerilme seviyesinde drenajsız koşullarda tekrarlı yük uygulanmıştır. Tekrarlı yüklemeyi takiben drenaja izin verilmiş ve tekrarlı yükleme esnasında oluşan boşluk suyu basınçları sönümlenmiştir. Numunelere beş kez tekrarlı yük uygulanmış, yükleme esnasında meydana gelen boşluk suyu basınçlarının sönümlenmesi için her yükleme arasında genellikle 60 dakika drenaj uygulanmıştır. Daha sonra drenaj vanaları kapatılarak konsolidasyon esnasında sönümlenen boşluk suyu basınçlarında herhangi bir değişim olup olmadığı gözlenmiştir. Tekrarlı yükleme esnasında efektif gerilmeye göre yüksek boşluk suyu basınçlarının oluştuğu birkaç deneyde drenaj süresi sonunda drenaj vanaları kapatıldığında boşluk suyu basıncında hala küçük miktar artış görülmüştür. Bu deneylerde boşluk suyu basınçları sönümlenmesi amacıyla drenaj süresi daha uzun tutulmuştur. Çalışmada uygulanan deneysel prosedür Şekil 1'de şematik olarak verilmiştir (8). Her tekrarlı yükleme esnasında yatay yük, yatay deformasyon, düşey deformasyon ve boşluk suyu basıncı kaydedilmiştir. Deneylerde numunelere N=50, 60, 80, 90, 100 ve 120 olan çevrim sayısı ve  $\tau/\tau_f=0.55, 0.60, 0.65$  ve  $0.70$  gibi farklı gerilme oranlarında yatay kayma

gerilmeleri uygulanmış, tekrarlı yükleme periyodu 10 sn olarak sabit tutulmuştur. Yapılan 23 deneye ait yükleme koşulları Tablo 1’de verilmiştir.

Tablo1. Çalışmada uygulanan deney koşulları.

Deney no	Çevrim sayısı, N	Tekrarlı gerilme oranı, $\tau/\tau_f$	Düşey efektif gerilme, $\sigma'_v$ (kPa)
A1	5x50	0.55	120
A2		0.60	120
A3		0.65	120
A4		0.70	120
A5	5x60	0.55	120
A6		0.60	120
A7		0.65	120
A8		0.70	120
A9	5x80	0.55	120
A10		0.60	120
A11		0.65	120
A12		0.70	120
A13	5x90	0.55	120
A14		0.60	120
A15		0.65	120
A16		0.70	120
A17	5x100	0.55	120
A18		0.60	120
A19		0.65	120
A20		0.70	120
A21	5x120	0.55	120
A22		0.60	120
A23		0.65	120

## DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Aşağıda suya doymun bir kilin çok kez tekrarlı yükleme ve drenaj çevrimine maruz kalması durumunda, boşluk basıncı, kayma deformasyonu, konsolidasyon oturmaları ve tekrarlı yükleme sonundaki drenajsız kayma mukavemetinin çevrim sayısı ve tekrarlı gerilme genliğiyle değişimi incelenmiştir.

**Boşluk suyu basıncı davranışı:** Şekil 2’de farklı gerilme oranı ve çevrim sayılarında boşluk basınçlarının değişimi verilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi artan çevrim sayısı ile boşluk suyu basınçlarında da artışlar meydana gelmiştir. Şekil 3 ise yine farklı çevrim sayısı ve farklı tekrarlı kayma gerilme seviyelerinde yapılan deneylerden elde edilmiş olup gerilme seviyesine bağlı olarak boşluk suyu basıncının değişimini göstermektedir. Çevrim sayısının etkisi gerilme oranında da görülmekte olup artan gerilme seviyesiyle boşluk suyu

basınçlarında da artışlar meydana gelmektedir. Boşluk suyu basınçları numune alt başlığı üzerinde bulunan bir boşluk suyu basınç ölçerle ölçülmüştür.

**Kayma deformasyonu davranışı:** Kayma deformasyonu ile boşluk suyu basıncında görülen davranış benzerlik göstermektedir. İlk kademe tekrarlı yükleme esnasında en büyük kayma deformasyonu görülmektedir. Tekrarlı yüklemelerden sonra uygulanan drenaj nedeniyle boşluk basınçlarının sönümlenmesi ve oluşan konsolidasyon oturmaları zeminin daha sonraki tekrarlı yüklere karşı daha dirençli olmasına ve meydana gelen kayma deformasyonlarının her kademe biraz daha azalmasına yol açmakta, kayma modülünde artışlar meydana gelmektedir. Farklı gerilme oranı ve çevrim sayılarında yapılan deneylerden elde edilen deformasyonların çevrim sayısı ve gerilme oranıyla değişimi Şekil 4’de verilmiştir. Zeminlerin maruz kaldığı tekrarlı yükün genliği ve çevrim sayısı diğer davranışlarda olduğu gibi kayma deformasyonlarında da etkisini göstermektedir. Her iki değişkenin etkisi, kayma deformasyonlarında artış şeklinde olmaktadır. Şekilden de görüldüğü gibi gerilme genliğinin ve çevrim sayısının artmasıyla kayma deformasyonlarında önemli artışlar meydana gelmektedir. Tekrarlı gerilme oranına göre kayma deformasyonlarının değişimi Şekil 5’te verilmiştir. Şekil üzerinde çevrim sayılarının etkisi de gösterilmiştir. Şekilden, gerilme oranı arttıkça kayma deformasyonlarının da arttığı görülmektedir.

**Konsolidasyon oturmaları:** Tekrarlı yüklerin uygulandığı kısa süre içinde, killerin düşük permeabilitesi nedeniyle drenajsız koşullar hakim olmaktadır. Tekrarlı yüklemelerden sonraki uzun dönemde ise, zamanla artık boşluk suyu basıncı sönümlenir ve kil zeminin boşluk oranı azalır, zeminde dikkate değer oturmalar meydana gelir. Tekrarlı yüklerin uygulanması ile oluşan boşluk suyu basınçları nedeniyle efektif gerilmelerde azalma meydana gelmektedir. Drenajlar açılarak efektif gerilmelerin artarak başlangıç değerine ulaşması esnasında zeminde oturmalar oluşmaktadır. Farklı gerilme oranı ve çevrim sayılarındaki ilk kademe tekrarlı yüklemeler sonunda meydana gelen oturmaların değişimi Şekil 6’da verilmiştir. Görüldüğü gibi hacimsel deformasyonların büyüklüğüne etki eden iki önemli değişken çevrim sayısı ve tekrarlı gerilme oranı olmaktadır. Çevrim sayısının artmasıyla oturmalarda da önemli artışlar meydana gelmektedir. Görüldüğü gibi deney özelliklerindeki her değişiklik tekrarlı yükten kaynaklanan oturmalarda da önemli değişikliklere neden olmaktadır. Şekil 7’de ise tekrarlı kayma gerilmelerinden dolayı

zeminde oluşan boşluk suyu basınçlarının sönümlenmesiyle oluşan konsolidasyon oturmalarının gerilme genliğine bağlı olarak değişimi verilmiştir. Görüldüğü gibi deneylerde kullanılan gerilme oranlarının altındaki gerilme oranlarında oturmalar çok düşük olmaktadır. Gerilme oranının artmasıyla birlikte oturmalarda da önemli artışlar meydana gelmektedir. Numuneye uygulanan çevrim sayılarının artmasıyla ise oturma değişim eğrisinin eğimi sürekli artmaktadır. Bu iki şekilde deneylerin ilk kademe tekrarlı yüklemelerden sonra oluşan oturma değerleri kullanılarak elde edilmiştir.

**Drenajsız kayma mukavemeti davranışı:** Tekrarlı yük uygulanmış ve uygulanmamış kil numuneler üzerinde yapılan drenajsız statik deneylerden elde edilen bir grup gerilme-deformasyon eğrisi Şekil 8’de verilmiştir. En yüksek drenajsız kayma mukavemeti artışı, A20 deneyinde %46.4, en düşük drenajsız kayma mukavemeti artışı ise A1 deneyinde %12.1 olarak elde edilmiştir. Şekil 9’da drenajsız kayma mukavemetlerinin çevrim sayısına bağlı değişimi gösterilmiştir. Şekilden de görüldüğü gibi tekrarlı yükleme sonrasında drenaj uygulanmış deneylerde çevrim sayısının artmasıyla numunelerde oluşan boşluk suyu basınçlarının ve dolayısıyla toplam oturmalarında artması drenajsız kayma mukavemetlerinde de önemli artışlar meydana getirmiştir. 5x50 çevrim uygulanan numunelerin drenajsız kayma mukavemetindeki maksimum artış %23.4 iken çevrim sayısının 5x90 olduğu numunelerdeki maksimum artış %40.2 ve 5x120 çevrim sayısındaki artış %43.7 olmuştur. Drenajsız kayma mukavemetindeki en büyük artış çevrim sayısının N=100 ve tekrarlı gerilme oranının  $\tau/\tau_f=0.70$  olduğu numunede %46.4 olarak görülmüştür. Şekil 10’da tekrarlı yükleme sonrası drenajsız kayma mukavemetlerindeki değişimin tekrarlı gerilme oranına bağlı olarak değişimi verilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi çevrim sayısının artmasıyla ortaya çıkan etki gerilme oranlarının artmasıyla da görülmüştür.

## SONUÇ

Yapılan deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

1. Normal konsolide killerde drenajla birlikte uygulanan tekrarlı yükler altında giderek daha az boşluk suyu basınçları oluşmakta ve oluşan boşluk suyu basınçları sönümlenirken meydana gelen oturmalarda her kademedede biraz daha azalmaktadır.
2. Tekrarlı gerilme genliğinin artmasıyla daha fazla boşluk basınçları oluşmakta ve bu basınçlar sönümlenirken oturmalarında daha fazla olduğu görülmektedir.



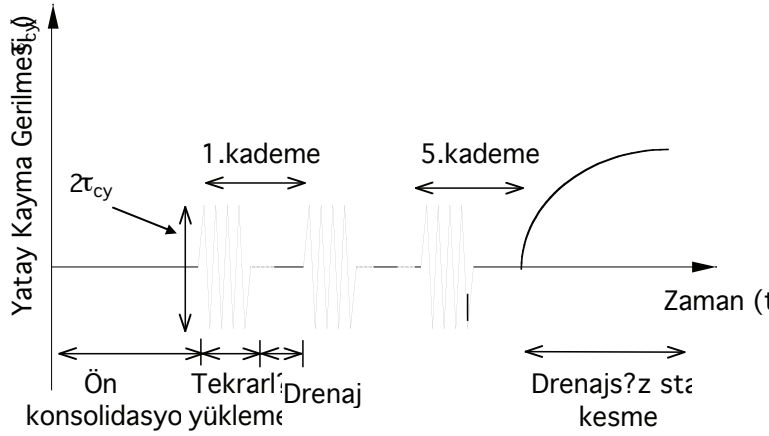
3. Çevrim sayısı da zeminin davranışını etkileyen önemli değişkenlerdendir. Tekrarlı gerilme genliğinde olduğu gibi çevrim sayısının artmasıyla meydana gelen boşluk basınçlarında ve tekrarlı yük sonrası drenaj süreçlerinde konsolidasyon oturmalarında artış meydana gelmektedir.
4. Tekrarlı yükler altında zeminde meydana gelen oturmalar, zeminin daha sonra maruz kalacağı yüklere karşı konsolidasyon davranışını değiştirmekte, sıkışma indisi tekrarlı gerilme genliğine bağlı olarak azalmaktadır.
5. Killerde tekrarlı kayma gerilmeleri etkisinde oluşan kayma deformasyonları aynı boşluk basınçlarında olduğu gibi her kademede bir önceki yüklemeye oluşan kayma deformasyonlarına göre azalma meydana gelmekte, gerilme-deformasyon eğrisinin eğimi artmaktadır. Tekrarlı gerilme genliği ve çevrim sayısı kayma deformasyonlarının büyüklüğünü belirleyen önemli değişkenlerdir.
6. Tekrarlı yatay kayma gerilmelerinden sonra uygulanan drenaj esnasında zemindeki oturmalar, normal konsolide zeminin drenajsız kayma mukavemetinde çevrim sayısı ve gerilme oranına bağlı olarak %12.1-%46.4 arasında değişen oranlarda artışa neden olmuştur.

## **KAYNAKLAR**

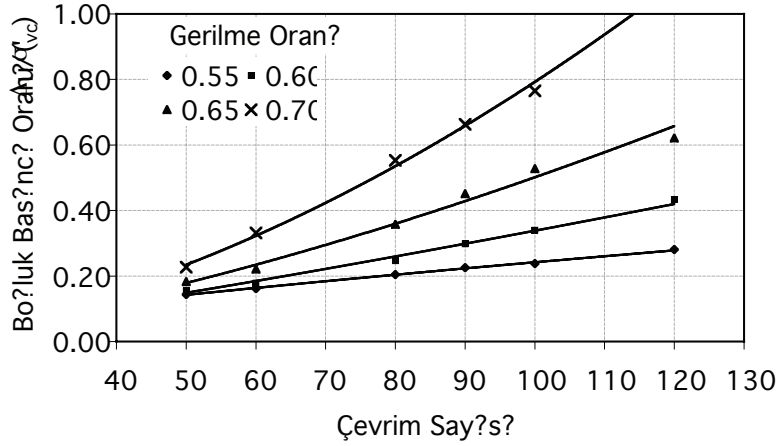
1. Andersen, K.H., "Behaviour of Clay Subjected to Undrained Cyclic Loading", Proc. Conf. On Behaviour of Off-Shore Structures, Trondheim, August 1976, Vol.1, pp 392-403.
2. Seed, H.B., "Landslides During Earthquakes due to Liquefaction", Proc. American Society of Civil Engineers, Vol. 94, No.SM5, 1968, pp 1053-1122.
3. Bjerrum, L., "Geotechnical Problems Involved in Foundations of Structures in North Sea", Geotechnique, Vol. 23, No.3, 1973, pp 319-358.
4. Yasuhara, K., Hirao, K.ve Hyde, A.F.L., "Effects of Cyclic Loading on Undrained Strength and Compressibility of Clay", Soils and Foundations, Vol.32, No1, 1992, pp 100-116.
5. Brown, S.F., Andersen, K.H. ve McElvaney, J., "The Effects of Drainage on Cyclic Loading of Clay", Proc. 9th Int. Con. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Tokyo 1977, Vol. 2, pp 195-200.
6. Yasuhara, K., "Postcyclic Undrained Strength for Cohesive Soils", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.120, No.11, 1994, pp 1961-1979.

7. Özyaydın, K. ve Erguvanlı, A., "The Generation of Pore Pressures in Clayey Soils During Earthquakes", Proc.of the 7<sup>th</sup> World Conf. on Earth Eng.,Vol 3, İstanbul 1980, pp 326-330.

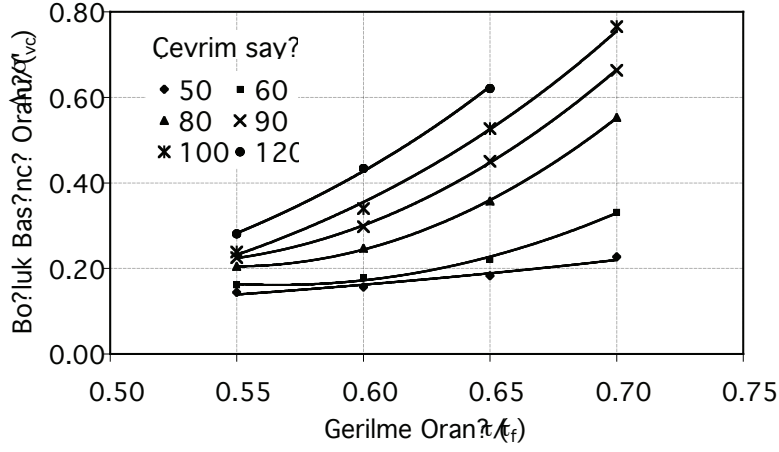
8. Yasuhara, K. and Andersen, K.H., "Post-cyclic Recompression Settlement of Clay", Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Dynamics and Earthquake Eng.,Vol.1, October 1989, pp 159-167.



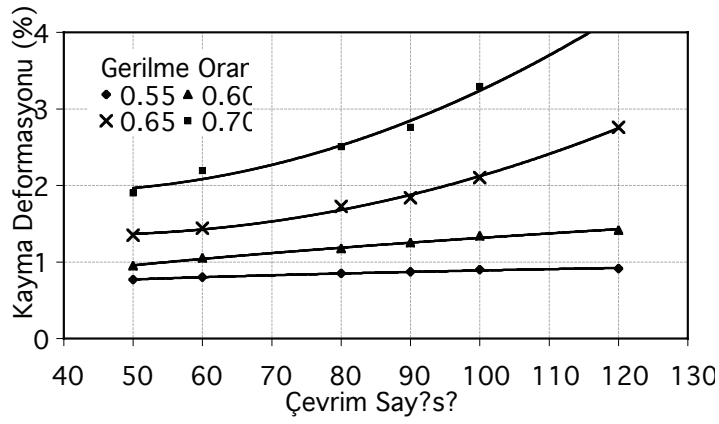
Şekil 1. Deney numunelerine uygulanan yükleme modeli.



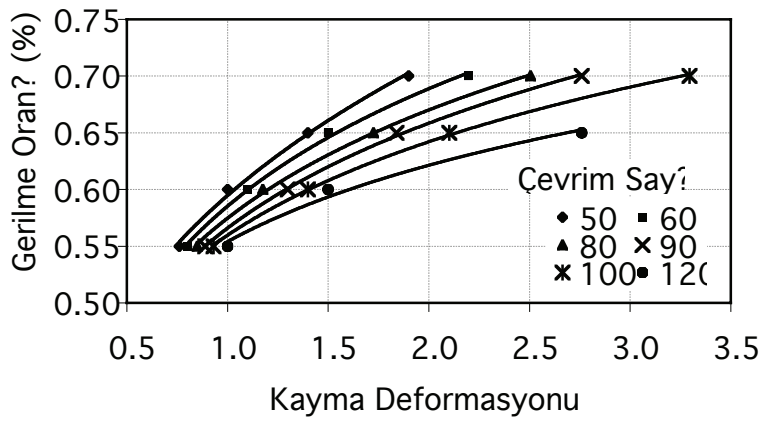
Şekil 2. Çevrim sayısının boşluk suyu basınçlarına etkisi.



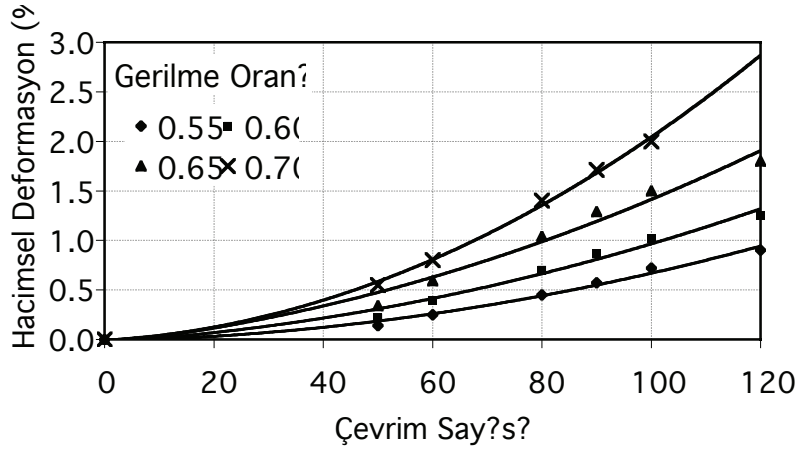
Şekil 3. Gerilme oranının boşluk suyu basınçlarına etkisi.



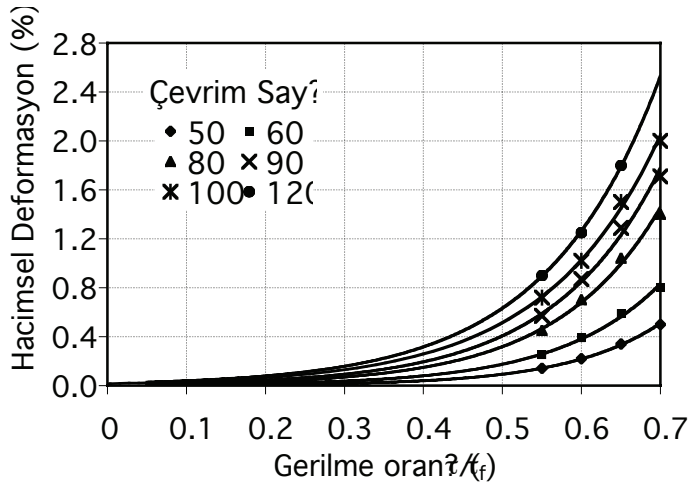
Şekil 4. Kayma deformasyonlarının çevrim sayısı ve gerilme genliğiyle değişimi.



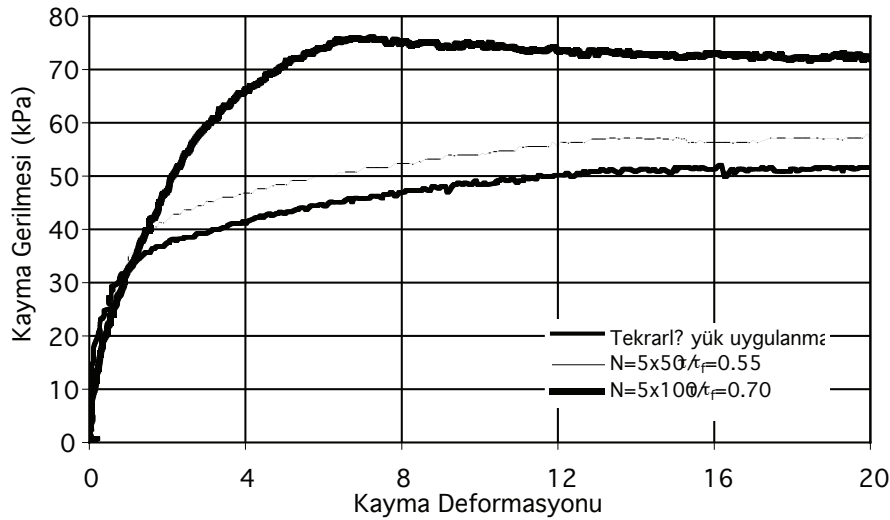
Şekil 5. Gerilme oranının kayma deformasyonlarına etkisi.



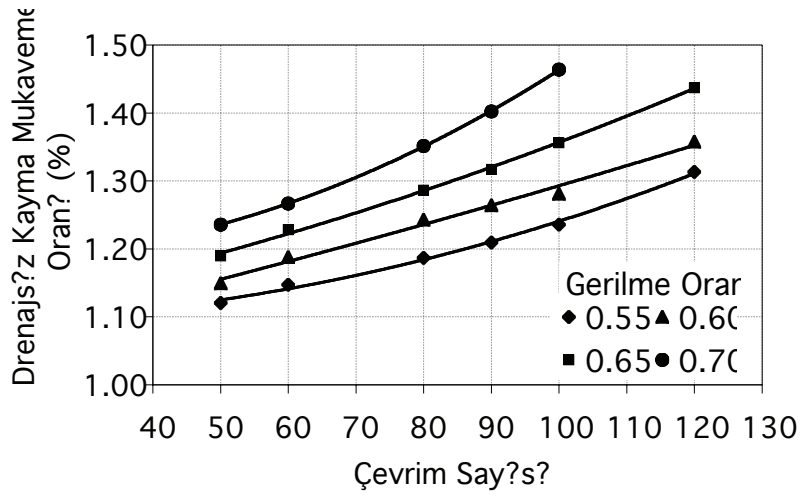
Şekil 6. Hacimsel deformasyonların çevrim sayısı ile değişimi.



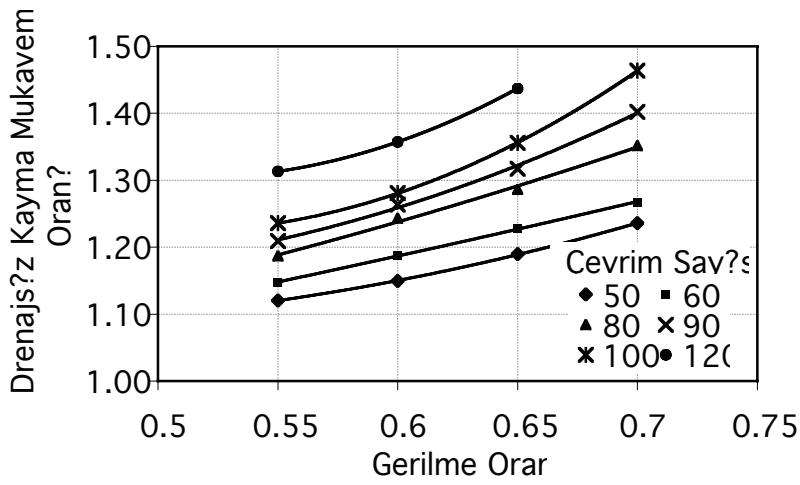
Şekil 7. Hacimsel deformasyonların gerilme oranı ile değişimi.



Şekil 8. Tekrarlı yük uygulanmış ve uygulanmamış numunelerde gerilme deformasyon eğrileri.



Şekil 9. Drenajsız kayma mukavemetinin çevrim sayısı ile değişimi.



Şekil 10. Drenajsız kayma mukavemetinin gerilme oranı ile değişimi.

# ZEMİN HAFIZASI VE AKTİF FAYLAR

**Hasan ÇETİN<sup>1</sup>,**

<sup>1</sup>Çukurova Üniversitesi, Müh.-Mim. Fak., Jeoloji Müh. Bölümü, Adana

E-Posta: [cetinh@cu.edu.tr](mailto:cetinh@cu.edu.tr)

## ÖZET

Jeolojide, yakın geçmişte hareket etmiş ve gelecekte de hareket etme olasılığı olan faylar aktif fay olarak tanımlanır. Aktif fayların geçmiş zamanlardaki hareketleri ve bu hareketler sonucu oluşan depremler ise, paleosismolojinin konusunu oluşturmaktadır. Paleosismolojik çalışmalarda önemli bir yeri olan hendek çalışmaları sonucunda herhangi bir fayın geçmişteki hareket sayısı ve hareketlerin miktarları bulunabilmektedir. Hendeklerden alınan uygun örneklerin yaşlarının belirlenmesiyle bu hareketlerin yaklaşık yaşları ve tekrarlanma periyodları bulunabilmekte ve böylece gelecekteki olası hareketler için tahminler yapılabilmektedir. Ancak hendekler hareketlerin karakterleri (sismik veya asismik) konusunda yeterli bilgi vermemektedir.

Oysa zemin mekaniği ilkeleri kullanılarak, hendeklerden uygun örnekler alınıp, bunlar üzerinde gerekli deneyler yapılarak birimlerin ilk kez faylanmaları sırasındaki hareketlerin karakterleri saptanır ve buradan hareketle diğer hareketlerin karakterleri hakkındada bilgi sahibi olunabilir. Ayrıca faylanma sırasında etkin olan asal gerilme miktarları ve yönleri yine zemin mekaniği ilkeleri kullanılarak belirlenip diğer yöntemlerle bulunan yönlerle karşılaştırılabilir. Böylece açılması ekonomik açıdan pek de ucuz olmayan hendekler daha verimli kullanılmış olurlar.

Bu çalışmanın amacı ilk defa yazar tarafından önerilen bu yeni yöntemi tanıtmak ve yöntemin başarı ile uygulandığı Meers, Dogu Anadolu ve Kuzey Anadolu faylarından örnekler sunmaktır.

## ABSTRACT

In geology, active faults are defined as faults that have moved recently and may move in the near future. Past movements of active faults and earthquakes caused by these movements are the subject of paleoseismology. As a result of trench investigations, which are crucial in paleoseismological studies in active tectonics, the number and the amount of movements on a particular fault can be determined. After dating the samples obtained from the trenches, the ages of the movements and their recurrence intervals can be found; thus, predictions on possible future movements can be made. But, the trenches do not give enough information on the nature (seismic or aseismic) of movements.

However, using soil mechanical concepts, proper samples can be obtained from the trenches, and after running the necessary tests on these samples, the nature of movements during the faulting of the units in the trenches for the first time can be determined, and in turn, information on the nature of other movements can be obtained. The amounts and directions of the principal stresses that were active during the faulting can also be found again using soil mechanical concepts, and they can be compared with the directions found in other methods. Thus, considering high cost of trench excavation, these trenches could be used in a more productive way.

The aim of this study is to introduce this new method developed by the author for the first time and give examples from the Meers, East Anatolian and North Anatolian faults on which the method was used successfully.

## GİRİŞ

Hendek çalışmaları aktif tektoniğin alt konularından biri olan ve eski depremlerin araştırılmasını içeren paleosismolojik çalışmalarda önemli bir yer tutmaktadır. Hendekler 20-30 m uzunlukta, 3-4 m derinlikte ve birkaç metre genişlikte, aktif faylara dik ve/veya paralel açılan kazılardır. Klasik paleosismolojik çalışmalarda açılan hendek duvarlarına bir ağ kurularak detay bir şekilde haritalanır. Hendeklerde aranan geçmişteki hareketlere bağlı olarak oluşan yapılardır. Bunlar genelde kolüviyal kamalar, gömülü toprak seviyeleri, yapısal uyumsuzluklar, farklı miktarlarda deformasyona uğramış birimler ve sıvılaşma yapılarıdır. Bu yapılar kullanılarak fayın geçmişteki hareket sayısı, hareket miktarları, yapılardan alınan uygun numunelerin yaşlarının tayini ile de hareketlerin yaklaşık oluş

zamanları, hızları ve tekrarlanma periyodları bulunur. Böylece, en son oluşan hareketin zamanı ve tekrarlanma periyodu bilindiği için gelecekteki olası bir hareketin ne zaman olabileceği yaklaşık olarak tahmin edilebilir.

Ancak hendekler hareketlerin karakterleri hakkında (sismik veya asismik) konusunda yeterli bilgi vermemektedir. Bu çalışmada; zemin mekaniği ilkeleri kullanılarak açılan hendeklerdeki birimlerin ilk faylanmaları (çünkü fay üzerinde oluşan sonraki hareketler kalıntı, "artık" gerilmelerin etkisi altında olacaktır) sırasındaki hareketlerin sismik veya asismik karakterde olduğunun bulunabileceği ve buradan hareketle varsa diğer hareketlerin ve gelecekteki olası hareketlerin hangi karakterde olabileceği hakkında bilgi sahibi olunabileceği yeni bir yöntem olarak açıklanacaktır. Böylece açılması genelde iş makineleri kullanılarak mümkün olan, dolayısıyla pek de ucuza mal olmayan hendeklerin daha verimli kullanılabilmesi önerilecektir. Çalışmanın amacı ilk defa yazar tarafından önerilen bu yeni yöntemi tanıtmak ve yöntemin başarı ile uygulandığı ABD'nin Oklahoma Eyaletindeki Meers fayı ile ülkemizin ve dünyanın iki önemli fayı olan Kuzey Anadolu ve Doğu Anadolu fay sistemleri üzerinde tamamlanan ve halen devam etmekte olan örnek çalışmalardan sonuçlar sunmaktır.

## ZEMİN HAFIZASI

Hemen hemen her jeolojik birim bünyesinde iki çeşit bilgiyi muhafaza eder. Birincisi olduğu ortamla ilgili bilgiler, ikincisi ise olduğu andan itibaren geçirdiği deformasyonlarla ilgili bilgilerdir (Nagaraj, 1993). Voight (1974), jeolojik birimlerin deformasyonlar sırasında tektonik gerilmeleri bünyelerine hapis veya kayıt edeceğini belirtmektedir.

Casagrande (1932), zemin mekaniğinin konusu olan jeolojik birimlerin (zeminlerin) hafızasının olduğunu, bu birimlere uygulanan gerilmelerin birimlerin dokularında hapis edildiklerini belirtmiştir. Bir jeolojik birim arazide daha önce etkisi altında kaldığı gerilmelerden daha yüksek bir gerilmeye maruz kalırsa, bu yeni gerilme etkisinde, dokuyu oluşturan taneler, gözenekler ve diğer bileşenlerin sıkışması ile değişime uğrayarak birimin dokusu daha sağlam hale gelir (Holtz ve Kovacs, 1981). Bu olaya jeolojide kompaksiyon, zemin mekaniğinde ise konsolidasyon denir. Zeminin veya birimin etkisi altında kaldığı en yüksek gerilmeye ise zemin mekaniğinde ön konsolidasyon basıncı denir. Zeminin



gerilmeye uğraması; üzerine bir bina inşa edilmesi veya kıvrımlanma, faylanma ve sünme (krip) gibi jeolojik olaylar sonucunda herhangi bir yönde olabilir (Voight, 1966; Hobbs ve diğ., 1976; Feda, 1978).

Karig ve Hou (1992), jeolojik zamanın zemin mekaniğindeki toprak basınç katsayısı,  $K$ , üzerindeki etkisini çalışmış ve killi birimlerde  $K$  değerinin en az  $10^6$  yıl veya daha fazla bir zaman içinde korunduğu ve değişmediğini göstermişlerdir. Burada  $K = \sigma'_h / \sigma'_v$  dir ve  $\sigma'_h$  yatay efektif,  $\sigma'_v$  ise düşey efektif gerilmelerdir. Bu sonuca göre, örneğin günümüzden  $10^6$  yıl (Geç Pleyistosen sonları) önce bir jeolojik birimin hafızasında o birimin deformasyonu sırasında tutulan yatay ve düşey gerilmeler günümüze değin değişmeden korunacaktır. Genelde Holosen'in başlarına kadar inen paleosismolojik çalışmalar için bu süre yeterli bir zaman dilimidir.

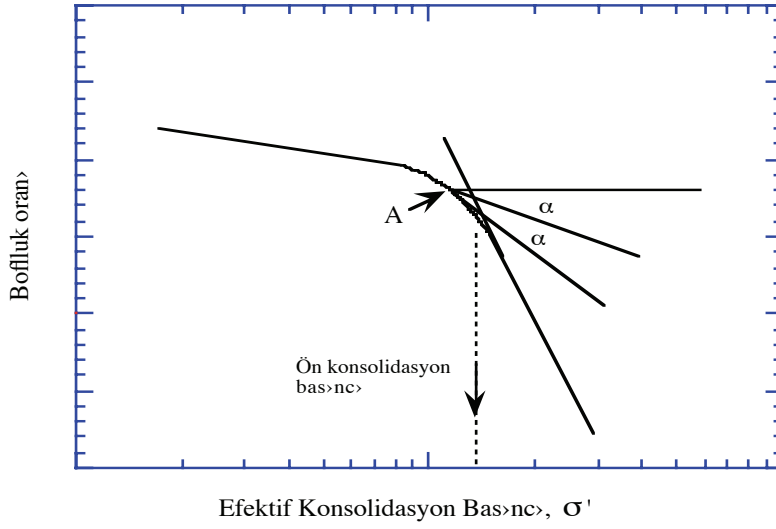
Casagrande (1936), Burmister (1951) ve Schmertmann (1955), herhangi bir zeminin etkisi altında kaldığı en büyük efektif gerilme olan ön konsolidasyon basıncının tayini için yöntemler geliştirmişlerdir. Bunlardan en çok tercih edilen Casagrande'nin yöntemidir. Bu yöntemle göre zeminden alınan örselenmemiş örnek üzerinde konsolidasyon deneyi yapılır ve log efektif gerilmeye karşılık boşluk oranı eğrisi çizilerek zeminin geçmişte etkisi altında kaldığı en büyük efektif gerilme bulunur (Şekil 1). Bu yöntemler genelde daha çok yapıların oturması ile ilgilenen zemin mekanikçiler tarafından düşey efektif gerilmelerin tayini için kullanılmıştır. Ancak, Ward ve diğ. (1959), Simons (1965), Tchalenko (1967) ve Esu ve Calabresi (1969) zeminden aldıkları örselenmemiş örnekler üzerinde, yatay yönlerde de konsolidasyon deneyleri yaparak zeminin geçmişte etkisi altında kaldığı en büyük yatay efektif gerilmeleri de yine Casagrande'nin yöntemini kullanarak belirlemişlerdir.

Bu çalışmaların ışığı altında, hendeklerde karşılaşılan ve genelde Kuvaterner yaşlı olan genç jeolojik birimlerin (zeminlerin) ilk faylanmaları esnasında etken olan asal gerilmelerin ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ ) birimlerin hafızasına alınabileceği ve bu gerilmelerin Casagrande yöntemi ile bulunabileceği söylenebilir.

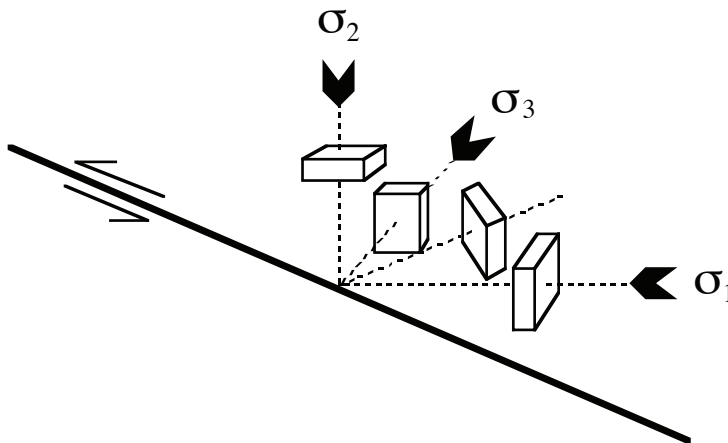
## ASAL GERİLMELER VE YÖNLERİNİN BULUNMASI

Bilindiği gibi, normal fayların oluşumunda  $\sigma_1$  düşey,  $\sigma_2$  ve  $\sigma_3$  yatay yönlerde, ters fayların oluşumunda  $\sigma_1$  ve  $\sigma_2$  yatay,  $\sigma_3$  düşey, doğrultu atımlı faylarda ise  $\sigma_1$  ve  $\sigma_3$  yatay,  $\sigma_2$  ise düşey yönlerde etkirler (Anderson, 1951). Hendeklerdeki birimlerden örselenmemiş numune alırken bu yönlere dikkat edilmeli, birbirine dik iki yönde ve bunların arasında bir

yönde olmak üzere, en az üç yönde numune alınmalıdır. Bu yönlerden birinin teorik  $\sigma_1$ , diğerinin ise teorik  $\sigma_3$  yönünde olmasına özen gösterilmeli ve numuneler zemin mekaniği standartlarına göre alınmalıdır (Şekil 2). Numuneler faya mümkün olduğu kadar yakın alınmalıdır. Alınan yönlü numuneler üzerinde konsolidasyon deneyleri yapıp, Casagrande'nin yöntemi ile bu yönlerdeki efektif gerilmeler bulunur. Daha sonra, bu gerilmelerin doğrudan asal gerilmelerden ziyade, daha çok bu yönlerdeki normal gerilmeler olma olasılığının yüksek olmasından dolayı, bu gerilmeler normal



Şekil 1. Casagrande (1936) yöntemi ile bir zeminin ön konsolidasyon basıncının belirlenmesi.

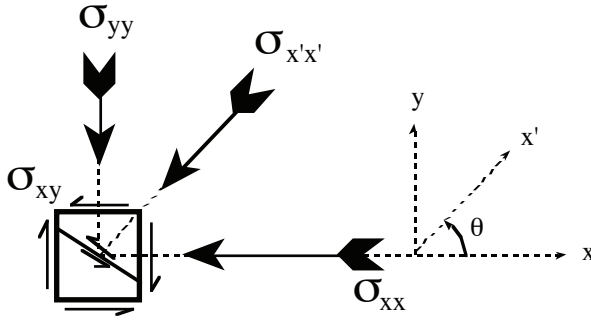


Şekil 2. Hendek çalışmalarında, doğrultu atımlı sol yönlü bir fay için önerilen üç boyutta örselenmemiş numune alım yönleri. (Buradaki asal gerilme yönleri teorik yönlerdir).

gerilmeler olarak kabul edilir ve Jaeger ve Cook (1979)'un aşağıdaki formülü kullanılarak tek bilinmeyen olan  $\sigma_{xy}$  bulunur. Eğer deney sonunda bulunan gerilmeler tesadüfen asal gerilmeler ise,  $\sigma_{xy}$  zaten sıfır veya ihmal edilebilecek değerde küçük çıkacaktır.

$$\sigma_{x'x'} = \sigma_{xx} \cos^2\theta + \sigma_{xy} \sin 2\theta + \sigma_{yy} \sin^2\theta$$

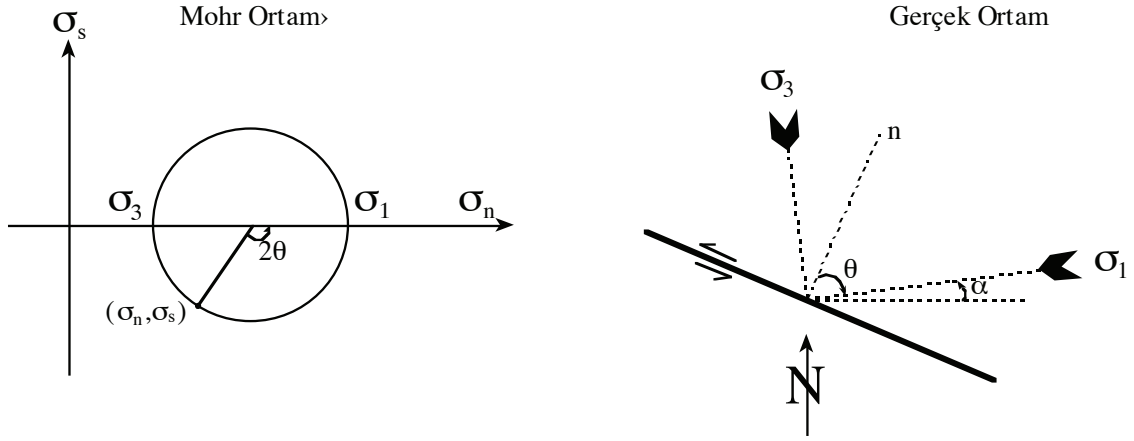
Burada  $\sigma_{xx}$  ve  $\sigma_{yy}$   $x$  ve  $y$  eksenleri yönündeki normal gerilmeler;  $\sigma_{x'x'}$  ise  $x$  ve  $y$  eksenleri arasındaki bir üçüncü yöndeki ( $x'$ ) normal gerilme;  $\theta$   $x$  ve  $x'$  arasındaki veya maksimum asal gerilme  $\sigma_1$  ile  $x$  düzleminde ve  $x$  yönündeki normal gerilme,  $\sigma_{xx}$ , arasındaki açı; tek bilinmeyen  $\sigma_{xy}$  ise  $x$  düzleminde fakat  $y$  eksen yönündeki kesme gerilmesidir (Şekil 3).



Şekil 3. Faylanmaya uğramış bir numune üzerinde etken olan normal ve kesme/makaslama gerilmeleri. (Burada  $\sigma_{x'x'}$ ,  $x$  ekseninin  $\theta$  kadar döndürülmesi (rotasyon) sonucu elde edilen  $x'$  yönünde etken olan normal gerilmedir).

Böylece tek bilinmeyen  $\sigma_{xy}$  bulunduktan sonra, hendeklerdeki birimlerin, numunelerin alındığı derinlikte faylanmasına neden olan, gerilme durumunun Mohr dairesi çizilip, asal gerilme değerleri bulunabilir. Bu Mohr dairesinin oluşturduğu kırılma zarfı ile aynı derinliğin bir zemin mekaniği laboratuvarında simule edilerek, aynı biriminden alınan numunelerin üç eksenli veya kesme kutusu deneylerinde çok yavaş (drenajlı) bir şekilde kaç günde kırılması ile elde edilen kırılma zarfı karşılaştırılır. Eğer daha önceki bulunan kırılma zarfı ikincisinden daha büyük çıkarsa, faylanma büyük bir olasılıkla hızlı, yani sismik, eğer kırılma zarfları birbiri ile çakışır veya çok yakın çıkarsa faylanma yavaş,

büyük bir olasılıkla asismik olmuştur denebilir. Ayrıca elde edilen Mohr daireleri kullanılarak, Mohr dairesi ortamından, gerçek (arazi) ortamına geçilip asal gerilme yönleri bulunabilir (Şekil 4). Böylece çalışılan bölgede etken olan asal gerilme yönleri bulunup bu yönler hidrolik çatlatma (hydraulic fracturing), kuyu göçmeleri (wellbore breakouts), fay düzlemi çözümü gibi diğer yöntemlerle bulunan yönlerle karşılaştırılabilir.

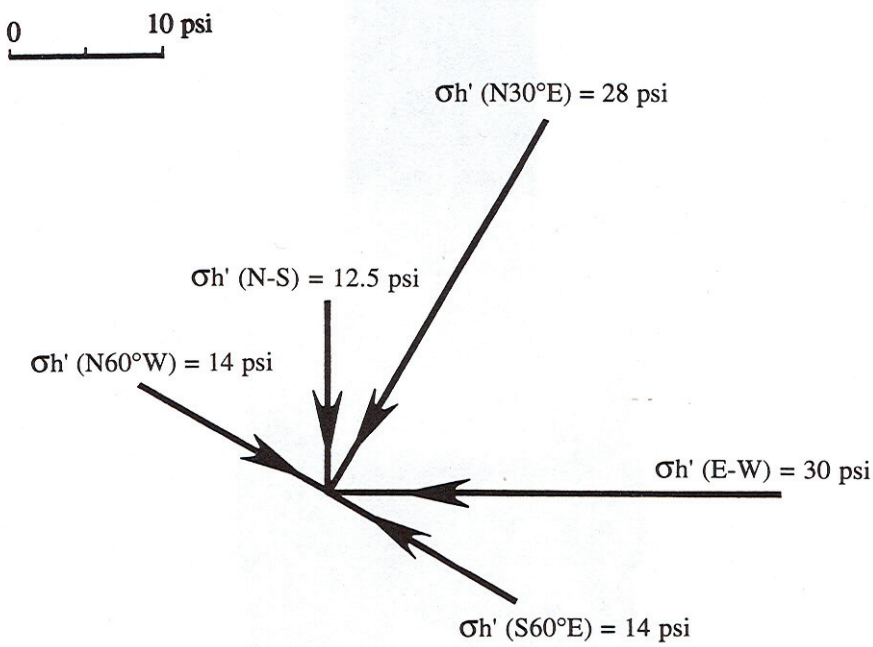


Şekil 4. Sonuçların Mohr ve gerçek ortamlarda değerlendirilmesi.  $\sigma_n$ : normal gerilme,  $\sigma_s$ : kesme/makaslama gerilmesi,  $\theta$ : maksimum asal gerilme,  $\sigma_1$  ile kayma yani fay düzlemi normali (n) arasındaki açı,  $\alpha$ : teorik  $\sigma_1$  yönü ile gerçek  $\sigma_1$  yönü arasındaki olası dönme (rotasyon) açısı.

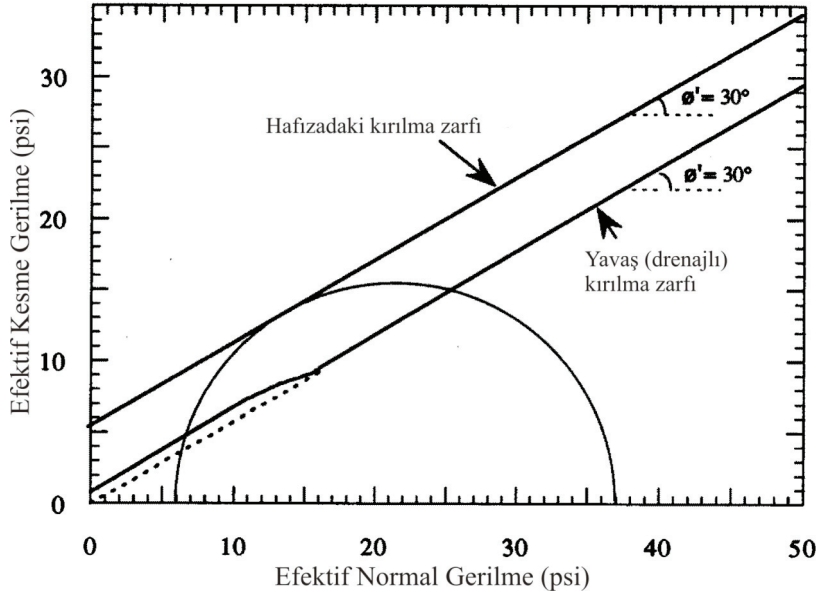
## ÖRNEK ÇALIŞMALAR

Paleosismolojik çalışmalar ile ABD'nin Oklahoma eyaletindeki Meers fayının aktif bir fay olduğu, son hareketinin yaklaşık 1100 yıl önce (Geç Holosen) meydana geldiği konusunda bilim adamları hem fikir olmuşlardır (Luza ve diğ., 1987; Madole, 1988; Kelson ve diğ., 1990a,b; Cetin, 1992, 2003). Ancak bazı araştırmacılar fayın 1100 yıl önceki hareketinin karakteri konusunda ayrılığa düşmüş ve hareketin asismik (fay kribi şeklinde) olduğunu ileri sürmüşlerdir (Tilford, 1987; Burrell and Tilford, 1996). Yazar tarafından fay üzerinden 5.5 m derinlikten alınan örselenmemiş yönlü numuneler üzerinde yapılan konsolidasyon deneyleri sonucunda zeminin 5.5 m derinlikte faylanması esnasında zemin hafızasına farklı yönlerde kaydedilen efektif basınçlar (önkonsolidasyon basınçları) belirlenmiştir (Şekil 5). Daha sonra yapılan gerilme analizleri sonucunda faylanmanın yönü  $K62-72^\circ D$  olan maksimum asal gerilme etkisinde gerçekleştiği ve zeminin faylanmasına neden olan kırılma zarfı belirlenmiştir. Elde edilen bu kırılma zarfı ile aynı

zemini laboratuvar ortamında drenajlı şartlar altında yenmek veya kırmak için gerekli kırılma zarfı karşılaştırılarak faylanmaya neden olan hareketin sismik karakterde olduğu ortaya konulmuştur (Şekil 6). Şekilde görüldüğü gibi zeminin 1100 yıl önce 5.5 m derinlikte faylanması esnasında hafızasına kaydedilen kırılma zarfı aynı zemini drenajlı şartlar altında (yavaş) kırmak için gerekli kırılma zarfından daha büyük (yukarıda) çıkmıştır. Bulunan maksimum asal gerilme yönü bölgede diğer araştırmacılar (Dart, 1987; Zoback ve Zoback, 1991) tarafından değişik yöntemler kullanılarak bulunan ortalama  $K80^\circ$  D yönüyle uyumlu çıkmıştır.

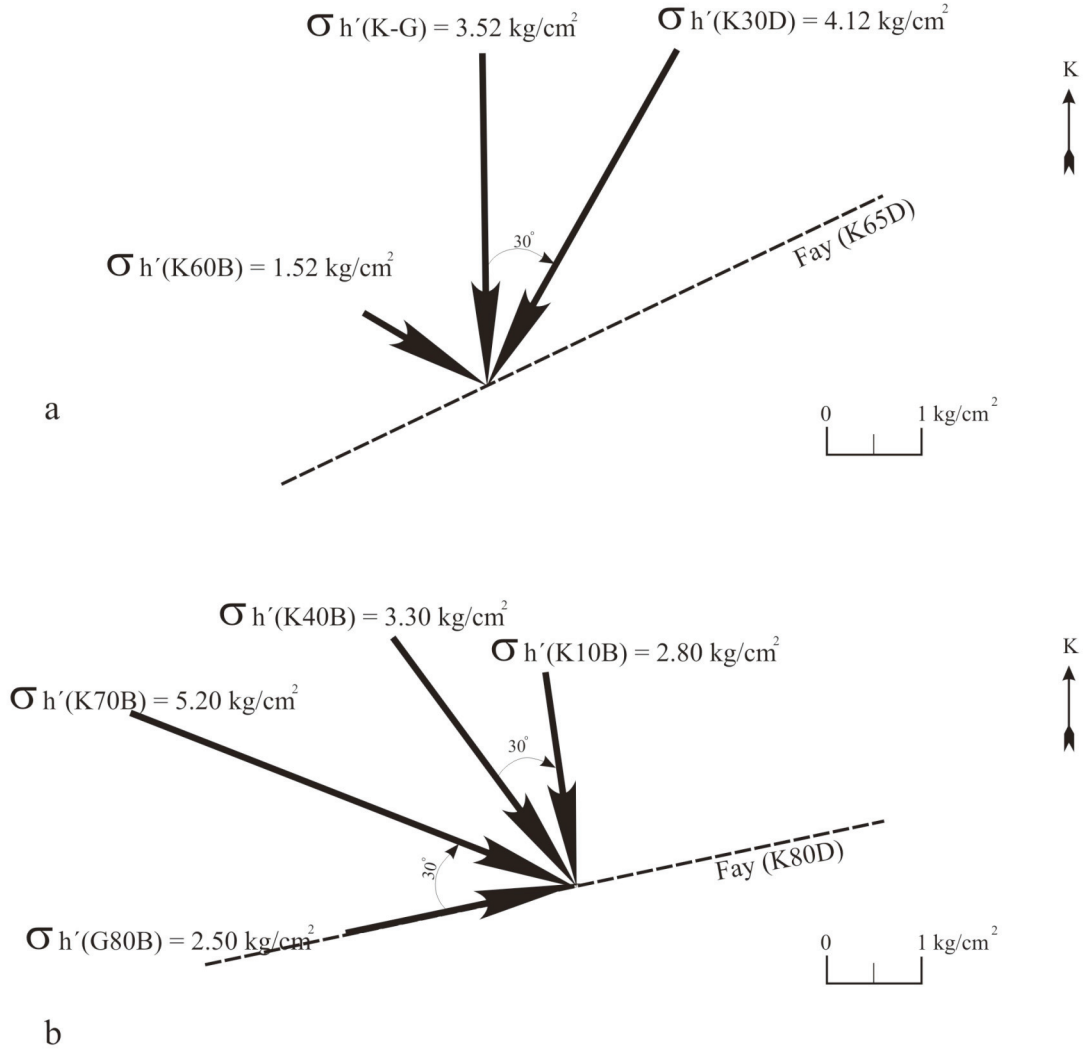


Şekil 5. Meers fayı üzerinde 5.5 m derinlikten alınan yönlü örselenmemiş numuneler üzerinde konsolidasyon deneyleri sonucunda farklı yönlerde belirlenen efektif (önkonsolidasyon) basınç değerleri (Cetin, 1997). Fay doğrultusu =  $K60^\circ W$ .  $1 \text{ kg/cm}^2 = 14.22 \text{ psi}$ .



Şekil 6. Meers fayı üzerinde 5.5 m derinlikte zemin hafızasına kaydedilen kırılma zarfı ile aynı zemini drenajlı şartlar altında (yavaş) kırmak için gerekli kırılma zarflarının karşılaştırılması (Cetin, 1997).  $1 \text{ kg/cm}^2 = 14.22 \text{ psi}$ .

Benzer şekilde, Doğu Anadolu Fay Sisteminin Palu-Hazar Gölü ve Kuzey Anadolu Fay Sisteminin Gerede segmentleri üzerinde yapılan paleosismolojik kazı çalışmalarında açılan hendeklerde karşılaşılan faylanmış zeminlerden alınan örselenmemiş numuneler kullanılarak ve aynı yöntem izlenerek asal gerilme yön ve değerleri belirlenmiş ve hendeklerdeki zeminlerin ilk faylanmalarının sismik karakterde olduğu, maksimum asal gerilme yönlerinin bölge için fay düzlemi çözümlerinden elde edilen yönlerle uyumlu olduğu görülmüştür (Şekil 7).



Şekil 7. Doğu Anadolu Fay Sisteminin Palu-Hazar Gölü (a) ve Kuzey Anadolu Fay Sisteminin Gerede (b) segmentleri üzerinde sırası ile 1 m ve 1.5 m derinlikten alınan yönlü örselenmemiş numuneler üzerinde konsolidasyon deneyleri sonucunda farklı yönlerde belirlenen efektif (önkonsolidasyon) basınç değerleri.

## SONUÇLAR

Sonuç olarak, aktif tektoniğin alt konularından biri olan paleosismik çalışmalar sırasında açılan hendeklerde karşılaşılan ve genelde Kuvaterner yaşlı genç jeolojik birimlerin (zeminlerin) ilk faylanmaları esnasında etken olan asal gerilmelerin birimlerin hafızasına alınabileceği ve bu gerilmelerin Casagrande yöntemi ile belirlenebileceği

söylenbilir. Hendeklerden alınan örselenmemiş numuneler üzerinde konsolidasyon deneyleri yapılarak hendeklerdeki birimlerin ilk faylanmalarının sismik veya asismik karakterde olduğu bulunabilir. Buradan hareketle varsa diğer hareketlerin karakterleri ve gelecekteki olası hareketlerin ne karakterde olabilecekleri hakkında bilgi sahibi olunup, faylanma sırasında etken olan asal gerilme değerleri ve yönleri bulunabilir. Böylece, hendeklerdeki klasik çalışmaların dışında bir çalışma yapılarak açılması ekonomik açıdan pek de ucuz olmayan hendekler daha verimli kullanılmış olacaktır.

İlk defa yazar tarafından önerilen bu yeni yöntem ABD'nin Oklahoma Eyaletindeki Meers fayı ile Doğu Anadolu Fay Sisteminin Palu-Hazar Gölü ve Kuzey Anadolu Fay Sisteminin Gerede segmentleri üzerinde başarı ile uygulanmış ve faylar üzerinde açılan hendeklerdeki zeminlerin ilk faylanmalarının sismik karakterde olduğu, maksimum asal gerilme yönlerinin bölge için değişik yöntemler ile elde edilen yönlerle uyumlu olduğu görülmüştür.

#### KAYNAKLAR

- Anderson, E.M., 1951. The Dynamics of Faulting and Dyke Formation with Applications to Britain. Oliver & Boyd, Edinburg.
- Burmister, D.M., 1951. The application of controlled test methods in consolidation testing. Proc. Symp. Cons. Test. Soils: ASTM Special Technical Publication 126, p. 83.
- Burrell, R.B and Tilford, N.R., 1996. Evaluation of faulting characteristics and ground acceleration associated with recent movement along the Meers fault, southwestern Oklahoma. Geological Society of America Abstracts with Programs, 28:7.
- Casagrande, A., 1932. The structure of clay and its importance in foundation engineering. Proc. Contributions to Soil Mech., 1925-1940, Boston Society of Civil Engineers, Boston, Massachusetts, pp. 72-112.
- Casagrande, A., 1936. The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. Proc. 1st. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Cambridge, Massachusetts, 3:60-64.
- Cetin, H., 1992. The northwest extension of the Meers fault in southwestern Oklahoma. Proc. 28th. Symp. Eng. Geology and Geotechnical Eng., University of Idaho, Boise, Idaho, pp. 43-58.
- Cetin, H., 1997. How did the Meers fault scarp form? Paleoeearthquake or aseismic creep? A soil mechanical perspective. Eng. Geol., 47:289-310.



- Cetin, H., 2003. Comment on "Known and suggested Quaternary faulting in the midcontinent United States" by Russell L. Wheeler and Anthony Crone. *Engineering Geology*, Elsevier, Vol. 169, pp. 193-210.
- Dart, R.L., 1987. Horizontal stress orientations from well-bore breakouts in the south-central United States. *Geological Society of America Abstracts with Programs*, 19:269.
- Esu, F. and Calabresi, G., 1969, Slope stability in an overconsolidated clay. *Proc. 7th. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico City, Mexico*, 2: 555-563.
- Feda, J., 1978. *Stress in Subsoil and Methods of Final Settlement Calculation*. Elsevier, Amsterdam.
- Hobbs, B.E., Means, W.D. and Williams, P.F., 1976. *An Outline of Structural Geology*: John Wiley & Sons, New York.
- Holtz, R.D. and Kovacs, W.D., 1981. *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Prentice-Hall, Eaglewood Cliffs.
- Jaeger, J.C. and Cook, N.G.W., 1979. *Fundamentals of Rock Mechanics*. Chapman & Hall, London.
- Karig, D.E. and Hou, G., 1992. High-stress consolidation experiments and their geologic implications. *J. Geophys. Res.*, 97:289-300.
- Kelson, K.I., Swan, F.H. and Coppersmith, K.J., 1990a. Implications of the late Quaternary faulting along the Meers and Criner faults to assessments of seismic hazards in central and eastern U.S. *Geological Society of America, South-Central Section, 24<sup>th</sup> Annual Meeting, Abstracts with Programs*, 22:10.
- Kelson, K.I., Swan, F.H. and Wesling, J.R., 1990b. Late Quaternary displacements on the Meers fault, southern Oklahoma. *Geological Society of America, South-Central Section, 24<sup>th</sup> Annual Meeting, Abstracts with Programs*, 22:10-11.
- Luza, K.V., Madole, R.F. and Crone, A.J., 1987. Investigation of the Meers fault, southwestern Oklahoma: Oklahoma Geological Survey Special Publication 87-1, 75 pp.
- Madole, R.F., 1988. Stratigraphic evidence of Holocene faulting in the midcontinent: The Meers fault, southwestern Oklahoma. *Geol. Soc. Am. Bull.*, 100:392-401.
- Nagaraj, T.S., 1993. *Principles of Testing Soils, Rocks and Concrete*. Elsevier, Amsterdam.
- Schmertmann, J.H., 1955. The undisturbed consolidation behavior of clay. *American Society of Civil Engineering Transactions*, 120:1201-1233.

- Simons, N.E., 1965. Consolidation investigation on undisturbed Fornebu clay. Norwegian Geotechnical Institute, 62:1-9.
- Tchalenko, J.S., 1967. The influence of shear and consolidation on the microscopic structure of some clays. Ph.D. Thesis, University of London, London, England.
- Tilford, N. R., 1987. Deformation and seismicity along the Meers fault, Oklahoma. Geological Society of America Abstracts with Programs, 19:869.
- Voight, B., 1966. Interpretation of in situ measurements. Proc. Int. Soc. Rock Mech., Lisbon, Portugal, 3:332-348.
- Voight, B., 1974. A mechanism for "locking-in" orogenic stress. Am. J. Sci., 274:662-665.
- Ward, W.H., Samuels, S.G. and Butler, M.E., 1959. Further studies of the properties of London clay. Geotechnique, 9:33-58.
- Zoback, M.D. and Zoback, M.L., 1991. Tectonic stress field of North America and relative plate motions. In: D.B. Slemmons, E.R. Engdahl, M.D. Zoback and D.D. Blackwell (Editors), Neotectonics of North America. Geol. Soc. Am., The Decade of North American Geology (DNAG), Decade Map Volume, pp. 339-366.

# SIKIŞTIRILMIŞ DOLGULARDA DİNAMİK KUVVETLERİN STABİLİTEYE ETKİSİNİN İNCELENMESİ

**Murat OLGUN**

**Arş. Gör.**

**Selçuk Üniversitesi Müh.-Mim.**

**Fak. İnşaat Müh. Bölümü**

**Konya/Türkiye**

**M. Hilmi ACAR**

**Doç. Dr.**

**Akdeniz Üniversitesi Müh. Fak.**

**İnşaat Müh. Bölümü**

**Antalya/Türkiye**

## ÖZET

Doğal veya sıkıştırılarak oluşturulmuş yapay şevlerde meydana gelen göçme ve heyelanlar incelendiğinde stabiliteyi bozan en önemli etkenin dinamik etkiler olduğu görülmektedir. Dinamik etkilerle zeminde meydana gelen tekrarlı kayma gerilmeleri boşluksuyu basıncının artmasına ve zeminin kayma mukavemeti açısının azalmasına neden olmakta; dolayısıyla kayma mukavemeti azalmaktadır. Buna ilave olarak deprem etkisi şev üzerinde ek bir yatay kuvvet oluşturmakta ve kayma gerilmelerini de arttırmaktadır. Bu çalışmada da deprem etkisi ile boşluksuyu basıncında meydana gelen artışlar, zeminin kayma mukavemeti açısında meydana gelen azalma ve şev üzerindeki ilave yatay deprem kuvveti etkisi Basitleştirilmiş Bishop dilim yöntemi ile şev stabilite analizine katılmış ve analizin daha çabuk ve hatasız yapılabilmesi için bir şev stabilitesi yazılımı hazırlanmıştır.

Bu yazılımda dinamik kuvvetlerin şevin stabilitesi üzerindeki etkisi farklı başlangıç koşulları ve deprem koşulları dikkate alınarak örnek bir şev kesiti üzerinde incelenmiştir. Tekrarlı kayma gerilmelerinin sebebiyet verdiği boşluk suyu basıncındaki artışın, pik deprem ivmesi, depremin magnitudü, şevin fay hattına olan uzaklığı ve kayma mukavemeti açısındaki değişime bağlı olduğu görülmüştür. Kayma mukavemeti açısındaki azalma miktarı özellikle depremin magnitudü ile yakından ilişkili olup, yer altı suyunun varlığı da hem statik hem dinamik durumda stabiliteyi önemli oranda etkilemektedir.

## 1. GİRİŞ

Sıkıştırılarak oluşturulmuş dolgular veya doğal halde bulunan şevlerdeki stabilite analizi geoteknik mühendislerinin uğraştıkları temel konulardandır. Yükleme koşullarındaki farklılıklar ve özellikle dinamik yükleme stabilite olayının boyutlarını değiştirmektedir. Statik olarak dengede olduğu bilinen birçok şevin depremler sırasında veya sonrasında dinamik kuvvetlerin etkisiyle göçtüğü bilinmektedir.

Tekrarlı kayma gerilmeleri etkisi altında kalmış zeminlerin gerilme-şekil değiştirme ve mukavemet özelliklerinin incelenmesine 1960'lı yıllarda başlanmıştır[1]. Daha sonraları zeminin tekrarlı yükler altındaki davranışı ile ilgili çalışmalar yapılmıştır. Zeminlerde tekrarlı kayma gerilmeleri etkisi altında meydana gelen mukavemet kaybının nedenlerinden birisi dinamik yükleme sırasında doygun zeminlerde boşluk suyu basıncının aşırı artmasıdır. Bir örnek vermek gerekirse; kayma mukavemeti açısı  $\phi=10^0$  olan zeminlerde deprem magnitudünün  $M=5$ 'ten  $M=9$ 'a yükselmesi halinde boşluksuyu basıncı %400 artmaktadır[2]. Düşük plastisiteli killerde tekrarlı gerilmelerin etkisi ile boşluk suyu basınçları artışına ilave olarak deformasyonlar artmakta, gerilme ve birim şekil değiştirme ilmikleri yatıklaşmakta, rijitlik azalarak iç yapı bozulmakta ve zeminde yumuşama meydana gelmektedir[3]. Killi zeminler üzerinde yapılan deneysel çalışmalarda ön tekrarlı yükleme sonrası elde edilen drenajsız kayma mukavemetinin ve rijitliğin azaldığı gösterilmiştir[4]. Genellikle kendi ülkesindeki depremler sonucu oluşan şev göçmelerini inceleyen Ishihara, deprem sırasında şevlerin göçme potansiyelinin, şev kayma bölgesinin dış merkeze uzaklığına ve depremin magnitudüne bağlı olduğunu söylemiştir[5].

Şev stabilite analizleri için çeşitli yaklaşımlar olup Bishop limit denge yaklaşımı ile dilim yöntemini kullanmıştır. Bu yaklaşımda güvenlik faktörünü moment dengesinden elde edilmiş ve dilimler arası kayma kuvvetlerinin sıfır, potansiyel göçme yüzeyinin de dairesel olduğunu varsayılmıştır[6]. Bir başka yaklaşımda ise deprem etkisi çeşitli olasılık yoğunluk fonksiyonları ile gelişigüzel değişken olarak alınan sismik katsayı kullanılarak yarı-statik analizle ele alınmış ve stabilite analizi için Fellenius Yöntemi kullanılmıştır[7]. Grivas doğal ve yapay şevler için sismik yükü bir şeve etki etmesi beklenen maximum yatay deprem ivmesi olarak hesaba katmıştır[8]. Bir başka çalışmada Avrupa'daki depremlerde zeminlerde oluşan pik deprem ivmelerini incelemek için uzaklık ve deprem magnitudüne bağlı yarı ampirik formüller verilmiştir[9].

## 2. ÇALIŞMANIN AMACI ve KAPSAMI

Zemin yapılarında özellikle dolgu, kazı veya doğal şevlerde stabilite analizi yapılırken, şevin bulunduğu bölgenin deprenselliği önemlidir. Depremlerin neden olduğu tekrarlı kayma gerilmeleri genellikle zeminlerde kayma mukavemeti kaybına yol açar. Bunun iki nedeni olabilir. Birincisi tekrarlı gerilmeler nedeniyle boşluk suyu basıncının artması ve efektif gerilmelerin azalması, ikincisi ise tekrarlı kayma gerilmelerinin yol açtığı tekrarlı şekil değiştirmelerin dane yapısında bir yoğrulmaya neden olmasıdır.

Bu çalışmanın amacı depremin etkisi altındaki sıkıştırılmış dolgularda tekrarlı kayma gerilmeleri ile meydana gelen kayma mukavemet kaybını incelemek ve bu mukavemet kaybının şevin stabilitesi üzerindeki etkisini modellemektir. Bu amaçla stabilite analizi için limit denge yaklaşımı ile çözüm yapan Basitleştirilmiş Bishop Dilim Yöntemi kullanılmıştır. Deprem etkisi ile şeve gelen yatay deprem kuvvetini, zeminin yapısındaki çözümlerden dolayı kayma mukavemeti açısından meydana gelen azalmaları ve boşluk suyu basıncında meydana gelen artışları içerisine alacak şekilde bir yazılım hazırlanmıştır. Yapılan analizlerde, sıkıştırılmış dolgu stabilitesinin dinamik etkiler altında hangi parametrelere bağlı olarak değiştiği belirlenmeye çalışılmıştır.

### 2.1. Dinamik Etkilerin Stabilite Analizine Katılması

Bir şev kesitinde deprem nedeni ile ortaya çıkan tekrarlı kayma gerilmelerinin boşluk suyu basıncında meydana getireceği artışın büyüklüğü, deprem özelliklerine, şev geometrisine ve şevdeki zemin tabakalarının mukavemet özelliklerine bağlıdır. Seed ve Idriss, deprem sırasında oluşacak ilave boşluk suyu basıncı artış oranı ( $u$ ) için tekrarlı yüklemenin çevrim sayısına ( $N$ ), pik deprem ivmesi katsayısına ( $a_p$ ), şev yüksekliğine ( $H$ ) ve kayma mukavemeti açısına ( $\phi$ ) bağlı olarak bir eşitlik vermişlerdir[10];

$$u = (0,915 \cdot \log N + 0,108) \times (0,65 \cdot a_p \cdot (1 - 0,0075 \cdot H) \cdot \cot \phi) \quad (1)$$

Eşitlik 1'e göre boşluk suyu basıncı artışına şev yüksekliğinin etkisi oldukça az olup ihmal edilmesi daha gerçekçi bir yaklaşım olduğundan eşitlik;

$$u = 0,6.ap.cot\phi.logN \quad (2)$$

şeklinde Bishop Dilim Yöntemi içerisinde kullanılmıştır.

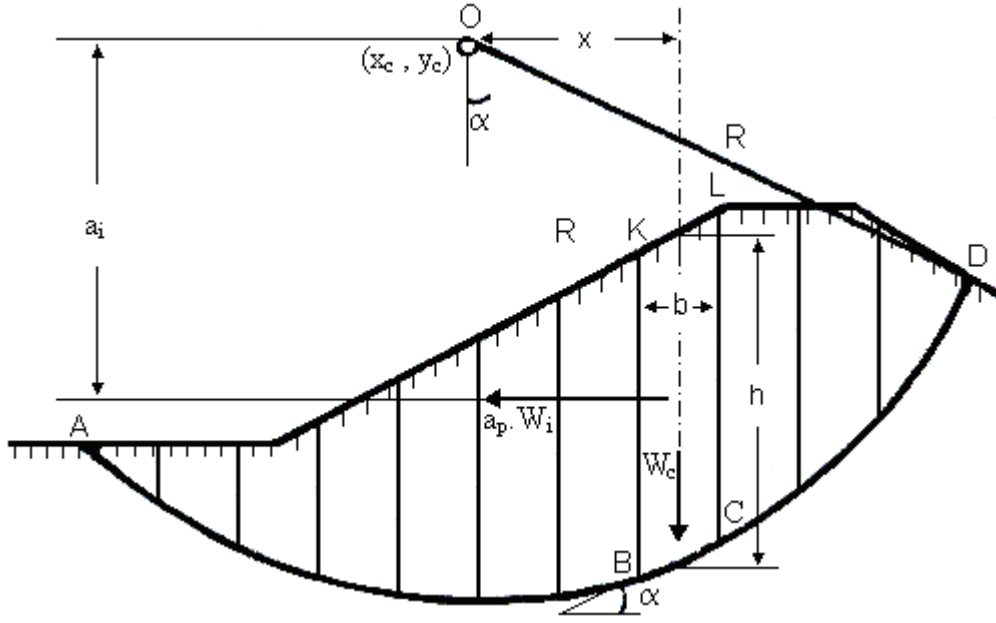
Depremler sırasında bir bölgede oluşacak en büyük ivme değeri bölgenin faya uzaklığına, deprem magnitudüne, yerel geoteknik koşullarına bağlı olarak literatürde çeşitli azalım ilişkileri cinsinden verilmiştir. Bu çalışmada yerel koşulların etkisi ihmal edilerek, en büyük deprem ivmesini faya uzaklık (R) ve deprem magnitudü (M) cinsinden veren ;

$$a_p = 0,0159.e^{0,868M} (R + 0,0606.e^{0,7M})^{-1,09} \quad (3)$$

azalım ilişkisi benimsenmiştir[11].

Depremin neden olduğu tekrarlı kayma gerilmeleri deprem sırasında olduğu gibi depremin sonrasında da kayma mukavemetinin azalmasına sebep olmaktadır. Deprem nedeniyle oluşan tekrarlı şekil değiştirmelerin genliğine bağlı olarak zeminin rijitliğinde bir azalma olmaktadır. Tekrarlı yükleme sonrası zeminlerin kayma mukavemetlerindeki azalmanın modellenebilmesi için zeminin deprem sonrası sahip olduğu bir fiktif kayma mukavemeti açısı tanımlanmalıdır. Eğer zeminin tekrarlı gerilme uygulanmadan önceki kayma mukavemeti açısı biliniyorsa deprem sonrası sahip olduğu fiktif kayma mukavemeti açıları deprem magnitudü ve şevin faya uzaklığına bağlı olarak hesaplanabilir [2].

Basitleştirilmiş Bishop Dilim Yöntemine göre bir şevin stabilize analizi yapılırken şeve gelen dinamik kuvvetlerin etkisini dikkate alan ve pik deprem ivmesini kullanan eş değer bir yatay kuvvet ele alınmıştır (Şekil 1). Bishop yönteminde dilimler esas olduğuna göre, her dilimin ağırlığı ile orantılı bir yatay kuvvet hesaba katılmıştır.



Şekil 1. Şev Stabilite Analizi için Basitleştirilmiş Bishop Dilim Yöntemi

.Her dilime etki eden yatay kuvvetler sonunda toplanarak, kaymaya neden olan momentler kısmında yer almaktadır. Tekrarlı kayma gerilmeleri nedeniyle zeminlerde oluşan boşluk suyu basıncı artışları ve kayma mukavemeti açısından azalmalar da hazırlanan bilgisayar programında analize katılmıştır. Burada göre güvenlik faktörü şu şekilde;

$$F_s = \frac{\sum (c' b + (W - u.b). \tan \phi') / M(\alpha)}{\sum W . \sin \alpha + \sum a_p . W} \quad (4)$$

olup,  $c'$ : zeminin kohezyonu,  $b$ : dilim genişliği,  $W$ : dilim ağırlığı,  $u$ : boşluk suyu basıncı,  $\phi'$ :zeminin kayma mukavemeti açısı,  $a_p$ :pik deprem ivmesi katsayısı,  $\alpha$ :şev açısıdır.

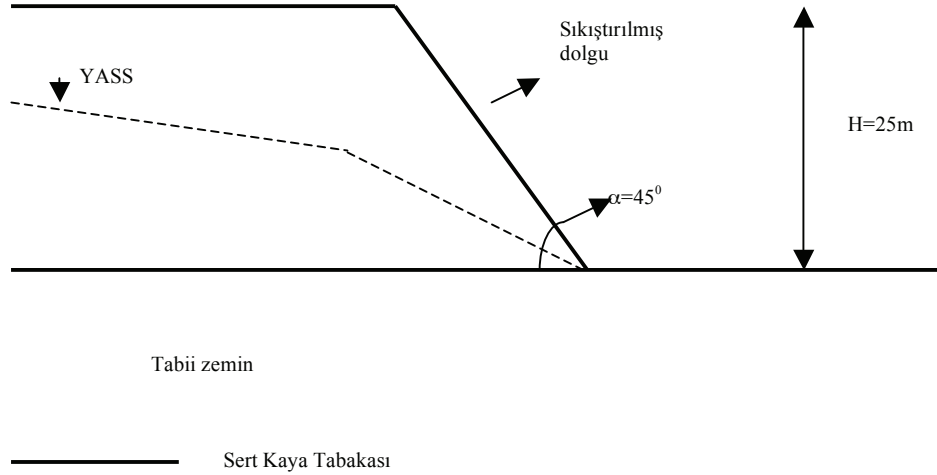
## 2.2 Dinamik Etkilerin Bilgisayar Programı İle İncelenmesi

Şev stabilite analizinde farklı daire merkezleri için değişik yarıçaptaki kayma yüzeylerine göre en kritik güvenlik sayısının bulunması gerekmektedir. Bu işlemlerin daha hızlı ve güvenli olarak yürütülebilmesi için bir yazılım hazırlanmıştır. Bu yazılımda şev stabilite analizinde bilgisayarla programlamaya en uygun olan ve moment denge denklemine dayanan Bishop Dilim Yöntemi kullanılmıştır.

Stabilite analizi için hazırlanan yazılımın başlıca özellikleri ve avantajları şöyledir;

- Program ile çok farklı tabakalara sahip şevler ele alınabilir.
- Deprem magnitudü ve şevin faya uzaklığına bağlı olarak pik deprem ivmesi ve sismik güvenlik sayısı hesaplanmaktadır.
- Yarıçap kontrolünde esneklik söz konusu olup farklı daire merkezleri için değişik yarıçaptaki kayma yüzeylerine göre güvenlik sayıları hesaplanabilmektedir.
- Program bir ana program ve dokuz alt programdan oluşmaktadır. Ana program giriş ve çıkış bilgileri için, alt programlar şevin geometrisinin oluşturulması, daire merkezlerinin yerleştirilmesi, yarıçapların hesaplanması, hidrolik verilerin ve dinamik verilerin stabiliteye etkisinin katılması, güvenlik sayılarının Bishop yöntemi ile hesaplanması amacıyla kullanılmaktadır.
- Şev için tanımlanan mekanik ve geometrik veriler SI (System International) birim sistemiyle tanımlanmaktadır.

Sıkıştırılmış dolgularda dinamik etkilerin stabiliteye etkisinin daha iyi gözlenebilmesi için kesiti şekilde verilen, doğal birim hacim ağırlığı  $18,5 \text{ kN/m}^3$ , kohezyonu  $52 \text{ kN/m}^2$  ve içsel sürtünme açısı  $20^\circ$  olan örnek bir dolgu göz önüne alınmıştır(Şekil 2.).



Şekil 2. Dinamik analize tabi tutulan sıkıştırılmış dolgu tabakası kesiti



Bu şev dolgusunun stabilite analizi yapılırken farklı 4 durum dikkate alınmıştır;

- Zeminde yer altı suyu yok + Deprem etkisi yok (Statik)
- Zeminde yer altı suyu var + Deprem etkisi yok (Statik)
- Zeminde yer altı suyu yok + Deprem etkisi var (Dinamik)
- Zeminde yer altı suyu var + Deprem etkisi var (Dinamik)

Şev için yapılan dinamik analizlerde deprem magnitütleri  $M=6$ ,  $M=7$  ve  $M=8$  alınarak hesaplamalar yapılmış, şevin fay hattına uzaklığı; 5, 10, 20, 50 ve 100 km alınmıştır.

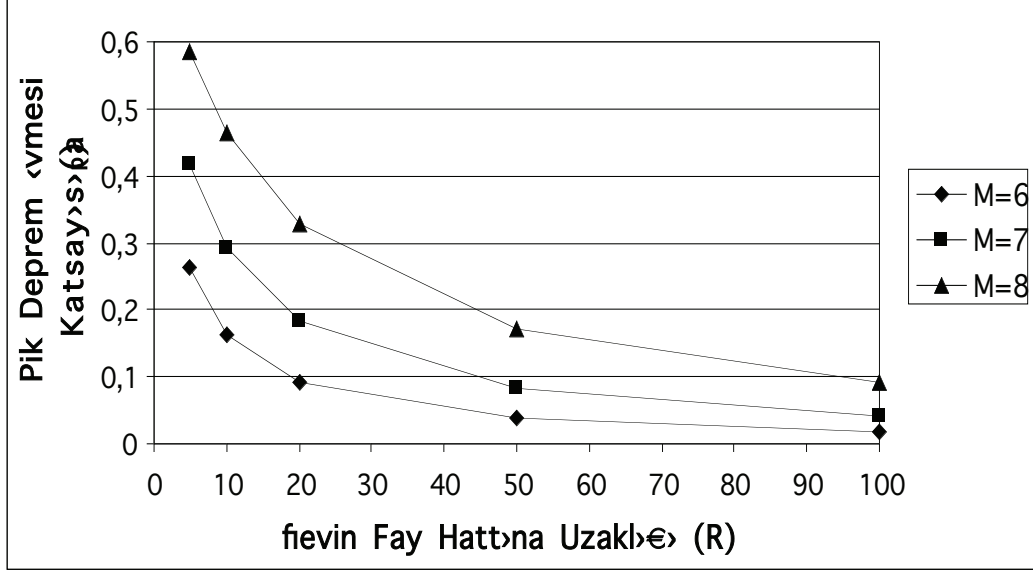
### 3. SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Şev stabilite analizinde dinamik etkilerin stabiliteye etkisi yukarıda verilen Örnek Problem'den elde edilen sonuçlar çerçevesinde değerlendirilmiştir. Statik analiz sonucu güvenlik sayısı  $F_s=1,26$  olarak bulunmuştur. Sadece statik durum için yapılan analizlere göre şev kesiti içerisinde yer altı suyu tabakasının olması güvenlik faktörünü  $F_s=1,26$ 'dan  $F_s=1,11$  değerine düşürmektedir. Bu da göstermektedir ki herhangi bir deprem etkisi olmaksızın bile yer altı suyunun varlığı şevin stabilitesini olumsuz yönde etkilemektedir.

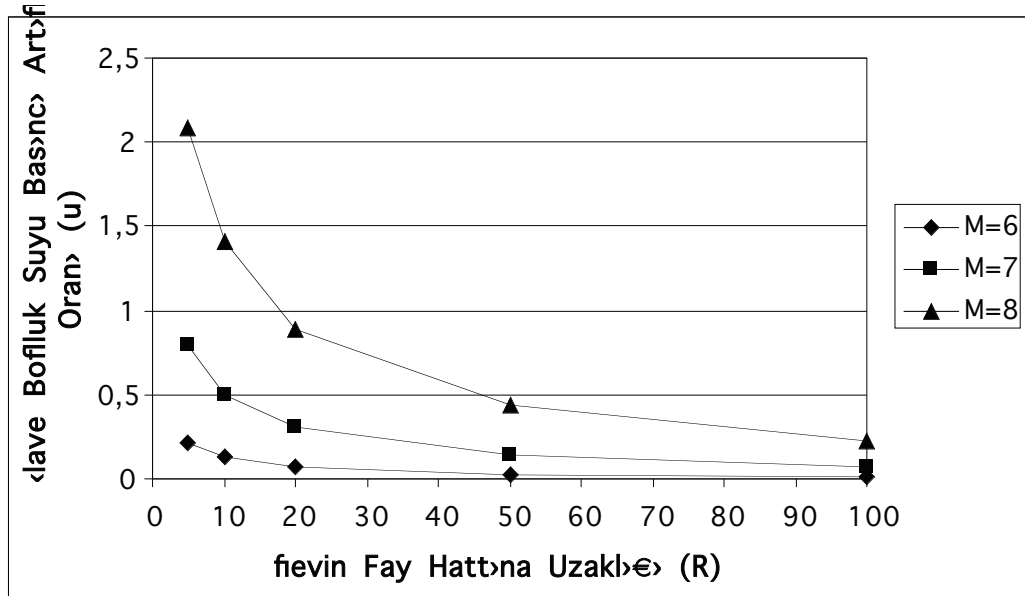
Deprem magnitüdünün  $M=6$  ve uzaklığın  $R=100$  km olduğu durum için pik deprem ivmesi katsayısı  $a_p=0,0184$  iken aynı magnitüde uzaklık 5 km'ye indiği zaman pik deprem ivmesi katsayısı  $a_p=0,2635$  değerine yükselmektedir. Benzer değişimler  $M=7$  ve  $M=8$  magnitüdü için de geçerlidir (Şekil 3). Yine Şekil 3'ten de görüleceği gibi aynı mesafelerde farklı magnitüd değerleri için pik deprem ivmesi katsayısı değerleri büyük bir değişiklik göstermektedir. Örneğin;  $R=5$  km ve  $M=6$  için  $a_p=0,2635$  iken  $M=8$  için  $a_p=0,585$  değerine yani yaklaşık 2,2 katına çıkarken bu artış oranı mesafeler arttıkça daha da büyümektedir. Bu grafik göstermektedir ki pik deprem ivmesi katsayısı deprem magnitüdü ve şevin fay hattına uzaklığına bağlıdır.

Deprem magnitüdünün  $M=7$  ve uzaklığın  $R=50$  km olduğu durum için ilave boşluk suyu basınç artış oranı  $u=0,1371$  iken aynı magnitüde uzaklık 10 km'ye indiği zaman ilave boşluk suyu basınç artış oranı  $u=0,501$  değerine yükselmektedir. Paralel artışlar  $M=6$  ve  $M=8$  magnitüdü için de geçerlidir (Şekil 4). Şekil 4 dikkate alınarak aynı mesafelerde

farklı magnitüd değerleri için ilave boşluk suyu basıncı artış oranı değerleri incelenirse; örneğin,  $R=20$  km ve  $M=6$  için  $u=0,0722$  iken  $M=8$  için  $u=0,894$  değerine yani yaklaşık 12 katına çıkmaktadır. Yine bu artış oranı pik deprem ivmesi katsayısında olduğu gibi mesafeler arttıkça büyümektedir.

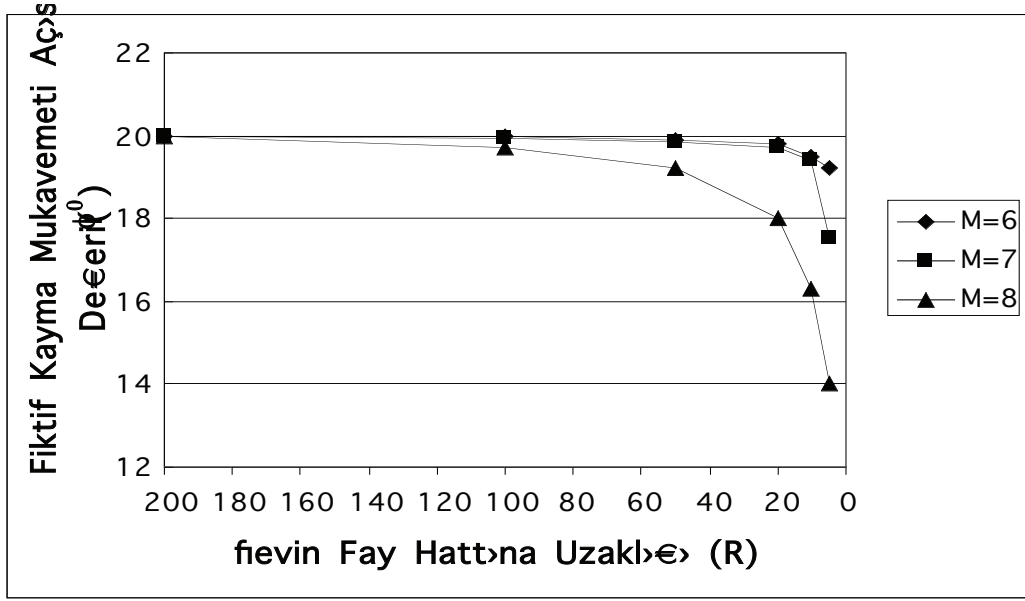


Şekil 3. Deprem Magnitüdü ve Şevin Fay Hattına Uzaklığına Bağlı Olarak Pik Deprem İvmesi Katsayısı Değişimi



Şekil 4. Deprem Magnitüdü ve Şevin Fay Hattına Uzaklığına Bağlı Olarak İlave İlave Boşluk Suyu Basıncı Artış Oranı (u) Değişimi

## Boşluk suyu Basıncı Artış Oranı Değişimi

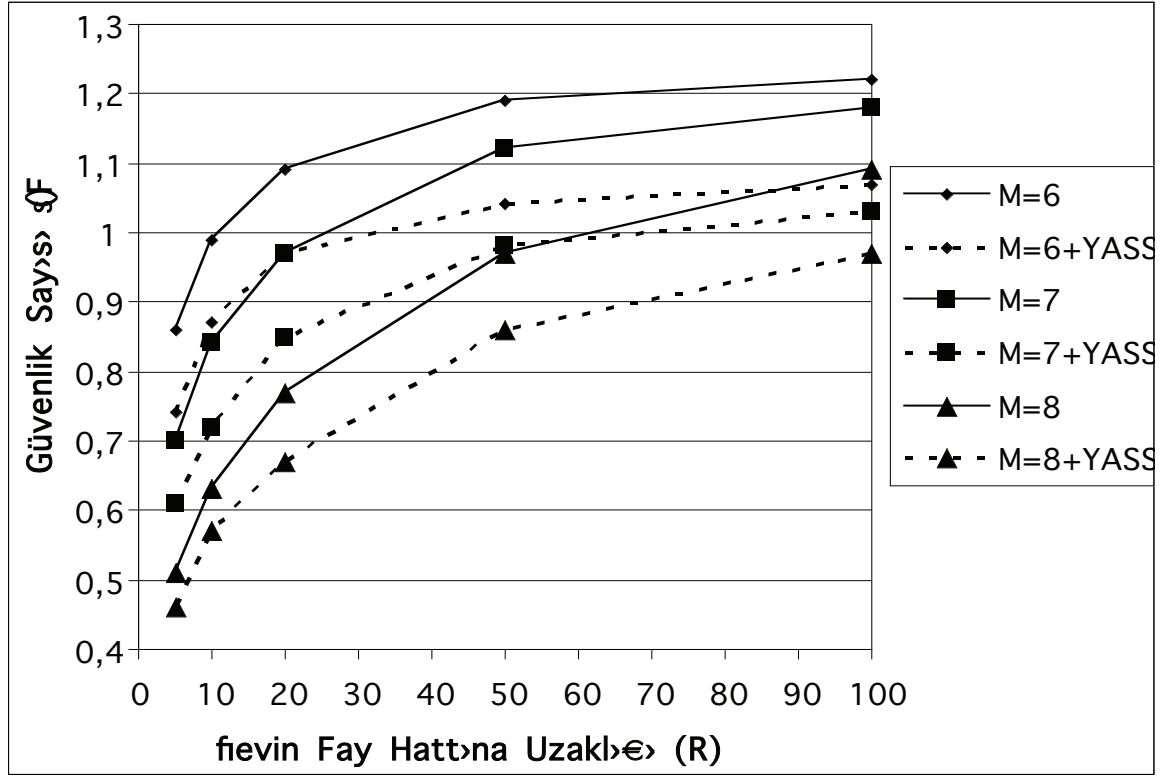


Şekil 5. Deprem Magnitüdü ve Şevin Fay Hattına Uzaklığına Bağlı Olarak Fiktif Kayma Mukavemeti Açısı Değişimi (H=25 m ve  $\phi=20^0$  için)

Tekrarlı yükleme sonrası zeminin kayma mukavemeti açısında şev yüksekliğine, deprem magnitüdüne ve şevin fay hattına uzaklığına bağlı değişimler meydana gelmektedir. Şekil 5'ten de görülebileceği gibi R=200 km için depremden hemen hemen etkilenmeyen ve  $\phi=20^0$  olan kayma mukavemeti açısı R=5 km iken M=6 için  $\phi=19,2^0$  değerine, M=7 için  $\phi=17,5^0$  değerine ve M=8 için  $\phi=14,0^0$  değerine düşmektedir. Yakın mesafelerde deprem magnitüdünün yüksek değerleri için aşırı bir değişim gösteren kayma mukavemeti açısı, şevin fay hattına olan uzaklığı arttıkça daha küçük değişimler göstermektedir. Şekil 5 göstermektedir ki şevlerde tekrarlı kayma gerilmeleri sonucu kayma mukavemeti açısında meydana gelen azalma birinci derecede deprem magnitüdü, ikinci derecede ise şevin fay hattına olan uzaklığı ile alakalıdır.

Şev stabilite analizinde yalnızca deprem etkisi altında R=5 km iken M=6 için güvenlik sayısı  $F_s=0,86$ , M=7 için  $F_s=0,70$  ve M=8 için  $F_s=0,51$  değerini almaktadır (Şekil 6). Deprem magnitüdü M=8 iken R=5 km'de 0,51 olan güvenlik sayısı aynı magnitüd değeri için R=100 km'de  $F_s=1,09$  değerine yani yaklaşık 2 katına çıkmaktadır. Şevde yer altı suyunun (YASS) stabilite üzerindeki etkisini bulmak için yapılan incelemede değişik

deprem magnitüdüleri için bulunan güvenlik sayıları Şekil 6'da verilmiştir. Örneğin şevin fay hattına uzaklığı  $R=5$  km ve deprem magnitüdü  $M=7$  için yer altı suyu bulunmadığı durumda güvenlik sayısı  $F_s=0,70$  iken, aynı deprem koşullarında yer altı suyu bulunduğu durum için güvenlik sayısı  $F_s=0,61$  değerine düşmektedir.



Şekil 6. Yer altı suyu Durumu, Deprem Magnitüdü ve Şevin Fay Hattına Uzaklığına Bağlı Olarak Güvenlik Sayısı Değişimi

Göçme için kritik güvenlik sayısının  $F_s=1$  olduğu varsayılırsa;  $R=20$  km ve  $M=6$  için yeraltı suyu bulunmadığı durumda güvenlik sayısı  $F_s=1,09$  olup şev güvenli iken, yeraltı suyu bulunduğu durumda güvenlik sayısı  $F_s=0,97$  değerine düşmekte şev güvensiz duruma gelmektedir. Güvenlik sayılarındaki bu değişimler göstermektedir ki sıkıştırılmış dolgularda stabilite; depremin magnitüdü, şevin fay hattına olan uzaklığı, yeraltı suyunun mevcudiyeti, şevin geometrik özellikleri ve zemin parametreleri olmak üzere birçok değişkene bağlıdır.

#### 4. SONUÇLAR

Sıkıştırılmış dolguların stabilitesi üzerinde rol oynayan pek çok faktör mevcuttur. Statik durumda güvenli olan bir şev dinamik kuvvetlerin etkisi altında stabilitesini kaybedebilmektedir. Depremlerin neden olduğu tekrarlı kayma gerilmeleri nedeniyle şevlerdeki kayma mukavemeti azalmaları iki şekilde yorumlanabilir. Birincisi boşluk suyu basıncının artması ile efektif gerilmelerdeki azalmalar ve buna bağlı olarak kayma mukavemetinin azalmasıdır. İkincisi ise yine tekrarlı kayma gerilmelerine bağlı olarak zeminin rijitliğinde meydana gelen azalma ve çözümlerdir. Tekrarlı yükleme nedeniyle oluşan boşluk suyu basıncı artışları deprem özelliklerine, zeminin özelliklerine ve şev geometrisine bağlıdır. Deprem magnitudünün artması, şevin fay hattına uzaklığının azalması pik deprem ivmesi katsayısı değerlerini ve depremin çevrim sayısını arttırmaktadır. Özellikle yakın mesafelerde pik deprem ivmesi katsayısı artışları çok belirgin olmaktadır. Pik deprem ivmesi katsayısı ve çevrim sayısının artması, kayma mukavemeti açısının azalması boşluk suyu basıncını arttıran etkenlerdir. Zeminin rijitliğindeki azalma ve çözümleri temsil eden kayma mukavemeti açısı özellikle deprem magnitudü büyük ve fay hattının şeve yakın olduğu durumda büyük miktarda azalarak zeminin mukavemet kaybetmesine neden olmaktadır.

Dinamik kuvvetler dolayısıyla şevin stabilitesi incelenirken yeraltı suyunun varlığı dikkate alınmalıdır. Yer altı suyu olmadığı durumda sadece deprem etkisi altında stabil kalabilen bir şev, yer altı suyu mevcutken efektif gerilmelerin azalması ve deprem etkisiyle boşluk suyu basıncında meydana gelen artışlar dolayısıyla göçebilmektedir. Statik durumda güvenlik sayısı  $F_s=1,26$  olan bir şevde ele alınan şev kesiti için maximum deprem etkisi görülebilecek ve yeraltı suyunun mevcut bulunduğu durumda  $F_s=0,46$ 'ya kadar düşmektedir. Deprem etkisi altında meydana gelen eşdeğer yatay kuvvetlerin ve tekrarlı kayma gerilmelerinin zeminlerin kayma mukavemetinde azalmalara ve çözümlere neden olduğu düşünülerek, değişik büyüklükte deprem riski olan bölgelerde var olan şevlerin stabilite analizi yapılırken yer altı suyu durumu, depremin özellikleri, şevin fay hattına olan uzaklığı, şevin geometrisi ve zemin parametreleri göz önüne alınarak şevin deprem

sırasında ve sonrasında nasıl davranacağı belirlenmeli ve oluşturulacak yeni şevlerde bu değişimler dikkate alınarak tasarım yapılmalıdır.

### **Teşekkür**

Bu çalışma Murat Olgun'un 'Sıkıştırılmış Kil Dolgularda Dinamik Etkilerin İncelenmesi' adlı Yüksek Lisans Tez'inden uyarlanmıştır[12]. Çalışmalar esnasında bilgisayar yazılımı konusunda yardımlarını esirgemeyen A. Reşit Kavsaoğlu'na teşekkür ederiz.

### **KAYNAKLAR**

1. Seed, H.B. and Chan, C.K., "Clay Strength Under Earthquake Loading Condition," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering Division, ASCE, Volume 92, 1966, pp 53-78.
2. Gökmirza, S.B., "Deprem Etkisindeki Şevlerde Stabilitenin İncelenmesi," Doktora Tezi, İ.T.Ü. Müh.-Mim. Fak. Matbaası, İstanbul 1994, sayfa 97.
3. Özay, R., Erken, A., "Tekrarlı Yük Etkisinde Kalmış Düşük Plastisiteli Killi Zeminlerin Davranışı," Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul 26-30 Mayıs 2003, sayfa 1-5.
4. Horii, N., Toyosawa, Y. and Tamate, T. "Undrain Shear Characteristics of a Soft Clay After Cycling Loading," Proceedings of International Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristic of Geomaterials, Sapparo, Japan 12-14 September 1994, pp.113-118.
5. Ishihara, K., "Stability of Natural Deposits During Earthquakes," Collected Papers, Dept. Civil Eng., Vol. 24, Tokyo 1986, pp. 1-56.
6. Bishop, A.W., "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes," Geotechnique, Vol. 5, 1954, pp. 7-17.
7. Wu, T.H., Leland, M.K., "Safety Analysis of Slopes," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 96, No. 2, March/April 1970, pp.609-630.
8. Grivas, D.A., Asaoka, A.A., "Slope Stability Prediction Under Static and Seismic Loads," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT5, 1982, pp.713-729.
9. Ambraseys, N.N., "The Prediction of Earthquake Peak Ground Acceleration in Europe," International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics, Volume 33, Number 3, April 1996, pp. 107A-107A(1).
10. Seed, H.B., Idriss, I.M., "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," Journal Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Volume 97(9), 1971, pp. 1249-1273.
11. Campbell, K.W., "Near Source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration," Bull. Seis. Soc., Volume 71, 1981, pp. 2039-2070.
12. Olgun, M., "Sıkıştırılmış Kil Dolgularda Dinamik Etkilerin İncelenmesi," Yüksek Lisans Tezi, Selçuk Üniversitesi Müh.-Mim. Fak., Konya 2002, sayfa 1-90.

## SİLTLERDE SIVILAŞMANIN DENEYSEL İNCELENMESİ

Nazile URAL  
Arş. Grv.  
Sakarya Üniversitesi  
Sakarya/Türkiye

Akın ÖNALP  
Prof. Dr.  
İstanbul Kültür Üniversitesi  
İstanbul/Türkiye

Ertan BOL  
Yrd. Doç. Dr.  
Sakarya Üniversitesi  
Sakarya/Türkiye

### ÖZET

Zeminlerin statik yüklemeler altında davranışında tam anlaşılammış konulara ilave olarak deprem gibi çok değişkenli bir etkiyle beliren kayma gerilmelerinin zeminin davranışını etkileyeceği ortadadır. Deprem sonucu görülen kumlarda sıvılaşma ile ilgili konularda bir uzlaşma varken siltli zeminlerin sıvılaşma yeteneği ile ilgili bir fikir birliği henüz sağlanamamıştır. Bu çalışmada farklı kil yüzdesinde siltli zeminler hazırlanarak, laboratuvarında dinamik üç eksenli deney uygulaması yapılmıştır. Bu deney sonuçları ile ince daneli zeminlerin sıvılaşma hassaslığının belirlenmesinde kullanılan kriterlerin ne denli uyumlu olduğu irdelenmiştir. Buna göre, siltlerde başlangıç sıvılaşması ile çevrimsel hareketlilik ayırımı henüz tam olarak yapılamadığından mevcut kriterlerin her durumda uygulanabilir olmadığı görüşü ağırlık kazanmaktadır.

### AMAÇ

Bu çalışma kapsamında, bugüne kadar siltlerin dinamik davranışıyla ilgili yapılan çalışmalar derlenmiş ve farklı araştırmacıların yaptığı sıvılaşma ve çevrimsel hareketlilik tanımları arasındaki farklılıklar gösterilmiştir. Dinamik deney sonuçlarından elde edilen dinamik gerilme oranı (*CSR, cyclic stress ratio,*) ve çevrim sayısı (*N*) arasındaki ilişkinin, farklı kil yüzdelilerindeki siltler için araştırılması ve elde edilen bulguların ince daneli zeminlerin sıvılaşma hassaslığının belirlenmesinde kullanılan kriterlerle karşılaştırması bu çalışmanın diğer amacını oluşturmaktadır.

## GİRİŞ

Kumlar ve killerin statik ve dinamik davranışları geçmişte birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir. Siltlerin sıvılaşması ile ilgili çalışma sayısı ise oldukça azdır. Deprem sırasında siltli zeminlerin sıvılaşma yeteneği ile ilgili bu belirsizlik ilgiyi bu yöne çekmektedir.

Terzaghi 1925 yılında, boşluk suyu basıncının artmasıyla yarı kararlı bir yapıya sahip olan doymuş, kohezyonsuz zeminlerin akma oturmalarından söz ederek, sıvılaşmanın ilk tanımlarından birini yapmıştır (1). Güncel anlamda sıvılaşma bilinci ancak 1964 Niigata ve 1964 Alaska depremleriyle gündeme gelmiştir. 1984'e kadar yapılan çalışmalarda sıvılaşmanın sadece doymuş kohezyonsuz zeminlerle sınırlı olduğu düşünülmekte ve kohezyonlu zeminlerin genelde sıvılaşmaz olduğu kabulü yapılıyordu (2). 1976 Haicheng ve Tangshan depremlerdeki sıvılaşmanın siltli kumlarda ve siltlerde de görülmesi üzerine bundan sonra ince daneli zeminler üzerinde de çalışmalar yapılmaya başlanmıştır. 1999 Kocaeli depreminde Adapazarı'nda görülen zemin yenilmelerinin kaynağı olarak siltler gösterildiği için bu zeminler mercer altına alınmıştır (3, 4, 5).

## SIVILAŞMA TANIMI

Sıvılaşma sözcüğü, suya doymuş gevşek kumlu zeminlerde dinamik etki ile boşluk suyu basınçlarının hızla yükselmesi ve efektif gerilmelerin sıfıra inmesi olarak tanımlanmaktadır (2). Bu tanıma göre, zeminin kayma direnci kaybolmakta ve zemin sıvı gibi davranmaktadır. Kısaca, zemin tabakalarına deprem veya bir başka sismik kuvvet geldiğinde kum daneleri arasındaki denge bozulmakta, inceleri de su ile birlikte yukarıya hareket ederek zemin yüzeyine çıkabilmektedir. Castro (1975) çalışmasında sıvılaşmayı, önceden tanımlanan gevşek kumlardaki klasik sıvılaşma ve dinamik üç eksenli/dinamik basit kesme deneyleri sırasında oluşan çevrimsel hareketlilik olarak ikiye ayırmıştır. Dinamik yükleme sırasında, hacim azalması nedeniyle gevşek kumlarda boşluk suyu basıncının aniden arttığını ve boşluk suyu basıncının efektif gerilmeyi sıfıra düşürdüğünü, çevrimsel hareketliliğin dinamik yükleme altındaki sıkı kumlarda pozitif boşluk suyu basıncının gelişmesinin danelerin yer değiştirmesine ve hacmin azalmasına sebep



olduğunu söylemiştir (1). Kramer (1996), sıvılaşma olayını akma sıvılaşması ve çevrimsel hareketlilik olarak ikiye ayırmaktadır. Akma sıvılaşmasını, bir zemin kütlesinin statik dengesi için gerekli kayma gerilmesinin zeminin sıvılaşmış haldeki kayma dayanımından büyük olduğu durum olarak tanımlarken, çevrimsel hareketliliği ise statik kayma gerilmesinin, sıvılaşmış zeminin kayma dayanımından küçük olduğu durum olarak tanımlamıştır (2).

## **SİTLERİN DİNAMİK DAVRANIŞI**

Bugüne kadar yapılan çalışmalarda siltlerle ilgili çalışmalarda bir birlik ve bütünlük olmasa da azımsanmayacak çalışmalar yapılmıştır. Erken ve Ansal (1989) çalışmasında siltli kum veya kumlu siltten oluşmuş tabii zemin tabakalarının sıvılaşabilirliğini hem çeşitli yöntemlere göre hem de dinamik üç eksenli deney sonuçlarıyla incelemiştir. Siltli kumlarda farklı değerlerdeki CSR ile yapılan deneylerde sıvılaşmanın görüldüğü çevrim sayıları ile dinamik gerilme oranları karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma sonucu dinamik gerilme oranı büyüdükçe sıvılaşma direnci için gerekli çevrim sayısının azaldığını gözlemlemişlerdir (6). Sandoval (1989) düşük plastisiteli siltlerde boşluk suyu basıncının hücre basıncına eşit oluncaya kadar aşamalı olarak , kumda ise ilk çevrimlerde boşluk suyu basıncının aniden arttığını gözlemlemiştir. İnce üniform kum ve düşük plastisiteli siltin ön sıvılaşmasının %5 ve %10 çift yönlü eksenel boy değişiminden önce oluştuğunu, düşük plastisiteli siltin yenilmesi için gerekli çevrim sayısının ise ince kuma göre daha fazla olduğunu gözlemlemiştir (7). Stewart ve Hussein (1993), plastik olmayan siltin sıvılaşma eğilimini kil oranının artışına bağlı olarak incelemiştir. %0 ve %10 kil içerikli siltin fazla boşluk suyu basıncının gelişiminin aynı, %20 kil içerikli siltte fazla boşluk suyu basıncının gelişiminin farklı bir eğilimde olduğunu gözlemlemişlerdir. Plastik siltlerde çevrimsel hareketliliğin önemli boşluk suyu basıncı gelişimi kaydedilmeden önce, plastik olmayan siltlerin boşluk suyu basıncı gelişiminin ise temiz kumda olduğu gibi önce boşluk suyu basıncı oranının %100 değerine ulaştığı, aşırı birim boy değiştirmelerin daha sonra gözlemlendiğini söylemişlerdir (8). Andrews (1997), plastik siltlerde önemli boşluk suyu basınçları kaydedilmeden önce çevrimsel hareketliliğin geliştiğini, plastik olmayan siltlerin boşluk suyu basıncı artışının temiz kumla aynı olduğunu gözlemlemiştir (9). Puri ve diğerleri (1999) düşük plastisiteli silt numunelerinde, boşluk suyu basıncının efektif konsolidasyon basıncına eşit olmadığı halde büyük eksenel deformasyonlar

gözlemlendiğini söylemişlerdir (10). Kaya ve diğerleri (2002) çalışmalarında Adapazarı zeminlerinin dinamik mukavemet özelliklerini belirlemek için araziden alınan örselenmemiş silt, kil ve siltli kum numuneler üzerinde dinamik üç eksenli deneyleri yapmıştır. Yaptıkları çalışma sonucu Adapazarı zeminlerinin düşük dinamik kayma gerilmesi oranlarında sıvılaşmakta veya göçmekte olduğunu söylemişlerdir (11).

Öte yandan, siltlerin dinamik üç eksenli deneyde sıvılaşma yenilmesi tanımı birçok araştırmacı tarafından eksenel deformasyon genliği ile yapılmıştır. Chang ve diğerleri (1982), kil içerikli düşük plastisiteli siltlerde sıvılaşma yenilmesini %10 çift yönlü eksenel deformasyon genliği olarak tanımlamışlardır (12). Koester (1994), farklı plastisiteye sahip siltlerde sıvılaşma yenilmesini, %100 boşluk suyu basıncı gelişimi veya %2.5 çift yönlü eksenel deformasyon genliği olarak tanımlamıştır (13). Prakash ve Puri (2003), silt ve kil-silt karışımların sıvılaşmasını, boşluk suyu basıncı oranının %100 olması veya dinamik deformasyonun %20 çift yönlü eksenel deformasyon genliğinde tanımlamışlardır (14).

## **KULLANILAN MALZEME VE DENEY SİSTEMİ**

### **Kullanılan Malzeme**

Bu çalışmada TS1500/2000'e göre aynı sınıfa (ML) ait numuneler incelenmiştir. Tablo 1' de bu çalışmada kullanılan numunelerin fiziksel özellikleri verilmiştir. Şekil 1'de kullanılan numunelerin dane dağılımı eğrileri verilmiştir.

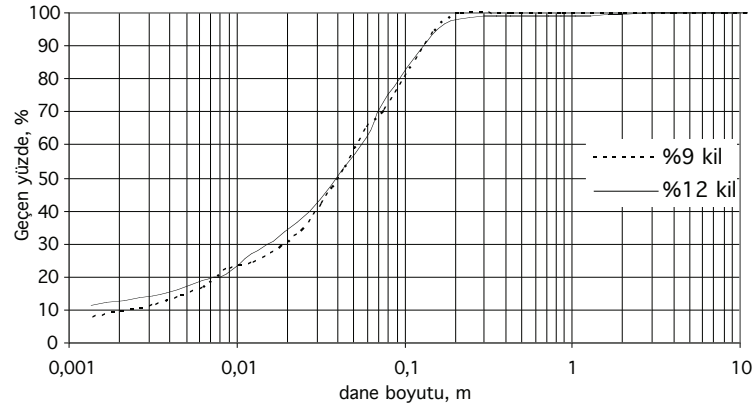
### **Deney Sistemi**

Üç eksenli hücre kesme deneyi zeminin statik şartlar altındaki özelliklerini belirlemede ne denli yaygın ise dinamik üç eksenli deneyi de(CTX) zeminin dinamik özelliklerini belirlemede o denli yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu çalışmada kullanılan dinamik üç eksenli deneyi bilgisayar kontrollüdür ve bu cihazın ana bileşenleri Şekil 1' de gösterilmiştir.

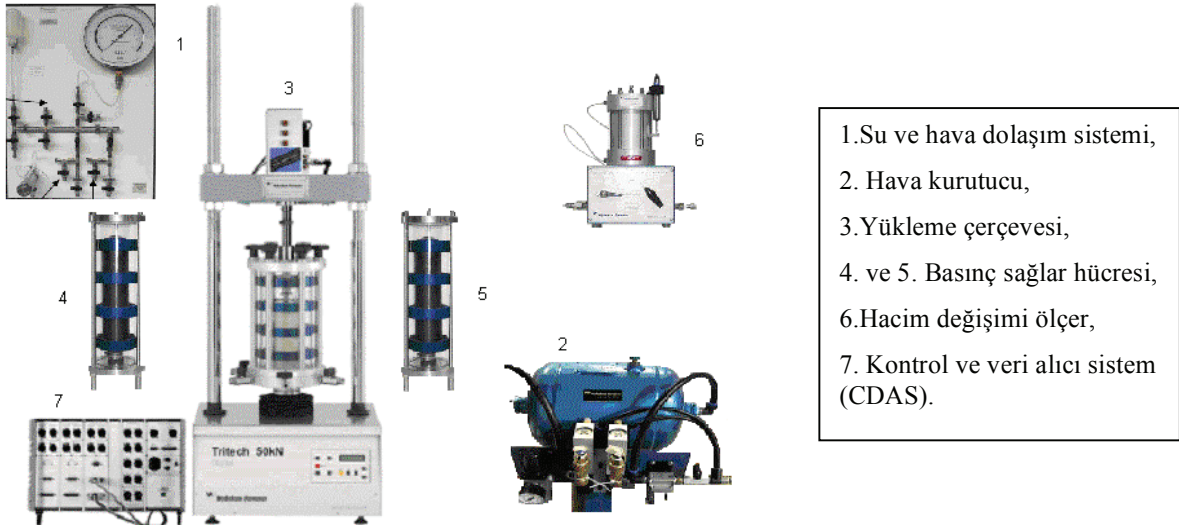
Tablo 1. Dinamik üç eksenli deneyde kullanılan numunelerin fiziksel özellikleri

Numune No	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$w_n$ (%)	% knc	$<5\mu$	$<2\mu$	$D_{50}$ mm	Gs
1	NP	NP	28	71	16	9	0.040	2.69
2	31	NP	28	73	17	12	0.040	2.66

Burada  $w_L$ : likit limit,  $w_P$ : plastik limit,  $w_n$ : doğal su içeriği,  $D_{50}$ : ortalama dane boyutu



Şekil 1. Kullanılan numunelerin dane dağılımı



Şekil 2. Dinamik üç eksenli deney sistemi

Bu sistemde, efektif konsolidasyon basıncının, geri basıncın, monotonik veya dinamik fonksiyonların kullanılma kolaylığı bulunmaktadır. Düşey yüklemeye Şekil 2(3)' de gösterildiği gibi hava basınçlı (*pnömatik*) olarak yapılmaktadır. Deney sırasında istenen efektif konsolidasyon basıncı ve geri basınç su içinde havayla şişirilen membranlar sayesinde sağlanmaktadır. Kontrol ve veri toplayıcı sistemi, deney sırasında elde edilen

verilerin ASCII formatına saklanmasına ve gerekli grafiklerin elde edilebilmesine olanak sağlamaktadır (Şekil 2-7).

## **NUMUNE HAZIRLANMASI VE DENEYLERİN YAPILMASI**

### **Numune Hazırlanması**

Laboratuvar deneylerinde, zeminlerin doğal şartlar altındaki davranışını gözlemleyebilmek için dikkatli bir şekilde araziden alınmış örselenmemiş numunelerin gerekliliği bilinmektedir. Kum ve siltlerde örselenmemiş numune almak oldukça zor ve pahalı olduğundan dolayı bu tür zemin örnekleri laboratuvarında yeniden numune hazırlama yöntemlerinden en uygun olanı seçilmektedir. Araştırmacılar, farklı zemin birikimlerini incelemeleri nedeniyle laboratuvarında farklı numune hazırlama yöntemleri geliştirmişlerdir (15, 16, 17). Laboratuvarında numune hazırlanırken kuru yağmurlama, ıslak tokmaktama, suda çöktürme ve bulamaç çökeli ile hazırlama yöntemleri kullanılmaktadır.

Özellikle Adapazarı gibi akarsu/göl ortamlarında çökelmiş çok genç zeminlerin geoteknik özelliklerinin belirlenmesinde numune hazırlama yönteminin seçimi oldukça önemlidir. Bol (2003), Adapazarını oluşturan alüviyal dolgunun kentin merkezinden geçen eski nehir yataklarının etrafında gelişen taşkın ovası çökelleri ile şekillendiğini belirtmiştir. Bu eski kanallarda akan nehrin taşkın anlarında setlerinin yırtarak alçak bölgelere doğru ince kum ve silt katmanlarını yığıldığını ve sıvılaşmanın da bu bölgelerde (Tığcılar ve Yenigün Mahalleleri) hakim olduğunu söylemiştir (3). Bu nedenle, Adapazarı zeminlerini en iyi temsil eden hazırlama yöntemi olarak bulamaç çökeli yöntemi seçilmiştir. Bulamaç çökeli ile hazırlama yönteminin standardı bulunmamaktadır. Bu çalışmada işleme likit limit değerinin 1.5 katı kadar damıtık su ile kuru numunenin karıştırılması ile başlanır. Bir gece bekletilen karışım bulamaç çamuru hücrelerine yerleştirilir. İlk aşamada çok zayıf olması nedeniyle çamur hücre içine yerleştirildikten sonra bir gün kendi ağırlığı altında çökmesi için bekletilir. İzleyen gün hedeflenen konsolidasyon basıncına uygun artışlarla erişilmek üzere kademeli yüklemeye başlanır. Konsolidasyon işlemi tamamlandıktan sonra numune dondurucuya koyularak beklenir.

## **DeneYlerin Yapılması**

Bulamaç çökeli ile hazırlanan silindirik numuneler, dodurucudan çıkarılıp dinamik üç eksenli deney hücresine yerleştirilir ve hücre damıtık su ile doldurulur. Erimesi için numune 24 saat bekletilir ve bu süre sonunda deneye başlanır. Dinamik üç eksenli deneyi ASTM D5311'e göre yapılmaktadır. Deneye başlamadan önce numuneye uygulanması öngörülen titreşim dalga tipi (kare, sinüzoidal...), yükleme frekansı, numune boyutları, yapılacak deneyin standartı ve bir çevrimde istenen veri sayısı gibi bilgiler seçilir. Bundan sonra doyurma aşamasına geçilir. Doyurma işlemi hücre basıncı ile geri basıncın kademeli olarak artırılmasıyla yapılmaktadır. Her kademe değişikliğinde boşluk suyu basıncının dengeye gelmesi beklenir ve bu aşamalarda B parametresinin artışı gözlenir. B=0.95-1.00 değerlerine ulaştığında konsolidasyon aşamasına geçilir. Bu çalışmada, efektif konsolidasyon basıncı 100 kPa olarak kullanılmıştır. %100 konsolidasyon tamamlandıktan sonra numuneye dinamik yükleme yapılır. Deney başladıktan sonra dinamik yük, boşluk suyu basıncı ve birim boy değiştirmeler CDAS tarafından bilgisayara gönderilir ve kaydedilir. Bu çalışmada, sınılaşma  $M= 7\frac{1}{2}$  büyüklüğünde bir depremde 15. çevrimde boşluk suyu basıncı oranının %100 değerine ulaşması olarak belirlenmiştir.

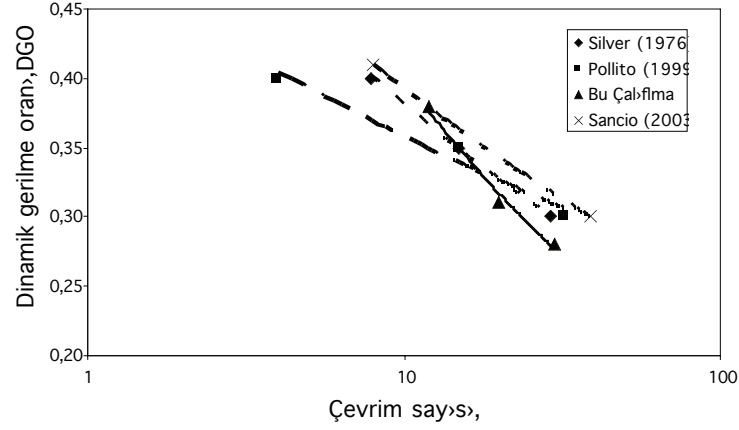
## **DENEY SONUÇLARI VE SIVILAŞMA KRİTERLERİYLE KARŞILAŞTIRMA**

### **Deney Sonuçları**

Bu çalışmada ince daneli zeminlerin uygulmasından önce deney cihazı Monterey No:0 kumuyla kalibre edilmiştir. Yapılan deneylerin doğruluğunu karşılaştırmak için Silver'in, 1976'daki çalışmalarında kullandığı değerler kullanılmıştır. Yükleme frekansı 1Hz, hücre basıncı 100 kPa olarak kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlar daha önce Monterey standard kumu üzerinde kalibrasyon işlemi yapmış araştırmacıların bulguları ile karşılaştırıldığında, elde edilen eğrilerin çakıştığı Şekil 3'de görülmektedir (18, 19, 20).

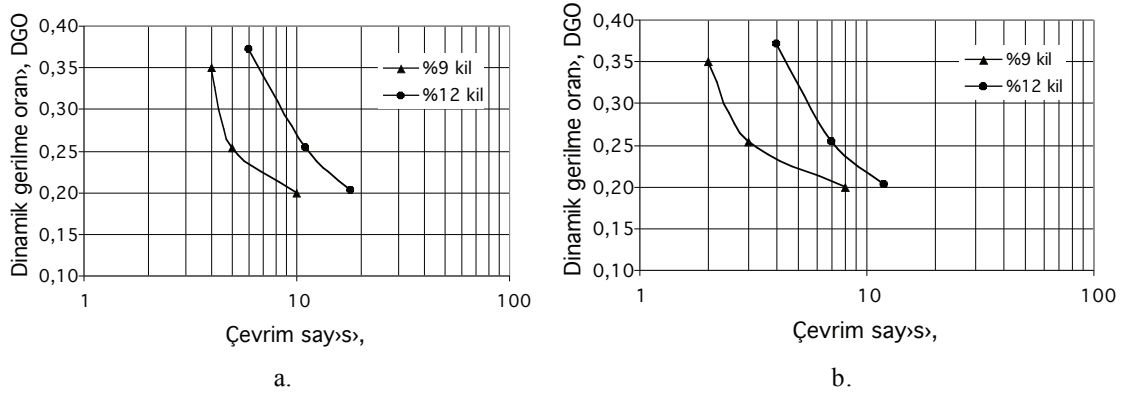
Farklı kil yüzdelere sahip zemin numuneleri (ML) üzerinde, boşluk suyu basıncı efektif konsolidasyon basıncına eşit oluncaya kadar, diğer bir deyişle zeminde sınılaşma meydana gelinceye, kadar dinamik yükleme devam ettirilmiştir. DeneYler 0.35, 0.25, 0.20

ve 0.15 gibi farklı dinamik gerilme oranlarında uygulanmıştır. Yapılan deney sonuçlarına göre dinamik gerilme oranı ve çevrim sayısı arasındaki beliren ilişki Şekil 4’de verilmiştir.



Şekil 3. Monterey kumunda dinamik gerilme oranı ile çevrim sayılarının karşılaştırılması

Bu çalışmada genel olarak, sıvılaştırmanın olması için gerekli çevrim sayısının, uygulanan dinamik kayma gerilmesi oranı azaldıkça arttığı, kil yüzdesi arttıkça dinamik direncin arttığı ve %5 çift yönlü eksenel deformasyon genliğine ulaşması için gerekli çevrim sayısında uygulanan dinamik gerilmesi oranı azaldıkça arttığı gözlemlenmiştir.



Şekil 4. a. Boşluk suyu basıncı oranının %100 değerine ulaşması için gerekli çevrim sayısı –DGO, b. %5 çift yönlü eksenel birim boy değişim için gerekli çevrim sayısı - DGO

%9 kil yüzdesine sahip zemin karışımında dinamik gerilme oranı CSR 0.35, 0.25 ve 0.20 ve %12 kil yüzdesine sahip zemin karışımı CSR değeri 0.35, 0.25 değerlerinde boşluk suyu basıncı oranı %100 değerine ulaşırken, %12 kil yüzdesinde CSR= 0.20 değerinde boşluk suyu basıncı oranı %100 değerine ulaşmamaktadır. Bununla birlikte, %12 kil yüzdesine zemin karışımının CSR= 0.20 değerinde %5 çift yönlü eksenel deformasyon genliğine ulaştığı görülmektedir.

## Deney Sonuçlarının Sıvılaşma Kriteriyle Karşılaştırılması

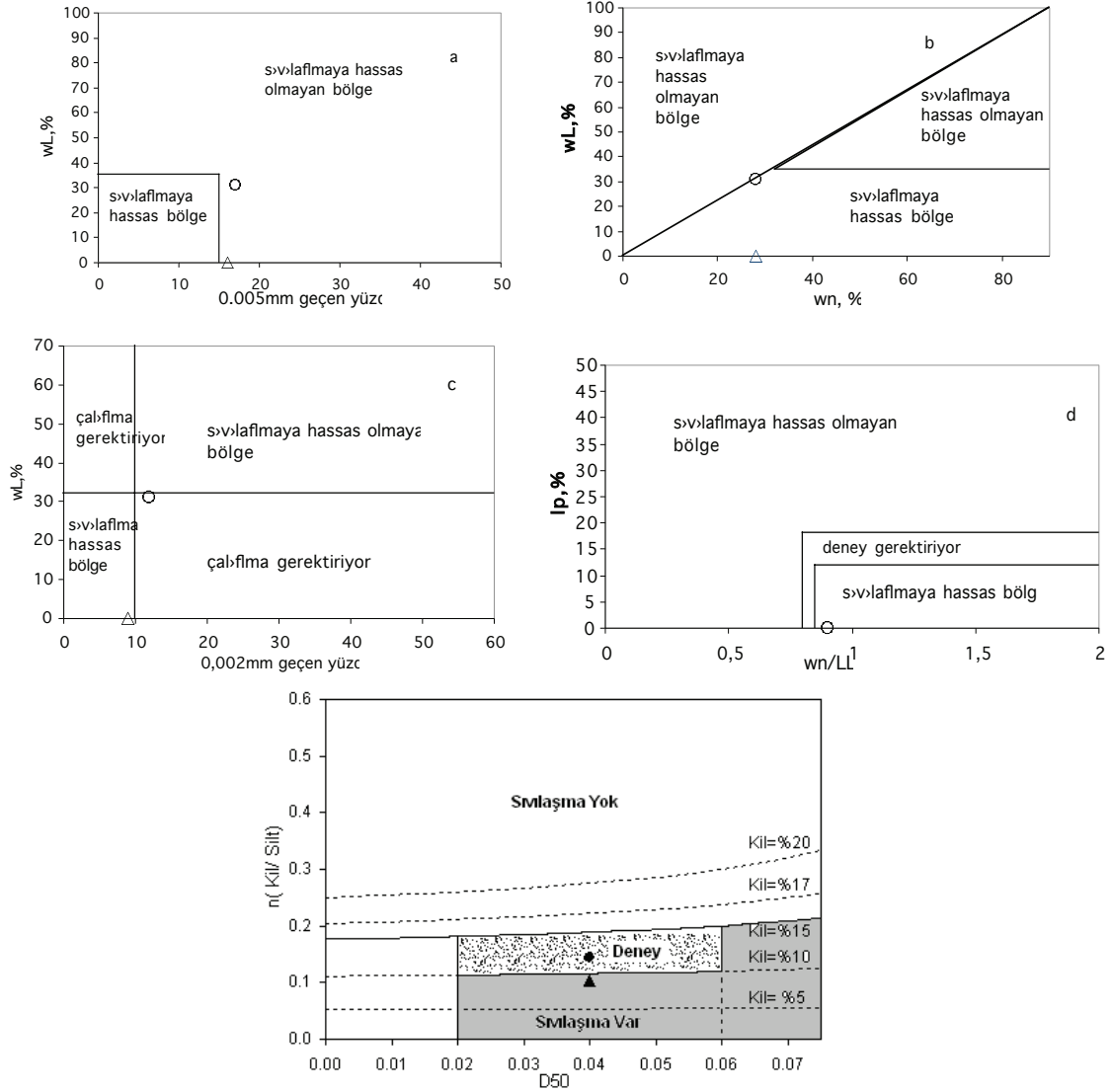
İnce daneli zeminlerin sıvılaşma hassaslığı, kullanımını en genel biçimiyle Wang (1979)'ın önerdiği Çin Kriteri ile belirlenmektedir. Bu kritere göre bir siltin sıvılaşabilmesi için likit limitinin ( $w_L$ )  $< 35$ , kil yüzdesinin ( $5\mu$ )  $< 15$  ve  $w_n/w_L \geq 0.90$  olması gerekmektedir ( $w_n$ = su muhtevası) (21). Dinamik üç eksenli deneyleri yapılan ince daneli zeminlerin Çin kriterine göre sıvılaşp sıvılaşmadığı Şekil 5.a ve b'de karşılaştırılmış ve %9 kil yüzdesine sahip zemin karışımının Çin kriteriyle uyumlu olduğu, %12 kil yüzdesine sahip zemin karışımının ise sıvılaşan ve sıvılaşmayan bölgelerin sınırında yer aldığı görülmektedir.

Andrews ve Martin (2000), sıvılaşma hassaslığının, kil yüzdesi ( $2\mu$ ) ve likit limit ( $w_L$ ) parametreleri ile belirlenebileceğini söylemişlerdir. Bu kritere göre bir siltin sıvılaşp sıvılaşmadığı bu parametrelerin belirli değerleri için verilmiştir;  $w_L < 32$ , kil yüzdesi  $< 10$  ise sıvılaşmaya hassas,  $w_L < 32$ ,  $C \geq 10$  ise ek çalışma gerekiyor,  $w_L \geq 32$ , kil yüzdesi  $< 10$  ise ek çalışma gerekiyor,  $w_L \geq 32$ , kil yüzdesi  $\geq 10$  ise sıvılaşmaya hassas değildir (22). Dinamik üç eksenli deneyleri yapılan ince daneli zeminlerin bu kritere göre sıvılaşp sıvılaşmadığı Şekil 5.c'da karşılaştırılmış ve her iki numunenin dinamik üç eksenli deney sonuçlarıyla uyumlu olduğu görülmektedir.

Bray ve Sancio (2006) ince daneli zeminlerin sıvılaşma hassaslığını plastisite indisi ( $I_p$ ) ve  $w_n/w_L$  ile yargılamışlardır. Bu kritere göre bir siltin sıvılaşp sıvılaşmadığı;  $I_p \leq 12$  ve  $w_n \geq 0.85 w_L$  ise sıvılaşma hassaslığının olduğu,  $12 < I_p < 18$  ve  $w_n \geq 0.80 w_L$  ise sıvılaşmaya kısmen hassas olduğu ve  $I_p > 18$  ve  $w_n < 0.80 w_L$  ise sıvılaşma hassaslığının olmadığı, şeklinde ifade edilmektedir (4). Dinamik üç eksenli deneyleri yapılan zeminlerden, %12 kil içerikli zeminin özellikleri bu kriter üzerinde gösterilebiliyorken likit limiti ve plastik limiti belirlenemeyen %9 kil içerikli zeminin özellikleri bu kriter üzerinde gösterilememektedir (Şekil 5.d).

Önalp ve diğerleri (2006) sıvılaşmayı belirlemede siltlerin içerisindeki kil oranının yanında sıvılık indisi ve likit limitin de göz önünde bulundurulması gerektiğini ortaya koymuşlardır. Araştırmacılar, Y.A.S.S. altındaki silt ortamlarında ve  $M_w > 7$  koşulunda sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için, sıvılık indisi ( $I_L$ )  $\geq 0.9$ , likit limit ( $w_L$ )  $\leq 33$ , kil yüzdesi  $C \leq 10$  ve ortalama dane boyutu ( $D_{50}$ )  $> 0.02\text{mm}$  olması gerektiğini ifade etmişlerdir.

Ancak, siltlerin “ML” sınıfında ve likit limiti ölçülebilse dahi plastik limiti belirlenemeyen zeminlerde yukarıdaki sınıflama kriterleriyle bir karşılaştırma yapılamayacağından dolayı sınıflama sınırını “ $n_{\text{skil/silt}}$ ” ile “ $D_{50}$ ” arasında daha ayrıntılı bir kriter önermişlerdir (5). Dinamik üç eksenli deneyleri yapılan zeminlerin bu kriterle sınıflama sınıflama yapıldığı Şekil 5.e’de karşılaştırılmış ve her iki numunenin dinamik üç eksenli deney sonuçlarıyla uyumlu olduğu görülmektedir.



Şekil 5. Bu çalışmada kullanılan zeminlerin kriterler üzerindeki yeri a. ve b. Wang (1979) c.Andrews ve Martin (2000) d.Bray ve Sancio (2006) e. Önalp ve diğ. (2006)

- △ %9 kil
- %12 kil



## SONUÇLAR

%9 kil yüzdesine sahip zemin karışımında CSR(DGO)= 0.35, 0.25 ve 0.20 değerlerinde boşluk suyu basıncı oranı %100 değerine ulaşmış ve numuneler sıvılaşmıştır. %12 kil yüzdesinde zemin karışımı CSR= 0.35, 0.25 değerlerinde boşluk suyu basıncı oranı %100 değerine ulaşmış ve sıvılaşma sağlanmış, CSR= 0.20 değerinde ise sıvılaşma belirmemekle birlikte çevrimsel hareketliliğe ulaşılmıştır.

Dinamik üç eksenli deneylerde kullanılan zeminler, fiziksel özelliklere dayalı sıvılaşma kriterleriyle karşılaştırılmıştır. Dinamik üç eksenli deneyi yapılan farklı kil yüzdesine sahip bu iki zeminin Çin kriteriyle ve Bray ve Sancio (2006) önerdiği kriterle uyumsuz olduğu görülürken, Andrews ve Martin (2000) ve Önalp ve diğ. (2006) kriterleriyle uyumlu olduğu görülmektedir. Özellikle likit limiti hesaplanamayan veya likit limiti hesaplanmasa dahi plastik limiti belirlenemeyen “ML” sınıfındaki zeminlerin sıvılaşma hassaslığı Önalp ve diğ (2006)’nun önerdiği kriterin daha iyi bir sonuç verdiği görülmüştür.

Buradan, ince daneli zeminlerin sıvılaşması için zeminin özellikleri yanında deprem şiddetinin de önemli rol oynadığı, ancak bu tür zeminlerde sıvılaşma'nın çevrimsel hareketlenmeden kolayca ayırtlanamayacağı görülmektedir. Çevrimsel hareketlenmede de zeminde aşırı boy kısaltmaları belirlediğinden kesin ayırımın çok da önem taşımadığı öne sürülebilmektedir. Nitekim Adapazarında işlevini yitiren birçok binada sıvılaşmanın oluşmadığı, ancak aşırı oturmaların yine de hasar oluşturduğu gözlemlenmiştir.

## KAYNAKLAR

1. Castro, G., “Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.101, No. GT6, 1975, s.551-569
- 2.Kramer, S. L., Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall, UpperSaddle River, NewJersey 1996
3. Bol E., “Adapazarı Zeminlerinin Geoteknik Özellikleri”, Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği, Adapazarı 2003
- 4 Bray, J.D. ve Sancio, R.B., “An Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132, No. 9, September 2006, s. 1165-1177,

5. Önalp, A., Bol, E., Ural, N., "Siltlerin Sıvılaştırılabilirliği: Adapazarı Kriterinin Geliştirilmesi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbirinci Ulusal Kongresi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon 2006
6. Erken, A. ve Ansal, A., "Tabii Zemin Tabakalarının Sivilaşması", Türkiye İnşaat Mühendisliği 10. Teknik Kongresi, Cilt 2, 1989, sf.317-330
7. Sandoval, S.J., "Liquefaction and settlement characteristics of silts soils", Doktora Tezi, Missouri Üniversitesi, 1989
8. Stewart, H.E. ve Hussein, A.K., "Undrained Cyclic Behavior of Silt", US-Japan Workshop, Napa, CA, 7-9 June 1993
9. Andrews, D.C.A., "Liquefaction of Silty Soils: Susceptibility, Deformation, and Remediation", Doktora Tezi, Southern California Üniversitesi, 1997
10. Puri, V.K. Das, B.M., ve Prakash, S., "Liquefaction of silty soils", Proc. Second Int Conf on Earthquake Geotechnical Engg., Lisbon, Portugal, Vol. 2, 1999, s.619-623
11. Kaya, Z., Irisawa, T., Erken, A., Adapazarı zeminlerinin dinamik davranışı, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir 2002, s. 220-227.
12. Chang, N.Y., Yeh, S.T. ve Kaufman, L.P., "Liquefaction Potential of Clean and Silty Sands", 3. International Earthquake Microzonation Conference Proceedings, Vol.2, Seattle 1982
13. Koester, J. P., "Cyclic Strength and Pore Pressure Generation Characteristics of Fine-Grained Soils", Doktora Tezi, Colorado Üniversitesi, 1992
14. Prakash, S. ve Puri, V.K., "Liquefaction of Silts and Silt-Clay Mixtures", U.S.-Taiwan Workshop on Soil Liquefaction, National Chiao Tung University, Hsin-Chu, Taiwan, November 3-5, 2003
15. Mulilis, J.P., Arulanandan, K., Mitchell, J.K., Chan, C.K. ve Seed, H.B., "Effects of Sample Preparation on Sand Liquefaction", Journal of the Geotechnical Engineering Division, 103(2), s. 91-108, 1977
16. Kuerbis, R. ve Vaid, Y.P., "Sand Sample Preparation- the Slurry Deposition Method", Soils and Foundations, 28(4), s.107-118, 1998
17. Amini, F. ve Sama, K.M., "Behavior of Stratified Sand-Silt-Gravel Composites Under Seismic Liquefaction Conditions", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, s. 445-455, Volume 18, Number 6, 1999

18. Silver, M., Chan, C., Ladd, R., Lee, K., Tiedmann, D., Townsend, F., Valera, J., Wilson, J., Cyclic Strength Of Standard Test Sand, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102(5), 1976, s. 511-523,
19. Polito, C.P., The Effects Of Non-Plastic and Plastic Fines On The Liquefaction Of Sandy Soils, Doktora Tezi, Virginia Polytechnic Enstitüsü, 1999
20. Sancio, B. R., Ground failure and building performance Adapazarı, Turkey, Doktora Tezi, California Üniversitesi, Berkeley, 2003
21. Wang, W.S., "Some Findings in Soil Liquefaction", Research Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power, Beijing, China 1979
22. Andrews, D. C. A. and Martin, G. R., Criteria for Liquefaction of Silty Soils, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand Paper 0312, 2000

## **THE EVALUATION OF THE LIQUEFACTION POTENTIAL OF FINE GRAINED SOILS BY THE USE OF CONE PENETRATION TEST**

Ertan BOL	Akın ÖNALP	Nazile URAL
Assist Prof. Dr.	Prof.. Dr.	Res. Asist.
Sakarya University	İstanbul Kültür University	Sakarya University
Adapazarı/Turkey	Istanbul/Turkey	Adapazarı/Turkey

### **ABSTRACT**

The use of the cone penetration test with measurement of porewater pressures has enabled the engineer to scrutinize soil conditions along a profile much more effectively than by tests like the Standard penetration. The ability to sample at two cm intervals in the CPTU has created the advantage of recognising fine grained soils susceptible to liquefaction.

The soil type behaviour index  $I_c$  is a powerful tool to distinguish susceptible and non liquefying soils. It is shown that calculating  $I_c$  with the conventional formulae may be misleading because contractant and dilatant property of a fine grained soil is overlooked. If however porewater pressures are taken into account, a meaningful interpretation is possible. In this context the changes in the slope of the  $z-u_2$  curve during penetration is evaluated .

## ARAZİ KONİ PENETRASYON DENEYİ İLE ZEMİNLERİN SIVILAŞMA YETENEĞİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Ertan BOL	Akın ÖNALP	Nazile URAL
Yrd. Doç. Dr.	Prof. Dr.	Arş. Grv.
Sakarya Üniversitesi	İstanbul Kültür Üniversitesi	Sakarya Üniversitesi
Sakarya/Türkiye	Sakarya/Türkiye	Sakarya/Türkiye

### ÖZET

Boşluk suyu basıncı ölçümü ile birlikte yapılan arazi koni penetrasyon deneyi (CPTU) zeminlerin mekanik, hidrolik ve sıkışabilirlik özelliklerini belirlemede dünyada yaygın olarak kullanılmaktadır. Bazı şehirleri alüvyonlar üzerine kurulu olan Türkiye’de de son yıllarda bu yönde bir eğilim vardır. CPTU deneyi ile aynı zamanda sıvılaşma potansiyeli gibi zeminlerin dinamik özelliklerini tayin etmek de mümkündür. CPT ile yapılacak sıvılaşma analizinin standart penetrasyon deneyi ile yapılabileceği oranla birçok avantajları bulunmaktadır. Bunların en önemlileri arasında; uç direnci, çevre sürtünmesi ve boşluk suyu basıncı gibi çok farklı özelliklerin aynı anda ölçülmesi, deneyin 2 cm de bir bilgisayara veri göndermesi ve insan müdahalesinin hiç olmaması sayılabilir. CPTU ile temiz kumların sıvılaşması için günümüzde bir görüş birliği sağlanmış ise de, silt gibi ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin tayini hakkında tam bir görüş birliği bulunmamaktadır. Bu çalışmanın amacı ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde kullanılabilecek bir yöntemin geliştirilmesi ve bu konuda daha güvenilir sonuçların elde edilebilmesi olmuştur.

## AMAÇ

Bu araştırmada arazi koni penetrasyon deneyi ile temiz kumlarda yapılan sıvılaşma analizi özetlenmiştir. Bununla birlikte Adapazarı alüviyal/fluviyal zeminlerinde 1999 depreminde sıvılaşma olayının gözlemlendiği ve gözlemlenmediği sitelerde sondaj ve CPTU çalışmaları birlikte yürütölerek boşluk suyu basıncı artış ve azalışlarının zemin tipini tanımlamada ve sıvılaşma kriteri olarak kullanmada sağlayacağı avantajlar irdelenmiştir.

## GİRİŞ

Türkiye’de zemin incelemeleri genellikle sondaj sırasında yapılan standart penetrasyon (SPT) deney sonuçlarına dayandırılmaktadır. Bu deneyde elde edilen örselenmiş numunelerden ortamın fiziksel, ayrıca alınacak örselenmemiş numunelerden de mekanik özellikleri tayin edilmeye çalışılmaktadır. Bununla birlikte, gelişen teknoloji ile boşluk suyu basınçlarının da ölçülebildiği koni penetrasyon deneyi (CPTU) çağdaş dünyada önemli bir uygulama alanı bulmuş ve artık geleneksel yöntem olarak kabul edilen standart penetrasyon deneyinin yerini almaya başlamıştır. Bunun en önemli nedeni; belirli büyük aralıklarla (75-150 cm) yapılan SPT deneyinin aksine, CPTU ile zemini kesintisiz (2 cm’ de bir) olarak inceleme olanağının sağlanmış olmasıdır. Buna ek olarak, SPT’ye oranla yüksek oranda tekrarlanabilirlik göstermesi, tamamen elektronik ölçüm alındığından insan hatasının sıfıra yakın olması, çevre sürtünmesi ve boşluk suyu basınçları hakkında önemli bilgiler vermesi CPTU’ nun üstünlükleri arasında sayılabilir.

Sıvılaşabilir zeminlerin tanımlanmasında CPTU deneyi, Standart Penetrasyon deneyinde olduğu gibi, CRR/CSR çevrimsel gerilme oranını kullanmakta ve kumlarla sınırlandırılmaktadır. Bilindiği üzere son yıllarda yapılan çalışmalar özellikle plastik olmayan (NP) siltler gibi ince daneli zeminlerin de sıvılaşabildiğini göstermekte ve bunların sıvılaşma yeteneğinin tayini için incelenen zeminin fiziksel özelliklerine dayanan bir çok kriter geliştirilmiş bulunmaktadır. Bu bildiride CPT verileri ile ince daneli zeminlerin söz konusu fiziksel özellikleri arasında bulunan ilişkiler incelenmiş ve bunların sıvılaşma tanısında kullanımını açıklanmıştır.

## Temiz Kumlarda CPT ile Sıvılaşma Tayini

Seed ve Idriss. (1971) deprem yüklemeleri sırasında oluşan çevrimsel sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi için genel kabul gören bir metodoloji geliştirmişlerdir (1). Bu yöntemde; bir dizayn depremi tarafından oluşturulan çevrimsel kayma gerilmesi profilinin “*cyclic stres ratio*” (CSR) ve zeminin çevrimsel direnç oranının “*cyclic resistance ratio*” tahmin edilmesi gerekmektedir. Eğer CSR, CRR’ dan büyük ise çevrimsel sıvılaşma meydana gelebilir. CSR’ ın tahmini için basitleştirilmiş bir prosedür Seed ve Idriss (1971) tarafından verilmiştir (2):

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}} = 0.65 \left[ \frac{a_{max}}{g} \right] \left( \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad [1]$$

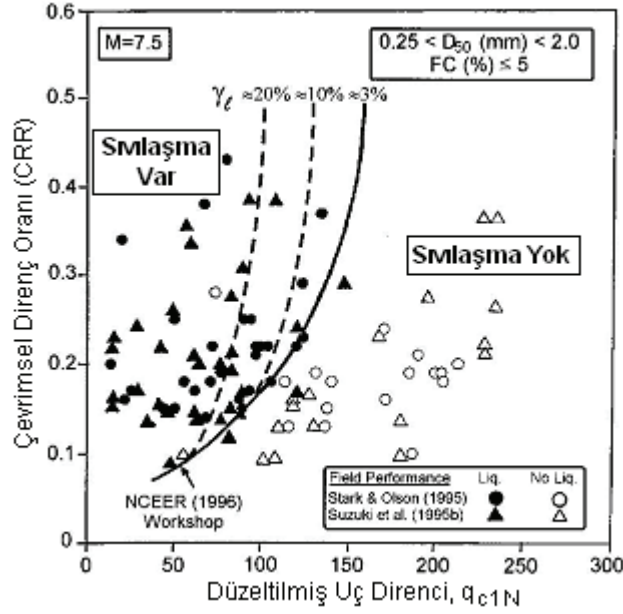
burada  $\tau_{av}$  ortalama çevrimsel kesme gerilmesi;  $a_{max}$  zemin yüzeyinde maksimum yatay ivme;  $g = 9.81m/s^2$  yerçekimi ivmesi;  $\sigma_{vo}$  ve  $\sigma'_{vo}$  toplam ve efektif düşey örtü yükü basıncı ve  $r_d$  derinliğe bağlı gerilme azaltma faktörüdür.  $r_d$ ’ nin tahmini için değişik araştırmacıların sunduğu bazı formülasyonlar bulunmaktadır. Seed ve Idriss (1971) aşağıdaki basit bağıntıları önermiştir (2):

$$\begin{aligned} \text{eğer } z < 9.15m &\Rightarrow r_d = 1.0 - 0.00765z \\ \text{eğer } z = 9.15 - 23m &\Rightarrow r_d = 1.174 - 0.0267z \end{aligned} \quad [2]$$

Seed ve diğ. (1985) standart penetrasyon deneyi (SPT) ile temiz kumlarda CRR’ ı tahmin eden bir metot geliştirmişlerdir (2). Son yıllarda ise CPT kesintisiz okuma alması, güvenilirlik ve tekrar edilebilirliğinin yüksek olmasından dolayı CRR’ ı tahmin etmede daha popüler olmuştur. Son yıllarda kullanışlı arazi performans verilerinde “özellikle CPT ‘ de” önemli artışlar olmuştur. Şekil 1’ de temiz kumlar için tavsiye edilen korelasyon aşağıdaki basitleştirilmiş denklemlerle tahmin edilebilir (3):

$$\begin{aligned} \text{eğer } 50 < (q_{c1N})_{cs} \leq 160 & \quad CRR_{7.5} = 93 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \\ \text{eğer } (q_{c1N})_{cs} < 50 & \quad CRR_{7.5} = 0.833 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \end{aligned} \quad [3]$$

burada  $(q_{c1N})_{cs}$  normalleştirilmiş eş temiz kum penetrasyon direncidir.



Şekil 1. Temiz kumlar için çevrimsel direnç oranı (CRR) (3)

Robertson ve Wride (1998) ( $q_{c1N}$ )cs için aşağıdaki formülü önermişlerdir (3):

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c (q_{c1N}) \quad [4]$$

burada  $K_c$  zeminin dane karakteristiğini ifade eden bir düzeltme faktörüdür. Robertson ve Wride (1998) (3)  $K_c$ ' nin tahmini için Robertson (1990) (4) tarafından önerilen zemin davranış kartının (Şekil 2) ve zemin davranış tipi indeksinin ( $I_c$ ) kullanılmasını önermişlerdir, burada  $I_c$ :

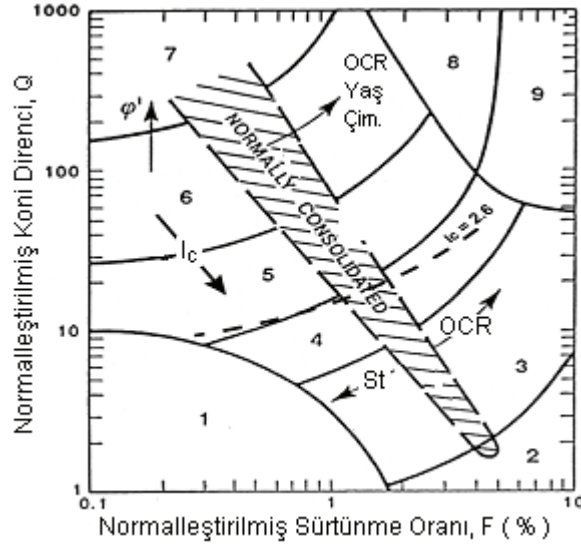
$$I_c = \sqrt{[3.47 - \log Q]^2 + [1.22 + \log F]^2} \quad [5]$$

ile bulunur ve

$$Q = q_{c1N} = \left( \frac{q_c - \sigma_{vo}}{P_{a2}} \right) \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad [6]$$

normalleştirilmiş CPT penetrasyon direncidir ve boyutsuzdur.





Şekil 2: Normalleştireilmiş zemin tipi kartı (4)

$n =$  gerilme üssü;  $F = f_s / [(q_c - \sigma_{vo})] \times 100\%$  yüzde cinsinden normalleştireilmiş sürtünme oranıdır;  $f_s$  CPT sürtünme direncidir;  $\sigma_{vo}$  ve  $\sigma'_{vo}$  toplam ve efektif düşey örtü yükü basıncı;  $P_a$  bir referans basınçtır ve  $\sigma'_{vo}$  ile aynı birimdedir (örn. eğer  $\sigma'_{vo}$  kPa ise  $P_a = 100$  kPa'dır); diğer bir referans basınç olan  $P_{a2}$ ,  $q_c$  ve  $\sigma_{vo}$  ile aynı birimdedir (örn. eğer  $q_c$  ve  $\sigma_{vo}$  MPa ise  $P_{a2} = 0.1$  MPa'dır). Robertson (2004)  $n$  değerinin ilk önce  $n=1$  alınarak  $Q$  ve  $F$  in tayininden sonra bir  $I_c$  değerinin elde edilmesini ve buna göre de aşağıdaki yöntemin kullanılabilceğini söylemiştir (5):

$$\text{eğer } I_c < 1.64 \Rightarrow n = 0.5$$

$$\text{eğer } I_c > 3.30 \Rightarrow n = 1.0$$

$$\text{eğer } 1.64 < I_c < 3.30 \Rightarrow n = (I_c - 1.64)0.3 + 0.5$$

[7]

Burada gerilme sabitindeki değişim  $\Delta n < 0.01$  oluncaya kadar iterasyon yapılır.  $I_c$  ile  $K_c$  arasındaki ilişki şu formülle verilmiştir:

$$K_c = 1.0 \text{ eğer } I_c \leq 1.64$$

$$K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 + 33.75I_c - 17.88 \text{ eğer } I_c > 1.64$$

[8]

Sonuçta sıvılaşmaya karşı direnç:  $FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} MSF$  formülü ile verilir (6). Burada

$$MSF = \frac{174}{M^{2.56}} \text{ deprem büyüklüğü ölçek faktörüdür.}$$

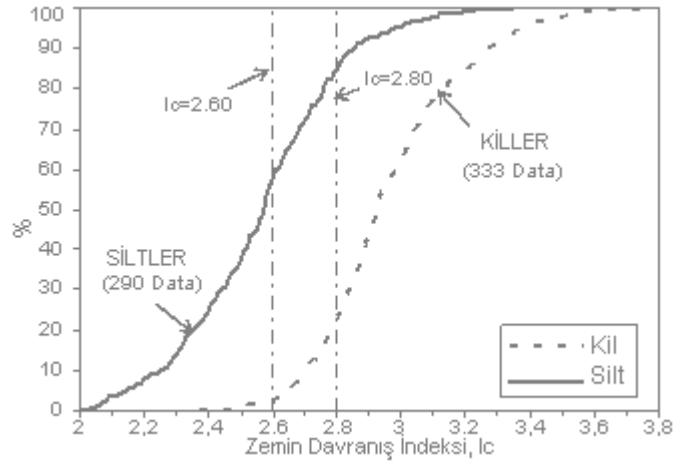
## İnce Daneli Zeminlerde CPT ile Sıvılaşma Tayini

Geleneksel yöntemlerle ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyeli çoğu araştırmacı tarafından zeminlerin likit limitine, doğal su muhtevasına, içerdiği kil yüzdesi ve dane boyutuna bağlı olarak irdelenmiştir. Literatürde bu parametreleri değişik oranlarda kullanan farklı sıvılaşma kriterleri mevcuttur. 1999 depreminde Adapazarı'nda meydana gelen sıvılaşma ve çevrimsel hareketlenme olaylarının bir çoğunun siltli zeminlerde meydana geldiği görüşü ağırlık kazanmıştır. Önalp ve diğ. (2006) Adapazarında sıvılaşma meydana gelen ve gelmeyen bölgelerdeki ince daneli zeminleri incelemişler ve Y.A.S.S. altındaki silt ortamlarında ve  $M_w > 7$  koşulunda sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için:

- a) Likit limitin %33' den az
- b) Sıvılık indisinin ( $I_L$ ) veya  $w_n/w_L$  oranının 0.9' dan büyük
- c) Kil oranının %10' dan düşük ve
- d) Ortalama dane boyutunun 0.02 mm' den büyük

olması gerektiğini ortaya koymuşlardır (7).

Sıvılaşma yeteneğinin CPT ile tayininde yukarıda anlatılan Robertson ve Wride (1998)' in özellikle gevşek temiz kumlar için önerdiği çevrimsel kayma gerilmesi yöntemine dayanan çalışması genel kabul görmektedir. Araştırmacılar söz konusu çalışmalarında ince daneli zeminler için CPTU sonuçlarından elde edilen zemin tipi davranış indeksi  $I_c$ ' nin sıvılaşmada önemli bir belirleyici olduğunu söylemişler ancak sıvılaşabilir ince daneli zeminler hakkında kesin bir sınır çizememişlerdir. Kumları ve siltli zeminleri  $I_c=2.6$  değeri killerden ayırmakta ve bu değer üstündeki zeminlerin çok fazla oranda kil içerdiğinden dolayı sıvılaşmaz olduğu kabul edilir (3). Bazı araştırmacılara göre bu sınır değer index deneyleri ile sınıflaması yapılan zeminler ile bire bir örtüşmemektedir (7) (8). Gilstrap (1998)' e göre  $I_c$ ' nin 2.4 ile 2.6 değerleri arasında zeminler index deneylerine göre %20 ile %50 oranında killi zemin olarak sınıflandırılmaktadır (8). Önalp ve diğ. (2006) TS1500/2000' e göre kil ve silt olarak sınıflandırılan zeminlerin zemin davranış indeksi ( $I_c$ ) üzerinde yapmış oldukları çalışma Şekil 3' te verilmiştir (7). Buna göre araştırmacılar killerin  $I_c > 2.60$  sınırı ile ayrılırsa siltlerin %50' ye yakınının  $I_c > 2.60$  olarak çıktığını ve hata oranının arttığını söylemişlerdir. Bununla birlikte kil sınırı  $I_c > 2.80$  alındığında ise siltlerde yaklaşık % 20' lik bir hata yapılırsa dahi bu yüzdeye büyük çoğunlukla sıvılaşma potansiyeli bulunmayan plastik siltlerin (MI, MH) girmesi nedeniyle ayırım daha gerçekçi hale geleceğini ifade etmişlerdir (7).



Şekil 3. Kil ve siltlerin zemin davranış indisi ( $I_c$ ) açısından incelenmesi (7)

Yukarıda verilen  $I_c$  değerleri Robertson ve Wride (1998)' in önerdiği formülasyon ile elde edilmiştir (3). Aşağıdaki tabloda diğer araştırmacılar tarafından önerilen  $I_c$  değerlerinin formülleri gösterilmektedir (Tablo 1). Bu formüllerde boşluk suyu basıncının da  $B_q$  bağıntısı ile yer almasının daha gerçekçi sonuçlar vereceği düşünülebilir. Boşluk suyu basıncının zemin tipi ile olan ilişkisi şu şekilde özetlenebilir: Yüksek oranda ince dane içeren zeminler ile yüksek hassaslık derecesine sahip zeminler yüksek  $u_2$  (hemen koni arkasına yerleştirilmiş filtrede ölçülen boşluk suyu basıncı) verirler. Buna karşın, iri daneliler, sıkı ve sürtünmeli zeminler ile yüksek OCR' ye sahip zeminler düşük  $u_2$  okumaları verirler. Bu nedenlerle, boşluk suyu basınçlarını da göz önüne alan formülasyonların güvenilirliğinin daha yüksek olacağı düşünülmektedir. Tablo 2' de ise değişik araştırmacılara göre  $I_c$  değer aralıklarının hangi zemin tipini temsil ettiğini gösteren çizelge bulunmaktadır.

Tablo 1. Farklı araştırmacılara göre  $I_c$  formülleri

Araştırmacılar	$I_c$	Denklem No
Jefferies ve Davies (1991) (9)	$\sqrt{\left\{3 - \log [Q(1 - Bq)]\right\}^2 + [1.5 + 1.3(\log F)]^2}$	[9]
Been ve Jefferies (1992) (10)	$\sqrt{\left\{3 - \log [Q(1 - Bq) + 1]\right\}^2 + [1.5 + 1.3(\log F)]^2}$	[10]
Robertson ve Wride (1998) (4)	$\sqrt{[3.47 - \log Q]^2 + [1.22 + \log F]^2}$	[5]
Kun Li ve diğ. (2007) (11)	$\sqrt{\left\{3.25 - \log [Q(1 - Bq)]\right\}^2 + [1.5 + 1.3(1 + \log F)]^{2.25}}$	[11]
Bu çalışma	$\sqrt{\left\{3 - \log [Q(1 - m)]\right\}^2 + \left[1.5 + 1.3\left(\log \frac{F}{1 - m}\right)\right]^2}$	[12]

Tablo 2. Zemin davranış tipi sınırları

Zemin Davranış Tipi	Bölge	Ic (4)	Ic (11)	Ic (10)
Organik Zeminler-Turba	2	>3.60	>3.22	>3.22
Killer:Siltli Kil-Kil	3	2.95-3.60	2.76-3.22	2.82-3.22
Silt Karışımları: Killi Silt-Siltli Kil	4	2.60-2.95	2.40-2.76	2.54-2.82
Kum Karışımları: Siltli Kum-Kumlu Silt	5	2.05-2.60	1.80-2.40	1.90-2.54
Kumlar: Temiz Kum-Siltli Kum	6	1.31-2.05	1.25-1.80	1.25-1.90
Çakıllı Kum-Sıkı Kum	7	<1.31	<1.25	<1.25

Tablo 1’ de gösterilen formüller ile Robertson ve Wride (1998) in kullandığı formül (3) arasında beliren en büyük farklılık Q parametresinin boşluk suyu basınçlarının bir göstergesi olan (1-B<sub>q</sub>) değeri ile çarpılması olmuştur. Burada

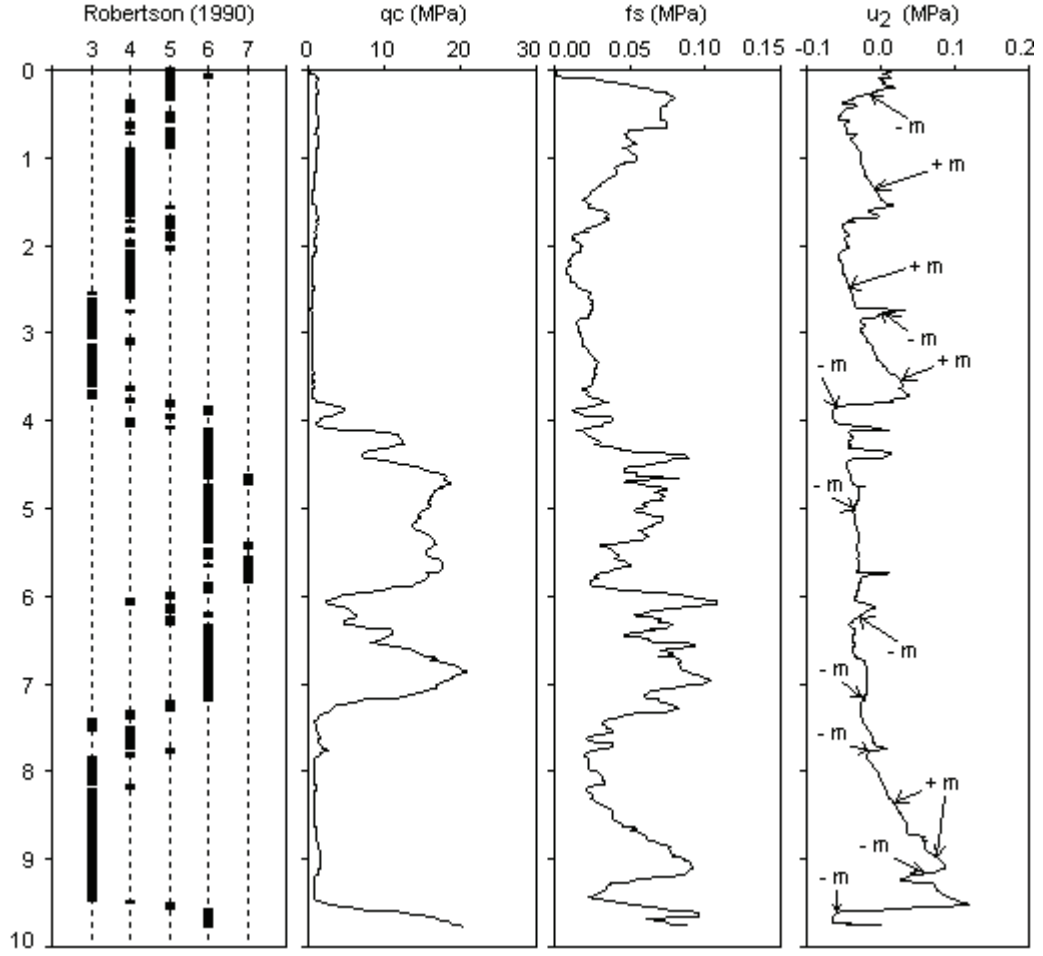
$$B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad [13]$$

bağıntısından bulunabilir. Burada u: penetrasyon sırasında ölçülen boşluk suyu basıncı (bsb), u<sub>0</sub>: statik su yükü, q<sub>t</sub>: bsb ye göre düzeltilmiş uç direnci, σ<sub>v0</sub>: örtü yüküdür. Araştırmacılar Q’ nun B<sub>q</sub> ile birlikte kullanımı sayesinde özellikle ince daneli zeminleri (silt-kil) birbirinden ayırmada üstünlük sağladığını belirtmişlerdir.

Bu çalışmada sitelerden gelen verilerin incelenmesi ile B<sub>q</sub>’ nun gerçekten silt-kil ayırımına büyük katkılar sağladığı görülmüştür. Bununla birlikte, sonda ucundaki koni arkasına yerleştirilen poröz taş yardımı ile derinlikle ölçülen boşluk suyu basınçlarının (u<sub>2</sub>) killi zeminlerde pozitif eğimle (+m) artış gösterdiği, genleşme (dilatasyon) gösteren siltlerde ise negatif eğimler (-m) verdiği göze çarpmıştır (Şekil 4). Bu eğimlerin zemini sınıflandırmada ne gibi katkılar sağlayacağı bu çalışma kapsamında araştırılmıştır. Bu durumda “m” eğiminin her okuma kademesinde hesaplanması ve indeks deneyleri ile sınıflandırılması yapılan bir laboratuvar numunesini temsil eden derinlik boyunca da toplam “m” değerlerinin ortalaması alınmalıdır. “m” değeri aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

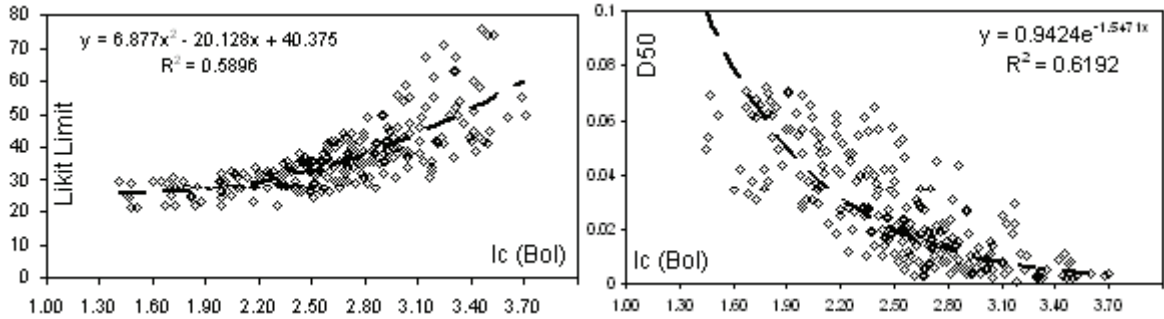
$$m = \frac{\Delta u_2}{\Delta z} = \frac{u_{2z2} - u_{2z1}}{z_2 - z_1} \quad [14]$$

burada u<sub>2z2</sub> ve u<sub>2z1</sub> sırasıyla z<sub>2</sub> ve z<sub>1</sub> derinliklerinde ölçülen boşluk suyu basınçlarıdır. Bu eğim kullanılarak bir çok Ic formülü üzerinde çalışılmış ve en uygun olan formülün Tablo 1’ de bu çalışma için verilen formül olduğuna karar verilmiştir.



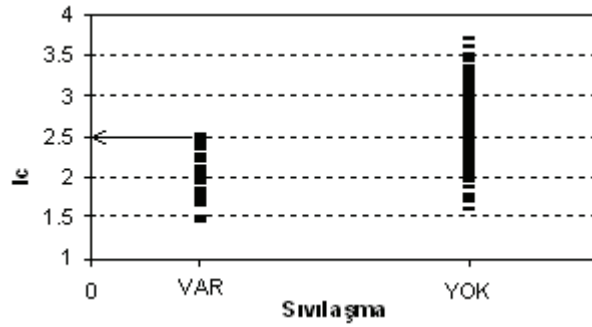
Şekil 4. Boşluk suyu ölçümü yapılan tipik bir CPTU profili

Şekil 5' te bu çalışma kapsamında önerilen  $I_c$  formülü ile zeminlerin likit limit ( $w_L$ ) ve ortalama dane boyutu ( $D_{50}$ ) arasındaki ilişkiler gösterilmiştir. Görüleceği gibi, zeminlerin likit limiti ile  $I_c$  arasındaki ilişki ancak  $I_c=2.4$  sınırından sonra etkin olmakta, tersine  $I_c$ 'nin 2.4 den küçük olduğu durumlarda ortalama dane boyutu etkin olmaktadır.



Şekil 5.  $I_c$  ile Likit limit ( $w_L$ ) ve ortalama dane boyutu ( $D_{50}$ ) arasındaki ilişki

Önalp ve diğ. (2006)' nin önerdiği ince daneli zeminlerin sıvılaşması için gerekli olan kriterleri (7) sağlayan zeminler söz konusu  $I_c$  değeri ile karşılaştırılmış ve Şekil 6' daki sonuç çıkmıştır. Buna göre,  $I_c > 2.50$  şartını sağlayan zeminlerin sıvılaşmayacağı görülmektedir. Bu durumda,  $I_c$ ' nin 2.5' ten küçük olduğu durumlarda zeminin sıvılaşmasını öne sürmek için bu kritere giren tabakaların tüm kesit boyunca kümülatif toplamına bakılması gerekir. Bu çalışmanın ileriki aşamalarında bu sınır  $I_c$  değeri ile birlikte Toprak ve diğ. (2003) önerdiği sıvılaşma potansiyeli indeksi (LPI) (12) değerlendirilmesi sıvılaşan ve sıvılaşmayan siteler için yapılacaktır.



Şekil 6. Sıvılaşan ve sıvılaşmayan ince daneli zeminlerin  $I_c$  değerleri

## SONUÇLAR

Gelişen teknoloji ve gelişmiş ülkelerdeki durum gözönüne alındığında, yakın gelecekte Türkiye'de de koni penetrasyon deneyinin zemin incelemelerinde başrol oynayacağı açıkça görülmektedir. Koni penetrasyon deneyi ile zeminlerin mekanik, fiziksel ve hidrolik özellikleri hakkında geliştirilmiş birçok korelasyonlar bulunmakta ve günümüzde konu tartışılmaktadır. Koni penetrasyon deneyi ile kesintisiz zemin incelemesi olanağı olduğundan, eskiden fark edilmesi çoğun mümkün olmayan, en ince sıvılaşabilir katmanlar bile yakalanmakta ve değerlendirilebilmektedir. Bu çalışma kapsamında daha çok ince daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin CPTU deneyi ile tayini irdelenmiş ve ölçülen boşluk suyu basınçlarının, sıvılaşabilir siltli zeminleri sıvılaşmaz killerden veya siltli killerden ayırmada, kullanılabilir olduğu ortaya çıkmıştır. Bu ayırımı yapmada; kil tabakalarında derinlik arttıkça boşluk suyu basınçlarının arttığı ve pozitif eğim gösterdiği, silt tabakalarında ise derinlik arttıkça negatif veya sıfıra yakın eğimler verdiği özelliğinden yararlanılmıştır.

## **Teşekkür**

TÜBİTAK' a bu çalışmanın MAG 104M387 projesi ile gerçekleştirilebilmesi için katkılarından dolayı teşekkürlerimizi sunmaktayız.

## **KAYNAKLAR**

1. Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1971), “Simplified procedure for evaluation soil liquefaction potential”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97 (SM9): 1249-1273.
2. Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M. (1985), “Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111(12): 1425-1440.
3. Robertson, P.K., and Wride, C.E. (1998), “Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test.” *Canadian Geotech. J.*, Ottawa, 35 (3), 442–459.
4. Robertson, P.K., (1990), “Soil Classification using the CPT”, *Canadian Geotechnical Journal*. 27(1),151-158.
5. Robertson, P.K., (2004), “Evaluating Soil Liquefaction and Post-earthquake deformations using the CPT”, University of Alberta, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Edmonton, Canada.
6. 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., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, 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”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(4): 297 – 313.
7. Önalp, A., Bol, E., Ural, N., (2006), “Siltlerin Sıvılaşılabirliği: Adapazarı Kriterinin Geliştirilmesi”, *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbirinci Ulusal Kongresi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon*.
8. Gilstrap, S.D. (1998), CPT based liquefaction resistance analyses evaluated using case histories, M.Sc. thesis, Department of Civil Environmental Engineering, Brigham Young University, Provo, UT. Technical Report CEG-98–019.
9. Jefferies, M.G., and Davies, M.P., (1991), “Soil classification using the cone penetration test.Discussion”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 28, No. 1, pp. 173 - 176.

10. Been, K., and Jefferies, M.G. (1992), "Towards systematic CPT interpretation", In Proceedings of the Wroth Symposium, Oxford, U.K., July, pp. 44–55.
11. Kun Li, D., Juang, H., Andrus, R.D., Camp, W.M., (2007), "Index Properties-Based Criteria for Liquefaction Susceptibility of Clayey Soils: A Critical Assessment", J. Geotech. and Geoenviron. Engrg., ASCE, Volume 133, Issue 1, pp. 110-115.
12. Toprak, S., and Holzer, T.L., (2003), "Liquefaction potential index: Field assessment", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 129, no. 4, p. 315-322.



# BARAJ YERİ SİSMİK TEHLİKE VE TOPLAM RİSK ANALİZ ESASLARI- CEYHAN HAVZASI İÇİN YAPILAN UYGULAMALAR

Hasan TOSUN<sup>1</sup>

Prof.Dr.

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi

İnş. Müh. Bölümü

Eskişehir/TÜRKİYE

Tel: 0 222 239 37 50 / 3510

e-posta:htosun@barajguvenligi.org

Evren SEYREK<sup>2</sup>

Araş. Gör.

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi

İnş. Müh. Bölümü

Eskişehir/TÜRKİYE

Tel: 0 222 239 37 50 / 3512

e-posta:eseyrek@ogu.edu.tr

## ÖZET

Bir baraj yapısının toplam riski, baraj yeri sismik tehlike oranı ile baraj ve yardımcı yapıların risk oranına bağlı olarak tanımlanır. Baraj yeri sismik tehlike oranı, istatistiksel ve deterministik yöntemlerle hesaplanan en büyük yer ivmesi esasında tanımlanır. Baraj ve ilgili yapıların toplam riski ise, baraj yüksekliği, rezervuar kapasitesi, barajın yaşı, potansiyel mansap hasarı ve tahliye gereksinimi esasında belirlenir. Son yıllarda geliştirilen ve yaygın kullanımı olan analiz yöntemlerinde, toplam risk ve baraj yeri sismik tehlike oranı birleştirilerek dikkate alınmaktadır. Bu bildiride, baraj yeri sismik tehlike analizlerinde dikkate alınan birincil faktörler, deprem tanımları ve değerlendirme için gereken parametreler özetlenecek, toplam risk analizi esaslarına değinilecek ve ülkemizin önemli havzalarından biri olan Ceyhan havzasında yer alan barajlar için yapılan uygulamalar değerlendirilecektir. Havza içinde yer alan ve halen planlama, inşaat ve işletme aşamalarında yer alan Aslantaş, Berke, Sır, Klavuzlu, Menzelet, Kalecik, Kartalkaya, Adatepe, Ayvalı, Kozan, Hakkıbeyli, Paşalı ve Karakuz barajları için ayrı ayrı sismik tehlike değerlendirmesi yapılmış ve her baraj için toplam risk değeri hesaplanmıştır. Farklı deprem tanımları esasında hesaplanan en büyük yer ivmesi değerleri dikkate alınarak ve Coğrafi Bilgi Sistemi esasında çalışan bir program kullanılarak farklı dönüş periyotları için Ceyhan havzasının sismik tehlike haritası oluşturulmuştur.

**Anahtar Kelimeler:** Baraj, Ceyhan havzası, sismik tehlike ve toplam risk,

## GİRİŞ

Deprem, değişik nedenlerle yeraltında uzun bir süre içinde biriken enerjinin ani bir boşalımla yer kabuğunda ortaya çıkardığı hızlı bir hareket olarak tanımlanır. Ülkemiz için doğal afetlerin en önemlisi olan deprem, yer kabuğunda bir titreşim yarattığından, yapıların mesnetlenmesinde zamana bağlı bir deplasman hareketi doğuracak ve dinamik bir etki yaratacaktır. Bu nedenle deprem oluşma ihtimali olan bölgelerde yapılacak ve yapılmış olan yapıların deprem yükleri altındaki davranışının belirlenmesinde, yapıya dayanak sağlayan temel sisteminin ve bu sistemin bir parçası olan temel zemininin deprem yükleri altında nasıl davranacağıının bilinmesi gereklidir. Baraj yapıları için bu kapsamda yapılacak çalışmalarda, öncelikle yer hareketi tanımlanır, daha sonra temel zemininin ve dolgu malzemesinin özelliklerine bağlı olarak baraj dolgusunun davranışı ortaya konulmaya çalışılır (Seed vd., 1969; Seed vd., 1975).

Ülkemizde ICOLD tanımlarına göre 1200'den fazla büyük baraj bulunmaktadır (Tarım ve Köyişleri Bakanlığına bağlı kurumların yaptıkları ile birlikte). Bu barajların büyük bir bölümü, fiziksel faktörler ve ekonomik gerekçelerle dolgu baraj tipinde inşa edilmiştir. Dolgu barajların, şartnameye uygun inşa edilmeleri halinde, yüksek sismik aktiviteye sahip alanlarda da güvenli bir şekilde inşa edilebileceğine inanılmaktadır. Genelde güçlü yer hareketi barajın stabilitesini etkilemekte ve temel zemininde dayanım kaybına neden olmaktadır. Ayrıca baraj yerine yakın aktif faylarda ortaya çıkan enerji, dolguda beklenmeyen deformasyonları ortaya çıkarmaktadır. Bu etkiye bağlı olarak oluşan baraj göçmeleri ve hasarlarına ait önemli örnekler bulunmaktadır (Castro vd., 1985; Jansen, 1988 ve Tosun, 2002).

Yukarıda belirtilen nedenlerden dolayı, yeni inşa edilecek barajların tüm lokal değerler kullanılarak gelişmiş yöntemlerle tasarlanması gerekmektedir. Oluşan projeye göre de baraj güvenliğini artıran inşaat önlemlerinin alınması zorunludur. Ayrıca mevcut barajların güvenliği de araştırılmalıdır. Su ve toprak kaynaklı projeler kapsamında yeni barajlar inşa etmek kadar, gelişen teknoloji ile eski barajların işletilmesinin ve güvenliğinin sağlanması da temel görevlerimiz olduğu unutulmamalıdır. Ülkemiz bu yönde oldukça zengin bir potansiyele sahiptir. Bu bildiri de baraj yapılarının toplam riski değerlendirilecek

ve Ceyhan havzasında yer alan mevcut ve planlama aşamasındaki büyük barajların toplam güvenliği ile ilgili çalışma sonuçları özetlenecektir.

## ANALİZ YÖNTEMİ

Baraj yapılarının toplam riski, baraj yerinin sismik tehlikesi ile baraj ve yardımcı yapıların risk oranına bağlı olarak değerlendirilir. Bir baraj yapısının sismik tehlike analizi için tüm muhtemel sismik zonlar gelişmiş modeller esasında sınıflandırılır ve her birinin potansiyeli ayrı ayrı değerlendirilir (Fraser ve Howard, 2002 ve Jiminez vd., 2001). Sismik aktivite ile ilgili çalışma, deterministik ve istatistiksel sismik tehlike analizlerini ihtiva eder.

Deterministik sismik tehlike analizi, dört aşamalı bir sismik seneryoyu dikkate alır: (1) baraj yerinde etkili yer hareketini üretecek kapasitedeki deprem kaynaklarının tanımlanması, (2) her zon için kaynak-baraj yeri mesafe parametrelerinin seçilmesi, (3) baraj yerindeki kontrol eden depremin belirlenmesi ve (4) baraj yerinde yer hareketinin neden olacağı tehlikenin en büyük yer ivmesi, hız ve respons spektrum esasında tahmin edilmesi. Bu yöntem, çok basit işlemleri ihtiva eder ve en kötü yer hareketi koşulunun değerlendirilebilmesi için doğrusal bir yaklaşımı dikkate alır (Kramer, 1996).

İstatistiksel sismik tehlike modeli ise, depremlerin yeri, büyüklüğü ve tekerrürü ile ilgili belirsizlikleri tanımlamaktadır ve yaygın olarak kullanılmaktadır. İstatistiksel sismik tehlike analizi, tehlikenin bir bütün olarak ortaya konulabilmesi için belirsizliklerin tanımlanabileceği bir çözümü öngörmekte ve tüm ihtimalleri dikkate almaktadır.

Bu çalışmada, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Deprem Araştırma Merkezinde geliştirilmiş bir bilgisayar programı (DAMHA) kullanılarak istatistiksel ve deterministik tehlike analizi yapılmıştır. Öncelikle sismik kaynaklar belirlenmiş ve deprem oluşma aralıkları tahmin edilmiştir. Ülkemizdeki barajların sismik tehlike analizinde dikkate alınabilecek kaynak zonlarının belirlenebilmesi için değişik çalışmalar yapılmıştır (Yüçemen, 1982; Erdik vd. 1985 ve Şaroğlu vd., 1992).

Havza için yeni bir kaynak modeli oluşturulmuş ve Afet İşleri Genel Müdürlüğü kaynaklarından tarihsel kayıtlar ile 20.Yüzyılda ölçülmüş veriler dikkate alınarak değerlendirme yapılmıştır. Son yüzyıl içinde oluşan depremlerin sismik parametrelerin tahmininde kullanıldığı belirtilmelidir. Güçlü yer hareketi kayıtlarının olmamasından dolayı, değişik azalım ilişkileri kullanılarak en büyük yer ivmesi değeri hesaplanabilmektedir (Boore vd., 1993; Campbell ve Bozorgnia, 1994; Abrahamson ve Silva, 1997; Boore vd., 1997; Gülkan ve Kalkan, 2002) Bu çalışmada, iki ayrı azalım ilişkisi kullanılarak en büyük yer ivmesi değerleri hesaplanmıştır (Abrahamson ve Silva, 1997 ve Boore vd. 1997). Bütün çalışmada her baraj yeri için 100 km yarıçaplı bir daire içindeki tüm kaynak zonları için alansal esasta ayrı ayrı değerlendirme yapılmıştır.

Gutenberg-Richter (1944) ilişkisi kullanılarak sismik tehlike parametreleri belirlenmiş ve ICOLD (1989)'a göre deprem tanımları yapılmıştır. İşletme Esaslı Deprem (OBE), projenin mevcut ömrü boyunca baraj yerinde oluşması beklenen yer hareketini üreten deprem olarak tanımlanır ve istatistiksel yöntemle belirlenir. En Büyük Güvenilir Deprem (MCE), bir fay üzerinde ve özgün tektonik bölge veya kaynak alanı içinde oluşabilecek en büyük deprem büyüklüğü olarak bilinir ve ilgi sahası içindeki tüm kaynaklar için ayrı ayrı tanımlanır. En kritik deprem, Kontrol Eden En Büyük Deprem (CMCE) olarak bilinir ve bu büyüklük baraj yeri için En Büyük Tasarım Depremi (MDE) olarak dikkate alınır (Tosun, 2002). Baraj çalışanları arasında, deprem tanımlarında özellikle MDE tanımında farklı yaklaşımlar olmuş ve ICOLD (1989) tanımları eleştirisel bir gözle değerlendirilmiştir (FEMA, 2005; Shrikhande ve Basu, 2005; Wieland, 2005a ve 2005b).

Bu çalışmada, baraj ilgi sahası içindeki her kaynak için OBE ve MDE değerleri belirlenerek baraj yeri için karakteristik deprem dikkate alınmıştır. Bu çalışma için farklı tanımlarından dolayı diğer depremlerin belirlenmesinden kaçınılmıştır. Ancak her zon için bir çizgisel ve noktasal kaynakta oluşabilecek en büyük deprem tanımı yapılmış ve azalım ilişkileri kullanılarak en büyük pik ivme (PGA) değeri hesaplanmıştır. Bir Coğrafi Bilgi Sistemi (CBS) esasında çalışan DAMHA programı kullanılarak havza içinde bulunan tüm barajlar için hesaplar yenilenmiştir. Barajlar için seçilmiş sismik kriterlerin çok daha tutucu olduğu belirtilmelidir. Ancak barajlar için depreme dayanıklı tasarımın temel

gereksiniminin kamu güvenliğinin artırılması olduğu dikkate alınır, bu hassasiyet çok daha kolay anlatılabilecektir.

Bir barajın toplam riskini sayısal esasta tanımlamak için değişik yöntemler önerilmiştir. Bunlardan biri ICOLD (1989) tarafından sunulandır ki; bu yöntemde baraj yeri sismik tehlikesi ile yapı riski oranı ayrı ayrı değerlendirilmektedir. Bu yöntemde göre, yapı tipine bağlı olmaksızın baraj yeri sismik tehlikesi, dört ana grupta sınıflandırılır. Bu yöntemle elde edilen tehlike sınıfları, birincil amaçlı olarak yapılacak sismik değerlendirmeler için kullanılabilir.

ICOLD (1989), barajların potansiyel riskini yapısal ve sosyo-ekonomik etkiler olmak üzere iki ayrı başlık altında tanımlamaktadır. Yapısal etkiler, esas itibariyle rezervuarın kapasitesine ve barajın yüksekliğine bağlıdır. Sosyo-ekonomik etki olarak tanımlanan ikinci faktörde ise, tahliye gereksinimi ve potansiyel mansap hasarı ifade edilmektedir. Potansiyel risk faktörü, dört ayrı değer toplamı olarak dikkate alınır. Bu toplam değere bağlı olarak dört ayrı risk sınıfı tanımlanır. Risk sınıflaması, sismik değerlendirme parametreleri ile kullanılacak analiz yönteminin seçimi için gereken detaylı bilgiyi sağlamaktadır.

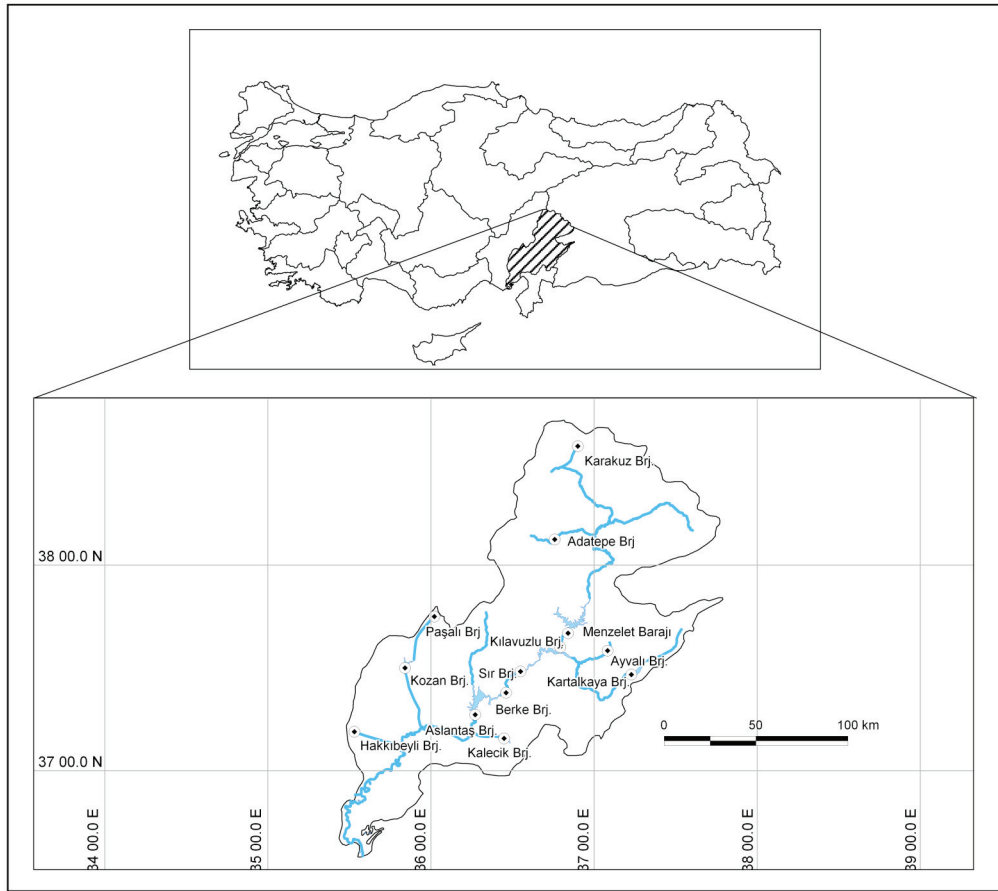
Baraj güvenliğinin sorgulandığı ikinci yöntemde, barajın tipine, yaşına, yüksekliğine, rezervuar kapasitesine, mansap risk faktörüne ve barajın hassasiyetine bağlı olarak toplam risk faktörü tanımlanır (Bureau ve Ballantine, 2002). Bu yöntemde mansap tehlike faktörü için iki ayrı etki dikkate alınmıştır. Yazarlar, mansap tehlike faktörünün belirlenmesi için bir basit sınıflama kartı önermişlerdir. Bu yöntemden elde edilen nihai risk sınıfının, detaylı sismik değerlendirmelerin gerekli olduğu hallerde ve önceliklerin tespitinde kullanılması önerilmektedir.

## **HAVZA KARAKTERİSTİKLERİ VE SİSMO-TEKTONİK ÖZELLİKLER**

Ceyhan havzası, ülkemizin kuzey bölümünde yer almakta olup toplam alanı 21.34 km<sup>2</sup>'dir. Havzanın ana nehri olan Ceyhan nehri; İç Anadolu bölgesinin güney-doğu bölümünden doğmakta ve bazı yan kolların katılımı ile güneye doğru akarak Adana yakınlarında Akdeniz'e dökülmektedir. Ceyhan havzasının yıllık ortalama akış miktarı 7.2

km<sup>3</sup>'dür. Bu değer, ülkemizdeki toplam akışa geçen suyun % 3.9'unu oluşturmaktadır. Ortalama yıllık verim ise 10.7 L/s/km<sup>2</sup> olarak hesaplanmıştır.

Bu çalışma için havzada DSİ ve diğer kurumlar tarafından inşa edilmiş ve edilmekte olan 13 adet büyük baraj dikkate alınmıştır (Şekil 1). Bu barajların 6 adedi ana nehir ve diğerleri yan kollar üzerinde yer almaktadır. Diğer yan kollar üzerinde de 7 adet büyük baraj bulunmaktadır. Çalışmada dikkate alınan barajların 8 adedi işletme ve 5 adedi ise inşaat aşamasındadır. Barajların temelden yüksekliği 28 m ile 201 m arasında değişmektedir (Tablo 1). Ülkemizde en büyük yüksekliğe sahip Berke barajı, bu havza içinde yer almaktadır. Havza içindeki büyük barajların gövde hacimleri ise, oldukça geniş bir aralıkta yer almaktadır (280000 m<sup>3</sup> ile 8493000 m<sup>3</sup> arasında). Barajların ikisi hariç tamamı toprak ve kaya dolgu tipinde, genellikle sulama ve enerji amaçlı olarak projelendirilmiştir. Havza içinde 2 baraj içmesuyu temin işlevine sahiptir. Çok amaçlı 6 adet büyük barajın 3'ünde taşkın koruma işlevi bulunmaktadır.



Şekil 1. Çalışmada dikkate alınan ve Ceyhan havzasında yer alan barajlar

Tablo 1. Çalışmada dikkate alınan barajların karakteristik özellikleri

Baraj	Nehir	Talvegden yükseklik (m)	Temelden yükseklik (m)	Amacı*	Tipi**	Tamamlanma yılı	Gövde hacmi (x1000m <sup>3</sup> )	Rezervuar kapasitesi (hm <sup>3</sup> )
Adatepe	Göksun	89.0	95.0	S	KD	i/a***	4700	500.0
Aslantaş	Ceyhan	78.0	95.0	S+T+E	TD	1984	8493	1150.0
Ayvalı	Erkenez	75.5	103.0	S+İ+T	TD	i/a	4900	80.0
Berke	Ceyhan	186.0	201.0	E	İK	2001	735	427.0
Hakkıbeyli	Handeresi	22.2	24.2	S	TD	1994	---	7.7
Kalecik	Kalecik	77.0	80.0	S	KD	1985	1000	32,8
Karakuz	Hurman	61.0	63.0	S+T	KD	i/a	1705	58.0
Kartalkaya	Aksu	56.0	57.0	S+İ	TD	1972	1452	195.0
Kılavuzlu	Ceyhan	56.0	59.0	S+E	TD	i/a	2661	69.0
Kozan	Kilgen	78.5	82.5	S	KD	1972	1680	163.0
Menzelet	Ceyhan	136.5	156.5	S+E	KD	1989	8700	1950
Paşalı	Kuruçay	25.0	28.0	S	KD	i/a	280	3.9
Sır	Ceyhan	106.0	116.0	E	BK	1991	494	1120.0

\*E: Enerji

S:Sulama

İ:İçme suyu

T:Taşkın koruma

\*\*BK: Beton kemer İK: İnce kemer KD: Kaya dolgu BA: Beton ağırlık TD: Toprak dolgu

\*\*\*i/a :inşaat aşamasında

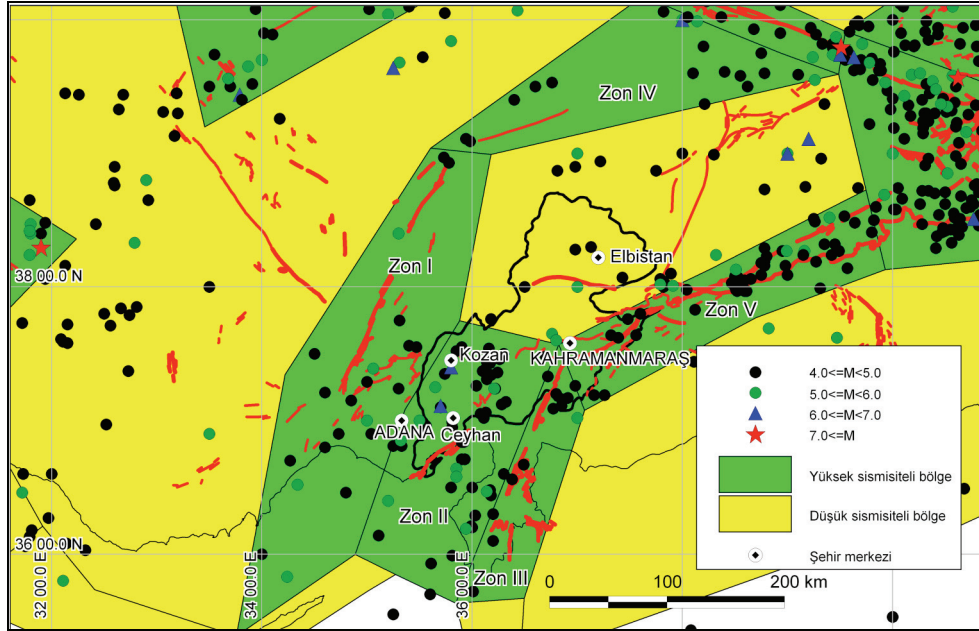
Havza içindeki barajların rezervuar kapasiteleri çok geniş bir aralıkta değişmektedir (7.7 hm<sup>3</sup> ile 1950 hm<sup>3</sup> arasında). Havza içinde depolama hacmi 7.7 ile 100 hm<sup>3</sup> arasında 6 baraj, 100-1000 hm<sup>3</sup> arasında 4 ve 1000 hm<sup>3</sup>'den büyük 3 büyük baraj bulunmaktadır. Havzadaki en büyük depolamaya Menzelet barajı sahiptir. Ana nehir üzerinde yer alan Aslantaş Barajı da büyük bir rezervuar hacmine sahip bulunmaktadır (1150 hm<sup>3</sup>). Ayrıca Berke barajının hemen üstünde yer alan Sır barajının da yüksek bir depolama hacmine sahip olduğu belirtilmelidir (1120 hm<sup>3</sup>). Ana nehir üzerinde yer alan Berke barajı ile Göksun çayı üzerinde yer alan Adatepe barajı havzanın diğer kilit yapılarını oluşturmaktadır.

Havza içinde yer alan barajları etkileyen beş ayrı kaynak zonu dikkate alınmıştır. Bunlar, Ecemiş fay zonu, Karataş fay zonu, Deliler fay zonu ve iki ayrı segment olarak değerlendirilen Doğu Anadolu fay zonudur. İlgili sahasındaki sismik etkinliğe ait sismik tehlike parametreleri Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2. Çalışmada kullanılan sismik tehlike parametreleri

Kaynak Zonu Numarası	Kaynak Zonu Adı	a	b	M <sub>maks</sub>
1	Ecemiş Fay Zonu	4.547	0.7719	7.2
2	Karataş Osmaniye Fay Zonu	4.555	0.680	6.5
3	Doğu Anadolu Fay Zonu-Segment1	4.976	0.938	7.1
4	Deliler Fayı	3.441	0.536	6.9
5	Doğu Anadolu Fay Zonu-Segment2	5.144	0.893	7.5

Doğu Anadolu fay zonu, havzanın en önemli yapısal süreksizliğini oluşturmaktadır. Doğrultu atımlı olan bu fayın yaklaşık uzunluğu 1200 km'yi bulmaktadır. Bu zon, güneyde ölü deniz içinden geçen fay sisteminin bir devamı gibi değerlendirilmekte ve kuzeydoğuda dünyanın en aktif fay zonlarından biri olan Kuzey Anadolu Fay zonu ile keşismektedir (Barka, 1992; Bozkurt, 2001; Kayabali ve Akin, 2003). Fay zonu boyunca yer yer farklı segmentlerden oluşan ezilme zonları mevcuttur. Bu bölgede fayın genişliği, 30 km'ye kadar yaklaşmaktadır. Tarihte yüksek büyüklüğe ve büyük tahrip etkisine sahip önemli depremlerin oluştuğu bu kaynak zonunun sismik yoğunluğu düşüktür ve bazı bölümlerinde sismik boşluk yer almaktadır. Bu çalışmada, havza içinde kalan 5 ayrı sismik kaynak zonu dikkate alınmıştır (Şekil 2). Bu zonlar, alansal bölge ile temsil edilmektedir.



Şekil 2. Bölgedeki sismik kaynak zonları ve son yüz yılda oluşan depremler

## ANALİZLER VE TARTIŞMA

Havzadaki baraj yerlerinin sismik tehlike analizi için, Türkiye sismik zon haritası dikkate alınarak muhtemel kaynak zonları tanımlanmış ve bölgenin sismik tarihçesi esasında revize edilerek 5 ayrı kaynak zonunun havza içinde etkili olduğuna karar verilmiştir. Şekil 2, bu kaynak zonları ile 100 yıl içinde oluşan depremlerin dağılımını göstermektedir. Yüzey dalgası ( $M_s$ ) esasında 4.0'den büyük büyüklüğe sahip depremlerin



sayısı 46'dır. Büyüklüğü 5.0 ve 6.0'dan büyük olan depremlerin sayısı ise, sırasıyla 5 ve 2 olarak belirlenir. Yüz yıllık katalog verilerine göre bölgede büyüklüğü 7.0'den büyük olan deprem oluşmamıştır.

Sismik tehlike analizi 13 baraj için yapılmıştır. Tüm barajlar için kritik zon tanımları yapılmıştır. Havza içindeki 10 baraj için zon II, 2 baraj için zon V ve 1 baraj için zon IV kritik zonu oluşturmaktadır. Zon III ve V; havza içinde bulunan Doğu Anadolu fayının segmentini ve Zon II ise Karataş-Ceyhan fay hattını ihtiva etmektedir. Her iki süreksizlikte doğrultu atımlı fay özelliğini taşımaktadır. Toplam tehlike analizi için en büyük deprem tanımı, ilgili zonlardaki yapısal kusurların aktivitesine göre tanımlanmıştır.

Tablo 3'de bu çalışma kapsamında ortaya konulan en büyük yer ivmesi (PGA) değerleri verilmektedir. OBE esasında bu değer, çok geniş bir aralıkta değişmektedir (0.03 g-0.18 g). İlgili verilere göre 4 barajın tehlike sınıfı I'dir ve "düşük" tehlike oranına sahiptir. 9 barajın tehlike sınıfı II ve tehlike oranı "orta" olarak tanımlanmıştır (ICOLD, 1989).

Tablo 3. Dikkate alınan barajların tehlike sınıfı ve oranları (144 yıl dönüş periyodu için)

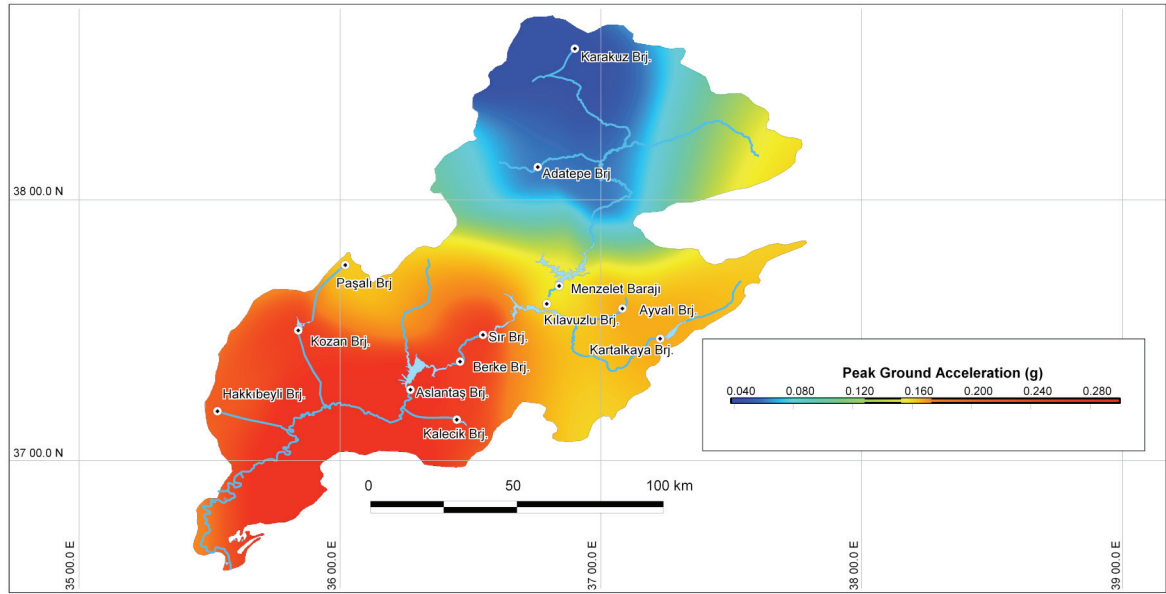
Baraj	PGA (g)		Tehlike Sınıfı	Tehlike Oranı
	Abrahamson ve Silva (1997)	Boore vd. (1997)		
Adatepe	0.04	0.06	I	Düşük
Aslantaş	0.15	0.18	II	Orta
Ayvalı	0.08	0.12	II	Orta
Berke	0.12	0.15	II	Orta
Hakkıbeyli	0.12	0.15	II	Orta
Kalecik	0.13	0.17	II	Orta
Kartalkaya	0.08	0.13	II	Orta
Karakuz	0.03	0.06	I	Düşük
Kılavuzlu	0.07	0.11	I	Düşük
Kozan	0.12	0.16	II	Orta
Menzelet	0.07	0.09	I	Düşük
Paşalı	0.08	0.11	II	Orta
Sır	0.12	0.16	II	Orta

MDE esasında elde edilen PGA değerleri de geniş bir aralıkta değişmektedir (Tablo 4). Bu değerler, dikkate alınan tüm barajlar için 0.05 g ile 0.26g arasında yer almaktadır. Bu esasta bir barajın tehlike sınıfı III'dür ve "yüksek" tehlike oranına sahiptir. İki baraj ise, tehlike sınıf I ve "düşük" tehlike oranı ile sınıflandırılmıştır. Diğer barajlar ise "orta" tehlike oranına sahiptir. 50 yıllık ekonomik ömürde % 10 aşılma olasılığını (475 yıl

tekerrürlü) temsil eden bu değerler kullanılarak ve bir CBS programı esasında değerlendirilerek, bir sismik tehlike haritası oluşturulmuştur (Şekil 3).

Tablo 4. Dikkate alınan barajların tehlike sınıfı ve oranları (475 yıl dönüş periyodu için)

Baraj	PGA (g)		Tehlike Sınıfı	Tehlike Oranı
	Abrahamson ve Silva (1997)	Boore vd. (1997)		
Adatepe	0.06	0.09	I	Düşük
Aslantaş	0.23	0.26	III	Yüksek
Ayvalı	0.15	0.20	II	Orta
Berke	0.23	0.25	II	Orta
Hakkıbeyli	0.22	0.24	II	Orta
Kalecik	0.23	0.25	II	Orta
Kartalkaya	0.16	0.20	II	Orta
Karakuz	0.05	0.08	I	Düşük
Kılavuzlu	0.15	0.18	II	Orta
Kozan	0.22	0.25	II	Orta
Menzelet	0.12	0.16	II	Orta
Paşalı	0.15	0.18	II	Orta
Sır	0.20	0.25	II	Orta



Şekil 3. Ceyhan havzası sismik tehlike haritası (475 yıllık dönüş periyodu)

Barajların toplam risk analizi için baraj yeri ve yapı karakteristikleri ortak dikkate alınarak değerlendirme yapılır. Bureau (2003) yönteminde baraj tipi, yaşı, rezervuar büyüklüğü, mansap hasarı ve tahliye gereksinimi gibi hususlar, baraj yerinde oluşması beklenen deprem büyüklüğü ve yarattığı en büyük yer ivmesi ile birlikte dikkate alınır, bir toplam risk faktörü hesaplanır ve 5 ayrı risk sınıfı tanımlanır. Bu havza için yapılan analiz sonuçları, Tablo 5’de toplu olarak sunulmaktadır.

Tablo 5. Havza içinde dikkate alınan barajların toplam risk analizi sonuçları

Baraj	PGA	M	TRF*	Risk Sınıfı	Tanımlama
Adatepe	0.09	6.5	103.90	II	Orta
Aslantaş	0.26	6.5	200.08	III	Yüksek
Ayvalı	0.20	7.5	164.95	III	Yüksek
Berke	0.25	6.5	90.86	II	Orta
Hakkıbeyli	0.24	6.5	94.14	II	Orta
Kalecik	0.25	6.5	73.16	II	Orta
Karakuz	0.08	6.9	90.79	II	Orta
Kartalkaya	0.20	7.5	176.32	III	Yüksek
Kılavuzlu	0.18	6.5	107.15	II	Orta
Kozan	0.25	6.5	128.02	III	Yüksek
Menzelet	0.16	6.5	130.54	III	Yüksek
Paşalı	0.18	6.5	59.40	II	Orta
Sır	0.25	6.5	111.38	II	Orta

TRF = Toplam Risk Faktörü

Tablo 5’deki verilere göre Toplam Risk Faktörü değerleri 59.49 ile 200.08 arasında değişmektedir. Barajların % 62’si “orta” risk oranına sahip olup risk sınıfı II içine sınıflandırılmıştır. Geri kalan bölüm ise (% 38’i) risk sınıfı III içinde “yüksek” risk oranı ile tanımlanmıştır. En yüksek Toplam Risk Faktörü değeri Aslantaş, Kartalkaya ve Ayvalı barajlarına aittir. Menzelet ve Kozan barajları da yüksek risk sınıfı içinde değerlendirilmiştir. Tablo 4 ve 5’deki verilere göre hem “yüksek tehlike” oranı ve hem de “yüksek risk” oranına sahip bir baraj bulunmaktadır (Aslantaş barajı). Havza içinde yer alan iki beton kemer baraj nispi olarak düşük tehlike oranına sahiptir (Berke ve Sır).

## SONUÇLAR

Bu bildiriye, sismik tehlike ve toplam risk analizi esaslarına değinilmiş ve Ceyhan havzası için yapılan bir çalışmanın sonuçları verilmiştir. Çalışmadan elde edilen sonuçlar, aşağıda özet olarak sunulmaktadır.

- i. Havza içinde en kritik kaynak, Karataş Osmaniye Fay zonunu ihtiva eden Zon II’dir. En büyük yer ivmesi ve toplam risk faktörü değerlerinin yüksek olduğu barajların bu zon içinde yer aldığı belirtilmelidir.
- ii. Havza içinde beş ayrı baraj (Aslantaş, Ayvalı, Menzelet, Kartalkaya ve Kozan) yüksek risk grubu içinde sınıflandırılmıştır. Bu barajların, tehlike oranları

“orta” ve “yüksek” arasında değişmektedir. İlgili barajlarda deprem anında deformasyon probleminin oluşma ihtimali yüksektir.

- iii. Baraj yapılarının depreme dayanıklılık tasarımının temel gereksinimi, kamunun can ve mal güvenliğini sağlamaktır. Bu çalışma ile yüksek toplam riske sahip olduğu ve özellikle yüksek sismik tehlike altında yer alan barajlarımız için detaylı değerlendirme yapılması gereklidir. Bu çalışmalar, Ulusal Baraj Güvenliği Programı kapsamında öncelikler de dikkate alınarak yapılmalıdır.
- iv. Havza içinde yer alan ve yüksek toplam risk oranına sahip kilit yapılarımız için ayrı bir çalışmanın yürütülmesi uygun olur.

### KAYNAKLAR

Abrahamson, N.A., & Silva, W.J., “Empirical Response Spectral Attenuation Relations For Shallow Crustal Earthquakes,” *Seismological Research Letters*, 68(1), 1997, 94–127.

Barka, A.A. The North Anatolian Fault Zone: *Annales Tecton*6, 1992, 164-195.

Boore, D.M., Joyner, W.B. And Fumal, T.E., Estimation of Response Spectra and Peak Accelerations from Western North American Earthquakes: An Interim Report, Open File Report 93-509.U.S.G.S.,1993

Boore, D.M., Joyner, W.B. And Fumal, T.E., “Equation For Estimating Horizontal Response Spectra And Peak Acceleration From Western North American Earthquakes: A Summary Of Recent Work. *Seismological Research Letters*,” V.68, N.1, January /February, 1997, 128-153.

Bozkurt, E., 2001. Neotectonics Of Turkey-A Synthesis: *Geodinamica Acta*, 14, 3-30.

Bureau, G.J., Dams And Appurtenant Facilities In Earthquake Engineering Handbook (Edited By Chenh, W.F And Scawthorn, CRS Press, 2007, Bora Raton 26.1-26.47.

Bureau, G.J., Ballentine, G.D., “A Comprehensive Seismic Vulnerability And Loss Assessment Of The State Of South Carolina Using HAZUS. Part VI. Dam Inventory And Vulnerability Assessment Methodology” 7 Th National Conference On Earthquake

Engineering, July 21-25, Boston, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 2002.

Bureau, G.J., *Dams and Appurtenant Facilities in Earthquake Engineering Handbook* (edited by Chenh, W.F and Scawthorn, CRS press, Bora Raton 26.1-26.47, 2003.

Campbell, K.W. And Bozorgnia, Y., “Near-Source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration From Worldwide Accelerograms Recorded From 1957 To 1993,” Proceeding Of The Fifth U.S. National Conference On Earthquake Engineering. V.3, 1994, 283-292.

Castro, G., Poulos, S.J., Leathers, F., “Re-Examination of Slide Of Lower San Fernando Dam,” ASCE, Journal Of Geotechnical Engineering, V.111, 1985.

Erdik, M., Doyuran, V., Gülkan, P., Akkaş, N., İstatistiksel Yaklaşımla Türkiyedeki Deprem Tehlikesinin Değerlendirilmesi. Orta Doğu Teknik Üniversitesi Deprem Araştırma Merkezi, Ankara, 1985,116s,.

FEMA, Federal Guidelines For Dam Safety-Earthquake Analyses And Design of Dams. Federal Emergency Management Agency, 2005.

Fraser, W.A., Howard, J.K., Guidelines For Use of The Consequence-Hazard Matrix And Selection Of Ground Motion Parameters: Technical Publication, Department of Water Resources, Division of Safety of Dams, 2002.

Gutenberg, B. and Richter, C. F., “Frequency of earthquakes in California,” Bulletin of the Seismological Society of America, 1944, 34, 185-188.

Gülkan, P. And Kalkan,E., Attenuation Modeling of Recent Earthquakes in Turkey: Journal of Seismology, 6(3), 2002,397-409.

ICOLD, Selecting Parameters for Large Dams-Guidelines and Recommendations. ICOLD Committee On Seismic Aspects Of Large Dams, Bulletin 72, 1985.

Jansen, R.B., (Ed.) *Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation*. Van Noswtrand Reinhold, New York, 1988, 884p.

Jiminez, M.J., Giardini, D., Grünthal, G., “Unified Seismic Hazard Modelling Throughout The Mediterranean Region” *Bolettino Di Geofisica Teorica Ed Applicata*, Vol.42, N.1-2, Mar-Jun., 2001, p: 3-18.

Kayabali, K. And Akin, M., “Seismic Hazard Map of Turkey Using the Deterministic Approach” *Engineering Geology* 69, 2003, 127-137.

Kramer, S.L., *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ, 1996. 653 p.

Seed, H.B., Lee, K.L., Idriss, I.M., “Analysis of Sheffield Dam Failure,” *Journal of Soil Mechanics And Foundations Division, ASCE* V.95, No.SM6, November, 1969, 1453-1490.

Seed, H.B., Lee, K.L., Idriss, I.M., Makdisi, F.I., “The Slides In The San Fernando Dams During The Earthquake Of February 9, 1971,” *Journal Of The Geotechnical Engineering Division, ASCE*, V.101, No.GT7, 1975, 651-688.

Shrikhande, M. And Basu, S., “A Critique Of The ICOLD Method For Selecting Earthquake Ground Motions To Design Large Dams,” *Engineering Geology* 80, 2005, 37-42.

Şaroglu, F., Emre, O., And Kuşçu, I., *Active Fault Map of Turkey*, General Directorate of Mineral Research And Exploration, Ankara, 1992.

Tosun, H., *Dolgu Baraj Depremselliği Ve Tasarım Esasları*. Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü, Ankara, 2002, 208s.

Wieland, M., “Review Of Seismic Design Criteria of Large Concrete And Embankment Dams,” 73<sup>rd</sup> Annual Meeting Of ICOLD, May 1-6, Paper No:012-W4, Tehran, 2005.

Wieland, M., Guimond, R. And Malla,S., Uncertainties In Seismic Analysis Of Concrete And Embankment Dams: 73<sup>rd</sup> Annual Meeting Of ICOLD, May 1-6, Paper No:015-S1,Tehran, 2005.

Yüccemen, S., Sismik Risk Analizi\_ Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, 1982,160 s.

# İSTİNAT DUVARLARININ DİNAMİK YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞININ SONLU ELEMANLAR METODU KULLANILARAK MODELLENMESİ

Özgür Lütü ERTUĞRUL  
İnşaat Yük.Müh.  
Araştırma Görevlisi  
Ortadoğu Teknik  
Üniversitesi  
İnşaat Mühendisliği Bölümü  
Ankara , Türkiye

Dr. Oğuz Çalışan  
Çalışan Geoteknik  
Hüseyin Rahmi Sok.  
5/10, Çankaya,  
Ankara,Türkiye

Prof. Dr. M. Yener ÖZKAN  
Ortadoğu Teknik  
Üniversitesi  
İnşaat Mühendisliği Bölümü  
Ankara, Türkiye

## ÖZET

Sismik etkiler altında kalan istinat yapılarının, üzerlerinde oluşan dinamik yanıl zemin basınçları sebebiyle hasar görmesi çok sık olarak gözlenen bir problemdir. Bu hasarlar genellikle istinat duvarlarının yanıl olarak ötelenmesi, temellerinin dönmesi, yapısal elemanların kalıcı olarak hasar görmesi ve kullanılamaz hale gelmesi, arka dolgu malzemesinde oluşan zemin yerleşmesi ve buna bağılı olarak desteklenen yapılarda oluşabilen ikincil hasarlar olarak sınıflandırılabilir.

İstinat duvarlarının deprem yükleri altındaki davranışları, sonlu elemanlar metodu ile incelenebilmektedir. Ancak elde edilen sonuçların gerçekçiliğinin irdelenmesi için sonlu elemanlar metodu ile yapılan tahminlerin model deneylerle karşılaştırılması gereklidir. Bu amaçla ağırlık tipi istinat duvarlarının dinamik davranışlarının modellenmesi ile ilgili örnek bir sonlu elemanlar analizi çalışması Plaxis Dinamik programı kullanılarak yapılmış ve sonuçları ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda bulunan sarsma tablası sistemi kullanılarak Çalışan tarafından gerçekleştirilen bir fiziksel modelleme çalışması ile karşılaştırılmıştır. Bunun yanına Yunatçı tarafından 2003 yılında, yanıl olarak desteklenmiş ve dolgu malzemesi olarak kuru kum kullanılmış istinat duvarlarının sismik davranışlarını incelemek amacıyla gene ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda bulunan sarsma tablası sistemi ile 1-g deneyleri yapılmıştır. Çalışmamızda, bu deney sonuçlarından da faydalanılarak, dinamik sonlu elemanlar metodu ile elde edilecek tahminlerin gerçekçiliği sorgulanmaktadır.



## GİRİŞ

Sismik etkiler altında kalan istinat yapılarının, üzerlerinde oluşan dinamik yanal zemin basınçları sebebiyle hasar görmesi çok sık olarak gözlenen bir problemdir. 1995 Kobe Japonya depremi, 1999 Chi-Chi Tayvan depremi ve 1999 Kocaeli Depremi gibi son yıllarda meydana gelmiş büyük depremlerde pek çok istinat yapısının zarar gördüğü gözlenmiştir. Bu hasarlar genellikle istinat duvarlarının yanal olarak ötelenmesi, temellerinin dönmesi, yapısal elemanların kalıcı olarak hasar görmesi ve kullanılamaz hale gelmesi, arka dolgu malzemesinde oluşan zemin oturmaları ve buna bağlı olarak desteklenen yapılarda oluşabilen ikincil hasarlar olarak sınıflandırılabilir.

Geçtiğimiz yüzyıldaki depremlerin istinat yapıları üzerinde yarattığı hasarlara baktığımızda, çeşitlilik bulunmakla birlikte, sınırlı verilerle bile hasarların belli bir düzen çerçevesinde oluştuğunu gözlemleyebiliriz. Başka bir deyişle, su seviyesinden yüksek olan kuru ortamlarda oluşan hasarların sebepleri ve mekanizması daha kolay belirlenmekle birlikte; su seviyesi altında olan ve büyük oranda liman, rıhtım gibi yapılar bünyesinde bulunan istinat yapılarında görülen deprem hasarlarının analizi boşluk suyu faktörüyle daha da karmaşık bir hale gelmektedir.

## KONU İLE İLGİLİ GÜNCEL GELİŞMELER

Konuyla ilgili olarak Nazarian ve Hadjan, 1979 yılına kadar önerilen ve kullanılan metodların ayrıntılı bir özetini yapmıştır [1]. Richards ve Elms ise, performansa bağlı istinat duvarı tasarımı ile ilgili bir öneri getirerek bu probleme yeni bir bakış açısı sağlamıştır [2].

İstinat yapıları üzerinde oluşan dinamik zemin basınçları bazı basit kabuller kullanılarak Mononobe-Okabe yöntemiyle hesaplanabilmektedir [3,4,5]. İlgi çekicidir ki, deprem etkisine maruz kalan aktif veya pasif zemin kamasına, kamanın ağırlığıyla orantılı yatay ve düşey “pseudo-statik” kuvvetlerin etki etmesinden ibaret olan bu basit yöntem ve türevleri günümüzde birçok ülkenin deprem şartnamesinde yer almaktadır. Mononobe-Okabe yöntemi, gerek diğer analitik yöntemlerle, gerekse sarsma tablası

deneyleriyle yapılan çalışmalarda bir karşılaştırma unsuru olarak kullanılmaktadır. Ancak bu yöntemde dalga yayılım etkileri ve zemin-yapı etkileşimi ihmal edilmektedir. Bu metodun uzantıları daha sonraki yıllarda farklı araştırmacılar tarafından önerilmiştir. Steedman ve Zeng, sismik hareketin zeminin derinliği boyunca hareket ederken büyümesini de dikkate alarak analitik bir çözüm geliştirmiş ve bunu sentrifüj deneyleriyle doğrulamaya çalışmıştır [6,7].

Roscoe, yerçekimi etkisi altında incelenen küçük ölçekli modellerde, özellikle zeminler gibi davranışı çevre gerilimine bağlı malzemelerde, prototip davranışa yakın sonuçlar elde edilemeyeceğini bildirmiştir [8]. Bu sebeple, sarsma tablası kullanılarak yapılan analizlerde modellerin büyük olması, yapılan çalışmaların gerçekçiliğini arttırmaktadır. Son zamanlarda sıklıkla kullanılmaya başlanan sentrifüj cihazlarıyla yerçekimi ivmesi koşulları değiştirilebilmekte ve daha küçük modeller hazırlanarak test edilebilmektedir. Sıvılaştırma ve yapı zemin etkileşimi modellemelerinde faydalanılmakta olan sentrifüj sistemleriyle yapılan simülasyonlarda boyutsal analiz adı verilen bir metot uygulanmaktadır. Bu teknik, daha çok akışkanlar dinamiğinde faydalanılmakta olan Buckingham Pi teoremi üzerine temellendirilmektedir [9]. Prototiple, küçültülmüş model arasında çeşitli parametrelerin ilişkilendirilmesi bu metotla sağlanabilmektedir.

İkinci bir metot olarak uygulanmakta olan dinamik analiz yönteminde ise istinat duvarlarının deprem yükleri altındaki davranışları, sonlu elemanlar veya sonlu farklar metotları ile incelenebilmektedir [10,11,12,13,14]. İstinat duvarlarının sismik performansı, özellikle destekledikleri ve üzerinde buldukları zeminlerin özelliklerine bağlı olarak değişiklikler göstermektedir. Bu sebeple zemini oluşturan malzemelerin davranışlarının, lineer olmayan bağıntılarla modellenmesini sağlayan Cam-Clay ve benzeri gelişmiş modeller, sonlu elemanlar metodu ile birleştirilerek, verimli bir şekilde kullanılabilir. Clough ve Duncan, sonlu elemanlar metodunun, istinat duvarları üzerinde oluşan dinamik yanal zemin basınçlarının ve deplasmanların tahmininde son derece pratik bir şekilde kullanılabilirliğini belirtmiştir [15]. Nadim ve Whitman, ağırlık tipi istinat duvarlarının davranışlarını incelemek amacıyla, sonlu elemanlar metoduna başvurmuş ve sonuçların analitik metotlarla olan uyumunu inceleyerek

Mononobe- Okabe teorisinin pek çok durumda sonlu elemanlar metodu analizleriyle elde edilen sonuçlarla örtüştüğünü gözlemlemişlerdir [11].

Wood, çeşitli istinat duvarı sistemlerini, iki boyutlu lineer sonlu elemanlar metodunu kullanarak incelemiş ve sonuçlarını analitik çözümlerle karşılaştırarak son derece tutarlı olduğunu görmüştür [16]. Aggoour ve Brown, duvar rijitliği, zemin modülü ve dolgu yüksekliğinin, zemin dinamik yanal basınçları üzerindeki etkilerini incelemiştir [17]. Altı metre yüksekliğindeki dolguyu destekleyen bir betonarme istinat duvarının farklı kalınlıklar için dinamik analizleri yapılmıştır. 0.4 m, 0.6 m ve 1.2 m kalınlığındaki duvarlar çalışılmıştır. 0.1g genliğindeki basit harmonik hareket, duvar tabanına koşullandırılmış ivme-zaman sınır koşulu olarak uygulanarak, yer hareketi simüle edilmiştir.

Fakat bu tekniklerin başarısı, zeminlerin ne denli gerçekçi modellendiğiyle orantılıdır. Kramer'e göre, en gerçekçi yöntem zemin davranışının lineer olmayan, yapısal elemanların ise lineer matematiksel ilişkilerle temsil edilmesidir. Ancak yapı ve zemin elemanlarının temas edecekleri noktalarda özel temas elemanları kullanılmalıdır [18].

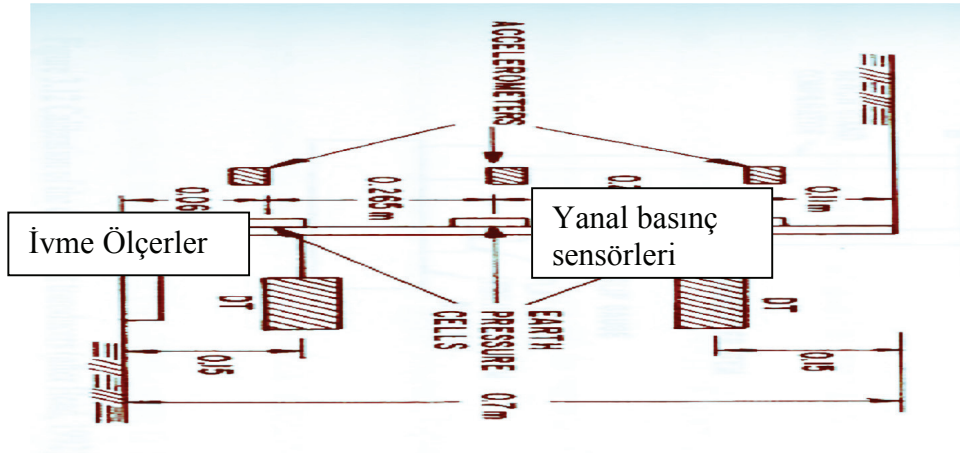
## **ÇALISMANIN AMACI**

Sonlu elemanlar tekniği ile elde edilen sonuçların gerçekçiliğinin irdelenmesi için elde edilen sonuçların, model deneylerle elde edilen verilerle karşılaştırılması amaçlanmaktadır. İstinat duvarlarının dinamik davranışlarının modellenmesi ile ilgili bir sonlu elemanlar analizi çalışması Plaxis Dinamik programı kullanılarak yapılmıştır. Bu analizlerin sonuçları, ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda, Çalışan ve Yunatçı tarafından farklı duvar tipleri için yapılan 1-g model deneylerinin verileri ile karşılaştırılmıştır [19,20,21]. Çalışmamızda, bu deney sonuçlarından da faydalanılarak, dinamik sonlu elemanlar metodu ile elde edilecek tahminlerin gerçekçiliği sorgulanmaktadır.

## DENEYSEL ÇALIŞMALARIN SONLU ELEMANLAR METODU İLE MODELLENMESİ VE KARŞILAŞTIRILMASI

### 1. Çalışan (1999) Modelinin Sonlu Elemanlar Metodu Kullanılarak İncelenmesi

Çalışan (1999), ağırlık duvarlarının deprem yükleri altındaki davranışını incelemek için 99 cm genişliğinde ve 70 cm yüksekliğinde bir modeli sarsma kutusu içine aynı yükseklikte kuru kumu destekleyecek şekilde yerleştirmiştir. Modelin geometrisi ve sensörlerin pozisyonları şekil 1’te verilmektedir.

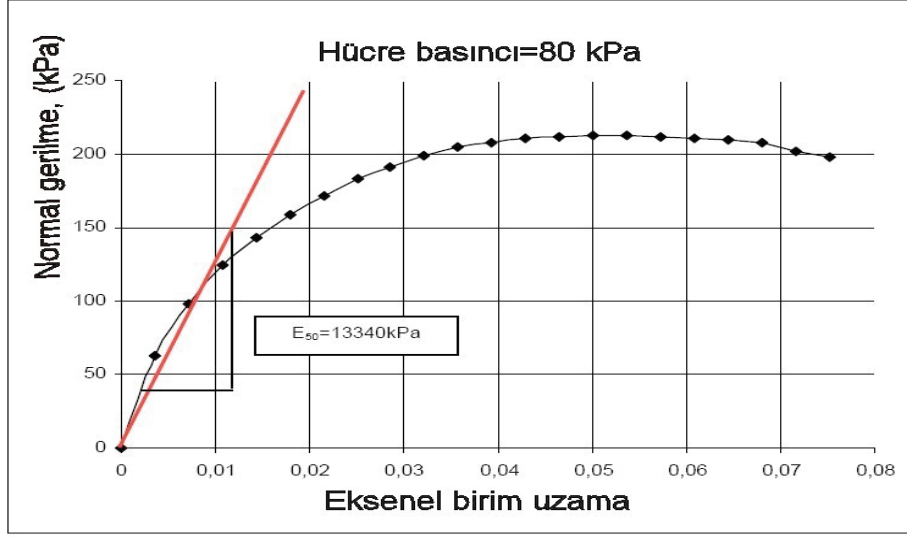


Şekil 1. Deney düzeneğinin geometrik özellikleri (Çalışan, 1999)

Deneyde yaklaşık % 61 relatif sıklıkta ve ortalama birim ağırlığı  $16.9 \text{ kN/m}^3$  olan kuru kum kullanılmıştır. Bu kum üzerinde gerçekleştirilen üç eksenli deney sonuçlarından şekil 2’de gösterildiği şekilde sekant elastik modül ( $E_{50}$ ) bulunmuştur.

Plaxis programı kullanılarak şekil 1’de gösterilen deney düzeneğinin kesiti iki boyutlu olarak modellenmiş ve zemin davranışı, Schanz tarafından önerilen lineer olmayan model kullanılarak ifade edilirken, yapısal elemanların lineer elastik davrandığı kabul edilmiştir. Bu modellemelerde kullanılan özellikler tablo 1 ve 2’de

verilmiştir. Deneyde kullanılan model duvarın ağırlığı 215 kg olup, sonlu elemanlar analizlerinde bu ağırlık göz önünde bulundurulmuştur.



Şekil 2.  $E_{50}$  Tayini

Tablo 1. Yapısal Model Parametreleri

Parametre	Değer
E (Young Modülü)	190 GPa
Duvar Kalınlığı	0.01 m
EI	1583 KN.m <sup>2</sup> /m
EA	1,900E+06 kN/m

Zeminin içsel sürtünme açısı, üç eksenli test sonuçları dikkate alınarak  $45^0$  olarak alınmış ve dilatasyon açısı Plaxis kullanım kılavuzunda önerildiği üzere içsel sürtünme açısından 30 düşülerek elde edilmiştir. Deneyin yapıldığı sarsma kutusu 2 mm kalınlığında rijit çelik bir kutudur. Bu yapının sonlu elemanlar modellemesi de aynı kalınlıktaki çelik kesitlerin yapısal özellikleri girilmek suretiyle sağlanmıştır. Sarsma kutusu duvarlarını rijit davranış sergilemekte olması, bu yüzeylerin sonlu elemanlar ile

modellenmesinde emici sınır koşullarının kullanılmasını gereksiz kılmıştır. Çünkü kutu içerisinde hareket eden dalgalar, sarsma kutusunun duvarlarına çarparak geri dönecek ve duvarın davranışına etkide bulunacaktır. Dinamik sonlu elemanlar analizlerinde kullanılan zaman aralığı, eleman boyutlarına bağlı olup kritik değerlerin üzerine çıkmamaktadır.

Tablo 2. Schanz zemin modeli parametreleri

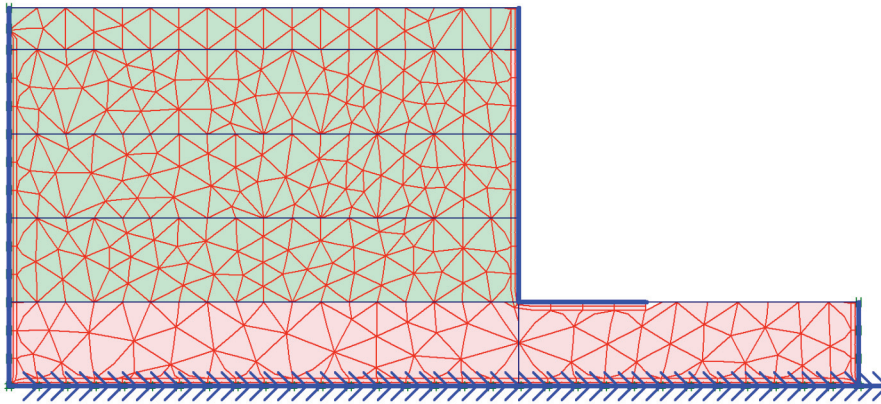
Parametre	Değer
$E_{50}^{ref}$	14900 kPa
$p^{ref}$	100 kPa
$\phi_{kum}$	$45^0$
$\Psi$	$15^0$
$E_{ur}^{ref}$	44700 kPa
$\nu_{ur}$	0,2
$R_f$ (yenilme oranı)	0,9

Plaxis programı kullanılarak, zeminde oluşan geostatik denge durumu bir plastik statik analiz gerçekleştirilerek elde edilmiş ve buna müteakip olarak dinamik yükleme aşamasına geçilmiştir. Bu analiz aşamasında, deneyde oluşturulan harmonik sinüs hareketi aynen türetilmiş ve modelin tabanına uygulanmıştır. Toplam 30 saniyelik bir süre zarfında uygulanan hareketin parametreleri tablo 3' de gösterilmektedir.

Tablo 3. Kullanılan Hareketin Özellikleri (Çalışan, 1999).

Test grubu	Duvar kütlesi(kg)	Uygulanan harmonik sinüs hareketinin özellikleri			
		Yer değiştirme genliği (mm)	frekans (Hz)	Maksimum hız (m/s)	Maksimum ivme(*g)
3.1	215.49	2.2	3.03	0.04	0.08
3.2	215.49	2.2	3.23	0.05	0.09
3.3	215.49	2.2	3.75	0.05	0.13
3.4	215.49	2.2	4.6	0.06	0.19

Deneyde üç adet farklı ağırlıktaki model incelenmiştir ancak sonlu elemanlarla modelleme çalışmasında sadece 215 kg ağırlığındaki bir duvarın davranışı simüle edilmiştir. Deneydeki ağırlık duvarının sonlu elemanlar modeli Şekil 3’de gösterilmektedir.



Şekil 3 Ağırlık duvarının sonlu elemanlar modeli ve uygulanan hareketin etki noktaları

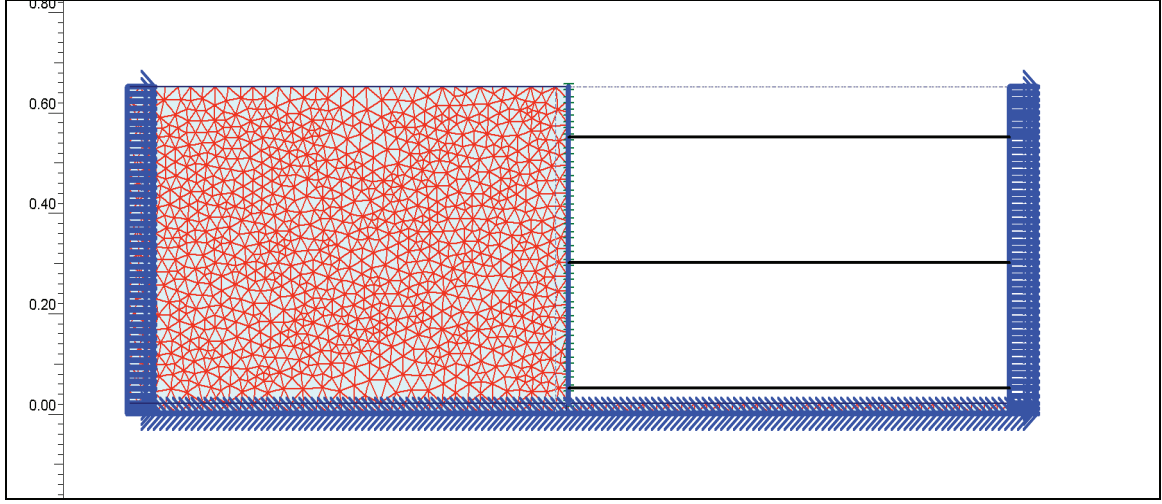




Tablo 4. Kullanılan Hareketin Özellikleri (Yunatçı, 2003)

Test Grubu	Test No.	Uygulanan harmonik sinüs hareketinin özellikleri		
		Yer değiştirme genliği (mm)	frekans (Hz)	Maksimum ivme(*g)
3	Test 3-1	4.63	2.94	0.161
	Test 3-2		3.23	0.194
	Test 3-3		3.7	0.255
	Test 3-4		4.55	0.386

Duvar malzemesi olarak kullanılan 3mm et kalınlıklı çelik saç malzeme, sonlu elemanlar analizlerinde elastik modülü 190 GPa alınarak modellenmiş ve ilgili parametreler hesaplanmıştır. Deneyde yararlanılan ahşap destek çubukları, sonlu elemanlar metodunda da aynı noktalarda bulunacak ve moment almayacak şekilde modellenmiştir. Oluşturulan Plaxis modeli şekil 5’de gösterilmektedir.



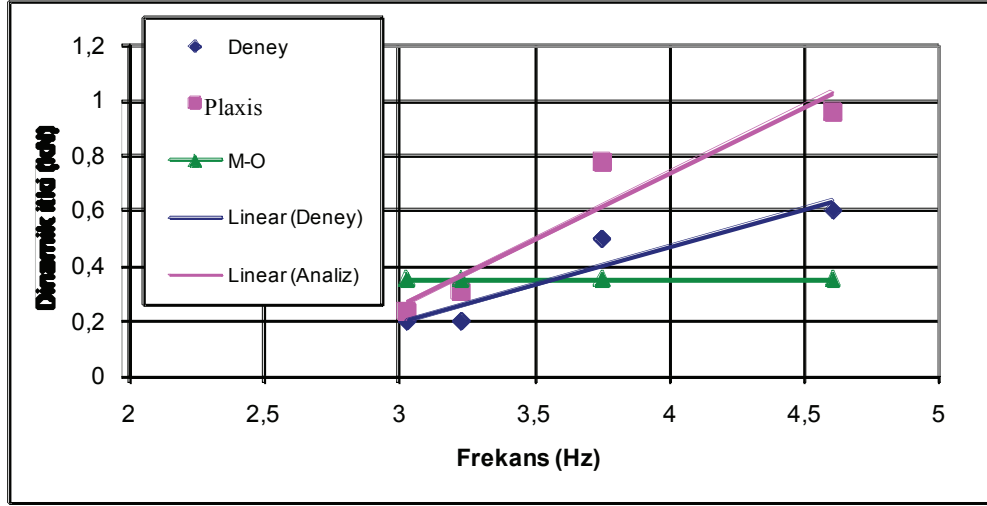
Şekil 5. Desteklenmiş Palplanş duvarının sonlu elemanlar modeli ve uygulanan hareketin

etki noktaları (Yunatçı , 2003).

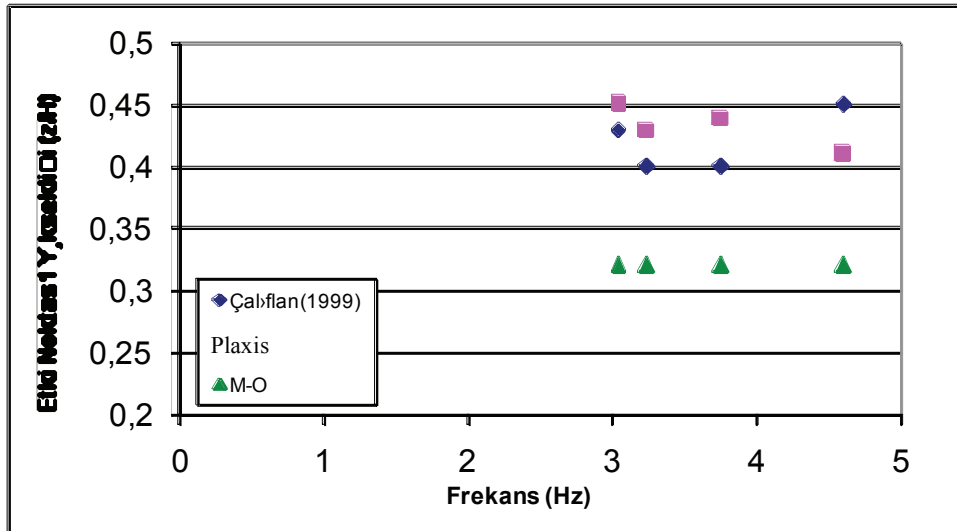
## SONUÇLAR

### i. Çalışan (1999) Deney Bulgularının Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Elde Edilen Tahminlerle Karşılaştırılması

Analizler sonucunda, duvar yüzeyinde oluşan maksimum itki kuvvetleri ve bunların etki noktaları kaydedilmiştir. Şekil 6’da deneylerde ve analizlerde elde edilen dinamik itki değerleri Mononobe-Okabe metodu ile elde edilen itki değerleriyle kıyaslanmaktadır. Sonlu elemanlar yaklaşımı ile yapılan çalışmada elde edilen itki değerleri deneysel sonuçlara nazaran bir miktar yüksek olsa da genel eğilim başarılı bir şekilde temsil edilmiştir. İki çalışmada da elde edilen değerler Mononobe-Okabe Metodu ile varılan sonuçlardan yüksektir. Şekil 7’nin incelenmesi sonucunda görülebileceği üzere, uygulama noktasının sonlu elemanlar metodu ile yapılan çözümlerle elde edilen dinamik itkinin, deneysel bulgulara son derece yakın ve  $0.40H-0.45 H$  aralığında olduğu gözlenmiştir. Mononobe-Okabe metodu ile elde edilen çözümlerde, etki noktası yüksekliği, hareketin frekansına bağlı olmadığı için sabit ve duvar altından  $0.32H$  yüksekte bulunmaktadır.



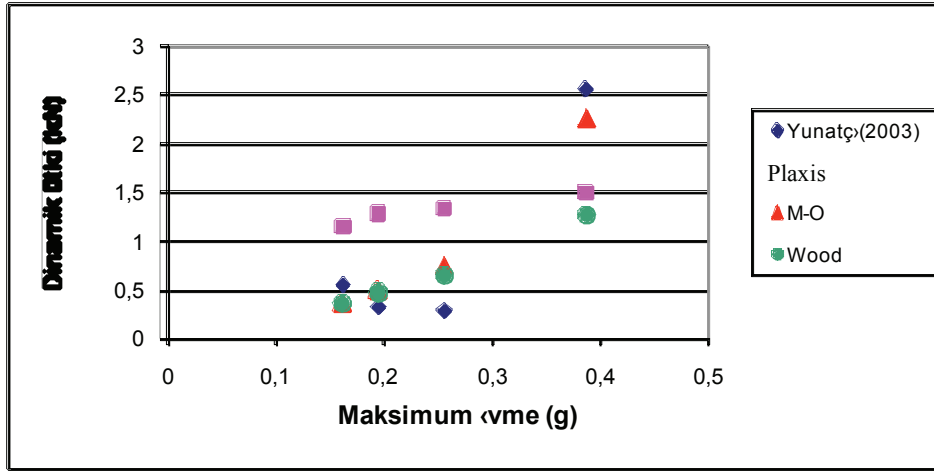
Şekil 6. Analizlerde elde edilen dinamik itki miktarlarının deneysel bulgular ve Mononobe-Okabe çözümleri ile karşılaştırılmaları (Çalışan, 1999 ve Ertuğrul, 2006).



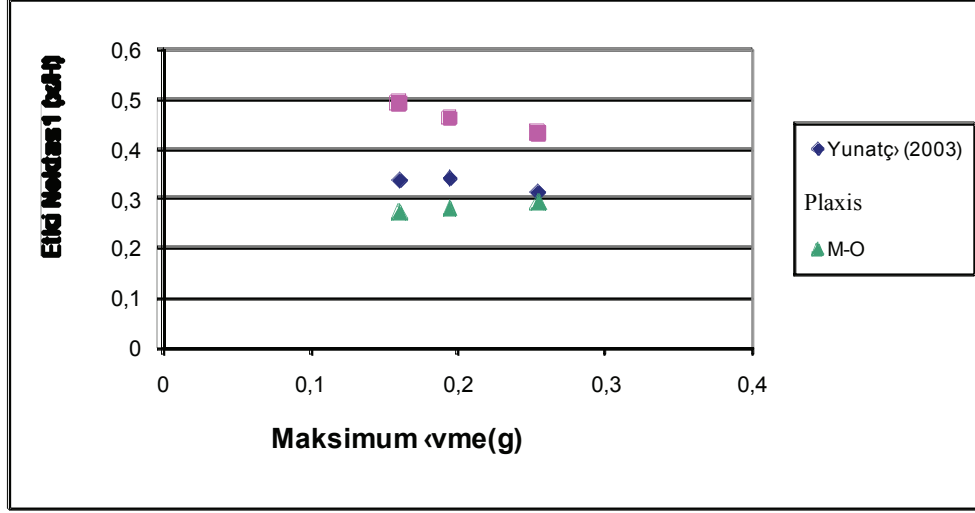
Şekil 7. Dinamik itkinin etki noktalarının pozisyonlarının duvar yüksekliğine oransal olarak gösterimi ve M-O metodu ile elde edilen sonuçla karşılaştırmaları (Çalışan, 1999 ve Ertuğrul, 2006)

ii. Yunatçı (2003) Deneysel Bulgularının Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Elde Edilen Tahminlerle Karşılaştırılması

Şekil 8’de, uygulanan hareketin farklı genlikleri için elde edilen dinamik itki miktarlarının deneysel, sonlu elemanlar metodu ve analitik yöntemler ile elde edilmiş değerlerinin bir karşılaştırması yapılmıştır. Sonlu elemanlar metodu ile elde edilen tahminlerin, düşük ivme genlikleri için, deneysel ve analitik sonuçlardan daha yüksek olduğu ancak yüksek bir ivme değerinde deneysel sonuçlarla daha yüksek tutarlılıkta olduğu gözlenmiştir. Şekil 9’da ise, dinamik itkinin etki noktasının pozisyonu incelenmektedir. Mononobe-Okabe ve deneysel bulgular, dinamik itkinin duvar kökünden yaklaşık H/3 kadar yukarıda etki etmekte olduğunu gösterirken, sonlu elemanlar yöntemi ile elde edilen analizlerde 0.4H- 0.5H aralığında tahmin edilmektedir.



Şekil 8. Analizlerde elde edilen dinamik itki miktarlarının deneysel bulgular, Mononobe- Okabe ve Wood çözümleri ile karşılaştırılmaları (Yunatçı, 2003 ve Ertuğrul, 2006).



Şekil 9. Dinamik itkinin etki noktalarının pozisyonlarının duvar yüksekliğine oransal olarak gösterimi ve M-O metodu ile elde edilen sonuçla karşılaştırmaları (Yunatçı, 2003 ve Ertuğrul, 2006)

Bu modelleme çalışmaları ışığında, PLAXIS programı kullanılarak dinamik sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizlerde elde edilen dinamik itki değerleri deneysel çalışmalar ve analitik çözümlerle tutarlı gözükmeyle birlikte, dinamik itki kuvvetinin etki noktaları, diğer metotlarla tayin edilen değerlere göre bir miktar yüksek olmaktadır. Sonlu elemanlar metodu ile elde edilen çözümlerin, istinat yapıları üzerinde deprem etkisi sebebiyle oluşacak yanal yüklerin tahmininde kullanılabileceği anlaşılmaktadır. Gerçekçi sonuçların elde edilebilmesi için lineer olmayan zemin davranışı modelleri kullanılması zaruridir. Zemin ve duvar ara-yüzeyi arasında kullanılan temas elemanları da bağlantı kurmakta oldukları elemanların dinamik gerilme-deformasyon davranışlarına uyum sağlayabilmelidir.

## KAYNAKLAR

1. Nazarian, H.N. and A.H. Hadjian, "Earthquake-Induced Lateral Soil Pressures on Structures", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 105, No. GT9, pp. 1049-1066, September, 1979.
2. Richards Jr., R. and D.G. Elms; "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls"; ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 105, No. GT4, pp. 449-464, April, 1979.
3. Mononobe, N. and H. Matsuo; "On the Determination of Earth Pressures During Earthquakes"; Proceedings, World Engineering Conference, Vol. 9, p. 176,1929.
4. Okabe, S.; "General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam", Journal. Japanese Soc. of Civil Eng., Vol. X, No. 6, Dec., 1924.
5. Okabe, S.; "General Theory of Earth Pressure"; Journal, Japanese Society of Civil Engineers, Vol. 12, No. 1, 1926.
6. Steedman, R.S. and X. Zeng; "Centrifuge modeling of the effects of earthquakes on free cantilever walls"; Centrifuge '91, Balkema, Rotterdam, 1991.
7. Steedman, R.S., "Modeling the Behavior of Retaining Walls in Earthquakes", Ph.D. Thesis, Cambridge University, , England, 1984
8. Roscoe, K. H. And Poorooshasb,H.B. (1963) , "A Fundamental Principle of Similarity in Model Tests for Earth Pressure Problems
9. Butterfield,R., "Dimensional Analysis for Geotechnical Engineers" Geotechnique, 1999 , vol.49,No 3,pp.357-366
10. Gazetas G, Psarropoulos P.N, Anastasopoulos I., Gerolymos N., "Seismic Behavior of flexible retaining systems subjected to short duration moderately-strong excitation" Soil Dynamics and Earthquake Eng 2004;24:537–50.
11. Nadim, F. and R.V. Whitman, "A numerical model for evaluation of seismic behavior of gravity retaining walls", Research Report R82-33, Dept. of Civil Engineering, M.I.T., 1982.

12. Veletsos, A. S. and Younan, A. H. (2003). "Dynamic response of flexible retaining walls " Earthquake Engrg. and Struct. Dyn. , 29,1815-1944.
13. Veletsos, A. S., and Younan, A. H. (1994b), "Dynamic modeling and response of soil-wall systems." J. Geotech. Eng., ASCE, 120(12), 2155-2179.
14. Veletsos, A. S. and Younan, A. H. (1994a). "Dynamic soil pressures on rigid retaining walls." Earthquake Engrg. and Struct. Dyn., 23(3), 275-301.
15. Clough, G.W. and Duncan, J. M, "Finite Element Analysis of Retaining Wall behavior", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division,ASCE,Vol.97, No.SM12,pp.1657-1674
16. Wood, J. H. (1973),Earthquake Induced Soil Pressures on Structures". Report EERL 73-05, California Institute of Technology
17. Aggour, M.S. and C.B. Brown, "Retaining Walls in Seismic Areas", Proceedings, 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, pp. 2624-2627, June, 1973.
18. Kramer, S. Geotechnical Earthquake Engineering, NJ,USA, Prentice Hall ;1996
19. Ertuğrul, Ö.L. "A Finite Element Modeling Study on the Seismic Response of Cantilever Retaining Walls", Master of Science Thesis Study, Middle East Technical University, Ankara, Turkey, September 2006.
20. Çalışan, O., "A Model Study On The Seismic Behavior Of Gravity Retaining Walls", Ph.D Thesis Study, Middle East Technical University, Ankara, Turkey, January 1999.
21. Yunatçı,A.A, "A Model Study on the Seismic behavior of the laterally braced sheet pile walls", Master of Science Thesis Study, Middle East Technical University, Ankara, Turkey, January 2003.

# THE BEHAVIOR OF SOILS IN DYNAMIC TRIAXIAL AND TORSIONAL SHEAR TEST SYSTEMS

**Ahmet ŞENER**

Res. Asst.  
Technical  
University of  
Istanbul  
İstanbul, Turkey

**Murat ÖZMEN**

Civil Engineer  
Technical  
University of  
Istanbul  
İstanbul, Turkey

**Zülküf KAYA**

Res. Asst.  
Technical  
University of  
Istanbul  
İstanbul, Turkey

**Ayfer ERKEN**

Assoc. Prof. Dr.  
Technical  
University of  
Istanbul  
İstanbul, Turkey

## SUMMARY

After the 1999 Kocaeli earthquake, the disturbed soil samples have been obtained from the city to determine the cyclic strength properties of Adapazari soils. The liquid limit and the plasticity index are 45 % and 26 respectively. To compare the cyclic behavior of soils the cyclic triaxial and the cyclic torsional test systems have been used in this research. The samples have been prepared by the dry pluviation method. The undrained cyclic triaxial tests with the  $f=0.1$  Hz frequency and varying cyclic shear stress ratio have been carried out on the clay samples in both the dynamic triaxial compression system and dynamic torsional shear system. Stress-strain and pore water pressures behavior of soils were studied. Dynamic strength of soils has been obtained from the relationship between cyclic shear stress ratio and the number of cycles. It was observed the dynamic strength of soils were determined to be greater in triaxial test compared to that in torsional test due to the differences in stress conditions.



# ZEMİNLERİN DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ VE BURULMALI DENEY SİSTEMLERİNDEKİ DAVRANIŞI

**Ahmet ŞENER**

Arş. Gör  
İstanbul Teknik  
Üniversitesi  
İstanbul, Türkiye

**Murat ÖZMEN**

İnşaat Müh.  
İstanbul Teknik  
Üniversitesi  
İstanbul, Türkiye

**Zülküf KAYA**

Arş. Gör  
İstanbul Teknik  
Üniversitesi  
İstanbul, Türkiye

**Ayfer ERKEN**

Doç. Dr.  
İstanbul Teknik  
Üniversitesi  
İstanbul, Türkiye

## ÖZET

Adapazarı zeminlerinin dinamik mukavemet özelliklerini belirlemek amacıyla, 17 Ağustos 1999 depreminden sonra Adapazarı kent merkezinde geoteknik araştırmalar kapsamında açılmış muayene kuyularından alınmış likit limit değeri  $w_L=45$ , plastisite indisi  $PI=26$  olan zemin numunesi üzerinde dinamik deneyler yapılmıştır. Numuneler kuru yağmurlama yöntemiyle hazırlanmış ve 100 kPa ye konsolide edilmiştir. Deneyler drenajsız koşullarda ve  $f = 0.1$  Hz frekansında dinamik üç eksenli basınç deney sisteminde ve dinamik burulmalı kesme deney sisteminde değişik dinamik kayma gerilmesi oranlarında yapılmıştır. Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme ve boşluk suyu basıncı davranışları incelenmiştir. Dinamik kayma gerilmesi oranı ile çevrim sayısı arasındaki ilişkiyi gösteren dinamik mukavemet eğrileri elde edilmiştir.

## 1. GİRİŞ

Günümüzde zeminlerin ve zemin yapılarının statik yükleme durumlarına göre stabilite hesaplarının yanı sıra tekrarlı yükleme durumundaki davranışlarının araştırılması da geoteknik mühendisliğinin önemli problemlerinden birisidir. Bu nedenle, depremler, patlama, dalga yükleri, makine temel titreşimleri, trafik yükleri gibi tekrarlı yükler altında olan zeminlerin dinamik mukavemet özelliklerinin belirlenebilmesi için zeminde oluşan deformasyonların ve boşluk suyu basıncındaki oluşturduğu değişimlerin bilinmesi gerekmektedir.

Zeminlerin dinamik davranışının incelenmesinde önemli olan konulardan biri de mukavemet özellikleri ve etki eden faktörlerdir. Bu amaçla drenajsız olarak tekrarlı yükler altında mukavemette meydana gelen azalmaların incelenmesi gerekir. Zeminlerin dinamik mukavemeti tekrarlı yüklemeler sonucu oluşan boşluk suyu basıncına bağlı olarak değişim gösterir.

Adapazarı ve çevresinin büyük bir kısmını Sakarya ve Mudurnu nehirlerinin getirdiği siltli çakıllı kumlu zeminler ile killi 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 içermektedir. Kil, kum, çakıl ve silt bazen tek başlarına belli seviyelerde bazen de bunların değişik kombinasyonları şeklinde araldanmalı olarak görülmektedir (Önalp ve diğ., 2000).

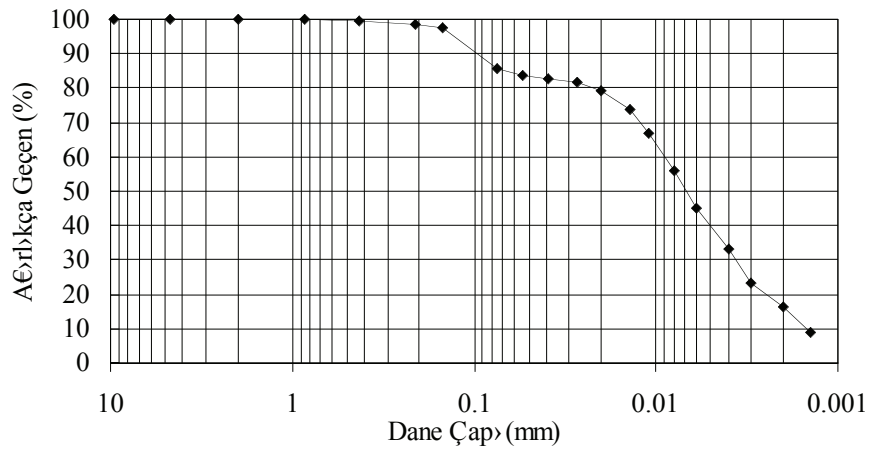
Adapazarı, Türkiye kuzeyinde doğudan batıya uzanan Kuzey Anadolu Fayı'ndan dolayı tektonik açıdan aktif bir konumdadır. Şehir, aynı zamanda kalın bir alüvyon dolgu üzerinde yer alması nedeniyle çeşitli tarihlerde meydana gelmiş olan büyük magnitüdü depremlerde hasar görmüştür. Yerel zemin şartlarından dolayı, depremler sırasında sıvılaşma ve taşıma gücü kaybı ile ilgili zemin hasarları karşılaşılmıştır (Erken, 2001). Bu nedenle zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışlarının belirlenmesi önem kazanmaktadır. Kil ve siltlerin deprem sırasındaki gerilme-şekil değiştirme davranışları laboratuvarında dinamik üç eksenli basınç, dinamik basit kesme ve dinamik burulmalı deney sistemleri kullanılarak araştırılabilir.

Bu çalışmada, Adapazarı'nda açılan muayene kuyularından alınmış olan örselenmiş zemin numunesi üzerinde drenajsız koşullarda ve  $f=0.1$  Hz. frekansında değişik kayma gerilmesi oranlarında dinamik üç eksenli basınç deney sistemi ile dinamik burulmalı kesme deney sisteminde deneyler yapılmıştır. Zemin numunelerinin gerilme-şekil değiştirme-boşluk suyu basıncındaki değişim incelenmiştir. Ayrıca dinamik mukavemet eğrileri elde edilmiştir.

## 2. KULLANILAN MALZEME VE DENEY SİSTEMİ

Deneyler, Adapazarı şehir merkezinden alınmış örselenmiş zemin numunesi üzerinde yapılmıştır. Laboratuarda yapılan kıvam limitleri, elek ve hidrometre deneyleri ile dinamik deneylerde kullanılan zemin numunesinin endeks özellikleri belirlenmiştir. Zemin numunesinin likit limit değeri  $w_L=45$ , plastisite indisi  $I_p=26$  dır.

Zeminin dane dağılımı Şekil 1'de verilmiştir. Ayrıca deneylerde kullanılan zemin numunesiyle ilgili diğer endeks özellikler Tablo 1'de verilmektedir.



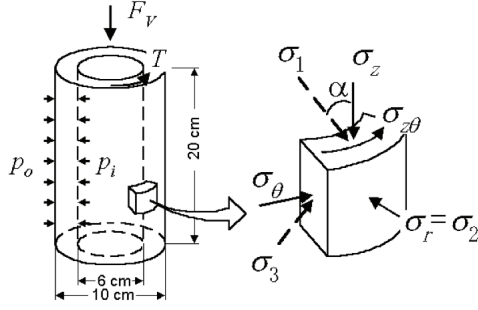
Şekil 1. Deneylerde Kullanılan Numunenin Dane Dağılımı

Tablo 1. Kullanılan Zemine Ait Endeks Özellikler

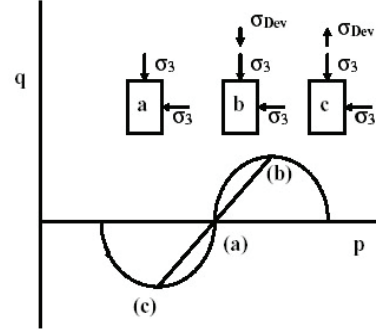
İnce Dane Oranı	Likit Limit	Plastik Limit	Plastisite İndisi
İDO (%)	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>p</sub> (%)	Ip(%)
86	45	19	26

Tekrarlı yükler altında zeminlerin dinamik davranışlarını belirlemek için bir grup deney dinamik üç eksenli deney sisteminde yapılmıştır. Deney sisteminin düşey statik yük kapasitesi 5000 N ve hücre basınç dayanımı 1000 kN/m<sup>2</sup> dir. Deneylerde 50 mm çapında ve 100 mm yüksekliğinde silindirik numuneler kullanılabilir. Dinamik sinüzoidal düşey yük kapasitesi ± 2000 N dur. Dinamik deneyler gerilme kontrollü olarak yapılabilmektedir. Dinamik deneylerin frekansı 0.1 Hz ile 2 Hz arasında ayarlanabilir. Dinamik üç eksenli deney sisteminde düşey yük, düşey deplasman, boşluk suyu basıncı ve hacim değişimleri ölçülebilmektedir.

Bu çalışma kapsamında kullanılan diğer deney sistemi Ishihara ve Towhata (1983) tarafından kullanılan ve İstanbul Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda bulunan içi boş silindirik burulmalı kesme deney aletinin geliştirilmiş bir modeliyle gerçekleştirilmiştir. Deney sistemi düşey eksenel kuvvet,  $F_v$ , burulma momenti,  $T$ , iç hücre basıncı,  $p_i$  ve dış hücre basıncı,  $p_o$  dış kuvvetlerinin otomatik olarak ölçülüp kaydedilebilmesinin yanı sıra düşey eksenel yer değiştirme,  $\Delta H$ , burulma açısı,  $\Delta\theta$ , iç hücre hacim değişimi,  $\Delta V_i$  ve numune hacim değişimi,  $\Delta V_s$ 'nin belirlenmesine olanak tanımaktadır. Bu deney sistemi ile içi boş numuneye drenajsız şartlarda, izotropik veya anizotropik üç eksenli gerilme koşullarında 0.1 Hz ile 2 Hz. frekans aralığında tekrarlı burulma yüklemesi uygulanabilmektedir. Burulmalı kesme deneyleri gerilme veya deformasyon kontrollü olarak yapılabilmektedir. Deneyde kullanılan numunelerin iç yarıçapı  $r_i=3$  cm, dış yarıçapı  $r_o=5$  cm ve yüksekliği  $H=20$  cm'dir. Numune içerden ve dışardan 0.3 mm kalınlığındaki boyutları numune boyutlarına uygun membranlarla çevrelenmektedir. Şekil 2'de deney sistemlerinde numunelere uygulanan gerilme koşulları gösterilmiştir.



a. Dinamik Burulmalı Kesme



b. Dinamik Üç Eksenli Basınç

Şekil 2 Deney Sistemlerinde Uygulanan Gerilme Koşulları

### 3. NUMUNE HAZIRLANMASI VE DENEYLERİN YAPILMASI

#### 3.1. Numune Hazırlama

Her iki deney sisteminde de numuneler kuru yağmurlama yöntemiyle hazırlanmıştır. Hazırlanan numuneler kuru birim hacim ağırlığı  $\gamma_k=1.40 \text{ t/m}^3$  değerinde olacak şekilde hazırlanmıştır. Dinamik üç eksenli deney aletinde hazırlanan numunelerin çapı 50 mm. ve yüksekliği 100 mm'dir. İçi boş silindirik burulmalı dinamik kesme deney aletindeki numunelerin ise iç çapı 60 mm, dış çapı 100 mm ve yüksekliği 200 mm'dir.

#### 3.2. Deneylerin Yapılması

Deneyler için İTÜ İnşaat Fakültesi Zemin Dinamiği Laboratuvarında mevcut olan dinamik üç eksenli basınç deney aleti ve içi boş silindirik burulmalı dinamik kesme deney aleti kullanılmıştır. Kuru yağmurlama yöntemiyle hazırlanan numuneler  $30 \text{ kN/m}^2$ 'lik basınca eşit vakum üst drenaj kanalından uygulanmıştır. Ardından bu vakum değeri izotropik basınç olarak aktarılmıştır ve vakum sıfıra indirilmiştir. Bu sayede kuru numune bozulmadan durmaktadır. Bu halde iken alt drenaj kanalından çok düşük hidrolik eğim altında üst drenaj kanalından çıkacak şekilde su geçirilmiştir. Su geçirme işlemi tamamlandıktan sonra numunenin doygunluğunu sağlamak için ters basınç  $200 \text{ kN/m}^2$ 'ye,

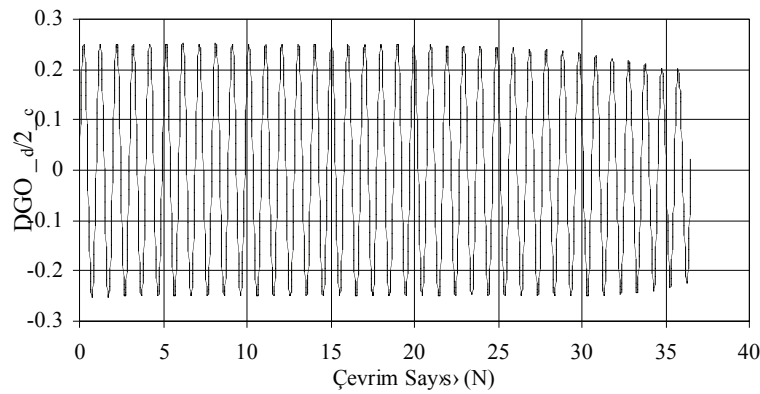
çevre basıncı ise 230 kN/m<sup>2</sup>'ye getirilmiştir. Numune bu gerilme şartları altında uzun süre bekletilerek doygunluğu kontrol edilip % 95 üzerinde doygunluk sağlandıktan sonra ters basınç 200 kN/m<sup>2</sup>, çevre basıncı 300 kN/m<sup>2</sup> yapılarak 100 kN/m<sup>2</sup>'lik efektif izotropik çevre gerilmesi altında konsolide edilmiştir. Konsolidasyon sonunda ölçülen kuru birim hacim ağırlıkların  $\gamma_k=1.40 \text{ t/m}^3$  ile  $1.45 \text{ t/m}^3$  arasında değiştiği görülmüştür.

Konsolidasyonunu tamamlayan numunelere tekrarlı yükler uygulanmış ve bu sürede çevre basıncı sabit tutulmuştur. Deneyler drenajlar kapalı olarak  $f=0.1$  Hz frekansında yapılmıştır. Dinamik yükleme yapılırken dinamik yük, düşey deplasman, birim kayma ve boşluk suyu basıncı ölçülmüştür.

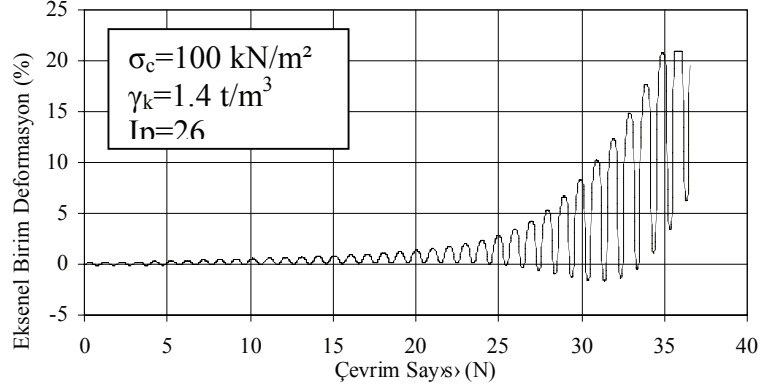
#### 4. DİNAMİK ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEY SONUÇLARI

Bir grup deney dinamik üç eksenli deney sisteminde yapılmıştır. UDN 6 deneyinde uygulanan dinamik yük, eksenel deformasyon ve boşluk suyu basıncı oranının çevrim sayısına bağlı olarak değişimi Şekil 3. de gösterilmiştir. UDN6 deneyinde uygulanan

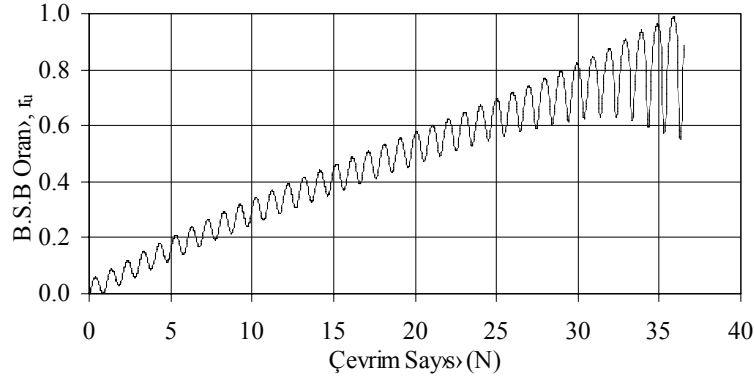
dinamik kayma gerilmesi oranı  $\frac{\sigma_d}{2\sigma_c} = \pm 0.25$ 'dir.



a. Dinamik Yük



b. Birim Deformasyon Değişimi



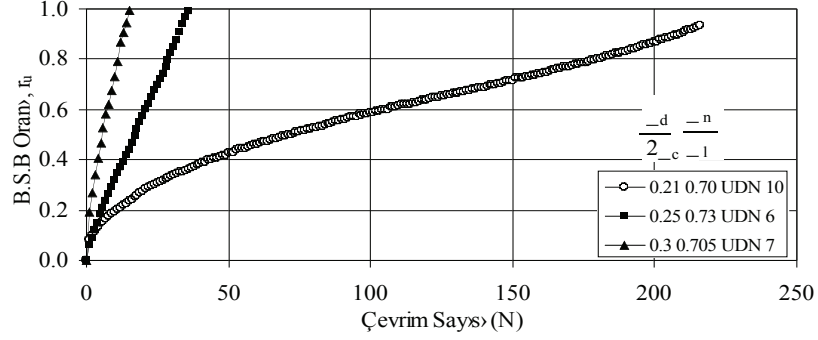
c. Boşluk Suyu Basıncı Oranı Değişimi

Şekil 3. UDN 6 Nolu Deneye Ait Deney Sonuçları

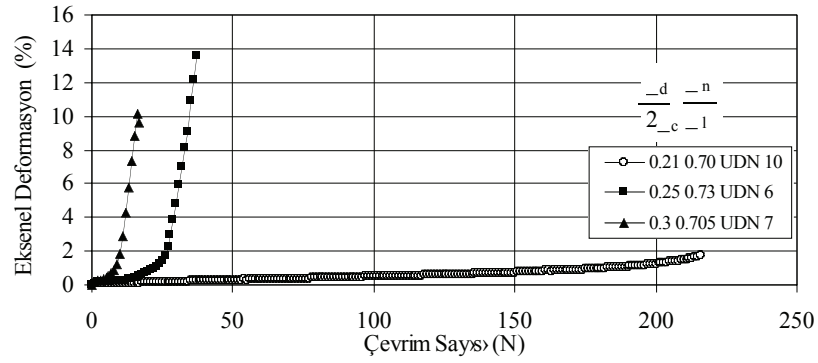
Eksenel boy değişimine göre zemin  $N=27$  çevrimde  $\varepsilon=\pm\%2.5$  seviyesine ulaşırken eksenel deformasyonlar ( $\varepsilon$ ) Dobry (1991) 'de önerildiği gibi  $\gamma = 1.5 \times \varepsilon$  denklemi ile birim kayma deformasyonlara ( $\gamma$ ) dönüştürüldüğünde çevrim sayısı  $N=25$  de göçme kriteri olan  $\gamma=\pm\%2.5$  birim kayma deformasyon değerine ulaşmıştır.

Şekil 4 de dinamik üç eksenli deney sisteminde değişik dinamik kayma gerilmesi oranlarında yapılmış deneylere ait birim kayma ile boşluk suyu basıncı oranının çevrim sayısı ile ilişkisi görülmektedir. Gerilme seviyesi arttıkça zemin küçük çevrim sayılarında göçme sınırı olan  $\varepsilon=\pm\%2.5$  eksenel birim deformasyon seviyesine ulaşmaktadır. UDN 7 deneyinde dinamik kayma gerilmesi oranı 0.30 olup çevrim sayısı  $N=10$ 'da eksenel birim deformasyon  $\varepsilon =\pm\%2.5$  seviyesinde ve boşluk suyu basıncı oranı  $r_u=\%78$  dir. UDN 10

deneyinde dinamik kayma gerilmesi oranı 0.21 olup çevrim sayısı  $N=215$  de aksel birim deformasyon  $\varepsilon=\pm\%2.5$  seviyesinde ve boşluk suyu basıncı oranı  $r_u=\%90$  dir.



a. Boşluk Suyu Basıncı Oranı – Çevrim Sayısı İlişkisi



b. Aksel Deformasyon – Çevrim Sayısı İlişkisi

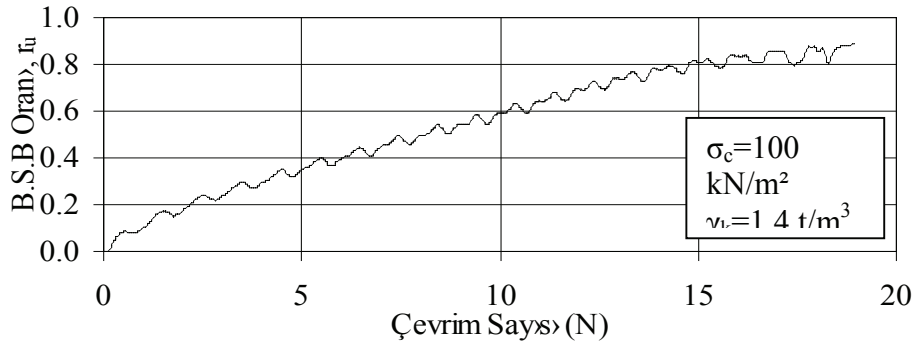
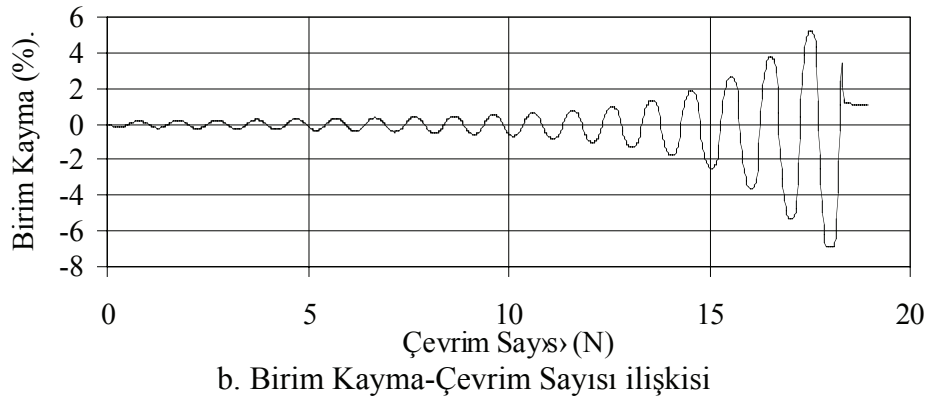
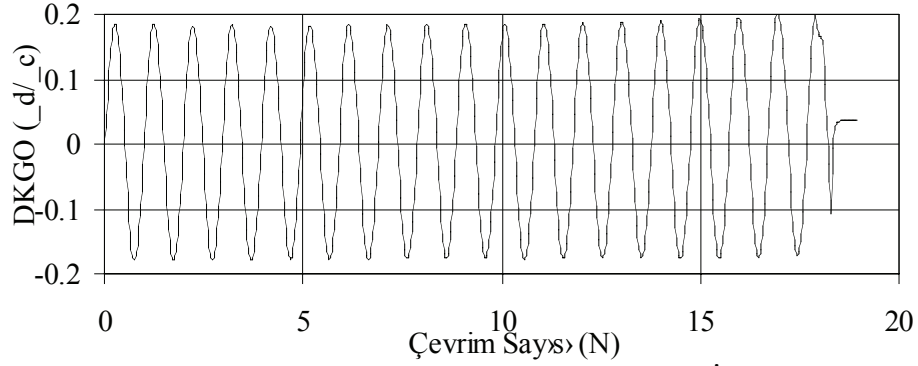
Şekil 4. Gerilme Oranının Aksel Deformasyon ve Boşluk Suyu Basıncına Oranı

## 5. DİNAMİK BURULMALI KESME DENEY SONUÇLARI

İkinci aşamada aynı  $\gamma_k$  değerinde hazırlanmış zemin numuneleri üzerinde dinamik burulmalı kesme deneyleri yapılmıştır. Şekil 5’de TDN 7 deneyinin dinamik kayma gerilmesi, birim kayma ve boşluk suyu basıncında oluşan değişimlerin sonuçları verilmiştir. TDN 7 deneyinde uygulanan dinamik kayma gerilmesi oranı  $\frac{\tau_d}{\sigma_c} = \pm 0.18$  dir.

Çevrim sayısı  $N=17$ ’de göçme kriteri  $\gamma=\pm\%2.50$  birim kayma değerine ulaşılmakta ve bu çevrim sayısında boşluk suyu basıncı oranı  $r_u=\%85$  olmaktadır.

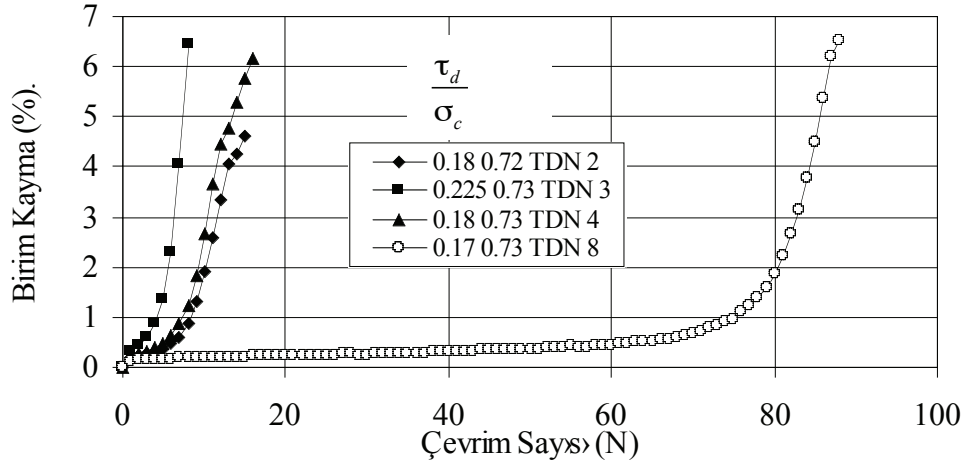




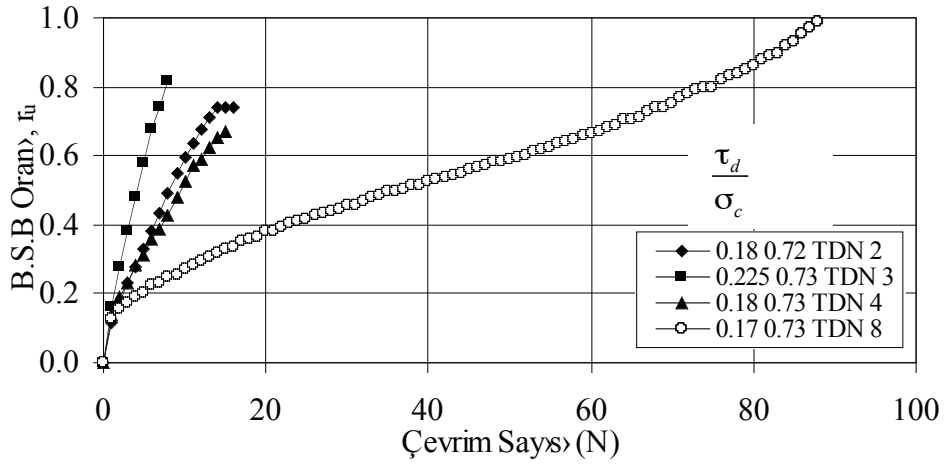
Şekil 5. TDN7 Nolu Deneye Ait Deney Sonuçları

Şekil 6'da dinamik burulmalı kesme deney sisteminde değişik dinamik kayma gerilmesi oranlarında yapılmış deneylere ait birim kayma ile boşluk suyu basıncı oranının çevrim sayısı ile ilişkisi görülmektedir. Gerilme seviyesi arttıkça zemin küçük çevrim sayılarında göçme sınırı olan  $\gamma = \pm 2.5\%$  deformasyon seviyesine ulaşmaktadır. TDN 2 ve TDN 4 deneylerinde dinamik kayma gerilmesi oranı 0.18 olup her iki deneyde de çevrim

sayısı  $N=10$ 'da birim kayma  $\gamma=\pm\%2.5$  seviyesinde ve boşluk suyu basıncı oranı  $r_u=\%57$ 'dir. TDN 3 deneyinde dinamik kayma gerilmesi oranı 0.225 olup çevrim sayısı  $N=6$ 'da birim kayma  $\gamma=\pm\%2.5$  seviyesinde ve boşluk suyu basıncı oranı  $r_u=\%68$ 'dir.



a. Birim Kayma – Çevrim Sayısı İlişkisi

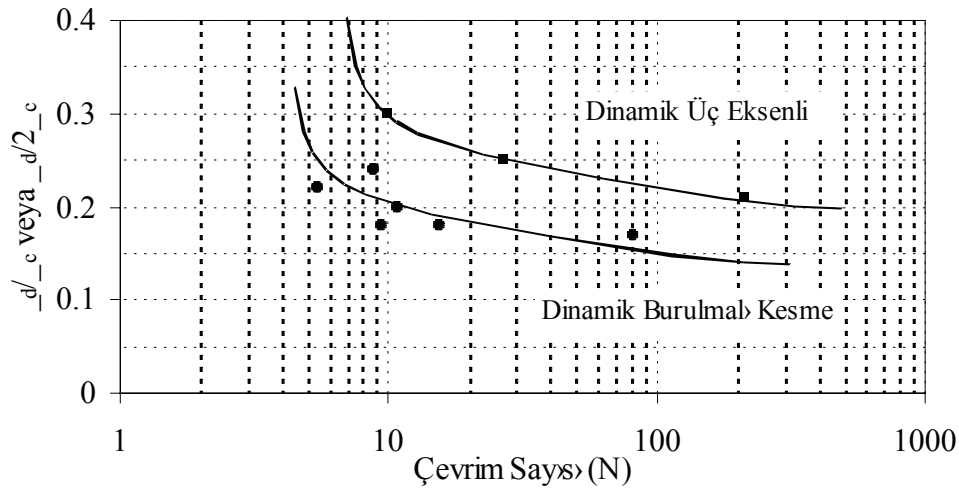


b. Boşluk Suyu Basıncı Oranı-Çevrim Sayısı İlişkisi

Şekil 6. Dinamik Burulmalı Deney Sisteminde Kullanılan Numunelerin Birim Kayma ve Boşluk Suyu Basıncı Davranışı

## 6. DİNAMİK KAYMA GERİLMESİ ORANI – ÇEVİRİM SAYISI İLİŞKİSİ

Her iki deney sisteminde yapılan deneylerin dinamik kayma gerilmesi oranı – çevrim sayısı ilişkisi Şekil 7’de görülmektedir. Dinamik üç eksenli basınç deneyi sonuçlarını dinamik burulmalı kesme deney sonuçları ile karşılaştırabilmek için eksenel birim deformasyonlar ( $\epsilon$ ) Dobry(1991) de verilen denklem ile birim kayma deformasyonlara ( $\gamma$ ) dönüştürülmüş olup birim kayma deformasyonun  $\gamma=\pm 2.5$  olduğu çevrim sayıları dikkate alınmıştır. Bu sonuçlara göre zemin numunesi dinamik üç eksenli basınç deney sisteminde daha büyük dinamik kayma gerilmesi oranlarında göçme kriterlerine ulaşmıştır.  $N=20$  çevrim sayısına eşit 7.5 büyüklüğündeki bir depremin dinamik üç eksenli basınç deneyleri sonuçlarına göre bu zeminde oluşturacağı dinamik kayma gerilmesi oranı 0.26 iken, dinamik burulmalı kesme deney sisteminde elde edilen sonuçlara göre bu değer 0.18 olmaktadır.



Şekil 7. Dinamik Kayma Gerilmesi Oranı - Çevrim Sayısı

## 7. SONUÇ

Adapazarı kent merkezinden alınan, likit limit değeri  $\omega_l=45$ , plastisite indisi  $I_p=26$  olan örselenmiş zemin numunesi dinamik üç eksenli basınç deney sisteminde ve dinamik

burulmalı kesme deney sisteminde  $\gamma_k=1.40$  t/m<sup>3</sup> olacak şekilde kuru yağmurlama yöntemiyle hazırlanarak her iki deney sisteminde farklı dinamik kayma gerilmesi oranlarında deneyler yapılmıştır. Bu deney numunelerine her iki deney sisteminde farklı dinamik gerilmeler uygulanmıştır. Gerilme oranları arttıkça zeminde oluşan boşluk suyu basıncı artarak toplam gerilmeye yaklaşmıştır. Deformasyonlarda ise büyük artışlar meydana gelmiştir. Dinamik kayma gerilmesi oranı ile  $\pm$  %2.5 kayma deformasyon seviyesine ulaşılan çevrim sayısı arasındaki ilişki incelendiğinde aynı çevrim sayısında dinamik üç eksenli deneye ait dinamik gerilme oranının dinamik burulmalı kesme deneyinden elde edilen değerden daha büyük olduğu görülmüştür.

## KAYNAKLAR

Erken, A. "The Role of Geotechnical Factors on Observed Damage in Adapazarı", Proceedings of the XV<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, İstanbul, Turkey, 2001, p.p.29-32.

Önalp, A., Sert, S., Bol, E. "Adapazarı Zeminlerinin Deprem Performansı", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 8. Ulusal Kongresi, s.375-382, 26-27 Ekim 2000, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.

Vucetic, M., Dobry, R. "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1991, Vol. 117, No. 1, pp. 89-107.

Ishihara, K.; Towhata, I.. Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads, 1983, Soils and Foundations, 23, 11-26.

## DÜŞEY DRENLERİN SAYISAL ANALİZİ

Yrd.Doç.Dr.Abdulazim Yıldız<sup>4</sup>

### ABSTRACT

Most embankment analyses are conducted under two dimensional plane strain conditions. But, the consolidation of soil around a vertical drain is more appropriately analysed as an axisymmetric problem. Hence, the vertical drain system under an embankment must be converted into equivalent plane strain model. This can be achieved by manipulating either the drain spacing and/or soil permeability. Certain simplifying assumptions are made: each single drain is assumed to work independently, soil has a constant permeability and the consolidation takes place in a uniform soil column with linear compressibility characteristics in the absence of lateral movement. Such restrictive conditions are not likely to be achieved in normally or lightly overconsolidated soils under embankment loading. This paper studies the performance of the mapping procedures when used elasto-plastic Modified Cam Clay model in the analysis. For comparison, the simulations are also performed by Plaxis 3D Foundation. The results of 2-D analyses are compared with the results of 3-D analysis.

**Key words:** Vertical Drain, Finite Element Method, Plaxis.

### ÖZET

Dolgular genellikle 2 boyutlu düzlem şekil değiştirme koşullarında analiz edilirler. Fakat, bir düşey drenin etrafındaki zeminin konsolidasyon davranışı aksenal simetrik bir problemdir. Bu nedenle, dolgu altındaki düşey dren sisteminin eşdeğer düzlem şekil değiştirme koşullarına dönüştürülmesi gerekir. Dönüştürme işlemi, drenler arası mesafe ve/veya permeabilite değerleri ayarlanarak gerçekleştirilir. Dönüştürme yöntemlerinde genellikle, her bir drenin birbirinden bağımsız çalıştığı, zeminin lineer elastik davranış gösterdiği, permeabilitenin sabit kaldığı, zeminde yanal hareketler oluşmadığı gibi birtakım kabuller

---

<sup>4</sup> Yrd. Doç. Dr. , Çukurova Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, E-mail: azim@cukurova.edu.tr

yapılır. Fakat az aşırı veya normal konsolide killerde bu kabuller geçerli değildir. Bu çalışmada, sayısal analizlerde zemin davranışı Modifiye Cam kili modeli ile modellendiğinde eşleme yöntemlerinin performansı araştırılmıştır. Karşılaştırma amacıyla problem üç boyutlu olarak da analiz edilmiştir. Çalışma sonunda iki ve üç boyutlu analiz sonuçları karşılaştırılarak eşleme yöntemlerinin doğruluğu araştırılmıştır.

**Anahtar Sözcükler:** Düşey Dren, Sonlu Elemanlar Yöntemi, Plaxis.

## GİRİŞ

Yumuşak zeminler üzerine inşa edilen dolguların davranışı geoteknik mühendisliğinin en önemli araştırma konularından biridir. Yumuşak kil zeminlerin yüksek sıkışabilirliği ve düşük permeabilitesi nedeniyle konsolidasyon oturmalarının tamamlanması uzun yıllar sürebilir. Bu tür uygulamalarda genellikle sürşarj yükü ile birlikte dolgu altına düşey kum drenlerinin inşa edilmesi ilk akla gelen zemin iyileştirme yöntemidir. Düşey kum dren sistemlerinde, drenaj boyu kısaltılarak konsolidasyonun hızlandırılması hedeflenirken aynı zamanda kil zeminin stabilitesi de arttırılmaktadır. Son yıllarda kum drenler yerine daha çok prefabrike düşey drenlerin (PDD) tercih edildiği görülmektedir. PDD'lerin daha efektif çalışması, ekonomik olması ve arazide basit ekipman ile daha hızlı inşa edilebilmesi kum drenlere göre önemli üstünlükleridir (Chai and Miura (5)). PDD'ler genellikle plastik bir çekirdek ve onu saran geotekstil filtre malzemesi ile kanal şeklinde imal edilir.

Farklı araştırmacılar tarafından zemin iyileştirme amaçlı olarak kullanılan düşey drenlerin konsolidasyon analizlerine yönelik analitik çözümler geliştirilmiştir (Carillo, (6); Baron, (1); Yoshikuni and Nakanode, (17); Hansbo, (7); Onoue, (15); Zeng and Xie, (18) v.b.). Bu araştırmalarda genellikle birim hücre yöntemi esas alınarak radyal yöndeki konsolidasyon davranışı analiz edilmiştir. Geoteknik mühendisliği ile ilgili problemlerin analizinde sonlu elemanlar yöntemi (SEY) çok yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Bu yöntem ile karmaşık geometriye ve yükleme koşullarına sahip problemler kısa zamanda ve

doğru olarak analiz edilebilmektedir. Son yıllarda dūşey drenlerin SEY ile analiz edilmesine yönelik çalışmaların sayısında önemli artışlar gözlenmektedir (Bergado, (2); Borges, (3); Hawlader, (8); Hird ve ark., (10); Kim and Lee, (13); Indraratna and Redana, (11); Lin, (14) v.b.). Genellikle dolgular, SEY ile 2 boyutlu ve düzlem Őekil değiştirme koşullarında analiz edildiği için, silindirik geometriye sahip dūşey drenlerin düzlem Őekil değiştirme koşullarına dönüştürölmesi gerekir. Eksenel simetrik geometriye sahip bir dūşey drenin eř değer düzlem Őekil değiştirme koşullarına dönüştürölmesi için çeşitli yöntemler geliştirilmiştir (Hird ve ark., (9); Indraratna and Redana, (11)). Bu yöntemlerde genellikle Barron (1) ve Hansbo (7) tarafından geliştirilen analitik çözümler esas alınmıştır. Eksenel simetriden eř değer düzlem Őekil değiştirme koşullarına dönüştürme için dūşey drenler arasındaki aralık ve/veya dren etrafındaki zeminin permeabilitesi ayarlanmaktadır. Fakat bu eşleme yöntemlerinde zeminin lineer elastik davranış gösterdiği, zemindeki deplasmanların üniform olduğu, permeabilitenin sabit kaldığı ve yatay deplasmanların oluşmadığı gibi bazı basit kabuller yapılmıştır. Oysaki yumuşak kil zeminlerde bu kabullerin geçerli olmadığı bilinmektedir. Son yıllarda özellikle yumuşak kil zemin davranışını modellemek için yeni zemin modelleri geliştirilmiştir. Dolayısıyla, sayısal analizlerde Modifiye Cam Kili modeli (Roscoe and Burlan, (16)) gibi elasto-plastik zemin modelleri kullanıldığında söz konusu eşleme yöntemlerinin performansının nasıl etkilendiğinin de araştırılması da önemli bir konudur.

Bu alışmada Plaxis 8.2 ve Plaxis 3D Foundation (Brinkgreve, (4)) bilgisayar programları kullanılarak dūşey drenlerin iki ve üç boyutlu analizleri yapılmıştır. Analizlerde zemin davranışı Modifiye Cam Kili modeli ile modellenmiştir. İki boyutlu eşdeğer düzlem Őekil değiştirme ile üç boyutlu analiz sonuçları karşılaştırılarak eşleme yöntemlerinin geçerliliği araştırılmıştır.

## **DÜŞEY DRENLERİN SAYISAL ANALİZİ**

Dolgu altına inřa edilen dūşey drenlerin sonlu elemanlar yöntemi ile iki boyutlu olarak dođrudan analiz edilmesi mümkün deđildir. Silindirik geometriye sahip olduđu kabul edilen dūşey drenlerin düzlem Őekil deđiřtirme kořullarına dönüřtürölmesi gereklidir.

Gerçekte bu tür problemlerin üç boyutlu olarak analiz edilmesi gerekir. Fakat üç boyutlu analizlerin çok fazla işlem ve zaman gerektirmesi pratik uygulamalar için uygun değildir. Bu nedenle uygun bir eşleme yöntemi ile düşey drenlerin düzlem şekil değiştirme koşullara dönüştürülmesi gereklidir. Hird ve ark. (9) tarafından geliştirilen eşleme yönteminde tek bir düşey dren esas alınarak birim hücre modeli kullanılmış ve eşdeğer düzlem şekil değiştirme koşullarına dönüştürme için aşağıdaki bağıntı önerilmiştir.

$$\frac{B}{R} = \left\{ \left( \frac{3}{2} \right) \left[ \ln \left( \frac{R}{s} \right) + \left( \frac{k}{k_s} \right) \ln \left( \frac{r_s}{r} \right) - \left( \frac{3}{4} \right) \right] \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

Bu eşleme yönteminde geometrik uygunluk dikkate alınmıştır. Bu bağıntıda, B; düzlem şekil değiştirme koşullarındaki birim hücrenin yarı genişliği, R; eksenel simetrik birim hücrenin yarı çapı,  $r_w$ ; drenin yarı çapı,  $r_s$ ; örselenmiş bölgenin yarı çapı, k; doğal zeminin yatay permeabilitesi ve  $k_s$ ; örselenmiş bölgedeki yatay permeabilitedir. Bu yöntemde, eksenel simetrik ve düzlem şekil değiştirme durumları için permeabilitenin değişmediği kabul edilir ve analizlerde örselenmiş bölgenin gösterilmesine gerek yoktur. Hird ve ark. (9) tarafından önerilen diğer yöntemde ise, model geometrisi korunarak eşleme için permeabilite değerleri eksenel simetrik ve düzlem şekil değiştirme koşulları arasında dönüştürülür (Permeabilite eşleme).

$$\frac{k_{pl}}{k_{ax}} = \frac{2}{3 \left[ \ln \left( \frac{R}{r_s} \right) + \left( \frac{k_{ax}}{k_s} \right) \ln \left( \frac{r_s}{r_w} \right) - \left( \frac{3}{4} \right) \right]} \quad (2)$$

Burada  $k_{pl}$  ve  $k_{ax}$  sırasıyla düzlem şekil değiştirme ve eksenel simetrik koşullardaki permeabilite değerleridir. Ayrıca hem geometrik hem permeabilite değerleri dönüştürülmek suretiyle de eşleme işlemi gerçekleştirilebilir (Birleşik eşleme).

$$\frac{k_{pl}}{k_{ax}} = \frac{2B^2}{3R^2 \left[ \ln \left( \frac{R}{r_s} \right) + \left( \frac{k_{ax}}{k_s} \right) \ln \left( \frac{r_s}{r_w} \right) - \left( \frac{3}{4} \right) \right]} \quad (3)$$

Bu son yöntem, daha çok sonlu elemanlar ağının istenen geometrik koşullara göre ayarlanması için kullanılır.



## İKİ VE ÜÇ BOYUTLU SONLU ELEMEN MODELLEMESİ

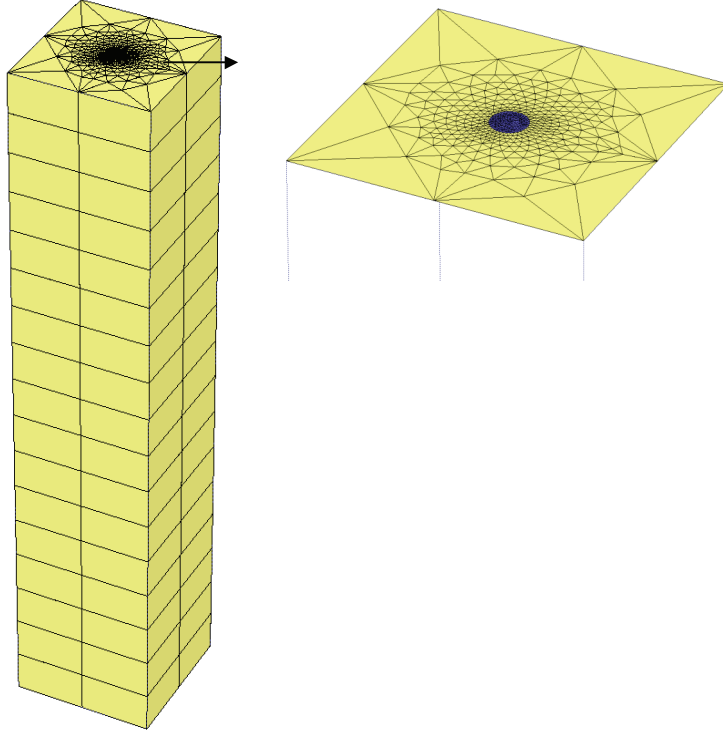
Sayısal analizlerde tek bir düşey dren ve onun etki bölgesi esas alınmıştır. Üç boyutlu analizlerde kullanılan birim hücre modeli Şekil 1’de görülmektedir. Düşey dren ile ilgili bilgiler Tablo 1’de verilmektedir. Düşey dren uzunluğu 10m, eşdeğer dren çapı 0,67cm ve eşdeğer dren etki bölgesinin çapı ise 1.13m’dir. Sayısal analizler üç seri olarak yapılmıştır.

Tablo 1. Dren özellikleri

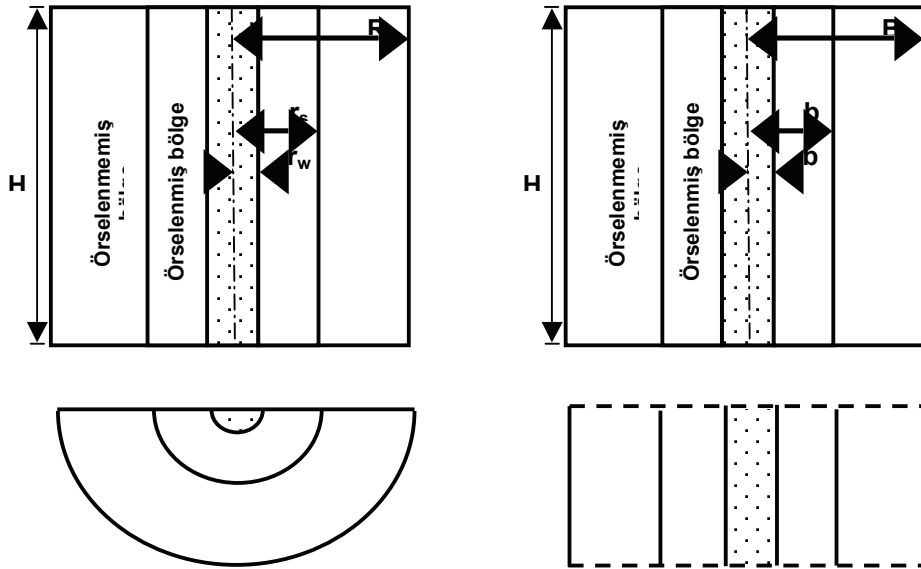
Dren yerleştirme modeli	Kare
Drenler arası mesafe (m)	1
Ortalama dren genişliği	98.7
Dren kalınlığı (mm)	6.83
Boşaltım kapasitesi (m <sup>3</sup> /yıl)	157

### *I. Seri Analizler*

Bu serideki sayısal analizlerde, Hird ve ark. (9) tarafından önerilen eşleme yöntemlerinin doğruluğu araştırılmıştır. Analizlerde, düşey dren ve onun etki bölgesi aksel simetrik koşullardan eşdeğer düzlem deformasyon koşullarına geometrik, permeabilite ve birleşik eşleme yöntemleri kullanılarak dönüştürülmüştür (Şekil 2). Sayısal analizlerde; eşleme yöntemlerindeki basit kabuller aynen korunarak zemin davranışının lineer elastik olduğu kabul edilmiştir. Zeminin birim hacim ağırlığı 15 kN/m<sup>3</sup>, elastisite modülü 1000 kN/m<sup>2</sup> ve poisson oranı ise sıfır alınmıştır. Tüm serilerdeki analizlerde yatay ve düşey permeabiliteler birbirine eşit ve 10<sup>-3</sup> m/gün alınmıştır. Hesaplamalar sonucunda her üç farklı eşleme yöntemi ile elde edilen oturma-zaman eğrileri Şekil 3’de görülmektedir. Bu sonuçlardan üç eşleme yönteminin de aynı sonuçları verdiği görülmektedir. Şekil 4’de ise eşdeğer düzlem deformasyon analiz sonuçları ile 3 boyutlu analiz sonuçları karşılaştırılmış ve eşdeğer yöntemin 3 boyutlu analiz sonuçları ile çok iyi bir uyum içerisinde olduğu görülmüştür.



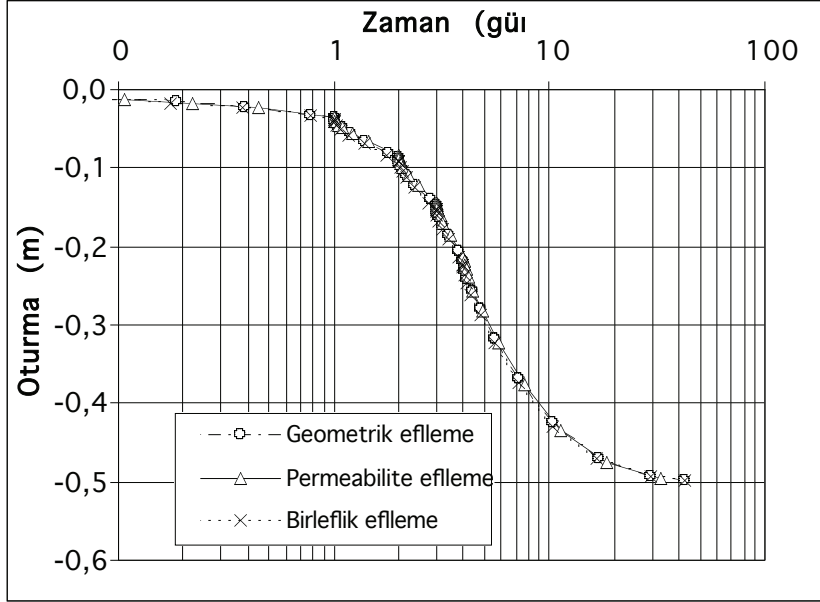
Şekil 1. Üç boyutlu model



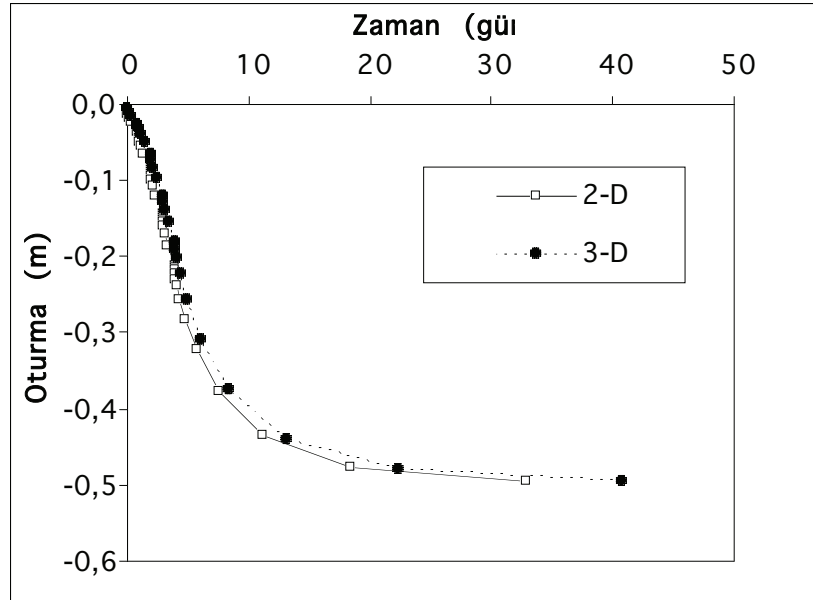
(a) Eksenel simetrik

(b) Düzlem deformasyon

Şekil 2. Birim hücre modeli



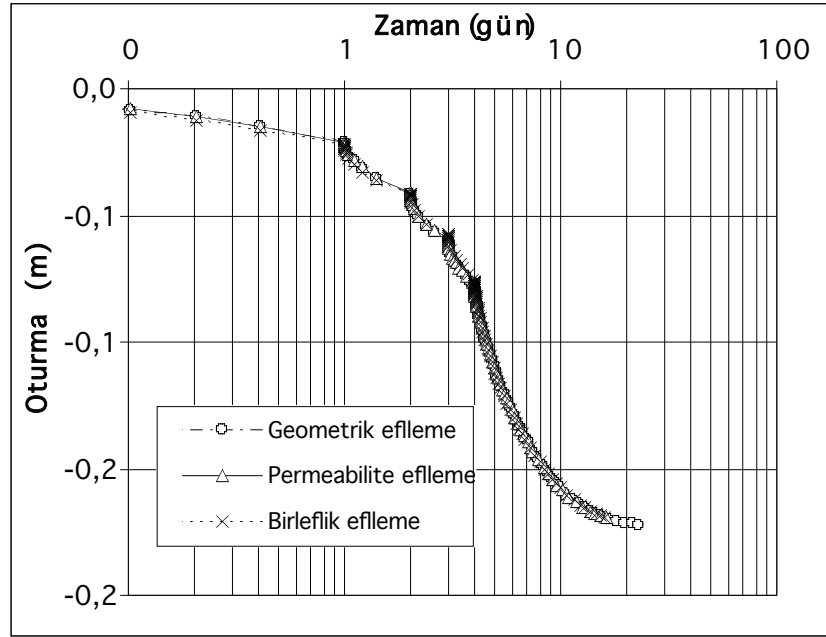
Şekil 3. Üç eşleme yöntemi için lineer elastik model ile elde edilen sonuçlar



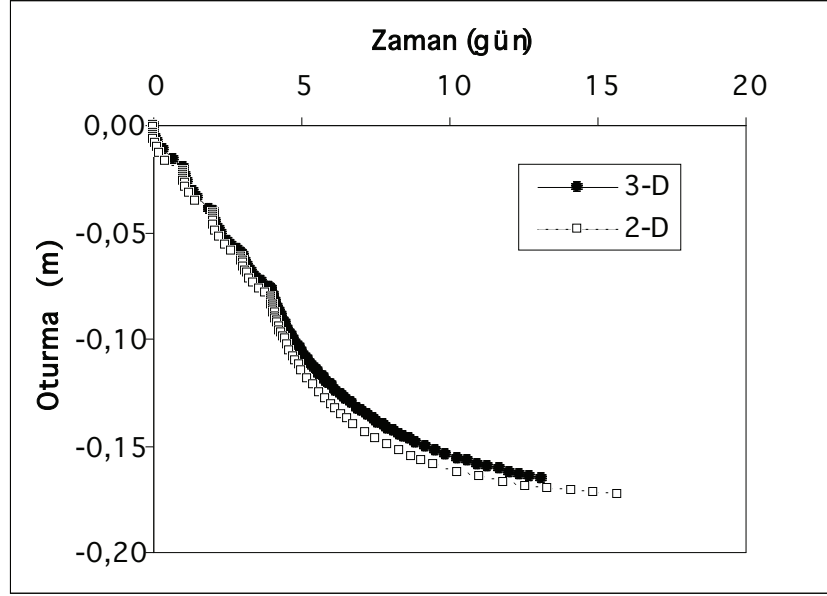
Şekil 4. İki ve üç boyutlu analiz sonuçları

## II. Seri Analizler

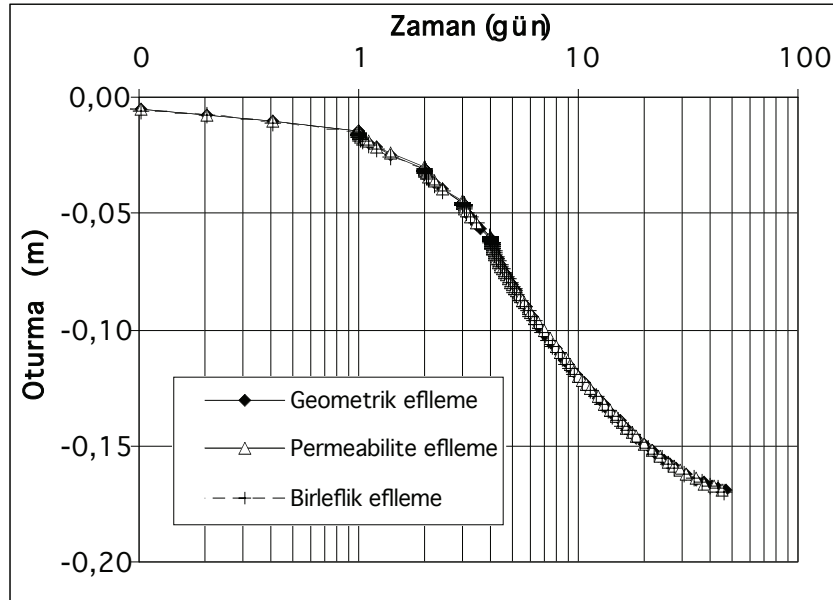
Bu serideki analizlerde zemin davranışı, elasto-plastik zemin modeli Modifiye Cam Kili ile modellendiğinde eşleme yöntemlerinin performansının nasıl etkilendiği araştırılmıştır. Modifiye Cam Kili zemin parametreleri;  $\lambda=0.3$ ,  $\kappa=0.03$ ,  $\nu'=0.2$ ,  $\phi'=28.8^\circ$ ,  $POP=40\text{kN/m}^2$  ve  $\gamma=15\text{ kN/m}^3$  olarak alınmıştır. Modifiye Cam Kili kullanıldığında üç eşleme yöntemi ile elde edilen oturma-zaman eğrileri Şekil 5'de görülmektedir. Üç farklı eşleme yöntemi ile yapılan hesaplamalarda aynı sonuçlar elde edilmiştir. Eşdeğer düzlem deformasyon analiz sonuçları ile 3 boyutlu analiz sonuçları ise Şekil 6'da karşılaştırılmıştır. Sonuçlar arasındaki uyumun oldukça iyi olduğu görülmektedir.



Şekil 5. Üç eşleme yöntemi için Modifiye Cam Kili modeli ile elde edilen sonuçlar



Şekil 6. İki ve üç boyutlu analiz sonuçları

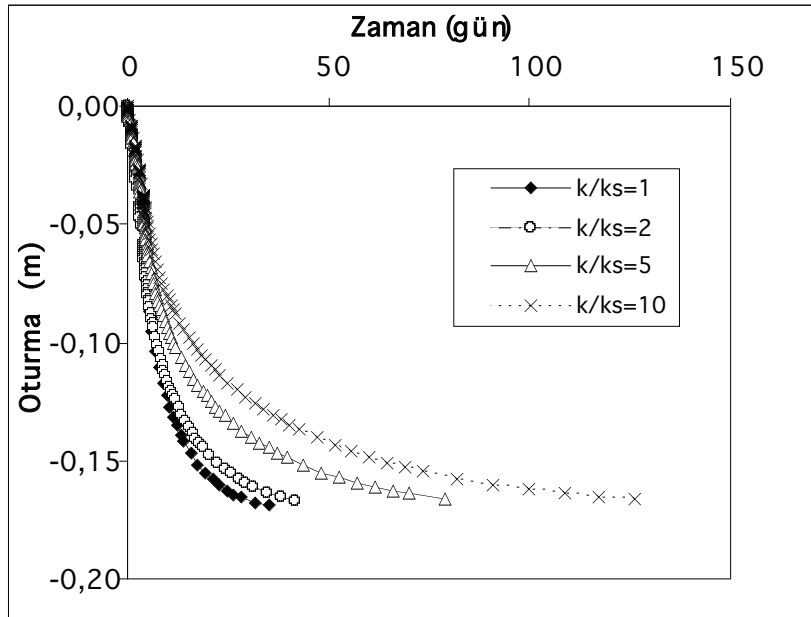


Şekil 7. Örselenme dikkate alındığında üç eşleme yöntemi için sayısal analiz sonuçları

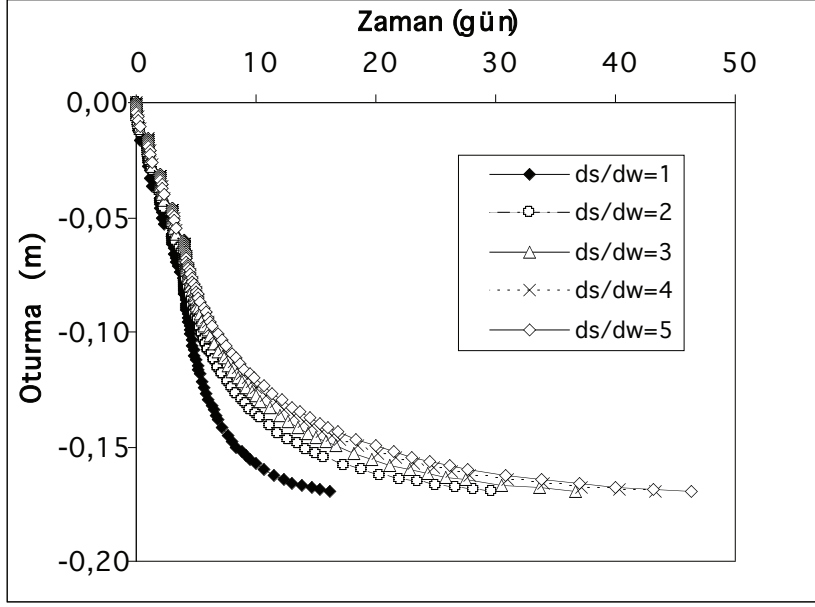
### III. Seri Analizler

Düşey drenler, çelik muhafaza (mandrel) yardımıyla zemin içerisine çakılarak ya da itilerek yerleştirilir. Bu esnada düşey dren etrafındaki zemin içerisinde önemli ölçüde

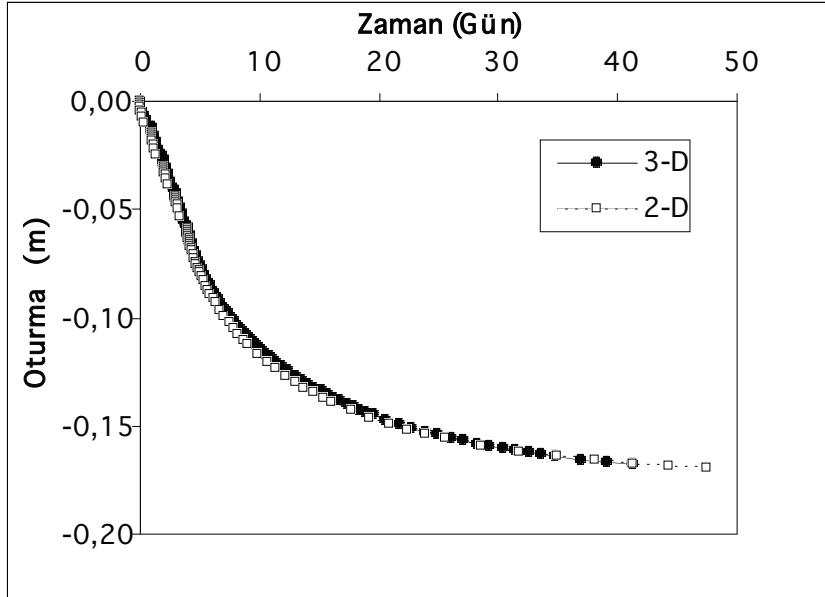
örselenmeler meydana gelir. Bu örselenme, zemin yapısına, drenlerin yapım şekline, muhafazanın boyutlarına ve şekline bağlıdır. Dolayısıyla analizlerde örselenmiş bölgenin kalınlığı ve bu bölge içerisindeki permeabilite değerindeki değişimin sayısal analizlerde dikkate alınması gerekir. Bu serideki analizlerde düşey drenlerin inşası sırasında zeminde meydana gelen örselenme etkisi (smear effect) dikkate alınarak II. Serideki analizler tekrarlanmıştır. Bu seride çelik muhafaza nedeniyle zeminde meydana gelen örselenmelerin sonuçlara ve eşleme yöntemlerinin performansına etkisinin olup olmadığı araştırılmıştır. Şekil 7’de  $d_s/d_w=5$  ve  $k/k_s=5$  için üç eşleme yöntemi ile hesaplanan sonuçlar karşılaştırılmış ve üç yöntemin de aynı sonuçları verdiği görülmüştür. Şekil 8 ve 9’da örselenmiş bölgenin çapı ve permeabilitesinin sonuçlara etkisini araştırmak üzere yapılan hesaplama sonuçları görülmektedir. Önce  $d_s/d_w=5$  sabit tutularak örselenmiş bölgedeki permeabilitenin ( $k_s$ ) etkisi, daha sonra  $k/k_s=5$  sabit tutularak örselenmiş bölge ( $d_s$ ) kalınlığının sonuçlar üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Şekil 8 ve 9’dan her iki parametrenin de sonuçlar üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu görülmektedir. Şekil 10’da ise,  $d_s/d_w=5$  ve  $k/k_s=5$  için eşdeğer düzlem deformasyon sonuçları ile üç boyutlu analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. İki boyutlu eşdeğer yöntem ile üç boyutlu analiz sonuçları arasındaki uyumun oldukça iyi olduğu görülmektedir.



Şekil 8. Örselenmiş bölgedeki permeabilitenin sonuçlara etkisi



Şekil 9. Örselenmiş bölge kalınlığının sonuçlara etkisi



Şekil 10. İki ve üç boyutlu analiz sonuçları

## SONUÇLAR

Bu çalışmada, dolgular altına inşa edilecek düşey drenlerin 2 boyutlu olarak düzlem şekil değiştirme koşullarında analiz edilebilmesi için geliştirilen yöntemlerin doğruluğu 3 boyutlu analiz sonuçları ile karşılaştırılarak araştırılmıştır. Sayısal analizlerde sonlu elemanlar yöntemine dayalı PLAXIS V8.2 ve PLAXIS 3D FOUNDATION bilgisayar programları kullanılmıştır. Eksenel simetrik koşullara sahip düşey drenler, Hird ve ark. (7) tarafından geliştirilen eşleme yöntemleri kullanılarak eşdeğer düzlem şekil değiştirme koşullarına dönüştürülmüştür. Bu araştırma sonucunda elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

**Düşey drenlerin iki boyutlu olarak analiz edilebilmesi için eksenel simetrik koşullardan düzlem şekil değiştirme koşullara dönüştürülmesi gerekir.**

**Sayısal analizlerde elasto-plastik zemin modeli kullanıldığında ve örselenme etkisi dikkate alındığında Hird ve ark. (7) tarafından geliştirilen üç yöntem de aynı sonuçları vermektedir. Bu yöntemler içerisinde kullanım kolaylığı ve sonlu elemanlar ağı üzerinde kontrol imkanı sağlaması açısından birleşik eşleme yöntemi en pratik olanıdır.**

**Sayısal analizlerde elasto-plastik zemin modeli kullanıldığında iki boyutlu eşdeğer model ile üç boyutlu analiz sonuçları arasındaki uyum oldukça iyidir. Dolgu altına inşa edilecek düşey drenler, Hird ve ark. (7) tarafından geliştirilen eşleme yöntemleri kullanılarak iki boyutlu düzlem şekil değiştirme koşullarda analiz edilebilir.**

**Örselenmiş bölgenin kalınlığı ve permeabilitesi sayısal analizlerde dikkate alınmalıdır. Ayrıca sayısal analizlerin doğruluğu açısından düşey dren etrafındaki örselenmiş bölgenin permeabilitesindeki etkilenmeye ilave olarak sıkışabilirliği ile ilgili değişimlerin de dikkate alınması gerekir.**



## KAYNAKLAR

1. Barron, R.A., Consolidation of fine-grained soils by drain wells. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 113, 718–743, 1948.
2. Bergado, D.T., Mukherjee, K., Alfaro, M.C., Balasubramaniam, A.S., Prediction of vertical-band-drain performance by the finite-element method. Geotextiles and Geomembranes, 12, 567-586, 1993.
3. Borges, J. L., Three-dimensional analysis of embankments on soft soils incorporating vertical drains by finite element method, Computers and Geotechnics, 31, 665-676, 2004.
4. Brinkgreve, R.B.J., PLAXIS, Finite element code for soil and rock analyses. Rotterdam: Balkema, 2002.
5. Chai, J. C., and Miura, N., Investigation of factors affecting vertical drain behavior. J. Geotech. and Geoenviron. Engrg., ASCE, 125(3), 216–226, 1999.
6. Carrillo, N., Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation of soils. J. Math. Phys., 21, 1–5, 1942.
7. Hansbo, S., Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. In Proc. of the 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng., Stockholm, 3, 677–682, 1981.
8. Hawlader, B. C., Imaib, G., Muhunthanc, B., Numerical study of the factors affecting the consolidation of clay with vertical drains, Geotextiles and Geomembranes, 20, 213-239, 2002.
9. Hird, C.C., Pyrah, I.C., Russell, D., Finite element modeling of vertical drains beneath embankments on soft ground. Géotechnique, 42. 499-511, 1992.
10. Hird, C.C., Pyrah, I.C., Russell, D., Cinicioglu, F., Modelling the effect of vertical drains in two-dimensional finite element analyses of embankments on soft ground. Canadian Geotechnical Journal, 32. 795-807, 1995.

11. Indraratna, B. & Redana, I.W., Laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation. *J. Geotech. and Geoenvironmental Engineering*, 124, 180-184, 1998.
12. Indraratna, B. & Redana, I. W., Numerical modeling of vertical drains with smear and well resistance installed in soft clay. *Can. Geotech. J.*, 37, 132–145, 2000.
13. Kim, Y.T. & Lee, S.R., An equivalent model and back-analysis technique for modelling in situ consolidation behavior of drainage-installed soft deposits. *Comput. Geotech.*, 20(2), 125–142, 1997.
14. Lin, D.G., Kim, H.K. & Balasubramaniam, A.S., Numerical modelling of prefabricated vertical drain. *Geotech. Eng. J., Southeast Asian Geotechnical Society*, 31(2), 109–125, 2000.
15. Onoue, A., Consolidation by vertical drains taking well resistance and smear into consideration. Technical note. *Soils and Foundations* 28 (4), 165–174, 1988.
16. Roscoe K. H, Burland J. B., On the generalized stress-strain behaviour of ‘wet’ clay. *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press: 553-609, 1968.
17. Yoshikuni, H. & Nakanodo, H., Consolidation of fine-grained soils by drain wells with finite permeability. *Soil Mech. Found. Eng.*, 14(2), 35–46, 1974.
18. Zeng, G.X., Xie, K.H., New development of vertical drain theories. *Proceedings of the 12th ICSMFE, Rio de Janeiro*, 2, 1435–1438, 1989.

**KATI ATIK DEPOLAMA ALANLARINDAKİ KİL ŞİLTELERİN  
LİKİT LİMİTİNE TUZ ÇÖZELTİ SICAKLIĞININ ETKİSİ  
EFFECT OF SALT SOLUTION TEMPERATURE ON THE LIQUID LIMIT  
OF CLAY LINERS IN SOLID WASTE DISPOSAL LANDFILLS**

**Z.N. KURT<sup>5</sup>, S. ARASAN<sup>6</sup>, U. HAMUTCU<sup>7</sup>, R.K. AKBULUT<sup>8</sup>**

**ABSTRACT**

Clay liners are exposed there to various chemical, biological, and physical events and these clay liners are affected by temperature of the resulting leachate. In this study, the liquid limit tests were conducted on clay samples using NaCl and KCl solutions at different concentrations and temperatures (20°C, 40°C, and 60°C). The test results showed that the liquid limit decreased with increasing concentration and temperature of salt solutions. However, the liquid limit increased with increasing the temperature of distilled water.

**Keywords:** Temperature, salt, liquid limit, clay liner

**ÖZET**

Depolama alanlarındaki kil şiltelerin, atık bünyesinde fiziksel, biyolojik ve kimyasal etkileşim sonucunda meydana gelen sızıntı suyunun sıcaklığından etkilendiği bilinmektedir. Bu çalışmada, farklı sıcaklıklarda (20°C, 40°C ve 60°C) ve konsantrasyonlarda hazırlanan NaCl ve KCl çözeltileri ile kil numuneleri üzerinde likit limit deneyleri yapılmıştır. Deney sonuçları, tuz çözelti konsantrasyonu ve sıcaklığının

---

<sup>5</sup> Arş. Gör., Atatürk Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü 25240 Erzurum ,  
znkurt@atauni.edu.tr

<sup>6</sup> Arş. Gör., Atatürk Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü 25240 Erzurum ,  
arasan@atauni.edu.tr

<sup>7</sup> Arş. Gör., Atatürk Üniversitesi, Pasinler Meslek Yüksekokulu 25300 Erzurum ,  
uhamutcu@atauni.edu.tr

<sup>8</sup> Arş. Gör., Atatürk Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü 25240 Erzurum ,  
rkakbulut@atauni.edu.tr

artmasıyla likit limitin azaldığını, buna karşın damıtık su ile yapılan deneylerde ise sıcaklığın artmasıyla likit limitin arttığını göstermiştir.

**Anahtar Sözcükler:** Sıcaklık, tuz, likit limit, kil şilte

## 1. GİRİŞ

Depolama alanlarındaki kil şilteler, atık bünyesinde fiziksel, biyolojik ve kimyasal etkileşim sonucunda meydana gelen sızıntı suyu sıcaklığından etkilendiği bilinmektedir. Dolayısıyla, killerin geoteknik özelliklerinin belirlenmesinde saf ya da şebeke suyunun laboratuvar sıcaklığında kullanılması arazi şartlarını temsilden uzaktır.

Atık depolama alanlarında oluşan sızıntı suları ve sıcaklık değişimleri kil şiltelerin geoteknik özelliklerini önemli şekilde etkilemektedir (Schmitz et al. 2004; Romero et al., 2005). Bu etkilerin incelenmesi, geçirimsizlik elemanı olarak kullanılan kil veya geosentetik kil şiltelerin atık depolama alanlarındaki davranışlarını belirleyebilmek için önemlidir. Bu kapsamda, literatürde kimyasalların kil ve geosentetik kil şiltelerin, geoteknik özellikleri üzerindeki etkisini konu alan bir çok çalışma bulunmaktadır (Gleason et al., 1997; Alawaji, 1999; Lee et. al., 2005). Birçok araştırmacı da sıcaklığın killerin geoteknik özellikleri üzerinde etkisini araştırmışlardır (Romero et. al., 2001; Villar and Lloret, 2004; Villar et. al., 2005).

Kıvam limitleri, kil davranışının önemli bir göstergesidir (Jefferson and Rogers, 1998). Zeminlerin geçirimsizlik, sıkışabilirlik, şişme, kayma dayanımı gibi birçok mühendislik özellikleri kıvam limitleri ile ilişkilidir (Sharma and Lewis, 1994; Abdullah et al., 1999). Bu sebeple, zeminlerin belirlenmesi uzun süren bazı özelliklerinin tahmininde kıvam limitleri ile yapılan kolerasyonlar kabul edilebilir bir doğrulukla kullanılabilir.

Bu çalışmada, arazi şartlarında kil şiltelerin maruz kaldığı etkileşimi temsil etmek için laboratuvarda deneyler yapılmıştır. Farklı sıcaklıklarda (20<sup>0</sup>C, 40<sup>0</sup>C ve 60<sup>0</sup>C) ve

konsantrasyonlarda hazırlanan NaCl ve KCl çözeltileri ile kil numuneleri üzerinde likit limit deneyleri yapılmıştır. Referans olarak damıtık su ile yapılan deneyler referans alınmıştır. Her bir deney, sonuçların güvenilirliği açısından en az üç kez tekrarlanmıştır.

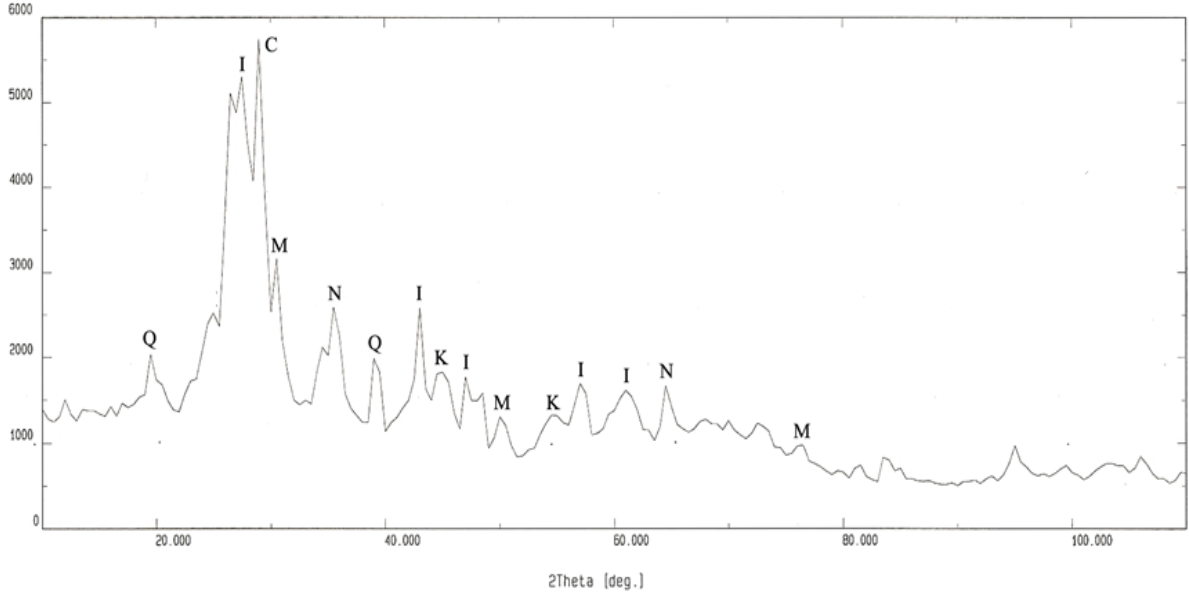
## 2. MATERYAL ve YÖNTEM

### 2.1 Kullanılan Malzemeler

Deneylerde, yüksek plastisiteli (CH sınıfı) kil kullanılmıştır. Bu kile ait bazı geoteknik özellikler laboratuvar deneyleri ile belirlenmiştir. Kilin belirlenen geoteknik özellikleri Tablo 1’de, XRD grafiği ise Şekil 1’de verilmiştir. XRD analizi sonuçları kullanılan kilde hakim kil mineralinin illit olduğunu göstermiştir. Deneylerde, sodyum klorür (NaCl) ve potasyum klorür (KCl) tuzları 0,25M, 1M ve 4M konsantrasyonlarda kullanılmıştır (Tablo 2). Tuz çözeltileri Tablo 2’te verilen çözünürlük sıcaklıkları dikkate alınarak hazırlanmıştır.

**Tablo 1.** Deneylerde kullanılan kilin özellikleri

			CH Kili
Kil İçeriği,	< 0,002 mm	(%)	29
İnce Dane İçeriği,	<0,075 mm	(%)	99
Özgül Ağırlık,	G <sub>s</sub>		2.65
Likit Limit,	w <sub>L</sub>	(%)	57
Plastik Limit,	w <sub>P</sub>	(%)	29
Plastisite İndisi	I <sub>P</sub>	(%)	28



**Şekil 1.** Deneyleerde kullanılan kilin XRD grafiği

**Tablo 2.** Deneyleerde kullanılan tuzlar ve çözünürlükleri (Anonim, 2007)

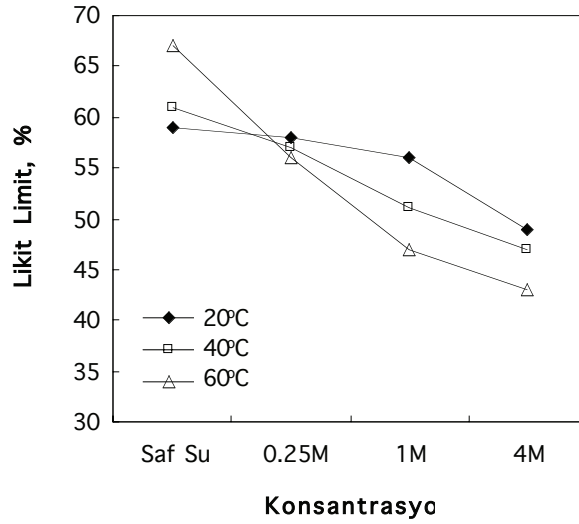
Kimyasalın İsmi	Formülü	Molekül Ağırlığı (gr)	Çözünürlük [g/100 g H <sub>2</sub> O (°C)]
Sodyum klorür	NaCl	58,4	35,85 (20)
Potasyum klorür	KCl	74,5	34.2 (20)

## 2.2. Likit Limit Deneyleeri

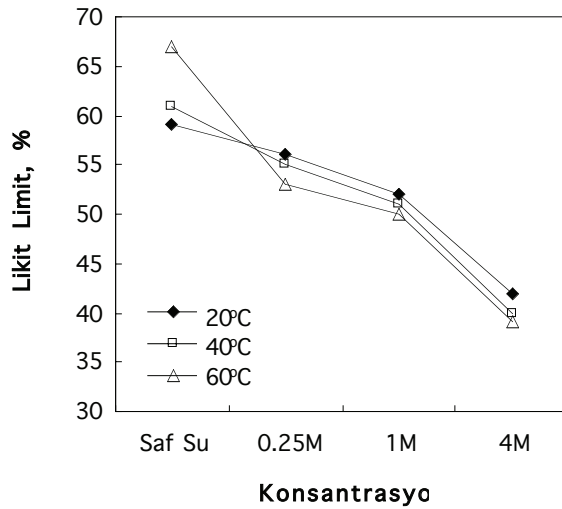
20<sup>0</sup>C, 40<sup>0</sup>C ve 60<sup>0</sup>C sıcaklıklarında hazırlanan saf su ve tuz çözeltileri kil ile karıştırılmıştır. Karışımın sıcaklığının değişmemesi için numuneler 24 saat boyunca aynı sıcaklıktaki su banyosunda ısıya dayanıklı cam kaplar içinde bekletilmiştir. 24 saat sonunda kaplardan çıkarılan numuneler üzerinde sıcaklık kaybını önlemek için hızlı bir şekilde likit limit deneyleeri yapılmıştır. Likit limit deneyleerinde BS 1377, Part 2, 1990 esas alınmış ve koni penetrasyon yöntemi tercih edilmiştir.

### 3. BULGULAR ve TARTIŞMA

NaCl ve KCl tuz çözeltileri için, deneylerden elde edilen tuz konsantrasyonu-likit limit ilişkileri sırasıyla Şekil 2 ve Şekil 3'te verilmiştir. Şekillerden görüleceği gibi tüm sıcaklıklarda likit limit, tuz konsantrasyonlarının artmasıyla azalmıştır. Benzer şekilde, Gleason et al. (1997) ve Schmitz et al. (2004) yaptıkları çalışmalarda tuz konsantrasyonunun artmasıyla likit limitin azalacağını ifade etmişlerdir.

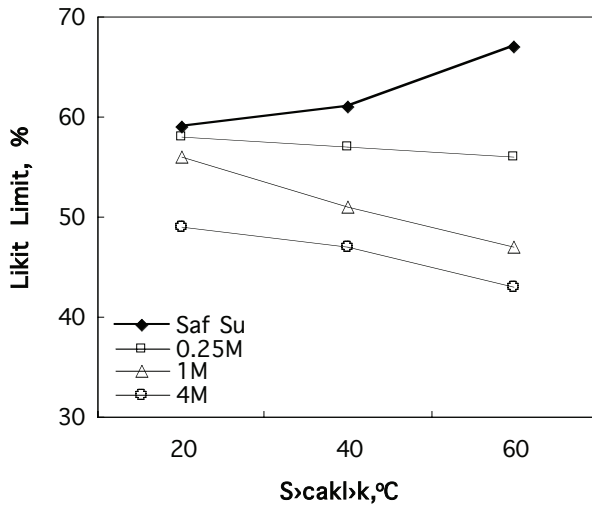


Şekil 2. Likit limitin NaCl tuz konsantrasyonu ile değişimi

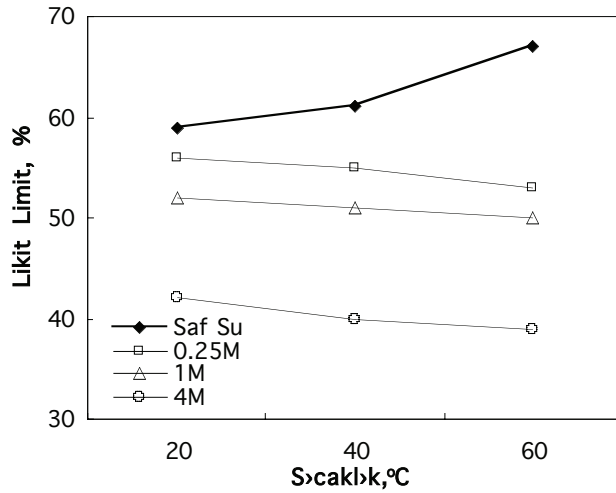


Şekil 3. Likit limitin KCl tuz konsantrasyonu ile değişimi

Deneylerden elde edilen sıcaklık-likit limit ilişkileri ise NaCl ve KCl tuz çözeltileri için sırasıyla Şekil 4 ve Şekil 5'te verilmiştir. Şekillerden görüleceği gibi saf su ile yapılan deneyler sonucunda, sıcaklığın artmasıyla likit limit artmıştır. Benzer olarak, Jefferson and Rogers (1998) çalışmalarında smektit kili üzerinde yaptıkları likit limit deneyleri sonucunda, sıcaklığın artmasıyla likit limitin arttığını ifade etmişlerdir.



Şekil 4. NaCl tuzu için likit limitin sıcaklık ile değişimi



Şekil 5. KCl tuzu için likit limitin sıcaklık ile değişimi



Buna rağmen, NaCl ve KCl tuz çözeltileri için farklı sıcaklıklarda yapılan deneyler sonucunda, sıcaklığın artmasıyla likit limitin azaldığı tespit edilmiştir. Saf su ve tuz çözeltileri ile yapılan farklı sıcaklıklardaki likit limit deneylerinde ortaya çıkan bu farklılığın; kilin yapısının tuz çözeltileri etkisinde bozulması ve difüzyon çift tabaka (Diffusion Double Layer-DDL) kalınlığının azalmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.

#### **4. SONUÇLAR**

Bu çalışmada, yüksek plastisiteli bir kil üzerinde farklı sıcaklıklarda (20<sup>0</sup>C, 40<sup>0</sup>C ve 60<sup>0</sup>C), NaCl ve KCl tuz çözeltilerinin değişik konsantrasyonlarında (0,25M, 1M ve 4M) bir seri likit limit deneyi yapılmıştır. Saf su ile yapılan likit limit deneylerinde, sıcaklığın artmasıyla likit limitin arttığı bulunmuştur. Buna karşın, tuz çözeltilerinin kullanıldığı deneylerde ise konsantrasyon ve sıcaklığın artmasıyla likit limitin azaldığını tespit edilmiştir.

#### **KAYNAKLAR**

- Abdullah, W.S., Alshibli, K.A., Al-Zou'bi, M.S., 1999. Influence of pore water chemistry on the swelling behavior of compacted clays. *Applied Clay Science* 15, 447-462.
- Alawaji, H.A., 1999. Swell and compressibility characteristics of sand-bentonite mixtures inundated with liquids. *Applied Clay Science* 15, 411-430.
- Anonim, 2007. <http://www.kimyaevi.org/dokgoster.asp?dosya=903000005> (21.06.2007).
- Gleason, M.H., Daniel, D.E., Eykholt, G.R., 1997. Calcium and sodium bentonite for hydraulic containment applications. *J. Geotech. Geoenv. Eng.* 123(5), 438-445.
- Jefferson, I., Rogers, C.D.F., 1998. Liquid limit and the temperature sensitivity of clays. *Engineering Geology* 49, 95-109.
- Lee, J.M., Shackelford, C.D., Benson, C.H., Jo, H.Y., Edil, T.B., 2005. Correlating index properties and hydraulic conductivity of geosynthetic clay liners: *J. Geotech. Geoenv. Eng.* 131(11), 1319-1329.

- Romero, E., Gens, A., Lloret, A., 2001. Temperature effects on the hydraulic behaviour of an unsaturated clay. *Geotechnical and Geological Engineering*, 19, 311-332.
- Romero, E., Villar, M.V., Lloret, A., 2005. Thermo-hydro-mechanical behaviour of two heavily overconsolidated clays. *Engineering Geology*, 81, 255-268.
- Schmitz, R.M., Schroeder, C., Charlier, R., 2004. Chemo-mechanical interactions in clay: a correlation between clay mineralogy and Atterberg limits. *Applied Clay Science* 26, 351-358.
- Sharma, H.D., Lewis, S.P., 1994. Waste containment systems, waste stabilization, and landfills: design and evaluation. John Wiley & Sons Inc., Canada, 588 pp.
- Villar, M.V., Lloret, A., 2004. Influence of temperature on the hydro-mechanical behaviour of a compacted bentonite. *Applied Clay Science*, 26, 337-350.
- Villar, M.V., Martin, P.L., Barcala, J.M., 2005. Modification of physical, mechanical and hydraulic properties of bentonite by thermo-hydraulic gradients. *Engineering Geology*, 81, 284-297.

## **EFFECT OF GEOSYNTHETICS ON THE COMPRESSIBILITY OF SOILS**

**Elif ÇİÇEK**

Doktora Öğrencisi  
Atatürk Üniversitesi  
Erzurum, Türkiye

**Temel YETİMOĞLU**

Prof.Dr.  
Atatürk Üniversitesi  
Erzurum, Türkiye

**Erol GÜLER**

Prof.Dr.  
Boğaziçi Üniversitesi  
İstanbul, Türkiye

### **ABSTRACT**

Geosynthetics are used in various fields for improvement in geotechnical engineering. In this study, the effect of geosynthetics on maximum dry unit weight was attempted to be examined by modified Proctor compaction tests on two different soil samples with woven geotextile layers placed inside. First of all, the index properties of the soils used were investigated and modified Proctor compaction tests were conducted to determine the maximum dry unit weights. Then modified Proctor compaction tests were conducted with geosynthetic sheets placed among the soil layers and the maximum dry unit weights were calculated and evaluated.

## ZEMİNLERİN SIKIŞTIRILABİLİRLİĞİNE GEOSENTETİKLERİN ETKİSİ

**Elif ÇİÇEK**

Doktora Öğrencisi  
Atatürk Üniversitesi  
Erzurum, Türkiye

**Temel YETİMOĞLU**

Prof.Dr.  
Atatürk Üniversitesi  
Erzurum, Türkiye

**Erol GÜLER**

Prof.Dr.  
Boğaziçi Üniversitesi  
İstanbul, Türkiye

### ÖZET

Geosentetikler, geoteknik mühendisliğinde iyileştirme amacıyla birçok alanda kullanılmaktadırlar. Bu çalışmada, geosentetik malzeme olan örgülü geotekstil iki farklı zemin örneği içerisinde tabakalar halinde serilerek maksimum kuru birim hacim ağırlığına etkisi modifiye kompaksiyon deneyleri ile araştırılmaya çalışılmıştır. Öncelikle, kullanılan zemin sınıflarının indeks özellikleri belirlenmiş ve maksimum birim hacim ağırlıklarının belirlenmesi için de modifiye kompaksiyon deneyleri yapılmıştır. Daha sonra tabakalar halinde serilen zemin örnekleri arasına geosentetik levhaları konarak modifiye kompaksiyon deneyleri yapılmış ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkları bulunarak, hesap sonuçları değerlendirilmiştir.

## **1. GİRİŞ**

Geosentetikler artan çeşitleri ve fonksiyonları ile birçok farklı projede uygulama alanı bulmuşlardır. Geosentetik malzeme çeşitlerinden olup üretim yöntemlerine göre örgülü ve örgüsüz olarak bulunan geotekstiller birçok zemin problemine çözüm getirmektedir. Geotekstiller; yollarda, şevlerde, istinat yapılarında, yumuşak zemine oturan dolgularda, temel altlarında ve kazıklı temellere oturan dolgularda olmak üzere birçok uygulama projesinde zeminlerin iyileştirilmesi amacıyla başarıyla kullanılmaktadır (1).

Bilindiği üzere, inşaat alanındaki tabii zeminin yerine daha iyi özelliklere sahip zeminin konulması, inşaat sahası kotunu yükseltmek ve karayolu-havaalanı kaplama altı düzenlenmesi, v.b. amaçlarla da dolgular yapılmaktadır. Bu dolgular yapılırken iyileştirme amacıyla aralara geotekstiller konmaktadır. Başka bir sahadan alınarak inşaat alanına götürülen zeminlerin gelişigüzel dolgu sahasına dökülmesi, elde edilecek dolgu tabakasında yüksek boşluk oranı, su geçirimsizliği ve düşük mukavemete sebep olacaktır. Bu şekilde oluşturulan bir dolgu tabakası, istenilen mühendislik özelliklerine sahip olamayacağı için dolgu oluşturulurken sıkıştırma işlemi yapılması gerekmektedir.

Geotekstillerin, zeminde ayırma, filtrasyon, drenaj, güçlendirme v.b. amaçlar için kullanıldıklarında da yararlı sonuçlar alındığı bilinmektedir. Fakat, zeminlerin içerisine serildiklerinde, geotekstillerin zeminin sıkıştırılmasına nasıl bir etki yapacağı tam olarak bilinmemektedir.

## **2. AMAÇ**

Bu çalışmada, zemin dolguların sıkıştırılmasında geosentetik malzemesi kullanımının sıkıştırmaya etkileri kompaksiyon deneyleri ile araştırılmaya çalışılmıştır. Deneyler, laboratuarda doğal iki farklı zemin örneği üzerinde geotekstilsiz ve geotekstil kullanılarak yapılmış, sonuçlar karşılaştırılarak yorumlanmıştır.

## **3. MATERYAL VE YÖNTEM**

### **3.1. KOMPAKSİYON DENEYİ**

Çağdaş özelliğiyle sıkıştırma 1920'lerden başlayarak A.B.D.'de baraj ve otoyol inşaatlarındaki uygulamalarla birlikte teknik bir kavram haline getirilmiştir. Günümüzde ulaşım yollarında, yapı dolgularında, baraj gövdelerinde, atık alanlarında, akarsu

seddelerinde, dayanma yapıları arkasında; zemin ve kaya dolgunun sıkıştırılması uygulaması geotekniğin en yoğun çalışma alanlarından biri olarak nitelendirilebilir (2).

Uygulanan belli bir sıkıştırma enerjisi ile elde edilecek sıklık derecesinin su muhtevasına bağlı olarak değişimi, dolguda kullanılacak zemin için deneysel olarak saptanmalıdır. Proktor deneyi olarak da bilinen deney yöntemi 1933'de R.R.Proctor tarafından geliştirilmiştir (3).

Kompaksiyon; zeminlerin dayanım, permeabilite ve oturmaya karşı iyileştirilmesi veya erozyona karşı sağlamlaştırılması için tabakalar halinde serilerek sıkıştırılması olarak tanımlanabilmektedir. Kompaksiyonun amacı; zeminin sıkıştırılması ile maksimum kuru yoğunluğu veren su içeriğinin elde edilmesidir (4).

Belirli bir hacimde zeminin sıkıştırılması teknik anlamda, kuru birim hacim ağırlığının standart enerji uygulaması ile en uygun su muhtevasında (optimum) alabileceği en yüksek değere getirilmesini kapsamaktadır. Kompaksiyonla zeminin kayma direnci yükselir, sıkışabilirliği azalır, geçirimsizliği düşer, şişme-büzülme davranışı kontrol altına alınabilir, aşınabilirliği azalır veya gecikir, sıvılaşma yeteneği kaybolabilir ve dondan aşırı etkilenmez (2).

Sıkıştırılmış (kompaksiyona tabi tutulmuş) bir ıslak zeminde, kompaksiyonun (sıkıştırmanın) ölçüsü o zemine ait kuru yoğunluğudur. Bir yaş zemine ait kuru yoğunluk ne kadar büyükse, o ıslak zemin o kadar iyi sıkışmış demektir (5).

Kompaksiyon deneyi standart kompaksiyon deneyi ve modifiye kompaksiyon deneyi olarak iki şekilde yapılmaktadır. Modifiye kompaksiyon deneyi; tokmağın ağırlaştırılarak daha yüksekte düşürülmesi ve sıkıştırma sırasında tabaka sayısının artırılmasıyla sağlanır (2).

Modifiye kompaksiyon deneyi II. Dünya savaşı sırasında geliştirilmiş olup, ağır nakliye uçaklarının iniş yaptığı havaalanlarında daha iyi sıkışmanın gerekliliğinden doğmuştur (3). İnşaat ekipmanları ve uygulama prosedürlerindeki gelişmelerin daha yüksek sıkışma (kuru birim hacim ağırlık) yaratabilecek kompaksiyon enerjilerine ulaşması ile laboratuvar deneyindeki kompaksiyon enerjisinin yükseltilmesi gündeme gelmiştir. Bu nedenle, bu çalışmada da daha iyi sıkışma sağlanabilmesi için modifiye kompaksiyon deneyi tercih edilmiştir.

### 3.2. DENEYİN YAPILIŞI

Zemin kütlesini temsil eden kurutulmuş zemin örneği, delik çapı  $d=4,75$  mm olan ASTM 4 Nolu elekten elenir. Numune, zeminin türüne göre, uygun bir miktar su ile iyice karıştırılır. Kompaksiyon kalıbı, taban plakası takılmış olarak tartılır. Kalıp, beton döşeme gibi sert bir yüzey üzerine oturtulur ve nemli zemin, mümkün olduğu kadar eşit ağırlıkta belirli tabakalar halinde her birine serbest düşüş yapan tokmakla darbe uygulayarak, üst ucuna yakası takılmış kalıbın içine sıkıştırılır . Bu işlemler Tablo 1 'de verilen değerler dikkate alınarak yapılır.

Kalıbın yakası çıkarılır ve sıkıştırılmış zemin, çelik cetvelle, kalıbın üst kenarı seviyesinde dikkatle düzlenir. Kalıp ve zemin, 1 g hassasiyetle tartılır. Sıkıştırılmış zemin, kalıptan çıkarılıp büyükçe bir metal kaba konur. Bu zeminin tümünü yansıtmaları için bir üst tabakadan bir de alt tabakadan numune alınarak su muhtevası ölçülür ve iki ölçümün ortalaması numunenin su muhtevası olarak alınır.

Zeminin geriye kalanı, iyice ufalanıp deneyin başında hazırlanan numuneden artmış olanla karıştırılır. Böylece elde edilen numuneye, uygun artışlarla su katılıp karıştırılır ve aynı işlemler tekrarlanır. Deney, en az beş değer verecek biçimde tekrarlanır ve kullanılan su muhtevaları maksimum kuru birim hacim ağırlığı veren optimum su muhtevasını içine alan sınırlar arasında değişmelidir. Bu işlemlerden sonra, su muhtevalarına karşılık gelen kuru birim hacim ağırlıklar bir grafik üzerinde işaretlenerek kompaksiyon eğrisi çizilir ve bu eğrinin geçtiği maksimum kuru birim hacim ağırlık ile buna karşılık gelen optimum su muhtevası bulunur.

Deneysel sonuçlarda hesaplamalar için aşağıdaki formüller kullanılır;

$$g = \frac{M_1 - M_s}{V_s} \quad (1)$$

$$w = \frac{M_y - M_k}{M_k} \quad (2)$$

$$g_d = \frac{g}{1 + w} \quad (3)$$

Burada;

$g$  = Numunenin ıslak yoğunluğu ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ ),

w = Su içeriği,

$g_d$  = Numunenin kuru yoğunluğu ( $gr/cm^3$ ),

$M_1$  = Kompaksiyonu yapılmış numunenin silindirik kapla birlikte kütlesi (gr),

$M_s$  = Silindirik kompaksiyon kabının kütlesi (gr),

$V_s$  = Silindirik kompaksiyon kabının hacmi ( $cm^3$ ),

$M_y$  = Kompaksiyondan sonra numuneden alınan örneğin kütlesi,

$M_k$  = Örneğin kurutulmasından sonra ölçülen kuru kütlesi

anlamalarını taşımaktadırlar.

Tablo 1- Modifiye Kompaksiyon Deneyi Parametreleri (3)

Kompaksiyon kabı hacmi	944 $cm^3$
Tokmak ağırlığı	44,5N
Zemin tabaka sayısı	5
Tokmak düşüm yüksekliği	0,46m
Kompaksiyon enerjisi	2710,5 $kJ/m^3$

152mm çaplı kompaksiyon kabı için vuruş sayısı enerjiyi korumak için 56 'ya çıkarılır.

### 3.3. KULLANILAN MALZEMELER

#### 3.3.1. Geosentetik

Deneylerde TP 045045W tipi örgülü geotekstil kullanılmıştır. Kullanılan bu geosentetik malzemenin üretici firma tarafından sağlanan bazı malzeme ve mukavemet özellikleri

Tablo 2 'de verilmektedir.

Tablo 2- Deneylerde Kullanılan Geotekstilin Özellikleri

Üretim Yöntemi	Örgülü
Örgü şekli	Çapraz örgülü
Minimum birim alan ağırlığı (EN ISO 3881)	240 $g/m^2$
Nominal çekme gerilmesi (EN ISO 13934-1)	50kN/m
Minimum çekme gerilmesi (EN ISO 13934-1)	45kN/m

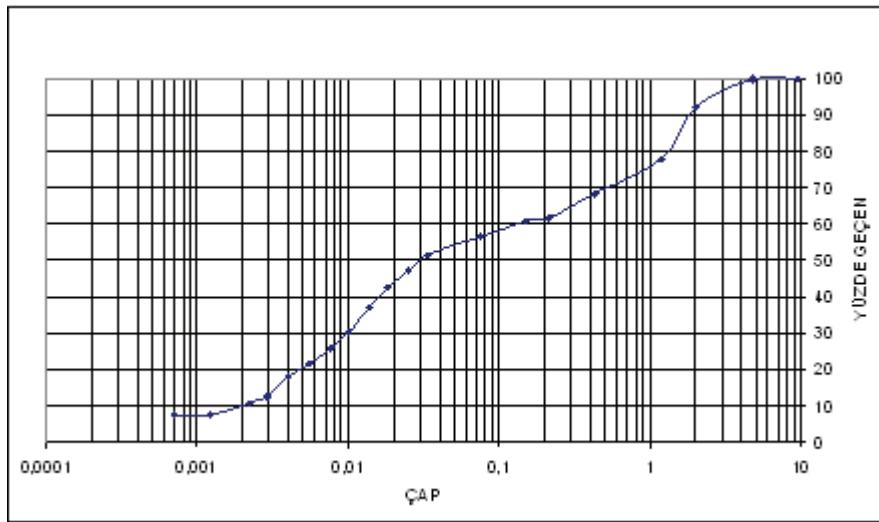


### 3.3.2. Zemin

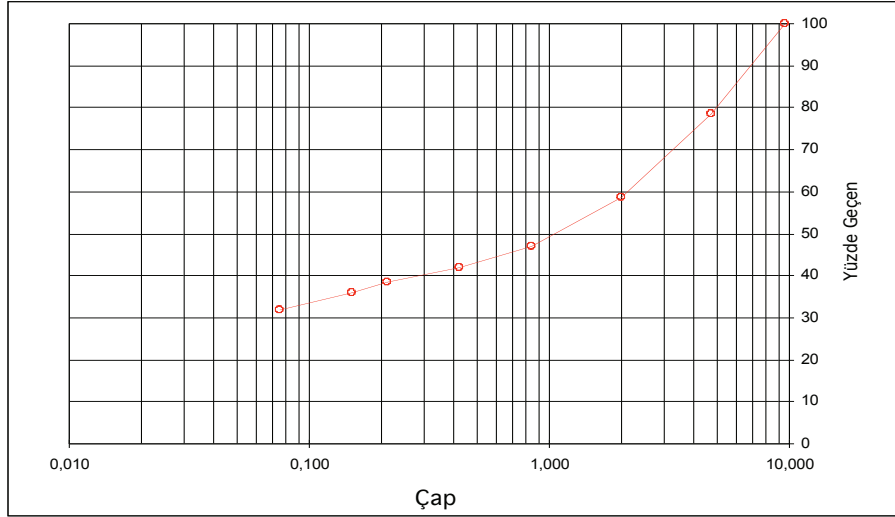
Deneysel için iki farklı zemin örneği kullanılmıştır. Deneyselde kullanılan zemin örneklerinin indeks özellikleri Tablo 3’de verilmektedir. Elek analizi ve kıvam limitleri sonuçlarının birleştirilmesiyle oluşturulan granülometri eğrileri ise Şekil 1 ve Şekil 2’de gösterilmektedir. USCS sınıflandırma sistemine göre birinci zemin örneğinin düşük plastisiteli silt (ML), ikinci zemin örneğinin ise killi kum (SC) sınıfına girdiği bulunmuştur (5; 3).

Tablo 3- Zemin Numunelerinin Dane Dağılımı Yüzdeleri ve İnce Daneli Kısımlar İçin Kıvam Limitleri Değerleri

Birinci Zemin Örneği		İkinci Zemin Örneği	
Kaba dane oranı, %	45	Kaba dane oranı, %	68
İnce dane oranı, %	55	İnce dane oranı, %	32
Likit limit, $w_L$ , %	48	Likit limit, $w_L$ , %	34
Plastik limit, $w_p$ , %	28	Plastik limit, $w_p$ , %	16
Plastisite indisi, $I_p$ , %	20	Plastisite indisi, $I_p$ , %	18
Zemin sınıfı	ML	Zemin sınıfı	SC



Şekil 1- Birinci Zemin Örneğine Ait Granülometri Eğrisi

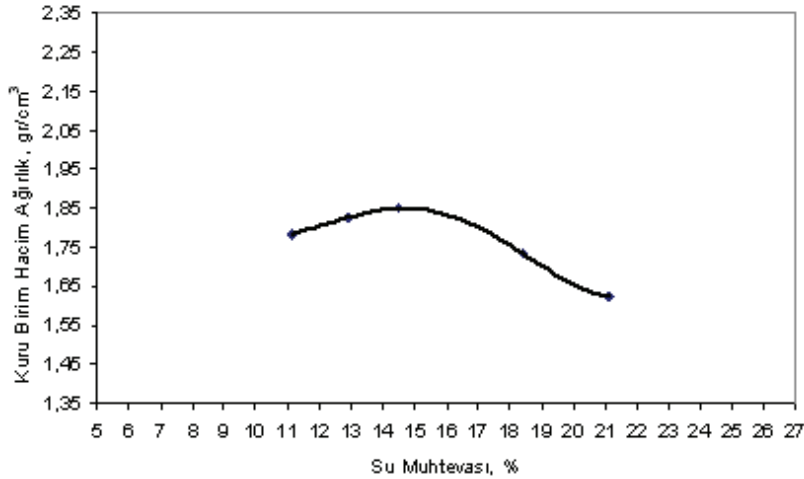


Şekil 2- İkinci Zemin Örneğine Ait Granülometri Eğrisi

#### 4. DENEY BULGULARI

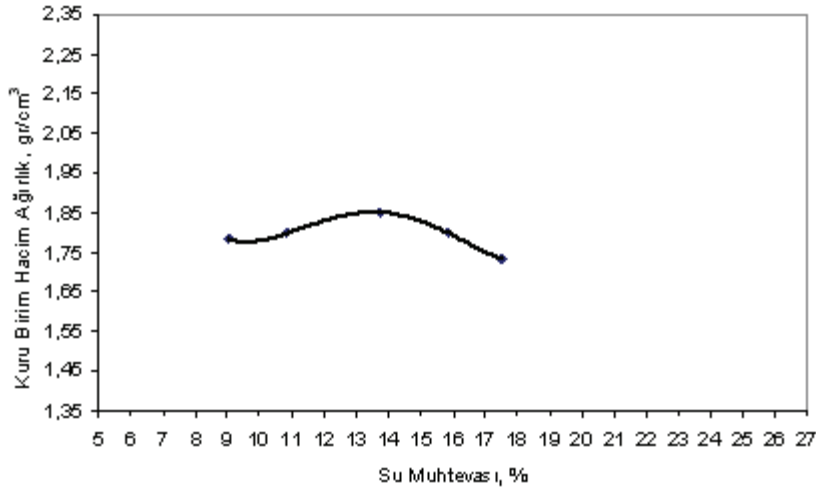
##### 4.1. ML Zemin Numunesi Üzerinde Yapılan Modifiye Kompaksiyon Deneyleri

Zemin içerisine geosentetik malzeme konmadan yapılan modifiye Proktor deneyi sonuçları Şekil 3’de verilmiştir. Bu kompaksiyon eğrisinden, optimum su muhtevası  $w_{opt} = 14,5\%$ , maksimum kuru birim ağırlık  $g_{dmax} = 1,85 \text{ gr/cm}^3$  olarak bulunmuştur.



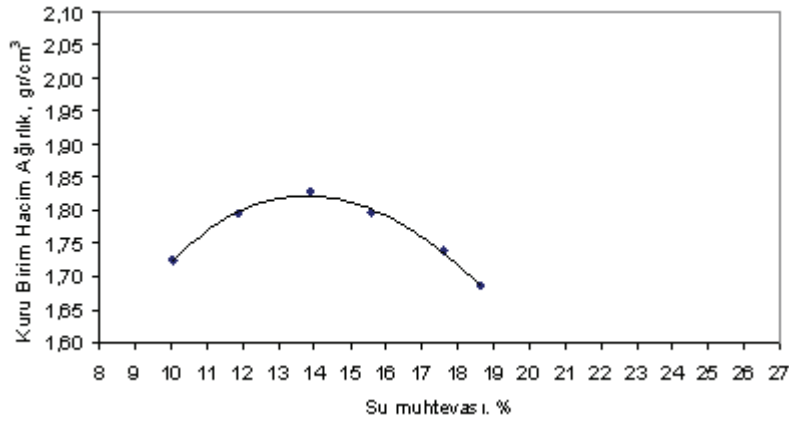
Şekil 3- Geosentetiksiz ML Zemin Numunesi İçin Modifiye Kompaksiyon Eğrisi

Geosentetikler kompaksiyon kabı çapında kesilerek, ilki kompaksiyon kabının en altına olmak üzere her biri zemin tabakaları arasında (toplam 5 sıra) konarak yapılan modifiye kompaksiyon deneyi sonucunda ise Şekil 4 ‘deki eğri elde edilmiştir. Bu kompaksiyon eğrisinden, optimum su muhtevası  $w_{opt} = 13,7\%$ , maksimum kuru birim ağırlık  $g_{dmax} = 1,85 \text{ gr/cm}^3$  olarak okunmuştur.



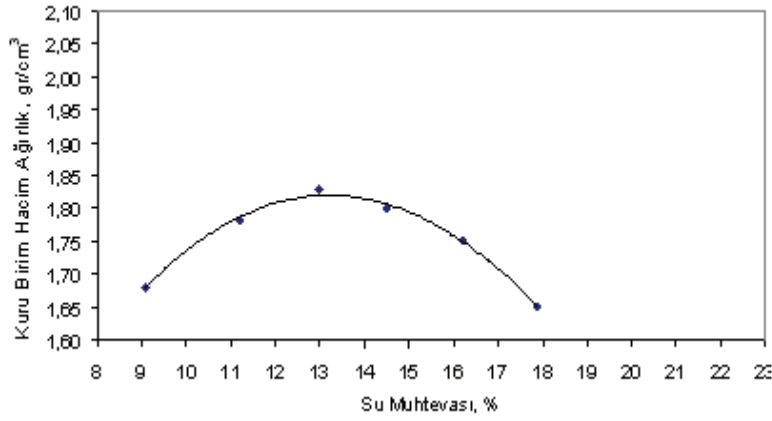
Şekil 4- 5 Sıra Geosentetikli ML Zemin Numunesi İçin Modifiye Kompaksiyon Eğrisi

Beş sıra geosentetik konarak yapılan deneyde maksimum kuru birim hacim ağırlığın değişmediği görülmüştür. Bu sebeple; deneyde tabaka sayısını ve her biri bir tabaka arasına gelecek şekilde geosentetik sayısını artırarak bir deney daha yapılmıştır. Bu deneyde enerjiyi sabit tutmak için her bir tabakaya gelen tokmak vuruş sayısı değiştirilmiştir. İlki yine kabın en altına gelecek şekilde toplamda 10 sıra geosentetik kullanılarak yapılan modifiye kompaksiyon deney sonucunda Şekil 5 'deki kompaksiyon eğrisi elde edilmiştir. Bu eğriden, optimum su muhtevası  $w_{opt}=\%14$ , maksimum kuru birim ağırlık  $g_{dmax}=1,83 \text{ gr/cm}^3$  bulunmuştur.



Şekil 5-10 Sıra Geosentetikli ML Zemin Numunesi İçin Modifiye Kompaksiyon Eğrisi

Sonuçları karşılaştırabilmek için bir kez de çapı 152mm olan kompaksiyon kabında 10 tabakalı geosentetikli modifiye kompaksiyon deneyi yapılmıştır. Bu deney sonucunda Şekil 6 'daki kompaksiyon eğrisi elde edilmiş ve optimum su muhtevası  $w_{opt}=\%13,3$ , maksimum kuru birim ağırlık,  $g_{dmax}:1,83 \text{ gr/cm}^3$  bulunmuştur.



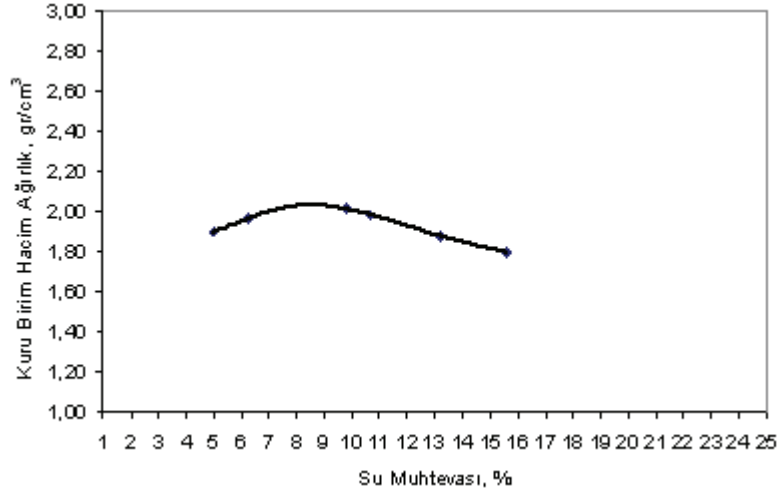
Şekil 6- 10 Sıra Geosentetikli ML Zemin Numunesi İçin Modifiye Kompaksiyon Eğrisi (Kap çapı=152 mm)

ML zemin numunesi üzerinde yapılan deneyler sonucunda geosentetik kullanımının maksimum kuru birim hacim ağırlığını arttırmadığı gözlemlenmiştir. Sonucu daha iyi değerlendirebilmek açısından SC zemin numunesiyle de deney yapılmıştır.

#### 4.2. SC Zemin Numunesi Üzerinde Yapılan Modifiye Kompaksiyon Deneyleri

SC zemin numunesi kullanılarak, zemin içerisine geosentetik malzeme konmadan ve 5 sıra geosentetik levha konarak modifiye kompaksiyon deneyi yapılmıştır. Geosentetiksiz deneyden, optimum su muhtevası  $w_{opt}=\%8,3$ , maksimum kuru birim ağırlık  $g_{dmax}=2,05\text{gr/cm}^3$  bulunmuştur.

SC zemin numunesi üzerinde geosentetikli yapılan deneyden ise Şekil 7 'deki kompaksiyon eğrisi elde edilmiştir. Bu eğriden, optimum su muhtevası  $w_{opt}=\%8,5$ , maksimum kuru birim ağırlık  $g_{dmax}=2,03\text{gr/cm}^3$  okunmuştur. SC sınıfı zemin örneğinde de zemin içerisine geosentetik konmasının maksimum kuru birim hacim ağırlığını arttırmadığı gözlemlenmiştir.



Şekil 7- 5 Sıra Geosentetikli SC Zemin Numunesi İçin Modifiye Kompaksiyon Eğrisi

## 5. SONUÇLAR

Geosentetiklerin inşaat mühendisliğinde kullanımı her geçen gün artmaktadır. Bu sebepten zeminde kullanılan geosentetiklerin yapacağı her türlü etki önem taşımaktadır. Geosentetik çeşitlerinden biri olup sıkça zemin uygulamalarında kullanılan örgülü geotekstillere, dolgu inşalarında çeşitli amaçlarla kullanılmaktadır.

Bu çalışmada, dolgu inşaatlarında kullanılan örgülü geotekstillere dolgu zeminlerin sıkıştırılmasına etkileri araştırılmıştır. Yapılan modifiye Proctor deneyleri sonucunda, farklı iki tür zemin içerisine yerleştirilen geotekstil levhasının zeminin maksimum kuru birim hacim ağırlığını belirgin olarak değiştirmedeği gözlemlenmiştir.

Çalışmada, tek çeşit geotekstil malzemesi kullanılarak deneyler yapılmıştır. Bilindiği üzere farklı özelliklere sahip bir çok geosentetik malzeme bulunmaktadır. Bu çalışmadakine benzer şekilde, özellikle geogrid gibi diğer geosentetikler kullanılarak deneylerin tekrarlanıp sonuçların karşılaştırılması önerilmektedir. Ayrıca bilindiği gibi laboratuvar ortamında uygulanan kompaksiyon ile arazide uygulanan kompaksiyon yöntemi üst üste örtüşmemektedir. Dolayısıyla bu deneyin arazi kompaksiyon aletleri kullanılarak büyük ölçekte de tekrarlanması son derece yararlı olacaktır.

## TEŞEKKÜR

Bu bildirinin ilk yazarı TÜBİTAK tarafından yurt içi doktora bursu ile desteklenmektedir. İlk yazar, bu destek için TÜBİTAK'a teşekkürlerini sunmaktadır.

## KAYNAKLAR

- 1- Koerner, R.M. Design with Geosynthetics, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1989, 652sayfa.
- 2- Önalp, A., 2002. Geoteknik Bilgisi I Çözümlü Problemlerle Zeminler ve Mekaniği. Birsen Yayınevi Ltd. Şti., İstanbul, Türkiye, 2002, 408 sayfa.
- 3- Bowles, J. E., 1986. Engineer Properties of Soils and Their Measurement. McGraw-Hill, Newyork, 2004, 624 sayfa.
- 4- Aytekin, M. Deneysel Zemin Mekaniği. Teknik Yayınevi, Ankara, Türkiye.
- 5- Uzuner, B. A. Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği. Derya Kitabevi, Trabzon, Türkiye, 2005, 485 sayfa.

## SIKIŞTIRILMIŞ YOL ZEMİNLERİNİN KOMPAKSİYON PARAMETRELERİNİN KONTROLÜ

Selim ALTUN  
Yrd. Doç. Dr.  
Ege Üniversitesi İnşaat Müh. Bölümü  
İzmir, Türkiye

Ahmet Burak GÖKTEPE  
Dr. Müh.  
Kolin İnşaat  
Gümüşhane, Türkiye

Alper SEZER  
İnş. Yük. Müh.  
Ege Üniversitesi İnşaat Müh. Bölümü  
İzmir, Türkiye

Volkan OKUR  
Yrd. Doç. Dr.  
Osmangazi Üniv. İnş. Müh. Bölümü  
Eskişehir, Türkiye

### ÖZET

Yol mühendisliğinde sıkışmanın kontrolü için yaygın olarak kullanılan iki yöntem kum konisi ve nükleer deneylerdir. Bu deneylerden kum konisi deneyi nükleer deneye göre daha güvenilir sonuç vermekte, ancak uygulanabilirlik açısından zahmetli ve zaman alıcı bir deneydir. Öte yandan, hızlı bir şekilde gerçekleştirilebilen nükleer deneyin, operatörün radyasyona maruz kalması ve bazı tip zeminlerde hesaplanan parametrelerde hata oranının fazlalığı gibi dezavantajları bulunmaktadır. Bu nedenle, yaygın olarak tercih edilen uygulama, aynı yerde nükleer deneyin daha sık yapılması ve bu deneylerin az sayıda gerçekleştirilen kum konisi sonuçları ile korele edilerek kullanılmasıdır. Bu anlamda, bu iki deney arasında kurulacak ilişkilerin anlamlılığının test edilmesi büyük önem kazanmaktadır. Bu çalışmada, çeşitli istatistiksel yöntemlerle bu iki deneyden elde edilen parametreler arasındaki ilişkiler incelenmiştir. Sonuçta, deney sonuçları arasında kurulacak ilişkilerde istatistiğin önemi vurgulanarak öneriler sunulmuştur.

## Giriş

Yol enkesiti esas olarak iki kısımdan oluşmaktadır. Bunlardan birincisi, yolun trafik yüklerini taşıyan ve gerilmeleri dağıtarak yolun taban yüzeyi üzerine yerleştirilen üstyapı sistemi; ikincisi ise, yol üstyapısının altında yer alan ve üstyapıdan gelen yükleri temel zeminine aktaran altyapı sistemidir.

Üstyapının önemli bir kısmını oluşturan temel ve alt temel tabakalarının en önemli görevleri, etkisi altında kaldığı trafik yüklerini ve taşıtların oluşturduğu tekerlek yüklerini, tabanın taşıma kapasitesini aşmayacak şekilde yaymak ve oluşabilecek ani dinamik etkiyi en aza indirmektir. Buna göre, temel ve alt temel tabakalarından beklenen başlıca özellikler:

- Yeterli mukavemete sahip olması,
- Oluşabilecek deformasyonların en az seviyede gerçekleşmesi,
- Su ve don gibi mevsimsel değişikliklerle meydana gelebilecek zararlı etkilere karşı yeterince dirençli olması

şeklinde sıralanabilir.

Yol inşaatlarında kullanılan zeminlerin mühendislik açısından uygun koşulları yerine getirmesi amacıyla laboratuarda ve arazide yapılan çalışma ve incelemeler ile birlikte, geçmişte yapılan teorik çalışmalarla da uygun zeminlerin seçimi ve özelliklerinin belirlenmesi konusunda gelişmeler sağlanmıştır. Özellikle yol zeminlerinin önceden öngörülen özelliklerinin arazide ne ölçüde gerçekleştirildiği konusunda yapılan çalışmalar arazide yürütülen belirli deneylerin sonuçlarının genellikle bağımsız olarak kullanılması kapsamında yapılmaktadır. Bu deneysel yöntemlerin güvenilirliğinin belirlenmesi amacıyla yapılan çalışmalar oldukça sınırlıdır. Geçmişte bu özelliklerin tespiti üzerine yapılan çalışmalar, regresyon analizi ve yapay zeka teknikleri üzerine yoğunlaşmıştır. Bu çerçevede, Shahin ve Becker (1984), üstyapı performans tahmin modeli geliştirmek için bir havaalanında elde edilen verileri kullanmışlardır. Çalışmada, Üstyapı Durum İndeksi (Pavement Condition Index-PCI) adında bir parametre geliştirilmiştir. Geliştirdikleri model hem esnek hem de rijit üstyapılar için kullanılabilir. Geçmişte yapılan çalışmalarla karşılaştırıldığında, modelin performansının oldukça iyi olduğu çalışmada belirtilmiştir. Basheer ve Najjar (1995), optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlığın



tahmini için yapay sinir ağlarına dayalı, regresyon modeline alternatif bir yaklaşım modeli geliştirmişlerdir. Çalışmada, optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlık değerleri, zemine ait kıvam limitleri ve birim hacim ağırlık değerleri yapay sinir ağına dahil ederek tahmin yapılmıştır. Kurulmuş olan yapay sinir ağı modeli ile yapılan tahminler, deney sonuçları ve geçmişte oluşturulan farklı regresyon eşitlikleri sonucu elde edilen değerler ile karşılaştırılmıştır. Sonuçta regresyon modelleri ile karşılaştırılan yapay sinir ağı değerlerinin, onlardan daha kararlı neticeler verdiği gözlenmiştir. Ayrıca araştırmalarında, geliştirilen yapay sinir ağı modellerinin tahmin yeteneklerinin, geçmişte kullanılan regresyon metotlarına olan avantajlarına da değinilmiştir. Gülen vd. (2001), geniş bir veri tabanı kullanarak, farklı üstyapılara sahip şehir içi ve şehirlerarası yollar için regresyon modelleri geliştirmişlerdir. Sundin ve Braban-Ledoux (2001) üstyapı mühendisliği alanında, 1980'lerden itibaren geliştirilen yapay zeka esaslı uygulamalarını incelemişlerdir. Karşılaştıkları uygulamaların özellikle üstyapı yönetimi alanında yoğunluk gösterdiğini ifade etmişlerdir. Sillers ve Fredlund (2001), zemin-su karakteristik eğrileri üzerinde yaptıkları istatistiksel çalışmalarında, 230 su muhtevası- zemin emme verisine uygun ampirik bağıntılar geliştirmişlerdir. Modellerin uygunluk testleri Akaike Bilgi Kriteri ile Sigmoid fonksiyonu kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Sonuçta, iki ve üç parametrelilik denklemlerin, eksponansiyel ve sigmoid fonksiyonlar arasındaki ilişkilerin ve literatürde önerilen düzeltme faktörlerinin bir tartışması yapılmıştır. Yoon vd. (2004) yapmış oldukları çalışmada, Kore'nin kıyı kesimlerindeki deniz kilinin sıkışma indisinin belirlenmesinde, 1200'den fazla örselenmemiş numune üzerinde konsolidasyon deneyine ait zemin özelliklerine dayanan tekli ve çoklu regresyon modelleri geliştirmişler. Hem tek hem de çoklu zemin özelliklerinin tahmininde, bölgeye özel ampirik korelasyonlar geliştirilmiştir. Daha sonra, oluşturulan regresyon eşitliklerini, varolan ampirik eşitliklerle karşılaştırılmışlardır. Sonuçta basit lineer bir regresyon modelini içeren doğal su muhtevası, boşluk oranı ve likit limit ile tahmin edilen sıkışma indisi, uygun şekilde zeminin gerçek sıkışma indisini hesaplayabilmektedir.

## **Amaç**

Zeminin sıkışabilirliğinin kontrol edilmesi amacıyla, laboratuarda yapılan başlıca deneyler standart ve modifiye Proktor deneyleri olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Belirli kompaksiyon enerjileri dahilinde uygulanan bu deneyler sonucunda, sıkıştırma kontrol parametreleri olan su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlık değerleri elde edilmektedir. Araziye yapılan sıkılık kontrolü ise kum konisi ve nükleer nem-yoğunluk deneyi gibi arazi deneyleriyle incelenmektedir. Arazi ve laboratuarda gerçekleştirilen bu deneylerin asıl

amacı, kompaksiyon parametreleri olan kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevasının hesaplanarak tasarım için uygun koşulların hazırlanması ve uygulamadaki başarının kontrolüdür.

Bu çalışmada, üç farklı bölgede gerçekleştirilen yol inşaatlarında sıklık kontrolü amacıyla yapılan arazi deneyleri sonuçları kullanılarak zemin sıkıştırma çalışmaları karşılaştırılmalı olarak incelenmiştir. Sıkıştırma parametrelerini kontrol etmek amacıyla arazide kullanılan deneylerden nükleer deney ve kum konisi deneyleri sonucunda elde edilen kuru birim hacim ağırlık, su muhtevası ve sıkışma yüzdesi parametrelerinin değişimleri incelenmiş, arazi üzerinde aynı noktalarda birlikte yapılan deney sonuçları karşılaştırılmıştır. Böylece nükleer deneyin hızlı yapılabilme avantajına karşın, kum konisi yöntemi ile bulunan değerlere ne ölçüde yakınsadığı, çalışma kapsamında çeşitli yöntemlerle araştırılmıştır. Aynı zamanda, kuru birim hacim ağırlık, su muhtevası ve sıkışma yüzdesi parametreleri kullanılarak doğrusal olmayan eşitlikler geliştirilmiş, böylelikle sonraki çalışmalara bir referans teşkil edecek sonuçlar elde edilmiştir.

## İstatistik analiz

Arazide yapılan kum konisi ve nükleer deney sonucu elde edilen parametrelerden, sırası ile  $\gamma_{kk}$  ve  $\gamma_{kn}$  değerleri kum konisi ve nükleer deneylerden elde edilen birim hacim ağırlık değerleri,  $\omega_k$  ve  $\omega_n$  bu deneylerden elde edilen su muhtevaları,  $S_k$  ve  $S_n$  ise aynı deneylerden elde edilen sıkışma yüzdeleridir. Bu parametrelerin basit istatistik analizi Tablo 1’de yer almaktadır. Deneyler sonunda elde edilen 87 verinin (kuru birim hacim ağırlık, su muhtevası ve sıkışma) yüzdesi değerlerinin istatistiksel değerlendirmesi yapılmıştır.

**Tablo 1.** Kum konisi ve nükleer deney sonucu elde edilen parametrelerin temel istatistik analizi

Parametre	$\gamma_{kk}$	$\gamma_{kn}$	$\omega_k$	$\omega_n$	$S_k$	$S_n$
<b>Ortalama</b>	2.100	2.081	6.376	4.971	102.164	101.212
<b>Medyan</b>	2.057	2.002	6.180	4.800	101.260	100.820
<b>Mod</b>	1.988	1.974	6.830	5.400	100.280	100.760
<b>Minimum</b>	1.886	1.696	2.330	1.400	95.800	100.000
<b>Maksimum</b>	2.432	2.424	11.880	8.800	111.080	108.070
<b>Aralık</b>	0.546	0.455	9.550	7.400	15.280	8.070
<b>Standart Sapma</b>	0.127	0.133	2.196	1.484	2.646	1.292
<b>Varyans</b>	0.016	0.018	4.824	2.201	7.001	1.670
<b>Çarpıklık(Asimetri)</b>	0.719	0.978	0.132	0.279	1.183	2.460
<b>Basıklık(Kurtosis)</b>	-0.466	-0.509	-0.636	-0.191	1.673	8.961

## T Testi Analizi

Kum konisi ve nükleer deney sonucunda elde edilen verilerin t değerleri aşağıda hesaplanmıştır. Örnek sayısı 30'dan büyük olduğu için, hesaplamalarda z istatistiği kullanılmıştır. Buna göre öncelikle Kum Konisi deney verilerine ait değerleri incelenecek olursa; % 95 güven aralığı içerisinde kum konisi deneyine ait t değerleri Tablo 2'de görülmektedir.

**Tablo 2.** Kum konisi deneyine ait verilerin t testi değerleri

Parametre	N	$\mu$	$\sigma$	t değeri	%95 Güven Aralığında Değişim	
$\gamma_{kk}$	87	2.100	0.136	154.476	2.073	2.127
$\omega_k$	87	6.376	2.196	27.079	5.908	6.844
$S_k$	87	102.164	2.646	360.133	101.600	102.728

Tablo 2'de görüldüğü gibi,  $p < 0.05$  olduğundan  $H_0$  hipotezi kabul edilmiştir. Bir başka ifadeyle kum konisi deneyine ait kuru birim hacim ağırlık, su muhtevası ve sıkışma yüzdesi değerlerine ait veriler arasında anlamlı fark bulunmaktadır. Bu durum, hesaplanan ve kritik t değerleri açısından incelenecek olursa, serbestlik derecesi değeri 86 olan, %95 güven aralığında tablolar yardımıyla hesaplanan kritik t değeri ( $t_{cr}$ ) 1,99 olup bu değer, kum konisi deneyi sonucunda elde edilen kuru birim hacim ağırlık, su muhtevası ve sıkışma yüzdesi değerlerinin her biri için hesaplanan t değerlerinden küçüktür. Böylece ortalamalar arasında istatistiksel bir fark bulunduğu sonucuna varılabilir. Kısacası, bu parametreler farklı grupları temsil etmektedir.

Nükleer deney sonucunda elde edilen parametreler ise, Tablo 3'te incelenmiştir. Her deney grubu için 87 adet verinin mevcut olduğu değerlerin, sırası ile ortalamaları, standart sapmaları, serbestlik dereceleri, t değerleri bulunmuş olup, elde edilen verilerin ortalamalarının anlamlı olup olmadığı araştırılmıştır.

**Tablo 3.** Nükleer deneye ait verilerin t testi değerleri

Parametre	N	$\mu$	$\sigma$	t değeri	%95 Güven Aralığında Değişim	
$\gamma_{kn}$	87	2.081	0.133	145.982	2.053	2.110
$\omega_n$	87	4.971	1.484	31.254	4.655	5.287
$S_n$	87	101.212	1.293	730.347	100.936	101.487

Hesaplanan üç t değeri de, kritik t değeri olan ( $t_{cr}$ ) 1.99'dan büyük bulunmuştur. Bu durumda nükleer deney sonucunda elde edilen kuru birim hacim ağırlık, su muhtevası ve sıkışma yüzdesi değerlerine ait ortalamaların her biri için, bir fark bulunduğu sonucuna varılmıştır. Aynı netice,  $p < 0.05$  güven düzeyinde  $H_0$  hipotezinin kabul edilmesi ile doğrulanmaktadır. Üç farklı tür verilerin kendi içlerinde ortalamalarının anlamlı olmadığı söylenebilir.

#### Varyans Analizi

Bu çalışma kapsamında, kum konisi ve nükleer deney verileri üzerinde varyans analizi uygulanarak, verilerin standart sapmaları arasındaki ilişki araştırılmıştır.

Tablo 4'de her iki deneye verilerin değerlendirilmesi sonucu elde edilen F değeri görülmektedir. Ayrıca tablolardan yararlanılarak bulunan kritik F değeri ise, ( $F_{cr}$ ) 3.10 olarak elde edilmiştir. Hesaplanan ve kritik F değerleri birbirleri ile karşılaştırıldığında, hesaplanan F değerinin daha büyük olduğu görülmektedir. Bu durum, iki deneye ait su muhtevası değerlerinin varyanslarının anlamlı olmadığı yönünde bilgi vermektedir.

**Tablo 4.**  $\omega_k$  ve  $\omega_n$  değerlerine ilişkin varyans analizi sonuçları

Parametre	N	df	$\mu$	$\sigma$	F
$\omega_k$	87	86	6.376	2.196	36.917
$\omega_n$	87	86	4.971	1.484	

## Ki-Kare Testi Analizi

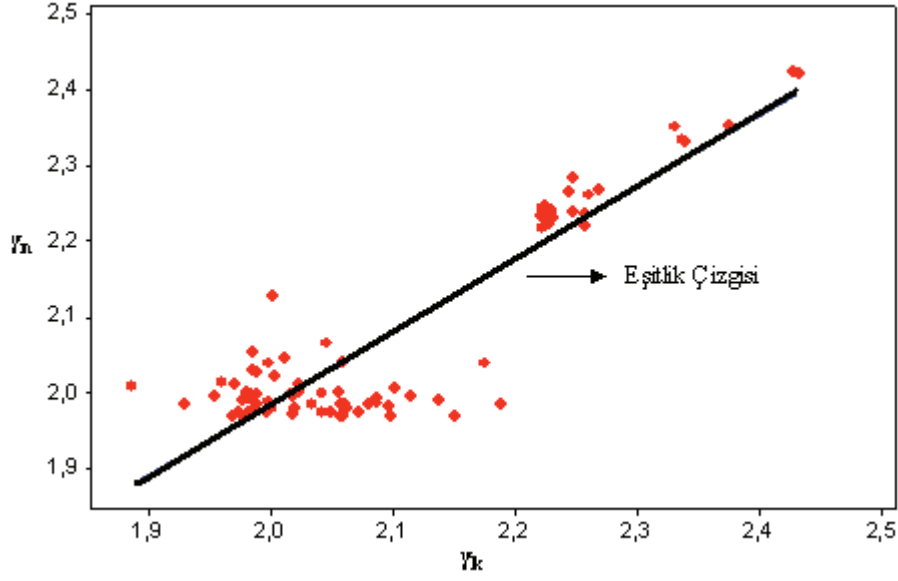
Kum konisi ve nükleer deney sonucunda elde edilen verilerin normal dağılıma uygun olup olmadığının araştırılması açısından sıkışma yüzdesi parametresi, Ki-Kare uygunluk testine tabi tutulmuştur. 0.05 önem seviyesinde test edilecek değerlere ait kritik  $\chi^2$  değeri, tablolardan yararlanılarak 108.65 olarak elde edilmiştir. Kritik Ki-Kare değeri bulunduktan sonra, bu değer hesaplanan altı farklı Ki-Kare değeri ile karşılaştırılır. Ki-Kare testi sonunda elde edilen sonuçlar Tablo 5’de gösterilmektedir. Hesaplanan Ki-Kare değerlerinin tümü, görüldüğü üzere, kritik değerden küçük çıkmıştır. Buna göre  $H_0$  hipotezi kabul edilir. Bir başka deyişle, altı farklı gruba ait verilerin tamamı için, gözlenen değer ile beklenen değer arasındaki farklılığın 0.05 önem seviyesinde önemli olmadığı söylenebilir.

**Tablo 5.** Kum konisi ve nükleer deney verilerine ait  $\chi^2$  değerleri

Parametre	N	df	$E_{ij}$	$\Sigma(O_{ij} - E_{ij})$	$\Sigma(O_{ij} - E_{ij})^2$	$\chi^2$
$S_k$	87	86	102.164	-0.008	602.124	5.894
$S_n$	87	86	101.212	0.011	143.604	1.419

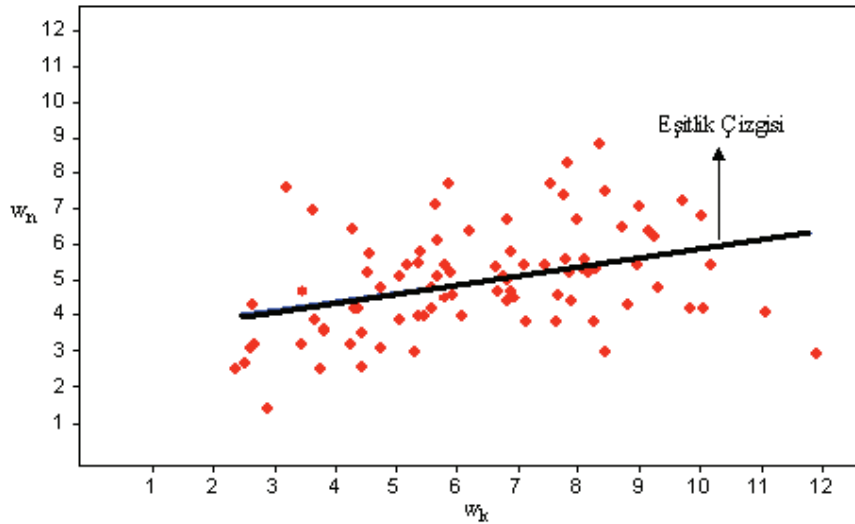
## Parametreler Arası Saçılma Analizi

Kum konisi deneyi ve nükleer deney sonucunda elde edilen kuru birim hacim ağırlık değerlerinin ortak bir grafik üzerine aktarılması sonucu elde edilen iki boyutlu çizim Şekil 1’de görülmektedir. Buna göre, verilerin oldukça dağınık olduğu söylenebilir. Kuru birim hacim değerleri arasında doğrusal bir ilişkiden söz edilemez. Kum konisi deneyine ait kuru birim hacim ağırlık değerlerinin çoğunluğu 1.95 ile 2.10 aralığında toplanmıştır. Aynı şekilde nükleer deneye ait kuru birim hacim ağırlık değerleri de 1.95 ile 2.05 arasında yoğunlaştığı söylenebilir. Diğer taraftan, her iki deneye ait değerlerin bir kısmı ise 2.2–2.3 aralığında yer almıştır. Genel olarak, optimum düzeyin belirlenmesinde çizilen doğru da, değerler arasında doğrusallığın bulunmadığını göstermektedir.



**Şekil 1.** Kum konisi ve nükleer deneylerden elde edilen kuru birim hacim ağırlık değerlerinin saçılma grafiği

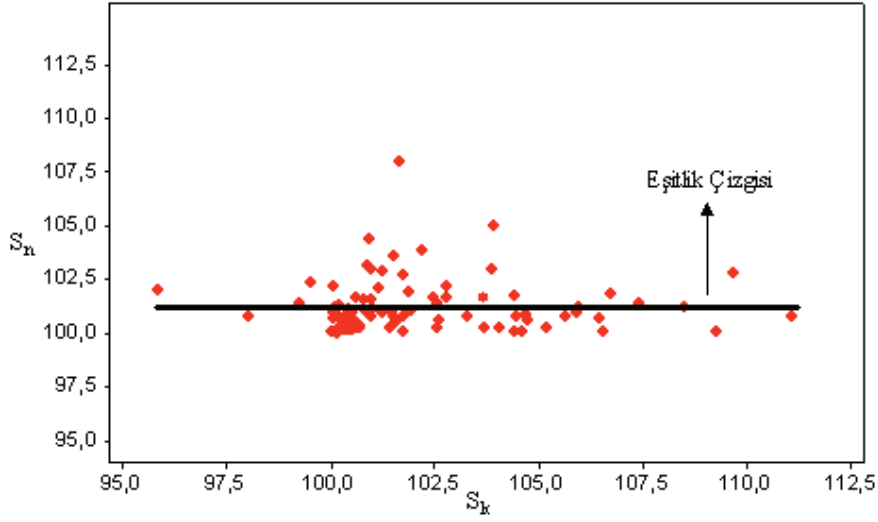
Şekil 2’de kum konisi ve nükleer deneye ait su muhtevası değerlerinin saçılma grafiği görülmektedir. Öncelikle değerlerin fazlasıyla dağınık bir yapıda bulunduğunu söylemek mümkündür. Kum konisi deneyine ait su muhtevası değerleri 2 ile 12 arasında, 10 birimlik bir bantta bulunmakta, diğer taraftan nükleer deneye ait su muhtevası değerleri ise, 1-9 aralığında yer almaktadır. Sonuç olarak, iki parametre arasında doğrusal bir ilişkiden söz etmek mümkün değildir.



**Şekil 2.** Kum konisi ve nükleer deneylerden elde edilen su muhtevası değerlerinin saçılma grafiği

Son olarak, kum konisi deneyi ve nükleer deneye ait sıkışma yüzdesi değerlerinin saçılma grafiği Şekil 3’de yer almaktadır. Her ne kadar, iki deney grubu için verilerin 100-

102.5 aralığında toplandığı görülse de, verilerin saçılımının düzgün olmadığı açıktır. Başka bir deyişle, veriler arasında doğrusal bir ilişkiden söz etmek mümkün değildir.



Şekil 3. Kum konisi ve nükleer deneylerden elde edilen sıkışma yüzdesi değerlerinin saçılma grafiği

İncelenen grafikler sonucunda, elde edilen ortak sonuç, saçılımların doğrusal olmayan bir davranış sergilemesidir. İlgili doğrusal olmayan davranışın fonksiyonun türetilmesinde ise, parametrelere ait doğrusal olmayan regresyon denklemleri geliştirilmiştir.

### Parametreler arasındaki Doğrusal Olmayan İlişkinin Regresyonu

Kum konisi ve nükleer deneye ait verilerin analizi sonucunda, kuru birim hacim ağırlık, su muhtevası ve sıkışma yüzdesi parametreleri arasındaki doğrusal olmayan ilişkilerin varlığı araştırılmıştır. Yapılan incelemede, kum konisi ve nükleer deneye ait veri setlerinin ilişkileri, hem kendi aralarında, hem de birbirleri ile ilişkileri analiz edilmiştir. Yapılan analizde sırası ile  $\gamma_{kn} - \gamma_{kk}$ ;  $\gamma_{kk} - \omega_n - \gamma_{kn}$ ;  $\omega_k - \gamma_{kn} - \omega_n$ ;  $S_n - \gamma_{kn} - \omega_n$ ;  $S_n - \omega_n - \gamma_{kk}$ ;  $S_k - \omega_k - \gamma_{kk}$  ve  $S_k - S_n$  arasındaki ilişkiler incelenmiştir. Her deney sonucunda elde edilen F değerleri,  $F_{cr}$  değeri ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca korelasyon katsayıları da hesaplanarak, doğrusal olmayan denklemlerdeki parametreler arasındaki uyumluluk incelenmiştir. Buna göre, analizi yapılan 7 farklı doğrusal olmayan denklem sonucunda, uygulanabilirliği en yüksek bulunan üç eşitlik, kum konisi deneyine ait kuru birim hacim ağırlık verileri ile nükleer deneye ait su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlık verilerinde elde edilmiştir. Biri doğrusal, diğer ikisi doğrusal olmayan bu denklemler incelenecek olursa:

$$\gamma_{kk} = -11.733 + \frac{66.261}{\gamma_{kn}} + 6.668 \times \omega_n - \frac{84.996}{\gamma_{kn}^2} + 0.024 \times \omega_n^2 - \frac{28.606 \times \omega_n}{\gamma_{kn}} + \frac{16.422}{\gamma_{kn}^3} - \frac{0.021 \times \omega_n^2}{\gamma_{kn}} + \frac{30.183 \times \omega_n}{\gamma_{kn}^2} \quad (1)$$

Kum konisi deneyine ait kuru birim hacim ağırlık verileri ile nükleer deneye ait su muhtevası ile kuru birim hacim ağırlık değerlerinin analizinde, hesaplanan F değeri olan 50.57 değeri, ( $F_{cr}$ ) 3.10 değerinden büyük çıkmakla birlikte, denklemde elde edilen katsayılar arasında bir uyum söz konusudur. Aynı zamanda, korelasyon katsayısını ifade eden r değerinin 1'e çok yakın bir değerde bulunması, denklemdeki parametreler arasında pozitif yönde uyumlu bir ilişki bulunduğunu göstermektedir. Bir başka ifadeyle, denklem uygulanabilir niteliktedir. Bununla birlikte, denklemdeki katsayılar incelendiğinde, nükleer deneye ait su muhtevası verilerinin, kum konisi deneyine ait kuru birim hacim ağırlık verileri üzerinde daha baskın olduğu söylenebilir.

Kum konisi deneyine ait kuru birim hacim ağırlık değerlerinin, nükleer deneye ait kuru birim hacim ağırlık ve su muhtevası değerleri ile ilişkilendirilmesinde hesaplanan bir diğer denklem;

$$\gamma_{kk} = 15.617 - \frac{52.281}{\gamma_{kn}} - \frac{2.572}{w_{kn}} + \frac{50.234}{\gamma_{kn}^2} + \frac{0.487}{\omega_n^2} + \frac{4.848}{(\gamma_{kn} + \omega_n)} \quad (2)$$

şeklindedir. Öncelikle denkleme ait korelasyon katsayısı incelenecek olursa;  $r = 0.914$  olarak elde edilen korelasyon katsayısı değeri, 1'e oldukça yakın bulunmuştur. Bu durumda denklemi oluşturan katsayılar arasında pozitif yönde kuvvetli bir ilişki bulunduğunu göstermektedir. Bununla birlikte, F değeri incelenecek olursa, 82.48 olarak elde edilen F değeri, kritik F değeri olan, ( $F_{cr}$ ) 3.10'dan fazla bulunmuştur. Hesaplanan F değerinin, kritik F değerinden büyük bulunması, kurulan doğrusal olmayan regresyon denkleminin anlamlı olduğunu göstermektedir.

Son olarak da, kum konisi deneyine ait kuru birim hacim ağırlık değerleri ile nükleer deney sonucunda bulunan kuru birim hacim ağırlık ve su muhtevası değerlerinin ilişkisinin araştırılmasından elde edilen doğrusal regresyon denklemi incelenecek olursa;

$$\gamma_{kk} = 0.36 + 0.846 \times \gamma_{kn} - 4.051 \times \omega_n \quad (3)$$



şeklinde elde edilen doğrusal regresyon denkleminde, korelasyon katsayısı değeri,  $r = 0.902$  olarak hesaplanmıştır. Korelasyon katsayısı değerinin 1'e yakın bulunması, denklemi oluşturan parametreler arasında, pozitif yönde kuvvetli bir ilişki olduğunu göstermektedir. Ayrıca hesaplamalarda elde edilen F değeri olan 183.735 değerinin, kritik F değeri, ( $F_{cr}$ ) 3.10'dan fazlasıyla büyük bulunması, doğrusal regresyon denkleminin anlamlı bir sonuç verdiğinin göstergesidir.

## **Sonuçlar**

Yapılan çalışma kapsamında, üç farklı bölgede sıklık kontrolü amacıyla yapılan arazi deneyleri sonuçları kullanılarak zemin sıkıştırma çalışmaları karşılaştırılmalı olarak incelenmiştir. Sıkıştırma parametrelerini kontrol etmek amacıyla; büyük bir kısmı Birleşik Zemin Sınıflandırma Sistemine göre "SC" zeminler üzerinde yapılan deneylerde arazide yapılan deneylerden nükleer deney ve kum konisi deneyleri sonucunda elde edilen kuru birim hacim ağırlık, su muhtevası ve sıkışma yüzdesi parametrelerinin değişimleri incelenmiş, arazi üzerinde aynı noktalarda birlikte yapılan deney sonuçları karşılaştırılmıştır. Bu amaçla önce, üç bölgede yapılan kum konisi ve nükleer deneylerden elde edilen geoteknik parametrelerin istatistik analizi yapılarak, bu deneylerin sonucunda elde edilen kuru birim hacim ağırlık, su muhtevası ve sıkışma yüzdesi verilerinin karşılaştırılması suretiyle deneylerin güvenilirliği araştırılmıştır. Aynı zamanda ilgili parametreler üzerinde yapılan t, ki-kare ve varyans analizi ile deney verilerinin ana istatistiksel parametreleri arasındaki ilişkilerin anlamlılığı; saçılma analizleri ile ise, deneylerden elde edilen parametreler arasındaki doğrusal ilişkiler araştırılmıştır. Böylece nükleer deneyin hızlı yapılabilme avantajına karşın, kum konisi yöntemi ile bulunan değerlere ne ölçüde yakınsadığı, çalışma kapsamında çeşitli istatistiki yöntemlerle araştırılmıştır. Aynı zamanda, ilgili parametreler arasında dokuz farklı eşitlik geliştirilmiştir. Çalışmada elde edilen doğrusal olmayan modellerin, doğrusal modellerle karşılaştırılması sonucunda, zeminin sıklığının belirlenmesinde kullanılan deney sonuçları arasındaki ilişkinin değerlendirilmesinde doğrusal olmayan modellerin daha etkili olduğu yönünde bir genelleme yapılabileceği ortaya konmuştur. Ayrıca, benzer çalışmaların diğer sınıflardaki granüler zeminler için tekrarlanarak, elde edilen ilişkilerin kullanıma açılması gerekliliği de çıkarılması gereken diğer bir sonuçtur.

## KAYNAKLAR

Basheer, I. A. and Najjar, Y. M., “A neural network for soil compaction”, 5<sup>th</sup> International Semposium on Numerical Models in Geomechanics, Davos, Switzerland, 1995, pp 435-440.

Gulen, S., Zhu, K., Weaver, J., Shan, J., Flora, W. F., “Development of improved pavement performance prediction models for Indiana pavement management system”, The Federal Highway Administration, No:17, October 2001, Indiana, pp. 39-49.

Sillers, W. S. and Fredlund, D. G., “Statistical Assessment of Soil-Water Characteristic Curve Models for Geotechnical Engineering”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.38, December 2001, pp. 1297-1313.

Shahin, M. Y., Becker, J. M., “Development of performance prediction models for airfield pavements”, Transportation Research Record, Vol. 985, 1984, pp. 25-33.

Sundin, S., Braban-Ledoux, C., “Artificial intelligence-based decision support technologies in pavement management”, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, Vol. 16, March 2001, pp. 143-157.

Yoon, L.M., Kim, B.T. and Jeon, S.S., “Empirical correlations of compression index for marine clay from regression analysis”, Can. J. Geotech, Vol. 46, December 2004, pp. 1213-1221.

# TUZ ÇÖZELTİSİ İLE KİRLETİLEN SIKIŞTIRILMIŞ KİL ŞİLTELERİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ

## ENGINEERING PROPERTIES OF COMPACTED CLAY LINERS CONTAMINATED BY SALT SOLUTION

S. ARASAN<sup>9</sup>, G. YILMAZ<sup>10</sup>, R.K. AKBULUT<sup>11</sup>, T.YETİMOĞLU<sup>12</sup>

### ABSTRACT

Because of their low permeability, Geosynthetic Clay Liners (GCLs) and Compacted Clay Liners (CCLs) are the main materials used in waste disposal landfills. The engineering properties of GCLs and CCLs is closely related to the leachate. In this study, effect of salt solutions to hydraulic conductivity, electrical conductivity, swelling pressure and pH of clay liners were experimentally investigated. In the tests, two clays (CL and CH class) and FeCl<sub>3</sub> inorganic salt solution at concentrations of 0.01, 0.10, 0.25, 0.50, 0.75, and 1M were used. Experimental results indicated that FeCl<sub>3</sub> might significantly affect the engineering properties of clay liners depending on clay class and salt concentration.

**Keywords:** Clay liner, electrical conductivity, hydraulic conductivity, pH, salt solution, swelling pressure

---

<sup>9</sup> Arş. Gör., Atatürk Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü 25240 Erzurum , arasan@atauni.edu.tr

<sup>10</sup> Y.Lisans Öğrencisi, Atatürk Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü 25240 Erzurum , goncimik@hotmail.com

<sup>11</sup> Arş. Gör., Atatürk Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü 25240 Erzurum , rkakbulut@atauni.edu.tr

<sup>12</sup> Prof. Dr., Atatürk Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü 25240 Erzurum , yetimt@atauni.edu.tr

## ÖZET

Düşük geçirimsizlik özelliklerinden dolayı, katı atık depolama alanlarının kullanılan ana malzemeler geosentetik kil şilte (GCL) ve sıkıştırılmış kil şiltelerdir (CCL). GCL ve CCL'lerin mühendislik özellikleri katı atıklar içinde oluşan sızıntı suyundan etkilenirler. Bu çalışmada, tuz çözeltilerinin sıkıştırılmış kil şiltelerin hidrolik iletkenliği, şişme basıncı, elektrik iletkenliği ve pH değerlerine etkisi deneysel olarak araştırılmıştır. Bu amaçla, CL ve CH sınıfı iki kil ve kirletici sıvı olarak da  $FeCl_3$  inorganik tuz çözeltisi 0.01, 0.10, 0.25, 0.50, 0.75 ve 1M konsantrasyonlarda kullanılmıştır. Deney sonuçları, kil sınıfına ve tuz konsantrasyonuna bağlı olarak  $FeCl_3$  kirleticisinin sıkıştırılmış kil şiltelerin mühendislik özelliklerini önemli derece etkileyebileceğini göstermiştir.

**Anahtar Sözcükler:** Tuz çözeltisi, kil şilte, hidrolik iletkenlik, elektriksel iletkenlik, şişme basıncı, pH

## 1. GİRİŞ

Geosentetik kil şilteler (GCL) ve sıkıştırılmış kil şilteler (CCL) düşük hidrolik iletkenliklerinden dolayı, katı atık depolama alanlarında kullanılan ana malzemelerdir. GCL ve CCL'lerin mühendislik özellikleri katı atıklar içinde oluşan sızıntı suyundan etkilenirler. Dolayısıyla, bu tür malzemelerin katı atık depolarında geçirimsizlik elemanı olarak uygun bir şekilde kullanılabilmesi için kimyasallar ile etkileşimi (kirlenmesi) sonucunda mühendislik özelliklerin nasıl değiştiğinin araştırılması gerekir.

Literatürdeki çalışmaların büyük bir çoğunluğu bentonit kili ve bentonit kilinden üretilen GCL'ler üzerinde yoğunlaşmıştır. Bu çalışmalarda genellikle tuz çözeltilerinin hidrolik iletkenliğe etkisi (Petrov and Rowe, 1997; Shackelford et al., 2000; Jo et al., 2001; Jo et al., 2004; Kolstad et al., 2004; Lee et al., 2005; Lee and Shackelford, 2005; Jo et al., 2005; Mishra et al., 2005) ve şişme özelliklerine etkisi (Alawaji, 1999; Jo et al., 2001; Kolstad et al., 2004; Lee et al., 2005) araştırılmıştır. Yapılan bu çalışmalar sonucunda, tuz çözeltilerinin bentonitin yapısını bozduğu, difüzyon çift tabaka (Diffusion Double Layer-DDL) kalınlığını azalttığı ve bunun neticesinde hidrolik iletkenliğin artış, şişme özelliklerinin ise azalış eğilimi gösterdiği belirlenmiştir.

Sıkıştırılmış kil şiltelerde kullanılan yüksek plastisiteli killer ile düşük plastisiteli killerin mühendislik özelliklerinin, tuz çözeltilerinden nasıl etkileneceği konusunda ise literatürde sınırlı sayıda çalışma bulunmaktadır (Park et al., 2006; Sivapullaiah and Manju, 2005; Turer, 2007; Arasan ve Yetimoğlu, 2006; Yılmaz, 2007). Bu çalışmalarda, bentonit gibi yüksek plastisiteli killerin aksine düşük plastisiteli killerin kimyasallardan kısmen etkilendiği belirlenmiştir.

Bu çalışmada, sıkıştırılmış kil şiltelerin tuz çözeltileri ile mühendislik özelliklerinin değişimini incelemek amacıyla laboratuarda CL ve CH sınıfı iki kil üzerinde bir seri hidrolik iletkenlik, şişme basıncı, elektrik iletkenlik ve pH deneyleri yapılmıştır. Deneylerde kirlenici sıvı olarak; FeCl<sub>3</sub> inorganik tuz çözeltisi değişik konsantrasyonlarda (0.01, 0.10, 0.25, 0.50, 0.75 ve 1M) kullanılmıştır.

## 2. MATERYAL ve YÖNTEM

### 2.1 Kullanılan Malzemeler

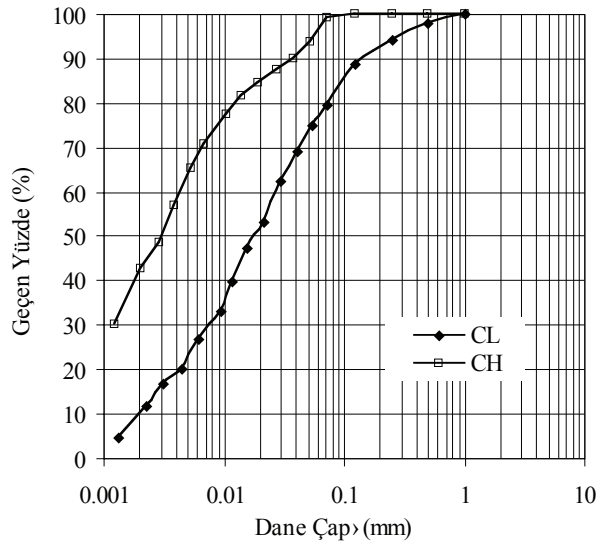
Deneylerde, düşük plastisiteli (CL sınıfı) ve yüksek plastisiteli (CH sınıfı) iki kil kullanılmıştır. Bu killere ait bazı mühendislik özellikleri laboratuvar deneyleri ile belirlenmiştir. Killerin belirlenen mühendislik özellikleri Tablo 1’de, granülometri eğrileri ise Şekil 1’de verilmiştir. Deneylerde, kirlenici olarak demir III klorür (FeCl<sub>3</sub>) tuzu 0.01M, 0.10M, 0.25M, 0.50M, 0.75M ve 1M konsantrasyonlarında kullanılmıştır. Kullanılan FeCl<sub>3</sub>.6H<sub>2</sub>O tuzu 270.32 gr molekül ağırlığında ve 20<sup>0</sup>C’de 91.90 g/100gH<sub>2</sub>O(°C) çözünürlüğe sahiptir (Anonim, 2007).

**Tablo 1.** Deneylerde kullanılan killerin özellikleri

		CL Kili	CH Kili
Kil İçeriği,	< 0.002 mm (%)	10	43
İnce Dane İçeriği,	<0,075 mm (%)	80	99
Özgül Ağırlık,	G <sub>S</sub>	2.77	2.79
Likit Limit,	w <sub>L</sub> (%)	40	113
Plastik Limit,	w <sub>P</sub> (%)	23	38
Plastisite İndisi,	I <sub>P</sub> (%)	17	75
Optimum Su Muhtevası,	w <sub>opt</sub> (%)	15	36
Mak. Kuru Birim Hacim Ağırlık,	γ <sub>kmax</sub> (gr/cm <sup>3</sup> )	1.86	1.24
Hidrolik İletkenlik,	k (cm/sn)	6.97 10 <sup>-7</sup>	7.69 10 <sup>-9</sup>
Şişme Basıncı,	(kPa)	71	281
Elektrik İletkenliği,	EC (µS/cm)	49	203
pH		8.70	10.38

## 2.2. Hidrolik İletkenlik Deneyleri

Bu çalışmada, hidrolik iletkenlik deneyleri laboratuarda ASTM D 5856'ya uygun olarak kompaksiyon kalıplı düşen seviyeli hidrolik iletkenlik deney düzeneğinde yapılmıştır (Şekil 2). Numuneler kompaksiyon kalıbında saf su kullanılarak optimum su muhtevalarında ve Standart Proctor enerjisinde sıkıştırılmıştır. Sıkıştırılan numuneler deney düzeneğine yerleştirildikten sonra, geçirimsizlik sıvısı (kirlenici sıvı) olarak farklı konsantrasyonlardaki  $FeCl_3$  tuzu kullanılmıştır. Kararlı akış sağlanması için birkaç gün beklenildikten sonra 2-3 hafta boyunca belirli zaman aralıklarında okumalar alınarak deney devam ettirilmiştir. Her bir deney, sonuçların güvenilirliği açısından en az iki kez tekrarlanmıştır.



Şekil 1. Deneylerde kullanılan killerin granülometri eğrileri

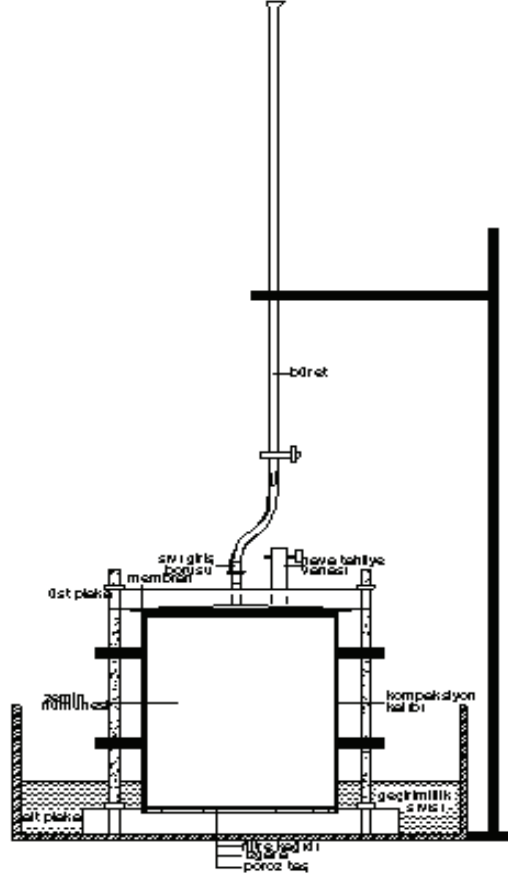
## 2.3. Şişme Basıncı Deneyleri

Hidrolik iletkenlik deneyleri sonunda,  $FeCl_3$  çözeltisi ile kirlenen numunelerden şişme basıncı için örnekler alınmıştır. Bu örnekler üzerinde şişme basıncı deneyleri ASTM D4546 Metot C 'ye uygun olarak ödometre deney aletinde yapılmıştır.

## 2.4 Elektrik İletkenliği ve pH Deneyleri

Şişme basıncı deneylerinde olduğu gibi hidrolik iletkenlik deneyleri tamamlandıktan sonra  $FeCl_3$  çözeltisi ile kirlenmiş numunelerden bir miktar örnek alınmış ve  $105^{\circ}C$ 'de etüvde kurutulmuştur. Kuru numuneler 1/100 (katı/su) oranında saf su ile karıştırılmış ve karışım

bir saat boyunca mekanik bir alet kullanılarak çalkalanmıştır. Daha sonra bu karışımın elektrik iletkenlik değerleri dijital bir iletkenlik aleti ile ölçülmüştür. Benzer şekilde aynı karışımlar üzerinde numunelerin pH değerleri bir pH metre kullanılarak ölçülmüştür. Buna ek olarak, kirletici sıvı olarak kullanılan  $FeCl_3$  çözeltisinin elektrik iletkenlik ve pH değerleri de aynı aletlerle belirlenmiştir.

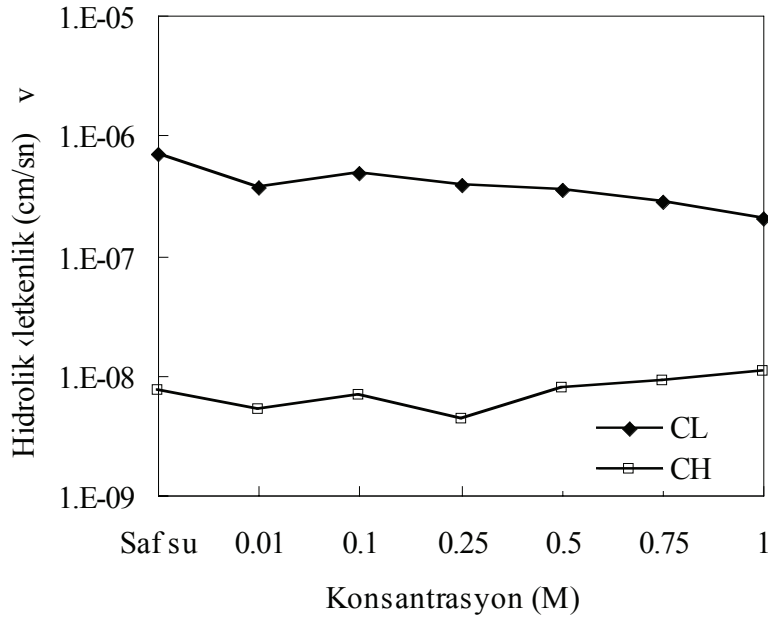


**Şekil 2.** Kompaksiyon kalıplı düşen seviyeli hidrolik iletkenlik deney düzeneği (Yılmaz, 2007).

### 3. BULGULAR ve TARTIŞMA

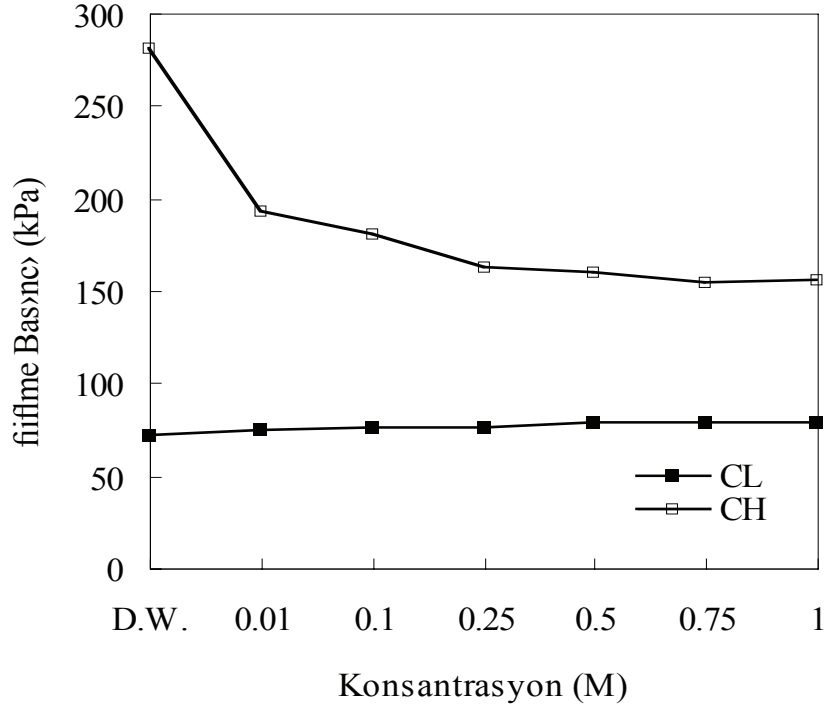
Deneylerden elde olunan tuz konsantrasyonu-hidrolik iletkenlik, şişme basıncı, elektrik iletkenlik ve pH ilişkileri sırasıyla Şekil 3, 4, 5 ve 6'da verilmiştir. CL ve CH sınıfı killerin kirletici ile etkileşimini karşılaştırmalı olarak görebilmek için mühendislik özelliği-konsantrasyon ilişkisi aynı şekil üzerinde verilmiştir. Şekil 3'ten görüleceği gibi tuz konsantrasyonunun artmasıyla CL kilinin hidrolik iletkenlik değeri azalmış, buna karşın CH kilinin hidrolik iletkenlik değerlerinde önemli bir değişim gözlenmemiştir. Şekil 4, konsantrasyonun artmasıyla CH kilinin şişme basıncında azalış, CL kilinin şişme basıncında ise kısmi bir artış olduğunu göstermektedir.

CH kili üzerinde yapılan deney sonuçlarına benzer olarak literatürde bentonit kili üzerinde yapılan çalışmalarda hidrolik iletkenliğin artacağı, şişme miktarının ise azalacağı belirtilmiştir (Petrov and Rowe, 1997; Alawaji, 1999; Shackelford et al., 2000; Jo et al., 2001; Jo et al., 2004; Kolstad et al., 2004; Lee et al., 2005; Lee and Shackelford, 2005; Jo et al., 2005; Mishra et al., 2005). Buna karşın, literatürde kaolinit kili üzerinde yapılan bazı çalışmalarda kimyasallar etkisinde şişme basıncının (Turer, 2007) ve şişme indisinin (Sivapullaiah and Manju 2005) artacağı belirtilmiştir. Sivapullaiah and Manju (2005) bu artışın sebebi olarak yeni şişen minerallerin oluşmasını gösterilmişlerdir. Benzer olarak, bu çalışmada CL kili için elde olunan deney sonuçlarında gözlenen farklılığın nedeninin ise  $FeCl_3$  etkisinde yeni şişme minerallerin oluşması olabileceği düşünülmektedir.



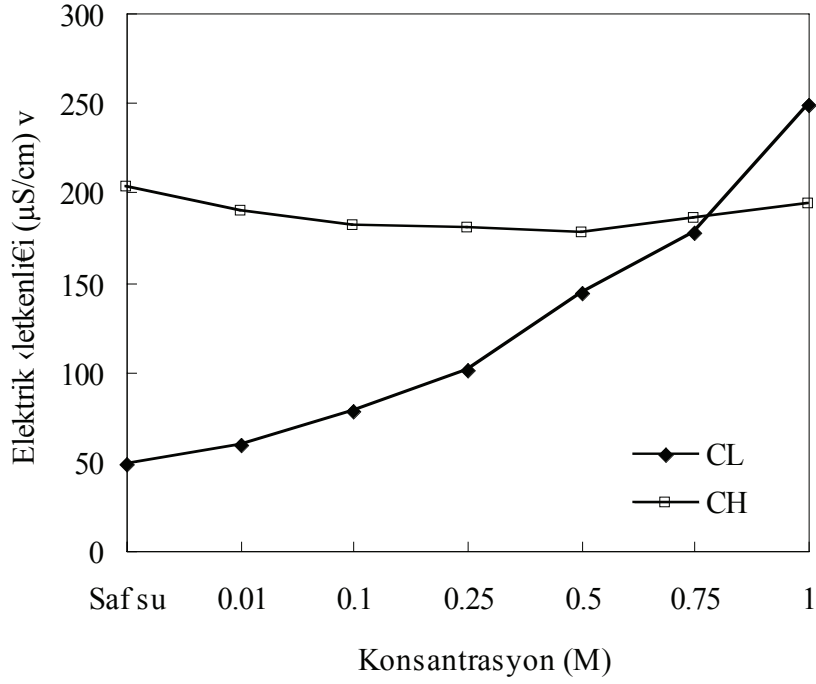
**Şekil 3.** Hidrolik iletkenliğin  $FeCl_3$  tuz konsantrasyonları ile değişimi



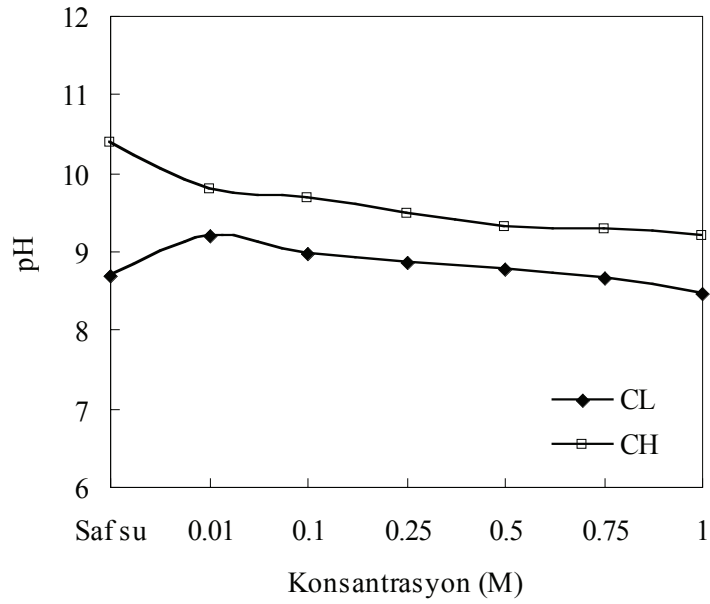


**Şekil 4.** Şişme basıncının  $FeCl_3$  tuz konsantrasyonları ile değişimi

Şekil 5'ten görüleceği gibi CL kilinin elektrik iletkenlik değerleri  $FeCl_3$  konsantrasyonunun artmasıyla artmıştır. Buna karşın, CH kilinin elektrik iletkenlik değerleri konsantrasyonun artışıyla azalmıştır. CL kili deney sonuçlarına benzer olarak Kaya (2001)'de yaptığı çalışmada bentonit ve kaolinit kilinin elektrik iletkenliğinin kil-su karışımındaki NaCl konsantrasyonunun artmasıyla artacağını ifade etmiştir. Buna karşın, kil-su karışımlarında elektrik iletkenliğin sadece kil ve sıvının bir fonksiyonu değil, kimyasal içerik, dane dağılımı ve danelerin şekline bağlıdır (Kaya and Fang 1997). Bu nedenle, CH kili üzerinde yapılan elektrik iletkenlik deneyleri sonucunda elde edilen azalışların sebebinin CH kilinin kimyasal ve mineralojik yapısından kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 5. Elektrik iletkenliğinin FeCl<sub>3</sub> tuz konsantrasyonları ile değişimi



Şekil 6. pH değerinin FeCl<sub>3</sub> tuz konsantrasyonları ile değişimi

pH deney sonuçları, FeCl<sub>3</sub> çözeltisinin killere üzerinde kısmen etkili olduğu ve pH değerlerini bir miktar azalttığını göstermektedir. Benzer şekilde, Ouhadi et al. (2006) bentonitin pH değerinin ağır metal konsantrasyonunun artmasıyla azalacağını ifade etmişlerdir.

Sıkıştırılmış kil şiltelerde düşük geçirimsizlik özelliklerinden dolayı CH sınıfı killer yaygın olarak kullanılmaktadır. Bunun yanında, yapılan bu çalışma sonuçları düşük plastisiteli killerin  $FeCl_3$  çözeltisi etkisinde hidrolik iletkenlik açısından olumlu bir şekilde etkilendiğini göstermiştir. Bu nedenle, CH kili temininin zor ve/veya pahalı olacağı bazı özel koşullarda, katı atık depolarında CH sınıfı killer yerine CL sınıfı killerin de kullanılabilmesi söylenebilir.

#### 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, farklı iki kilin mühendislik özelliklerine  $FeCl_3$  tuz çözeltisinin değişik konsantrasyonlarının etkisini araştırılmak amacıyla laboratuarda hidrolik iletkenlik, şişme basıncı, elektrik iletkenliği ve pH deneyleri yapılmıştır. Deneylerden elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- $FeCl_3$  tuz çözeltisi, CL kilinin hidrolik iletkenliğini azaltmış, CH kilinin hidrolik iletkenliğini ise etkilememiştir.
- Konsantrasyonun artmasıyla CH kilinin şişme basıncında azalış, CL kilinin şişme basıncında ise kısmi bir artış tespit edilmiştir.
- CL kilinin elektrik iletkenliği  $FeCl_3$  konsantrasyonunun artmasıyla artmıştır. Buna karşın, CH kilinin elektrik iletkenliği konsantrasyonun artışıyla azalmıştır.
- $FeCl_3$  çözeltisi her iki kilinde pH değerlerini bir miktar azaltmıştır.

Bu çalışma sonuçlarına dayanılarak, CH kili temininin zor ve/veya pahalı olacağı bazı özel koşullarda, katı atık depolarında CH sınıfı killer yerine CL sınıfı killerde kullanılabilmesi söylenebilir.

#### KAYNAKLAR

- Alawaji, H.A., 1999. Swell and compressibility characteristics of sand-bentonite mixtures inundated with liquids. *Applied Clay Science*, 15: 411-430.
- Anonim, 2007. <http://www.kimyaevi.org/dokgoster.asp?dosya=903000005> (21.06.2007).
- Arasan, S., Yetimoğlu, T., 2006. Sızıntı suyu bileşenlerinin kil şiltelerin kıvam limitlerine etkisi. *Zem. Mek. ve Tem. Müh.* 11. Ulusla Kongresi, Trabzon, 439-445.
- Daniel, D. E., 1993. *Geotechnical Practice for Waste Disposal*. Chapman & Hall, London.

- Jo, H. Y., Katsumi, T., Benson, C. H., Edil, T. B., 2001. Hydraulic conductivity and swelling of nonprehydrated GCLs permeated with single-species salt solutions. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 127(7): 557-567.
- Jo, H.Y., Benson, C.H., Edil, T.B., 2004. Hydraulic conductivity and cation exchange in non-prehydrated and prehydrated bentonite permeated with weak inorganic salt solutions. *Clays and Clay Minerals*, 52(6): 661-679.
- Jo, H.Y., Benson, C.H., Shackelford, C.D., Lee, J.M., Edil, T.B., 2005. Long-term hydraulic conductivity of a geosynthetic clay liner permeated with inorganic salt solutions. *J. Geotech. Geoenv. Eng.* 131(4): 405-417.
- Kaya, A., 2001. Electrical spectroscopy of kaolinite and bentonite slurries. *Turkish Journal of Engineering and Environmental Science*, 25, 345-354.
- Kaya, A., Fang, H.Y., 1997. Identification of contaminated soils by dielectric constant and electrical conductivity. *Journal of Environmental Engineering, ASCE*, 123(2), 169-177.
- Kolstad, D. C., Benson, C. H., Edil, T. B., 2004. Hydraulic conductivity and swell of nonprehydrated geosentetic clay liners permeated with multispecies inorganic solutions. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 130(12): 1236-1249.
- Lee, J. M. and Shackelford, C. D., 2005. Impact of bentonite quality on hydraulic conductivity of geosynthetic clay liners. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 131(1): 64-77.
- Lee, J. M., Shackelford, C. D., Benson, C. H., Jo, H. Y., Edil, T. B., 2005. Correlating index properties and hydraulic conductivity of geosynthetic clay liners. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 131(11): 1319-1329.
- Mishra, A.K., Ohtsubo, M., Li, L., Higashi, T., 2005. Effect of salt concentrations on the permeability and compressibility of soil-bentonite mixtures. *J. Fac. Agr. Kyushu Uni.* 50(2): 837-849.
- Park, J., Vipulanandan, C., Kim, J.W., Oh, M.H., 2006. Effects of Surfactants and Electrolyte Solutions on the Properties of Soil. *Environmental Geology*, 49: 977-989.
- Petrov, R. J. and Rowe, R. K., 1997. Geosynthetic clay liner (GCL)-chemical compatibility by hydraulic conductivity testing and factors impacting its performance. *Can. Geotech. J.*, 34(6): 863-885.
- Ouhadi, V.R., Yong, R.N., Sedighi, M., 2006. Influence of heavy metal contaminants at variable pH regimes on rheological behaviour of bentonite. *Applied Clay Science*, 32, 217-231.

- Shackelford, C.D., Benson, C.H., Katsumi, T., Edil, T.B., Lin, L., 2000. Evaluating the hydraulic conductivity of GCLs permeated with non-standart liquids: Geotext. Geomem. 18: 133-161.
- Sivapullaiah, P.V., Manju, 2005. Kaolinite-alkali interaction and effects on basic properties. Geotechnical and Geological Engineering, 23: 601-214.
- Turer, D., 2007. Effect of heavy metal and alkali contamination on the swelling properties of kaolinite. Environmental Geology, 52: 421-425.
- Yılmaz, G., 2007. Katı atık depolarında oluşan çöp sızıntı sularının kil şiltelerin geçirimsizliğine etkisi. Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Atatürk Üniversitesi, Erzurum.

# KİL - KUM KARIŞIMI ZEMİNLERDE KARIŞIM ORANININ İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI ÜZERİNE ETKİSİNİN İNCELENMESİ

Hanifi Çanakcı\*

Hamza Güllü\*

\* Gaziantep Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, 27310 Gaziantep, TÜRKİYE

e-mail: [canakci@gantep.edu.tr](mailto:canakci@gantep.edu.tr)

## ABSTRACT

In this study experimental study, 5%, 15%, 30%, 50% and 70% sand by weight was mixed with clay and change in internal angle of friction of mixed soil was investigated under constant water content. Clay used in the experiment was low plastic clay according to Unified Classification System (USCS) and the sand was poorly graded sand according to USCS. The water content of the prepared test samples were taken as the plastic limit of the clay. Internal friction angle of the samples were determined using direct shear test. Test results showed that friction angle of the soil matrix decreases up to 15% of the sand content beyond this percent it increases up to 40°.

## ÖZET

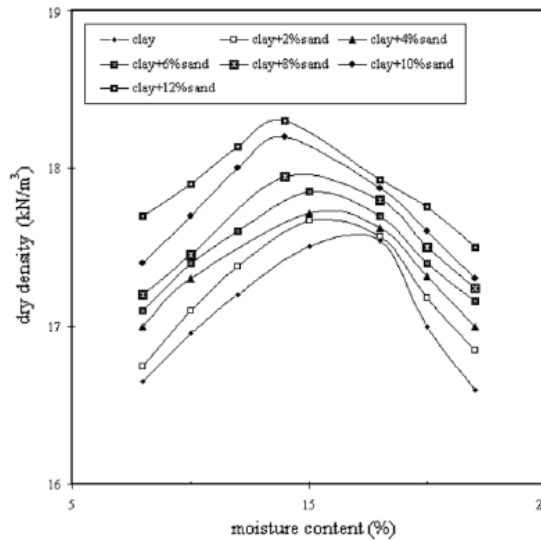
Bu çalışmada, kile ağırlıkça %5, 15, 30, 50 ve 70 oranlarında kum karıştırılarak, sabit su muhtevasında kayma mukavemeti parametrelerinden içsel sürtünme açısındaki değişim deneysel olarak incelenmiştir. Denejde, birleştirilmiş zemin sınıflandırmasına sistemine göre düşük plastisiteli kil (CL) olarak tanımlanan kırmızı renkli kil kullanılmıştır. Kilin içerisine karıştırılan kumun uniformluk sayısı,  $C_u = 1.1$ , derecelenme sayısı  $C_c = 0.92$  ve gevşek haldeki içsel sürtünme açısı 34° dir. Denejlerdeki su muhtevası kilin plastik limit değeri kabul edilmiş olup, deney numuneleri bu su muhtevasında yapılan standart Proktor deneyinden elde edilmiştir. Proktor kalıbında sıkıştırılmış olan zeminden alınan numuneler üzerinde kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Kesme kutusu deney sonuçları, karışımın içsel sürtünme açısının kum oranının %15 değerine kadar azaldığını, bu değerden sonra ise artarak 40° ye kadar çıktığı gözlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Kum, Kil, İçsel sürtünme açısı, kesme kutusu

## GİRİŞ

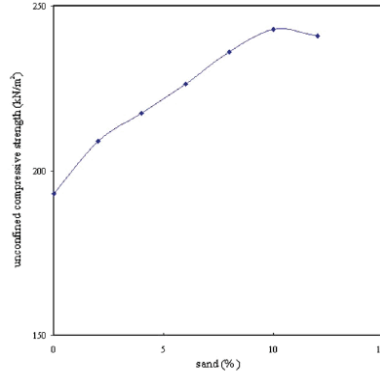
Zemin etüt çalışmaları esnasında her zaman kil, kum, çakıl veya kaya ile karşılaşılmamaktadır. Sondajlar sırasında alınan numunelerin bazen killi-kum bazen da çakıllı-kum-kil karşımı olduğu görülmektedir. Literatürde genellikle kil, kum, çakıl ve kayanın geoteknik parametrelerinin laboratuarda geliştirilmiş ve kabul görmüş olan deney yöntemleri ile nasıl bulunacağı detaylı olarak bahsedilmiştir. Adı geçen karışık zeminlerle ilgili sınırlı sayıda bilgi ulaşılabilmektedir.

Killi-kum ve killi-çakıl karışımların oluşturduğu zeminler üzerinde yapılmış olan çalışmalara literatürde rastlamak mümkündür ( Kumar ve diğ. 2006, Tunç, 2002). Kumar ve diğ. (2006) kil içerisindeki kum oranının serbest basınç mukavemetine, optimum su muhtevasına (OSM) ve maksimum kuru birim hacim ağırlığa (MKBHA) olan etkilerini incelemişler. Çalışmalarında, birleştirilmiş zemin sınıflama sistemine göre yüksek plastisiteli kil (CH) içerisine %0 ile %12 arasında değişen oranlarda kötü derecelenmiş kumu (SP) karıştırmışlar. Proktor deneyleri sonucunda, kum miktarının artmasıyla OSM azaldığını ve MKBHA arttığını gözlemlemişler (Şekil 1).



Şekil 1 Kil-kum karışımı Proktor deney sonuçları (Kumar ve diğ., 2006).

Serbest basınç dayanım deneyleri sonucunda ise kum oranının %10 değerine kadar mukavemetin arttığı bu değerden sonra ise azaldığını gözlemlemişler (Şekil 1). Tunç (2002) aktardığı bir çalışmada çakıl miktarının OSM ve MKBHA üzerine etkisinden bahsederken kil içerisindeki çakıl miktarının artmasıyla OSM azaldığını ve MKBHA ise arttığını söylemektedir.



Şekil 2 Kum oranının serbest basınç mukavemeti üzerine etkisi (Kumar ve diğ., 2006).

Bu çalışmada, Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemine göre düşük plastisiteli kil (CL) olarak tanımlanan kil içerisine ağırlıkça %5, %15, %30, %50 ve %70 oranlarında yine aynı sınıflama sistemine göre kötü derecelenmiş kum (SP) karıştırılarak, sabit su muhtevasında kayma mukavemeti parametrelerinden içsel sürtünme açısındaki değişim deneysel olarak incelenmiştir.

## MATERYAL

Deneyde kullanılan kil, Gaziantep Üniversitesi kampusu içerinden alınmıştır. Kırmızı renkli ve Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemine (BZSS) göre düşük plastisiteli kil (CL) olarak sınıflandırılan kilin indeks özellikleri Tablo 1 de verilmiştir. Karışımda kullanılan kum is yine BZSS göre kötü derecelenmiş kum (SP) olarak sınıflandırılan sarı renkli Leighton Buzzard kumudur (Şekil 3). Deneyde kullanılan kumun özellikleri Tablo 2 de verilmiştir.

Tablo 1. Kilin indeks özellikleri

Likit limit (%)	Plastik limit (%)	Plastisite indisi
40	25	15



Şekil 3. Deneyde kullanılan kum.



Tablo 2. Deneyde kullanılan kumun özellikleri

Uniformluluk sayısı , Cu	1.1
Derecelenme sayısı, Cc	0.92
Maksimum kuru birim hacim ağırlık, $\gamma_{max}$ ( kN/m <sup>3</sup> )	17.0
Minimum kuru birim hacim ağırlık $\gamma_{min}$ ( kN/m <sup>3</sup> )	14,3
İç sürtünme açısı (sıkı), $\phi$	49°
İç sürtünme açısı (gevşek), $\phi$	34°

## METOD

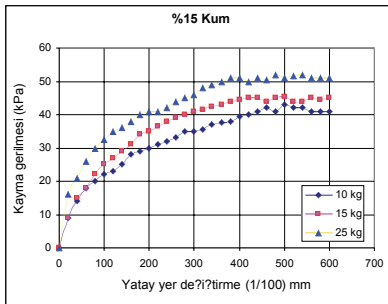
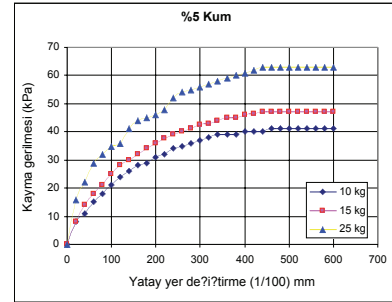
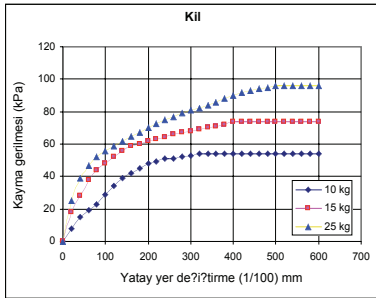
Bu çalışmada kum-kil karışımında kum oranının kayma mukavemet parametrelerinden olan içsel sürtünme açısına etkisi incelendiğinden, karışımın su muhtevası her numune için sabit tutularak kilin plastik limit değeri alındı. İçsel sürtünme açısının belirlenmesi için numuneler üzerinde kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Kesme kutusu deneylerinde kullanılacak olan kil ve kum numuneleri kilin plastik limit değerindeki suyla iyice karıştırılarak 24 saat ağzı kapalı plastik kap içerisinde bekletilmiştir. Karışıma katılacak olan kumun, karışımın su muhtevasını etkilememesi için karışıma suya doymuş yüzey kuru halde eklenmiştir. Hazırlanmış olan karışım numuneleri üzerinde standart Proktor deneyi yapılarak her karışımdan kesme kutusu deneyi için üç adet örselenmemiş numuneler alınmıştır. Karışımdaki kumun numune içerisinde eşit dağıtılmasına özen gösterilmiş ve karıştırma işlemi elle yapılmıştır. Kesme kutusu deneyleri yapılırken kutunun içerisine yerleştirildiği hazne suyla doldurulmuştur. Tüm deneyler ELE D300 marka aletle ve yükleme hızı 1 mm/dk olacak şekilde yapılmıştır. Yükleme toplam deformasyonun %10 na ulaşıncaya kadar devam edilmiştir. Kesme kutusu deneyleri ASTM D 3080-98 e göre ve sıkıştırma deneyleri ise ASTM D 698-00a ya uygun olarak yapılmıştır.

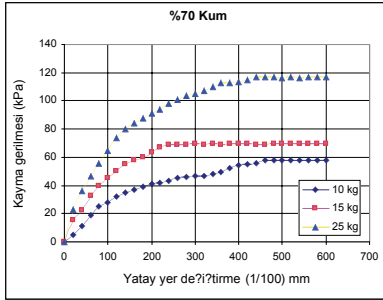
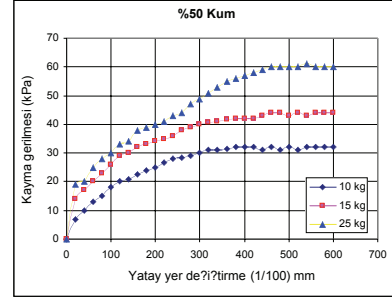
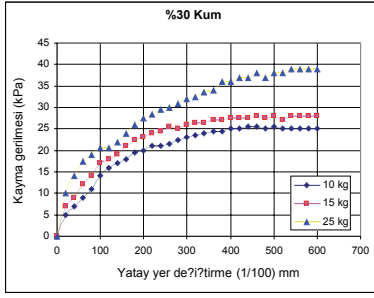
## DENEY SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRME

Farklı oranlardaki kil-kum karışımının içsel sürtünme açısının incelendiği bu çalışmada kayma gerilmelerinin yatay yer değiştirme grafikleri Şekil 4 de verilmiştir. Şekiller incelendiğinde tüm kum-kil karışım oranlarında kırılma gerilmesinin kesin olarak tarif edilemediği görülmektedir. Bu durumda yatay yer değiştirmenin %10-20 değerindeki kayma gerilmesi kırılma veya göçme gerilmesi olarak alınabilmektedir ((Liu and Evett, 1984 ve ASTM D 3080-98, 2003). Bu çalışmada kırılma gerilesi yatay yer değiştirmenin %10 olduğu andaki kayma gerilmesi kayma mukavemeti olarak alınmıştır. Saf kil ve her

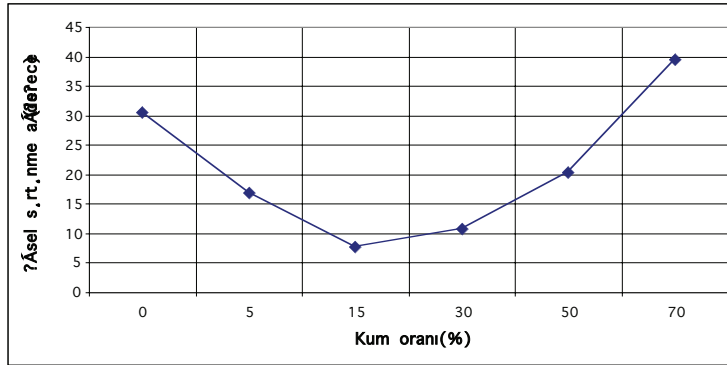
kil-kum karışımı için normal gerilme-kayma gerilmesi eğrileri çizilerek karışımların içsel sürtünme açıları belirlenmiştir.

Karışımların içsel sürtünme açılarının karışımdaki kum oranına bağlı olarak değişimi aşağıda Şekil 5 de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere içsel sürtünme açısı belirli bir değerden başlayarak azalıp tekrar artmaktadır. Hiç kum karıştırılmamış halde ve plastik limit değerindeki su muhtevasında kilin içsel sürtünme açısı  $30^\circ$  iken bu değer %15 kil katılmasıyla  $8^\circ$  civarına inmekte ve kum miktarının %70 olmasında ise  $40^\circ$  ye çıkmaktadır. Kum miktarının %15 i geçmesiyle karışım içsel sürtünme açısının arttığı ve karışımın içsel sürtünme açısının kumun orta sıkı haldeki içsel sürtünme açısına yaklaştığı görülmüştür. Literatürde, kuma ait içsel sürtünme açısı değerleri  $28^\circ$ - $50^\circ$  (gevşek-sıkı), kile ait olanların ise  $3^\circ$ - $20^\circ$  (CU) arasında değiştiği bildirilmektedir (Bowles, 1996). Şekil 5 de verilen grafik ile ortaya çıkan eğilim, kil-kum karışımı zeminlerde kum miktarı arttıkça karışım davranışındaki kilin etkisinin azaldığına, bununla beraber kum miktarının çoğalmasıyla kum daneleri arasındaki temasın arttığına işaret etmektedir. Ancak, özellikle kum miktarının karışım içerisindeki oranının %15 ten az olduğu durumlarda içsel sürtünme açısının azalıyor olması su muhtevasının matris yapı içerisinde bulunan kili önemli derecede etkilemiş olabileceği kanaatini doğurmaktadır.





şekil 4. Kesme kutusu deney sonuçlarından kayma gerilmesi yatay yer değiştirme grafikleri



şekil 5. Kum oranının içsel s. rt. nme ađđıřtirme açısına etkisi

## SONUÇ VE ÖNERİLER

Arazide çeşitli sebeplerle karşılaştığımız kil-kum karşımı zeminlerde içsel s. rt. nme açısının karşıma giren zemin oranları ile nasıl değiştiğinin incelenmesi için yapılan bu çalışmada su muhtevası sabit tutulmak kaydıyla karşımdaki kum oranının %15 olması halinde içsel s. rt. nme açısının en k.ek değere indiği, karşımdaki kum miktarı %15 geçtikten sonra içsel s. rt. nme açısının artarak kumun içsel s. rt. nme açısına yaklaştığı g.r.lm.řt.r. Bu t.r çalışmaların değişik kum ve kil tipleri için tekrarlanarak bu karşımların davranışları hakkında daha detaylı bilgi elde edilmesi ve literat.üre katkı sağlanmalıdır.

## **KAYNAKLAR**

ASTM D 698, Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort, Annual Book of ASTM Standards (1998), American Society For Testing and Materials. West Conshohocken.

ASTM D 3080, Standard test method for direct shear test of soils, Annual Book of ASTM Standards (1998), American Society For Testing and Materials, West Conshohocken.

ASTM D 4318, Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils, Annual Book of ASTM Standards (1998), American Society For Testing and Materials, West Conshohocken.

Bowles J. E. (1996). Foundation design and analysis. 5th Edi. McGraw-Hill.

C. Liu and J.B. Evet, (1984). Soil Properties, Testing, Measurement and Evaluation, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey

Tunç E., (2002). Yol mühendisliğinde geoteknik ve uygulamaları. Atlas yayın dağıtım, İstanbul. pp. 192-193.

A. Kumar, B.S.Walia, J. Mohan, (2006). Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay. Construction and Building Materials 20, pp. 1063–1068.

# **GEOSENTETİK ÜRÜNLERİN GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ SORUNLARININ ÇÖZÜMÜNDE KULLANIMI VE SAĞLANAN FAYDALAR**

H. Recep, YILMAZ

Doçent Doktor

Ege Üniversitesi

İzmir, Türkiye

Tuğba, ESKİŞAR

Araştırma Görevlisi

Ege Üniversitesi

İzmir, Türkiye

## **USAGE OF GEOSYNTHETIC PRODUCTS TO SOLVE GEOTECHNICAL PROBLEMS AND THEIR ADVANTAGES**

### **ABSTRACT**

Geosynthetics have been in the last decade a product with a constant growing interest in the building industry. From the first projects (already back in the late fifties) that were carried out with geotextiles, mostly on a trial and error basis, until now a tremendous increase of knowledge on the mechanism governing the proper functioning of the geotextile can be noticed. Especially in the last 15 years theoretical models have been developed which give very good results when correlated to actual site conditions.

Geosynthetics, including geotextiles, geogrids, geomembranes, geonets, geocomposites, and geosynthetic clay liners, often used in combination with conventional materials, offer the following advantages, space savings, material quality control, construction quality control, cost savings, technical superiority, construction timing, material development, material availability, environmental sensitivity.

## ÖZET

Geosentetikler son yıllarda özellikle inşaat sektöründe giderek artan bir ilgi gören ürünler olmuştur. 50'li yıllardaki ilk projelerden bu yana geotekstiller deneme yanılma yöntemi ile kullanılmışlar ancak bu ürünlerin doğru ve beklenen davranışı, fonksiyonları daha iyi kavranarak açıklanmıştır. Özellikle son 15 yıldan bu yana gerçek arazi koşullarını çok iyi tanımlayabilen teorik modeller geliştirilmiştir.

Geotekstiller, geogridler, geomembranlar, geonetler, geokompozitler ve geosentetik kil kaplamaları ve diğer bazı ürünleri de kapsamına alan geosentetikler geleneksel malzemelerle birlikte kullanılmakta ve başlıkları ile özetle şu avantajları sağlamaktadır: yer kazanma, malzeme kalite kontrolü, imalat kalite kontrolü, maliyetteki kazanımlar, teknik üstünlük, inşaat süresini kısaltma, malzemede gelişim, malzemede tedarik edilebilirlik ve çevresel duyarlılık.

## GİRİŞ

Günümüzde geoteknik mühendisliğinde sıklıkla kullanılan ve en hızlı şekilde gelişim ve değişim gösteren malzemelerin başında adı geçen polimerik malzemeler gelmektedir. Fabrika koşullarında üretilen polimerik malzemeler zemin ile birlikte kullanılarak geoteknik projelerin hayata geçirilmesinde önemli rol oynamakta ve ortam performansını arttırarak geleneksel yöntemlere göre maliyetleri de düşürerek estetik çözümler sunabilmektedir. Bahsi geçen polimerik malzemelerin başında ise geniş bir malzeme ailesi ile yer edinmiş olan geosentetikler yer almaktadır.

## AMAÇ

Hazırlanan bildiri kapsamında geosentetik ürünler ailesinin, fonksiyonlarının ve çok çeşitli kullanılma yerlerinin tanıtılması hangi klasik uygulamaların ve malzemelerin yerini aldıklarının belirtilmesi ve bu ürünlerin kullanılması ile kullanılma yerlerine de bağlı olarak edinilen avantajlar ve sağlanan ekonomi hakkında özlü bilgi ve tecrübelerimizin aktarılması amaçlanmıştır.

## GEOSENTETİĞİN TANIMI VE ÇEŞİTLERİ

ASTM, geosentetiği “bir inşaat projesi, yapı veya sistemin parçası olarak zemin, kaya, toprak veya diğer geoteknik mühendisliği ile ilgili bir malzeme ile beraber kullanılan, polimerik malzemelerden üretilen düzlemsel ürünlerdir” olarak tanımlanmaktadır.

Çeşitleri ise geotekstil, geogrid, geonet, geomembran, geosentetik kil kaplama, geoboru, geokompozit, geofoam, geotüp, geohücre, geo diğerleri olarak gruplandırılabilir. Bildiri kapsamında bu aile içinde özellikle öne çıkan ve en çok kullanılan geotekstil, geogrid ve geomembranlarla ilgili özlü bilgiler aktarılabilecektir.

### Geotekstil

ASTM, geotekstili “bir inşaat projesi, yapı veya sistemin parçası olarak zemin, kaya, toprak veya diğer geoteknik mühendisliği ile ilgili bir malzeme ile beraber kullanılan geçirimli tekstil ürünü” olarak tanımlamaktadır. Son yıllarda kullanımı giderek artmıştır. Üretim tekniği açısından temel olarak iki tip geotekstil yapısı vardır. Bunlar: örgülü geotekstiller ve örgüsüz geotekstillerdir. Ayrıca elyafların bir araya getirilme yöntemlerine göre mekanik, ısı ve kimyasal birleştirme gibi özel işlemler görmüş geotekstiller de mevcuttur. Geotekstillerin 100’den fazla özel uygulama alanı bulunmaktadır; ama genelde geotekstiller aşağıda belirtilen altı fonksiyonu göz önünde bulundurularak kullanılmaktadır. Bu fonksiyonlar ayırma, filtrasyon, drenaj, güçlendirme, koruma, yalıtım olarak sıralanabilir (1).

### Geogrid

Yüksek deformasyon modüllü bu polimer malzemelerin hazırlanması için gerekli yöntemlerdeki gelişmeler sayesinde, özellikle de soğuk işleme yöntemindeki gelişmeler, bu malzemelerin donatı olarak kullanılmasını sağlamıştır. Günümüzde, geogridlerin en önemli kullanım alanları güçlendirmedir. Zeminlerin güçlendirilmesinde farklı bir çok yöntem, malzeme ve yaklaşımlar olmasına karşın, geogridlerin bu alandaki kullanımları da hızla artmaktadır. Geogridlerin en önemli özelliği, açıklık olarak adlandırılan, zeminin içinden geçmesine izin verecek kadar genişlikte, enlemesine ve boylamasına olan şeritler arasındaki mesafelerdir. Geogridlerin şeritlerinin dayanımları yanında, aynı zamanda bağlanma dayanımları da önemlidir. Geogridler, zeminin deliklerinden geçmesine izin verdikleri için yükün uygulandığı boyuna şeritleri dik kesen enine şeritlerde bir pasif dayanım ve zahiri bir

kohezyon oluşur. Aynı zamanda geogridin zemine bağlanması da bu şeritler sayesinde olur (2).

Geogridlerin bir çok kullanım alanı bulunmaktadır. Bunlar, kaplamasız yollarda agreganın altında, toprak dolguların ve dolgu barajların güçlendirilmesinde, şev yenilmeleri ve heyelanlarının onarılmasında, kaplamalarda asfalt donatısı olarak sıralanabilir (2).

## Geomembran

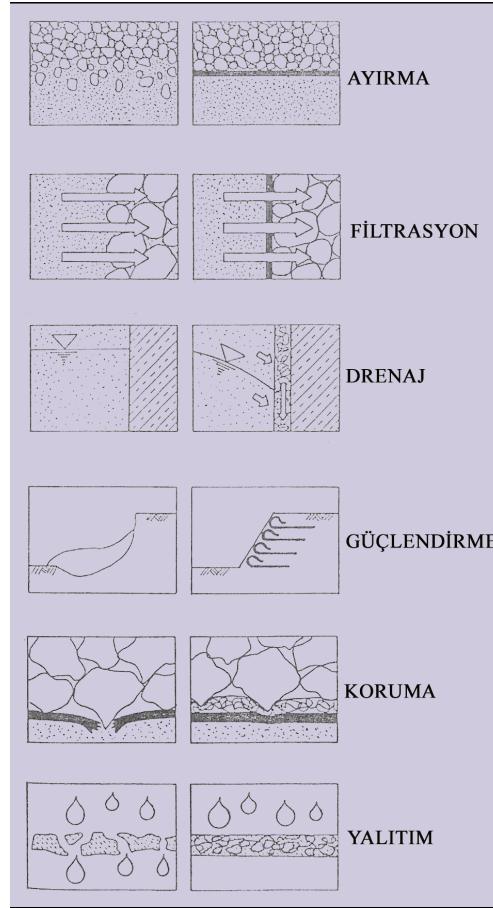
ASTM, geomembranı “geoteknik mühendisliği ile ilgili insan yapısı bir proje, yapı ve sistemde sıvı akımını kontrol altına alabilecek kadar düşük geçirgenlikte asfalt, polimer ve bunların karışımından mamul sürekli membran tipi kaplama ve izole bariyeri” olarak tanımlamaktadır.

Geomembranlar esas olarak geçirimsizliğin sağlanmasında kullanılmaktadır. Saha uygulamalarında geçirimsizliğin sağlanması yine geomembranlar sayesinde olmaktadır. Geomembranların çevre, geoteknik ve hidrolik alanlarında kullanımları şu şekilde sıralanabilir: Sıvı atıklar için kaplama malzemesi olarak, su kanalları için kaplama malzemesi olarak, tünellerin içinde geçirimsizliği sağlamak için, kaya dolgu barajların geçirimsizliğinin sağlanmasında, şişen zeminlerin kontrolünde, dona hassas zeminlerin kontrolünde, asfalt üst kaplamaların altında sızdırmazlığı sağlayan tabaka olarak.

## Geotekstillerin Fonksiyonları

Geotekstillerin altı adet fonksiyonu göz önünde bulundurularak projelendirme çalışmaları yapılmaktadır. Bu bölümde geotekstillerin projelendirmede kullanılan fonksiyonları incelenecektir (Şekil 1).





**Sekil 1.** Geotekstillerin fonksiyonları (3)

### Ayrma Fonksiyonu

Geotekstil, ince daneli zemin ile kaba daneli zemin ara yüzeyine yerleştirildiğinde ayırma fonksiyonu görür. Böylece, üst yapıdan gelen dinamik veya statik yükten dolayı oluşacak malzeme karışımını önlemiş olur. Geotekstiller, süreklilik, esneklik, deforme olabilme, permeabilite ve yüksek çekme dayanımı özelliklerinin sonucu olarak suyun doğal sirkülasyonuna engel olmadan değişik geoteknik özelliklere sahip iki zemini birbirinden ayırır (3).

Ayrma amacıyla kullanılan geotekstilin, bu fonksiyondan başka birçok ikincil faydası olmaktadır. Bunlara örnek olarak; dinamik yükler altındaki ince daneli zeminlerin hareketini engellediği ve fazla suyun drenajına izin verdiği için, yolların servis ömrünün ve taşıma kapasitesinin artması; kaliteli malzeme ile ince daneli zeminin birbirine karışmasını önlediği için, inşaatın durabileceği hava şartlarında bile inşaatın devam etmesi; özellikle yol inşaatlarında daha az agrega kullanılması ve daha iyi sıkışma oluşmasını sağlaması gösterilebilir (4).

## Filtrasyon Fonksiyonu

Geotekstil, bir filtre gibi davranarak, suyun geçişine izin verir ama buna karşın belirlenmiş en küçük dane çaplı zemini tutar ve sürüklenmesine izin vermez. Geotekstil, su akımına karşı yerleştirilir. Filtrasyon isinde kullanılacak geotekstilin uygun maksimum gözenek açıklığı, yeterli su geçirgenliği, sıkışmadan az etkilenme ve yüksek poroziteye sahip olması istenir. Geotekstilin yerleştirilmesinden sonra zemin içindeki su ile birlikte bir miktar ince daneli zemin de taşınır. İlk etapta taşınan bu malzeme geotekstilden mutlaka geçmelidir. Böylece, geotekstilin karşısında içerisinde ince daneli malzemenin bulunmadığı bir tabaka oluşur. Bu doğal olarak elenmiş filtre tabakası işlevi görerek küçük parçacıkların geotekstille doğru hareketini önler. Eğer bu ince daneler geotekstil bünyesinde tutulursa, az geçirimli bir tabaka oluşur ve suyun akışı engellenir. Su akısına engel olmamak ve boşluk suyu basıncı oluşumunu önlemek için, geotekstilin geçirgenliği en az zeminin geçirgenliği kadar olmalıdır. Tıkanma riskini ve geotekstilin sıkışabilirliğini de göz önüne alarak güvenlik faktörü 10 veya 100 (önemli barajlarda) olarak alınır (3).

## Drenaj Fonksiyonu

Geotekstil, kendi düzlemi boyunca (bünyesindeki) sıvı veya gazı istenilen çıkışa doğru taşır. Bu iletim sırasında, sıvı ya da gaz geotekstilin bünyesinde toplanır ve kendi düzlemi içerisinde aktarılır (3). Geotekstiller zemine nazaran, çok geçirgendir. Özellikle gözenekli olduklarında ve yeterli eğim sağlandığında, kendi düzlemlerinde su akımı sağlanabilir. Tünel, düşey dren, rezervuar kaplamaları, temel duvarları gibi suyun tahliye edilmesi gereken inşaatlarda bu nedenle kullanımı faydalı olmaktadır (4).

Drenaj amacı ile kullanılacak geotekstiller, kendi düzleminde yüksek geçirgenlik, basınca karşı yüksek dayanım ve iyi filtre özelliklerine sahip olmalıdır (4).

## Güçlendirme Fonksiyonu

Noktasal yüklerin eşit olarak geniş bir alana yayılması ve oluşan gerilme kuvvetlerine direnerek, zemin kütleliğini güçlendirmesidir (4).

Zeminlerin aksine, geotekstiller çekme direncine sahiptir. Çekme direncini ve kopmadan önce deformasyon kabiliyetini arttırarak, zeminin güçlendirilmesini sağlarlar. Güçlendirme sayesinde yumuşak zeminlerde, önemli derecede agrega tasarrufu yapılarak yol yapımı gerçekleştirilebilmektedir.

### Koruma Fonksiyonu

Geotekstil, deformasyonu ve gerilmeyi azaltarak ya da yayarak istenilen malzemeyi korur. İki malzeme arasına yerleştirilen geotekstil (örneğin asfalt kaplama ile eski yol kaplaması arasına veya geomembran ile agrega arasına) malzemelerden birini korur (asfalt kaplama veya geomembran) (3).

### Yalıtım Fonksiyonu

Geotekstil, geçirimsiz bir tabaka oluşturmak için bitüm veya plastik yalıtım malzemeleriyle doygun hale getirilir. Bir çeşit membran görevi görür. Özellikle yeni kaplama yapılacak eski kaplamalı yolların üzerine serilir. Geotekstilin, yeterli miktarda bitümü tutma özelliği olması gerekir (3).

## KULLANILMA YERLERİNE BAĞLI OLARAK GEOSENTETİK KULLANIMININ GETİRDİĞİ KAZANIMLAR

### **Geosentetiklerin Yollarda Kullanımının Sağladığı Faydalar**

Amerikan Karayolları Teşkilatı, geosentetiklerin, yollarda kullanımı ile sağlanan faydaları aşağıda sıralanan 10 maddede özetlemekte olup, geosentetiğin hangi fonksiyonlarının etkin olduğunu ayrıca belirtmektedir:

- Doğal zeminde oluşan gerilme değerinin azaltılması ve temel tabanı agregasının doğal zemine karışmasını önlemek (Ayırma fonksiyonu),

- Doğal zeminin ince malzemesinin temel zemini içine su etkisi ile pompalanmasını (taşınmasını önlemek) (Ayırma ve Filtrasyon fonksiyonları),
- Zamanla doğal zemin mukavemetinde artış sağlanması (Filtrasyon fonksiyonu),
- Yol üst yapısının bütünlük ve üniformluğunu korumasını sağlamak üzere farklı oturmaları önlemek (Donatı fonksiyonu) (Not: Toplam ve konsolidasyon oturmaları geosentetik donatı kullanımı ile azaltılamaz. Karışık kesitlerde dolgu ve yarma bölümlerinde oluşabilecek oturmaların farkını azaltır.),
- Dona duyarlı zeminlerde kapilarite nedeniyle oluşabilen etkileri azaltır (Drenaj fonksiyonu) şişebilen killi ortamlarda mevsimsel su seviyesi değişimlerinin etkilerini azaltır,
- Serbestçe drene olabilen agregaların tasarımda kullanılmasına müsaade ederek temel malzemesinin karışmasını önlemek (Filtrasyon fonksiyonu),
- Uygun olmayan doğal zemin malzemesinin kaldırılması için gereken hafriyat derinliğini azaltmak (Ayırma ve Donatı fonksiyonları),
- Temel zeminini stabilize etmek üzere serilecek agreganın kalınlığı azaltmak (Ayırma ve Donatı fonksiyonları),
- Yapım esnasında doğal zeminde oluşabilecek örselenmeyi en aza indirmek (Ayırma ve Donatı fonksiyonları),
- Kaplamanın hizmet ömrünü arttırmak ve bakım maliyetlerini en aza indirmek (Tüm fonksiyonlar) (5, 6, 7, 8).

Yol imalatı için gerekli olan agreganın kalitesi ve miktarındaki azalma ile hafriyat ve dolgu maliyetlerinin azalması direkt kazanımlar; sayılan diğer kazanımlar ise indirekt kazanımlar olarak kabul edilmektedir (9).

### **Geosentetiklerin Demiryollarında Kullanımının Sağladığı Faydalar**

Karayollarına benzer olarak aşağıdaki maddeler ile sıralanabilir:

- Taşıma gücünün arttırılması,
- Boşluk suyu basıncının hızla sönümlenmesi,
- Daha kısa bir konsolidasyon süresi elde edilmesi,
- Daha hızlı imalat,
- Granüler dolgu malzemesi ihtiyacının azaltılması,
- Taşıma gücünü sağlayan ana tabakaya zarar veren zemin kirlenmesinin önlenmesi,

- Daha uzun bir yapı ömrü ile,
- Dona karşı dayanımda gözle görülür bir artış sağlanması(10).

### **Geosentetiklerin Toprak Dolgu Barajlarda Kullanımının Sağladığı Faydalar**

Geotekstillerin drenaj sistemlerinde kullanımı pek çok fayda sağlamaktadır. Maliyette önemli azalmalar sağlandığı gibi gelişmiş ve çağdaş çözüm yöntemleri uygulanmış olmaktadır. Sağlanan faydalar:

- İhtiyaç olan kazı ve agrega miktarı azalır,
- Daha ucuz, gradasyonu uygun olmayan vasıfsız agreganın kullanımı da mümkün olur,
- Yerleştirilmesinin kolaylığı nedeniyle zamandan tasarruf sağlanır,
- Filtrasyon özellik ve yetenekleri fabrika kontrollüdür,
- Dayanım özellikleri net rakamlarla ifade edilmektedir,
- Nakliye ve taşınmaları kolay ve ucuzdur,
- Doğal zemin için gerekebilecek kazı miktarı minimize edilmiştir,
- Temel zemini agregasının doğal zemine karışması veya doğal zeminin ince malzemelerinin temel zeminine taşınmasına mani olur,
- Yumuşak ve kötü temel zemini şartlarının etkisi azalır,
- Geleneksel inşa yöntemleri ile inşaat yapımı mümkün veya ekonomik olmayan arazilerin kullanılabilmelerini mümkün ve ekonomik kılan malzemelerdir.,
- Mineral (doğal) filtreler nazaran geotekstille oluşturulan filtrelerin kaliteleri daha uygun ve garantili olmaktadır. Kaliteden sapma çok fazla değildir.
- Geotekstillerin sahip oldukları elastisite ve sağlamlıkları baraj gövdesinde oluşabilecek deformasyonlara rahatça uyabilmektedir. Yapılan uygulamalarla erozyon tehlikesine karşı sürekli bir garanti sağlandığı kabul edilmektedir.
- Filtre amacıyla kullanılan geotekstillere nazaran zaman ve maliyette önemli miktarda ekonomi sağlamaktadır (11, 12)

### **Geosentetiklerin Şevlerde Kullanımının Sağladığı Faydalar**

Geosentetikler, özellikle şev donatısı olarak donatılı zemin prensipleri ile kullanıldıklarında şev açıları dik veya dike yakın yapılabilmekte ve muhtelif kazançlar

sağlanmaktadır. Bu kapsamda kullanıldıkları zaman elde edilen ekonominin sebepleri şu şekildedir:

- Gerek şev tepesinde gerekse topukta kullanılabilir alanların yaratılması,
- Gereken dolgu hacminin azaltılması,
- Kaliteli dolgu kullanma gereksiniminin azaltılması,
- Donatılı zemin duvarlardaki ön yüz elemanları kullanımının elimine edilebilmesi,
- Mevcut karayolu seddelerinin genişletilebilmesinin sağlanması,
- Göçmüş şevlerin tamir edilebilmesi,
- İstinat duvarlarına alternatif çözümlerin üretilebilmesi,
- Estetik ve yeşil şevlerin oluşturulması
- Değişik karakterdeki dolguların donatılı zemin uygulamalarında kullanılabilmesi,
- Geleneksel yöntemlere göre oluşan önemli maliyet farkları,
- Geliştirilen dayanım parametreleri ve yaratılan zahiri kohezyon nedeni ile yüksek şevlerin daha dik açılarla yapılabilmesi, kayma ve göçmeye karşı dayanımın arttırılması,
- Kaya şev yüzeylerinin korunmasında ve kaya düşmelerinde geogridlerin parçalanmış kayaları tutabilmesi de önemli derecede can güvenliği sağlayabilmektedir (13, 11, 14).

### **Geosentetiklerin Dayanma Yapılarında Kullanımının Sağladığı Faydalar**

Geosentetiklerin, donatılı zemin uygulamalarında kullanımı dayanma yapıları için önemli olanaklar yaratmış olup bu kapsamda sağlanan yararlar da aşağıda söz konusu edilmektedir:

- Donatı kullanılarak klasik yollarla örneğin betonarme olarak kesinlikle yapılamayan yükseklikteki duvarlar bu yeni teknikle inşa edilebilmektedir.
- Şevlerin donatı sayesinde zahiri bir kohezyon kazandırılarak daha dik veya dik olarak oluşturulması çok önemli yer kazanımları sağlamakta, istimlak masraflarını azaltabilmektedir.
- Bitkilendirilmiş yaşayan duvar uygulamaları ile estetik görünüşler ve güzel bir çevre elde edilmektedir.

Bu nedenlerle, donatılı zemin uygulamaları giderek artış olup bunun nedenleri arasında

- Donatılı zemin uygulamalarının çok çeşitli uygulamalarda kullanılabilmesi,
- Maliyetinin ucuzluğu (%20-50 arasında tasarruf sağlar),
- Zemin oturmalarına uyum sağlayabilmesi,
- İmalatta önemli derece hız sağlanması (günde 75 m<sup>2</sup> ye varan ve sadece geri dolgu hızıyla sınırlı inşaat sürati; istinat duvarı inşasının dolgu işlemlerine paralel olarak ilerlemesi, istinat duvarı yapısının inşası için ayrıca süre kaybedilmemesi) (15, 16),
- Geotekstil veya geogrid donatı kullanılarak oluşturulan dayanma yapılarının duvar yüksekliğine göre kısmen değişse de ağırlık veya betonarme konsol duvarlara nazaran önemli maliyet avantajları sağladığı ayrıca belirtilmelidir (15).

### **Geosentetiklerin Dinamik Yüklere Karşı Kullanımının Sağladığı Faydalar**

Aşağıda muhtelif dinamik etkileri ifade eden durumlarda geosentetiklerin etkin olarak kullanıldıkları ve kullanılmaları gerektiği belirtilmekle sağladıkları yararlar da açıklanmış olmaktadır:

- Suya doymuş kumlu ortamlarda depremle oluşabilecek sıvılaşmaya karşı kullanımı,
- Statik ve dinamik şev stabilitesini sağlamak amacıyla kullanımı, şevlerde ve duvarlarda sismik etkilere karşı kullanımı,
- Demiryolu alt yapısında güçlü dinamik etkilere karşı kullanımı,
- Temel altı zemininin yeterli bir kısmının iyileştirilmesinde kullanımı ile statik ve dinamik taşıma gücünün artırılması,
- Drenajlı önyüklemeye projelendirilmesinde kum kazık ve drenaj battaniyesi yerine fitil dren ve geotekstil kullanımı önemli derecede avantaj sağlamaktadır,
- Geofoam köpük malzemeleri de geosentetik ürünler ailesinden olup istinat duvarları arkasında sismik etkileri sönmülmesi sağlanan çok önemli bir avantaj olarak kabul edilmelidir,
- Esnek istinat yapılarının depreme karşı dayanımı ve dünya üzerinde mevcut kanıtlanmış performansları bilinmekte olup bu hususta en önemli avantajlar arasındadır (17).

### **Geosentetiklerin Hidrolik İmalat Uygulamalarında Kullanımının Sağladığı Faydalar**

Akarsu şevleri statik su etkisindeki muhtelif sedde şevleri nehir, deniz, göl veya kanal dipleri, dalga hareketi nedeniyle yaratılan erozyondan etkilenmekte olup bu şevlerin korunması geotekstiller sayesinde çok daha ekonomik olarak yapılabilmektedir. Çünkü uygun bir geotekstil suyu geçirmekte ancak zemin danelerini tutabilmektedir.

Geotekstiller ile oluşturulan, silt kapanları (çitleri) sayesinde yüzeysel akışa geçen yağmur suları tarafından şevlerden kaçan zemin daneleri tutulabilmektedir. Silt kapanları geçici bir baraj görevi görüp yağmur sularını yeterli bir süre tutarak su içinde askıda bulunan ince kum ve kaba silt danelerinin çökmesini sağlar burada geotekstilin filtre görevi ön plandadır.

Geotekstillerin yağmur suyu, yüzey akışı, içsel sızıntı ve borulanma sebebiyle oluşan erozyonu azaltmak amacıyla kullanılabilmesi en önemli avantajları arasındadır.

Uygun bir geotekstil geleneksel agrega filtrelerinin yerine kullanılabilmesi ve aynı görevi görebilmektedir. Sağlanan avantajlar arasında agrega filtresinin fazla olan kalınlığının oldukça azaltılabilmesi, geotekstilin kolayca yerleştirilmesi filtre kalitesinin kontrolü, ucuz nakliye ve daha az doğal agrega ihtiyacı yaratılması sıralanabilir.

Geotekstillerin drenaj sistemlerinde kullanılmaları şu avantajları sağlar: geotekstil kullanımı ile toplayıcı boruya olan ihtiyaç azalır, uygun derecelenmemiş agrega kullanımı mümkün hale gelir.

Önemli bir maliyet tasarrufu söz konusudur. Bu yöntemlerle yeni proje boyutları sağlanabilir. Örneğin akış kapasitesinde bir düşme olmaksızın toplatıcı drenlerin boyutları oldukça azaltılabilir. Böylece, hafriyat hacmi, gerekli filtre malzemesi hacmi ve yapım süresi azaltılabilir (18).

## SONUÇ

Mekanik ve hidrolik olarak iki ana grupta incelenebilen; donatı, güçlendirme, ayırma, yalıtım, filtrasyon ve drenaj fonksiyonlarına sahip olabilen geosentetiklerin son 20-30 yılda kullanımlarının giderek artmakta ve inşaat mühendisliği ile ilgili problemlerin çözümlerinde etkin oldukları bir gerçektir. Geleneksel yöntemlerin yerine çok çeşitli işlerde kullanılabilen bu malzemeler zemine doğal olarak sahip olmadığı yeni özellikler kazandırıp mühendislik parametrelerini geliştirmekte, direkt ve indirekt avantajlar sağlamakta ve muhtelif geri kazanımlara neden olmaktadır. Bu bildiri kapsamında kullanıldıkları yerlere göre sağlanan faydalar da kapsamlı bir şekilde irdelenmiştir.

## KAYNAKLAR



1. Wasti, Y., 1992, İnşaat Mühendisliğinde Geotekstil ve Geomembran Uygulamaları Eğitim Semineri, 98 s.
2. Koerner, R.M., 1999, Designing With Geosynthetics, Prentice Hall, New Jersey, 4th ed., 761 p.
3. Aksoy, İ.M., 1993, Modern Yol İnşaatında Geotekstil ve Geogrid Uygulaması Konularında Arastırma, Yüksek Lisan Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 115 s.
4. Öztekin, A., 1992, Geotekstil Üzerine Bir İnceleme, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 106 s.
5. Yılmaz H.R., Aklık P., Eskişar T. 2003(a), Geosentetiklerin Karayollarında Kullanım Olanakları ve Sağladığı Avantajlar Üzerine Bir Arastırma, 7-9 Mayıs, TRODSA, II. Yol Güvenliği Kong., Gazi Üniversitesi, Ankara.
6. Yılmaz H.R., 1995, Uygun Bir Geotekstil Kullanımı ile Yol İnşaatında Maliyetlerin Düşürülmesi Üzerine Bir Uygulama, TMMOB İstanbul Şubesi, 3. Ulaştırma Kong., İstanbul.
7. Yılmaz H.R., Eskişar T., Aklık P., 2006(b), Kaplamasız Yollarda Geotekstil Kullanımının Yararları Üzerine Çeşitli Uygulamalar ile Maliyet Fayda Analizleri, İkinci Ulusal Geosentetikler Konf., 16-17 Kasım Boğaziçi Üniversitesi İstanbul, 191-200.
8. Yılmaz H.R., Aklık P., 2005(a), Yol üst Yapısında Geotekstil ve/veya Geogrid Donatılarının Kullanım İmkanları, Yöntem ve Kriterleri ve Sağlanan Yararlar Üzerine Bir İnceleme, 4-7 Mayıs, TRODSA, III. Yol Güvenliği Kong., Gazi Üniversitesi, Ankara.
9. Yılmaz H.R., Eskişar T., 2003(b), Cost Considerations on the Economy of Using Geotextiles and an Improvement Application Example for İzmir – Melez Delta, Nonwoven Technical Textiles Technology, June, 28-33.

10. Yılmaz H.R., Aklık P., Eskişar T., 2006(a), Use of Geosynthetics in Railroad Track Construction and Rehabilitation, Trodsa 2006, Traffic and Road Safety 3rd Int. Congress, Ankara, 17-19 May 2006, (in CD).
11. Yılmaz H.R., 1993, Geotekstillerin Toprak Dolgu Barajlarda Kullanım İmkan ve Avantajları Üzerine Bir Araştırma, Dolgu Barajlar Yönünden Zemin Mek. Problemleri Semp. Bil., 163-175.
12. Yılmaz H.R., Eskişar T., 2004(a), Toprak Dolgu Barajlarda Geosentetik Desteği Üzerine Bir İnceleme, Birinci Ulusal Barajlar ve HES Semp., 1-3 Haziran, DSİ, İstanbul.
13. Holtz, R.D., Christopher, B.R., and Berg R.R., 1998, Geosynthetic Design and Construction Guidelines, NHI, FHWA HI-95-038, 460p.
14. Yılmaz H.R., 1990, Geogridlerin ve Geotekstillerin Şev Stabilizasyonunda Kullanılmaları Üzerine Son Gelişmeler ve Bu Yöntemin Ekonomikliği Üzerine Bir İnceleme, II. Ulusal Kaya Mekaniği Semp., Ankara, 349-362.
15. Yılmaz H.R., Aklık P., 2002, Geotekstil veya Geogrid Kullanılarak Oluşturulan Dayanma Yapılarında Sağlanabilen Ekonomi Hakkında Bir İnceleme, ZMTM 9. Kongresi, Eskişehir, 1/312-321.
16. Yılmaz H.R., Eskişar T., Aklık P., 2005(b), Donatılı Zemin Uygulamaları Kapsamında Donatılı İstinat Duvarlarının Tanıtımı ve Sağladığı Avantajlar Üzerine Bir İnceleme, İMO İzmir Şubesi Dergisi, 122/20-24.
17. Yılmaz H.R., Aklık P., 2006 (c), Geosentetiklerin Muhtelif Dinamik Yükler ile Sıvılaşmayı Önlemeye Yönelik Kullanım İmkanları, Sağladığı Faydalar ve Ekonomi Hakkında Bir Araştırma, ZMTM 11. Kongresi, Trabzon.
18. Yılmaz H.R., Eskişar T., 2004(b), Geosentetik Kullanımının Ekonomisi ve Avantajları ile Maliyet Unsurları Üzerine Bir İnceleme, Birinci Ulusal Geosentetikler Konf., 21-22 Ekim Boğaziçi Üniversitesi İstanbul, 53-63.

## EKLER

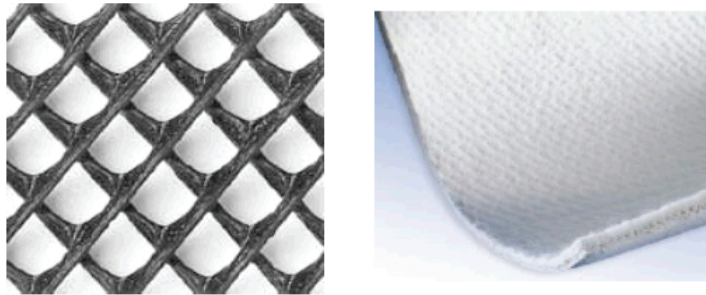
Geosentetiklerin tanımına ve uygulamalarına ilişkin çeşitli resimler konunun daha iyi anlaşılması amacı ile sunulmuştur.



Şekil 1. Geotekstil türlerine örnekler.



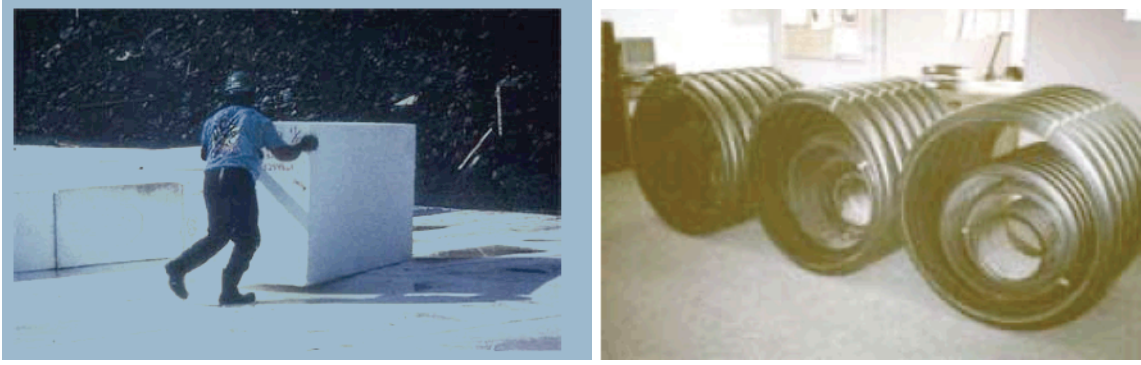
Şekil 2. Geogrid örneği ve kohezyonsuz bir zemin ortamında kullanımı; bir geonet örneği.



Şekil 3. Geonet ve geosentetik kil kaplama örnekleri.



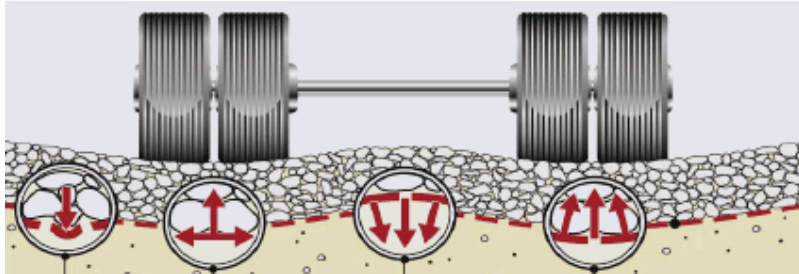
Şekil 4. Geomembran uygulaması ile bir şevde geosentetiğin donatı olarak kullanımı.



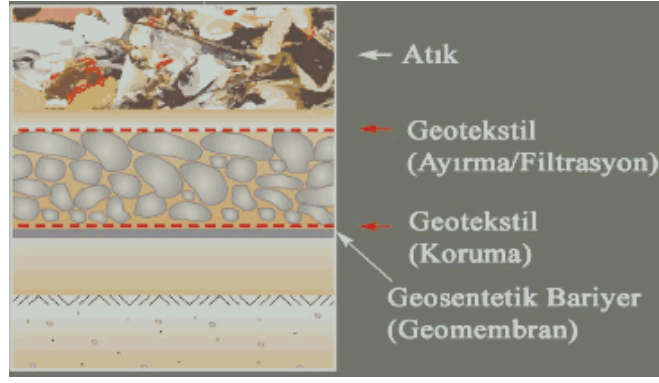
Şekil 5. Geofoam ve geoboru örnekleri



Şekil 6. Geotekstil ile drenaj uygulaması ve bodrum kat duvarlarının geokompozit drenlerle drenajı.



Şekil 7. Geotekstilin yollarda kullanımı sırasında oluşan etkileşimler.



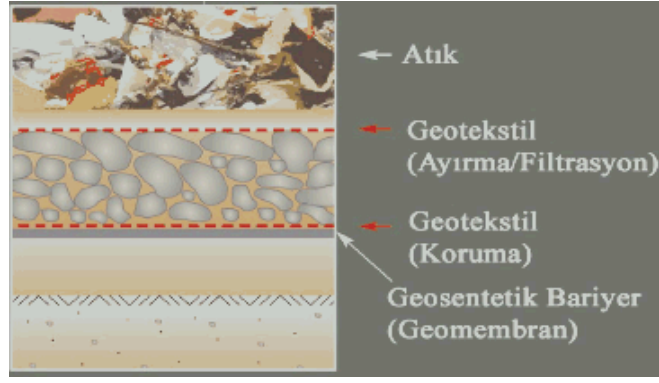
Şekil 8. Membran ve geotekstilin katı atık deponisi altında müşterek kullanımı.

**BENTONİT, UÇUCU KÜL VE SİLİS DUMANI KATKILI ÇİMENTO  
ENJEKSİYONLARININ DANELİ ZEMİNLERİN TEK EKSENLİ BASINÇ  
DAYANIMI ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ**

**Özcan TAN**  
Doç. Dr.

**Gökhan GÜNGÖRMÜŞ**  
İnş. Yük. Müh.

**A. Şahin ZAIMOĞLU**  
Yrd. Doç. Dr.



Şekil 8. Membran ve geotekstilin katı atık deponisi altında müşterek kullanımı.

**BENTONİT, UÇUCU KÜL VE SİLİS DUMANI KATKILI ÇİMENTO  
ENJEKSİYONLARININ DANELİ ZEMİNLERİN TEK EKSENLİ BASINÇ  
DAYANIMI ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ**

**Özcan TAN**  
Doç. Dr.

**Gökhan GÜNGÖRMÜŞ**  
İnş. Yük. Müh.

**A. Şahin ZAIMOĞLU**  
Yrd. Doç. Dr.

## ÖZET

Enjeksiyon, zeminlerin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesi için uygulanan yöntemlerden biridir. Maliyeti düşürmek ve daha iyi sonuç elde edebilmek amacıyla enjeksiyon karışımlarının hazırlanmasında, çimento ile birlikte çeşitli katkı malzemeleri kullanılmaktadır.

Bu çalışmada; farklı oranlarda bentonit, uçucu kül ve silis dumanı gibi atık malzemeleri kullanılarak enjeksiyon karışımları hazırlanmıştır. Belirli bir dane boyu dağılıma sahip daneli zemin silindirik kalıplar içerisine rölatif sıklığı 0.70 olacak şekilde yerleştirilerek içerisine, hazırlanan enjeksiyon karışımları enjekte edilmiştir. Bu şekilde hazırlanan örneklerin 7, 14 ve 28 günlük tek eksenli basınç dayanımları üzerinde bentonit, uçucu kül ve silis dumanı malzemelerinin etkileri Taguchi yöntemi kullanılarak araştırılmıştır. Yapılan deneyler sonucunda enjekte edilen örneklerin 7, 14 ve 28 günlük tek eksenli basınç dayanımı üzerinde en etkili parametrenin silis dumanı olduğu görülmüştür.

## GİRİŞ

İnşaat mühendisliği uygulamalarında zemin özelliklerinin istenilen düzeyde olmaması karşılaşılan önemli problemlerden birisidir. Zemin iyileştirmesi zemin türüne göre kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerin iyileştirilmesi ve uygulama bölgesinin zemin yüzeyine uzaklığına bağlı olarak yüzeysel veya derin zeminlerin iyileştirmesi şeklinde sınıflandırılmaktadır (Mitchell 1981). Enjeksiyon karışımlarıyla zeminlerin iyileştirilmesi derin ve sık zeminlerin iyileştirilmesinde kullanılan yöntemlerden birisidir. Enjeksiyon



bir katkılı stabilizasyon yöntemi olup, boşlukların, çatlakların ya da gözeneklerin içerisine karışımların enjeksiyonu veya zemin-çimento birleşimini oluşturmak için zemin içerisine yüksek basınçla çimento karışımlarının enjekte edilmesi olarak tanımlanmaktadır (Kim 1998). Baraj gövdesi altında geçirimsiz zon oluşturmak, temel zemininin taşıma gücünü artırmak, diyafram duvarlar oluşturmak, ankraj çubuklarının çevresini doldurmak, evsel ve endüstriyel atık depoları oluşturmak başlıca enjeksiyon uygulamalarındandır (Çinicioğlu 1997). Enjeksiyonda kullanılan karışımlar genelde süspansiyon ve solüsyon karışımlar olarak ikiye ayrılır. Kil süspansiyonlar içerisinde oluşan bağlar çimento süspansiyonlar içindeki bağlardan daha zayıf olmasına rağmen (Shroff 1993), bu karışımlar boşluklarda dolgular oluşturarak zeminin geoteknik özelliklerini iyileştirirler. Enjeksiyon uygulamalarında enjeksiyonun zorluğu ve pahalı olması öne çıkan başlıca iki problemdir. Bu nedenle enjeksiyon karışımlarında daha düşük maliyetler elde etmek amacıyla çeşitli katkı malzemeleri kullanılması yaygın hale gelmiştir. Ayrıca zeminlerin enjeksiyon edilebilirliğini kolaylaştırmak için enjekte edilen karışımın oldukça ince daneli malzemelerden meydana gelmesi sağlanmalıdır. Bu ise kimyasal karışımlar veya süper ince daneli çimentolar kullanılmasını gerektirdiğinden maliyet artmaktadır. Uçucu kül ve silis dumanı gibi ince daneli çeşitli atık maddelerinin enjeksiyon karışımlarının hazırlanmasında kullanılması enjekte edilebilirliği kolaylaştırırken maliyeti azaltmaktadır.

## **AMAÇ**

Bu çalışmada bentonit ile birlikte uçucu kül ve silis dumanı gibi atık malzemeleri kullanılarak farklı oranlarda enjeksiyon karışımları hazırlanmıştır. Belirli bir dane boyu dağılımına sahip daneli zemin silindirik kalıplar içerisine rölatif sıklığı 0.70 olacak şekilde yerleştirilerek içerisine hazırlanan enjeksiyon karışımları enjekte edilmiştir. Bu şekilde hazırlanan örneklerin 7, 14 ve 28 günlük tek eksenli basınç dayanımları üzerinde bentonit, uçucu kül ve silis dumanı malzemelerinin etkileri Taguchi Yöntemi kullanılarak araştırılması hedeflenmiştir. Çalışma hakkında detaylı bilgiler Güngörmüş (2003) ve Zaimoğlu (2003) de bulunmaktadır.

## **Malzeme ve Yöntem**

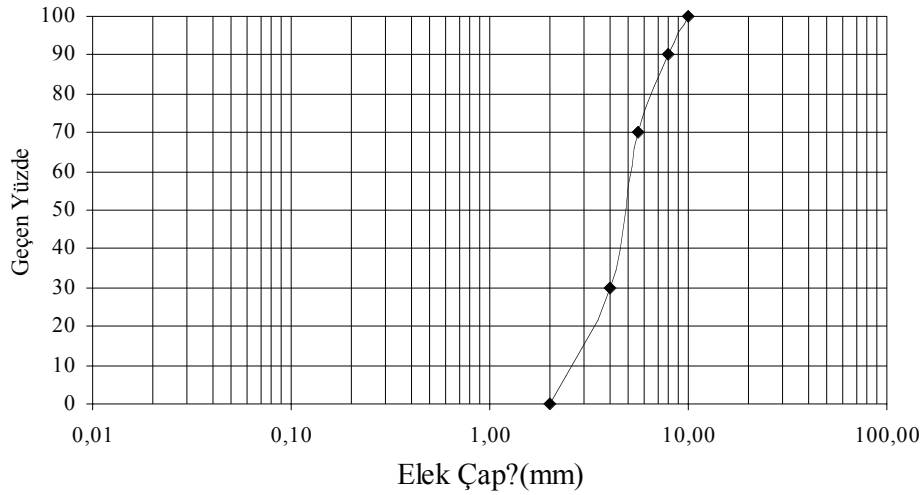
Deneyleerde, PÇ 42.5 katkısız portland çimentosu, Ankara Set Çimento Fabrikası'ndan; F sınıfı uçucu kül, Ankara Çayırhan Termik Santrali'nden; silis dumanı, Etibank Antalya Elektrometalurji Sanayi A.Ş Fabrikası'ndan; bentonit, Çankırı Karakayalar Ocağından ve



çakıl Erzincan İli'nden temin edilmiştir. Deneylerde kullanılan malzemelere ait özellikler Tablo 1'de, çakıla ait dane boyu dağılım eğrisi Şekil 1'de, bazı geoteknik özellikleri ise Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 1. Deneylerde kullanılan malzemelere ait özellikler

İçerik	Çimento (%)	Uçucu Kül (%)	Silis Dumanı (%)	Bentonit (%)
SiO <sub>2</sub>	19.80	47.5	85-95	60.75
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5.61	15.95	1-3	18.9
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.42	16.3	0.5-1.0	3.05
CaO	62.97	6.6	0.8-1.2	2.75
MgO	1.76	4.65	1.0-2.0	2.1
SO <sub>3</sub>	2.95	--	--	--
Na <sub>2</sub> O	0.47	15.95	--	2.7
K <sub>2</sub> O	0.87	--	--	0.95
Ateşte Kızdırma kaybı	2.17	--	0.5-1.0	--
Yoğunluk	3.08 g/cm <sup>3</sup>	--	2.25 g/cm <sup>3</sup>	--
Basınç dayanımı(7 gün)	244 kgf/cm <sup>2</sup>	--	--	--
Basınç dayanımı(28 gün)	424 kgf/cm <sup>2</sup>	--	--	--



Şekil 1. Enjeksiyon yapılan zemine ait dane boyu dağılım eğrisi

Tablo 2. Deney örneğinin bazı özellikleri

Fiziksel Özellikleri	Değer	Fiziksel Özellikleri	Değer
$\gamma_s$ (gr/cm <sup>3</sup> )	2.68	D <sub>30</sub> (mm)	4.0
$\gamma_{kmak}$ (gr/cm <sup>3</sup> )	1.79	D <sub>60</sub> (mm)	5.2
$\gamma_{kmin}$ (gr/cm <sup>3</sup> )	1.45	C <sub>u</sub>	2.00
e <sub>mak</sub> (%)	0.85	C <sub>c</sub>	1.18
e <sub>min</sub> (%)	0.50	k (cm/sn, D <sub>r</sub> =0.70)	1.66
D <sub>10</sub> (mm)	2.6	Zemin Türü (USCS)	GP
D <sub>15</sub> (mm)	2.9		

Gün geçtikçe pahalılaşılan araştırma-geliştirme giderlerini en düşük seviyede tutmak için en az deneyle doğru sonuca gitme ilkesine dayanan birçok deney tasarım yöntemi geliştirilmiş ve bunlar geniş uygulama alanı bulmuştur. Deney tasarımının amacı, en az sayıda deneyden mümkün olduğu kadar çok bilgi elde etmektir. Taguchi yöntemi kalite-kontrol amaçlı ürün üretimi ve parametre tasarımı için geliştirilmiş olmakla birlikte, oldukça farklı alanlarda uygulanmaktadır. Yöntem, özel olarak geliştirilmiş ortogonal dizinler için uygulanmaktadır. Bu tasarım tüm deneylerin bir örneğini oluşturmaktadır. Deney tasarımı için ortogonal dizinler (OA) olarak bilinen standartlaştırılmış tablolar kullanılmaktadır. Bu yöntemde; standart analiz ve S/N (signal to noise) analizi olmak üzere iki şekilde analiz yapılmaktadır. Taguchi Yöntemi hakkında ayrıntılı bilgiler Roy (2001), Logothetis (1992) ve Şirvancı (1997) tarafından verilmiştir.

Çalışmada bentonit, uçucu kül ve silis dumanı parametre olarak seçilmiştir. Seçilen parametreler ve bu parametrelerin seviyeleri (kullanılan toplam katı ağırlığın yüzdesi olarak) Tablo 3’de gösterilmiştir.

Tablo 3. Çalışma için seçilen parametreler ve seviyeleri

Seviye	Parametreler		
	Bentonit oranı (%)	Uçucu Kül oranı (%)	Silis Dumanı oranı (%)
1	0	10	0
2	0.5	20	5
3	1	30	10
4	3	40	20

Deneyler için seçilen, 3 parametrelili 4 seviyeli standart L16 ortogonal dizin Tablo 4’de gösterilmiştir. Seçilen ortogonal dizine göre enjeksiyon karışımları laboratuvarında su/katı=1 (S/K=1) oranına göre hazırlanmış ve bu karışımlar 10 cm çapında 20 cm yüksekliğinde silindirik kalıplar içerisindeki çakıl örneklerine ( $D_r=0.70$ ) enjeksiyon yapılarak hazırlanan örneklerin 7, 14 ve 28 günlük tek eksenli basınç dayanımları tayin edilmiştir.

Tablo 4. Deneylerde kullanılan ortogonal dizin  $L_{16}(4^5)$

Deney No.	Parametreler ve Deneylerin Yapılacağı Parametre Seviyeleri		
	Bentonit oranı	Uçucu Kül oranı (%)	Silis Dumanı oranı (%)
1	0	10	0
2	0	20	5
3	0	30	10

4	0	40	20
5	0.5	10	5
6	0.5	20	0
7	0.5	30	20
8	0.5	40	10
9	1	10	10
10	1	20	20
11	1	30	0
12	1	40	5
13	3	10	20
14	3	20	10
15	3	30	5
16	3	40	0

Bentonitin su ile reaksiyonunu tamamlaması için gerekli süre yaklaşık bir gün olduğundan bentonit katılması gereken karışımlara her karışım için bentonit miktarı %10, su miktarı ise %90 olacak şekilde karıştırılmış ve 24 saat bekletilmiştir (Huang 1997). Karışım suyuna, homojen olarak önceden karıştırılmış katı malzemeler (çimento, uçucu kül, silis dumanı) ilk 2 dakika içerisinde yavaşça ilave edilmiş ve üçüncü dakikada ise 24 saat bekletilmiş olan bentonit-su karışımı eklenmiştir. Karıştırıcının hızı 1000 dev/dk olarak sabit tutulmuş ve karıştırma süresi 5 dakika olarak alınmıştır (Toumbakari 1999, Huang 2001). Enjeksiyon basıncı 1 atmosfer basınca ayarlanmış ve enjeksiyon işlemi aşağıdan yukarıya doğru çıkan kademeler şeklinde yapılmıştır. Aynı işlemler sadece çimento harcı ile enjekte edilen karşılaştırma örnekleri için de tekrar edilmiştir. Enjeksiyonlu ve karşılaştırma örnekleri 24 saat sonra kalıplarından çıkarılarak  $23\pm 2$  °C sabit sıcaklıkta ve kirece doymun kür havuzunda bekletilmiştir.

Deney sonuçlarının S/N değerleri (7, 14, 28 günlük) Tablo 5’de, parametre seviyelerinin ortalama S/N değerleri (7, 14, 28 günlük) Tablo 6’da, varyans analizi tablosu (7,14,28 günlük) Tablo 7’de verilmiştir. Elde edilen sonuçlar Taguchi yöntemiyle değerlendirilerek parametrelerin 7, 14 ve 28 günlük tek eksenli basınç dayanımı üzerindeki etkilerini gösteren grafikler Şekil 2, 3 ve 4’de verilmiştir. Şekil 2-4 te B, UK ve S kısaltmaları sırasıyla bentonit, uçucu kül ve silis dumanını, kısaltmaların yanında verilen rakamlar ise parametre seviyelerini göstermektedir. Örnek olarak B1 kısaltmasından bentonitin birinci seviyesini gösterdiği anlaşılmaktadır.

Tablo 5. Deney sonuçlarının S/N değerleri (7, 14, 28 günlük)

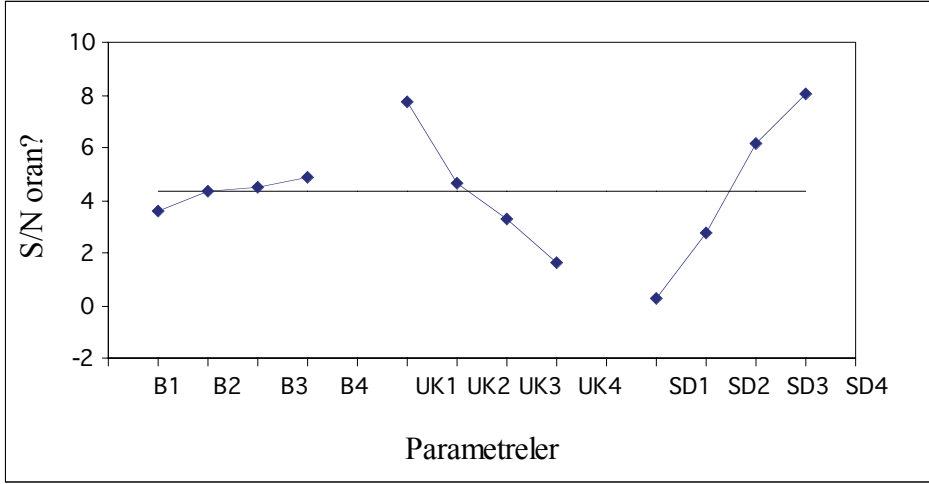
Deney No.	Parametreler ve Seviyeleri			S/N Oranı		
	Bentonit	Uçucu Kül	Silis Dumanı	7 günlük	14 günlük	28 günlük
1	1	1	1	2,33	5,75	11,76
2	1	2	2	2,66	5,18	7,28
3	1	3	3	4,57	5,78	10,82
4	1	4	4	4,75	8,58	13,24
5	2	1	2	6,95	7,82	11,91
6	2	2	1	0,08	2,67	5,80
7	2	3	4	7,89	9,52	16,02
8	2	4	3	2,48	5,49	9,84
9	3	1	3	9,97	11,88	14,24
10	3	2	4	8,08	13,62	16,53
11	3	3	1	-0,39	5,72	7,72
12	3	4	2	0,20	2,14	4,74
13	4	1	4	11,58	15,03	17,80
14	4	2	3	7,62	11,15	13,64
15	4	3	2	1,11	7,34	10,16
16	4	4	1	-0,92	1,39	3,63
Ortalama S/N Oranı				4,31	7,44	10,95

Tablo 6. Parametre seviyelerinin ortalama S/N değerleri (7, 14, 28 günlük)

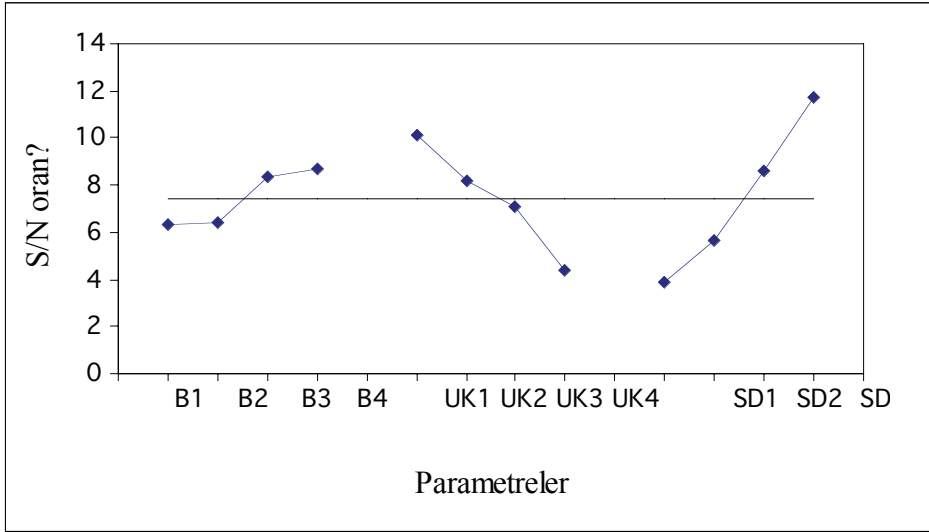
SÜRE	SEVIYE	S/N ORANI		
		BENTONIT	UÇUCU KÜL	SILIS DUMAı
7 GÜNLÜK	1. SEVIYE	3,58	7,71	0,27
	2. SEVIYE	4,35	4,61	2,73
	3. SEVIYE	4,46	3,30	6,16
	4. SEVIYE	4,85	1,63	8,07
14 GÜNLÜK	1. SEVIYE	6,33	10,12	3,88
	2. SEVIYE	6,37	8,16	5,62
	3. SEVIYE	8,34	7,09	8,58
	4. SEVIYE	8,73	4,40	11,69
28 GÜNLÜK	1. SEVIYE	10,78	13,93	7,23
	2. SEVIYE	10,89	10,81	8,52
	3. SEVIYE	10,81	11,18	12,14
	4. SEVIYE	11,31	7,87	15,90

Tablo 7. Varyans analizi tablosu (7, 14, 28 günlük)

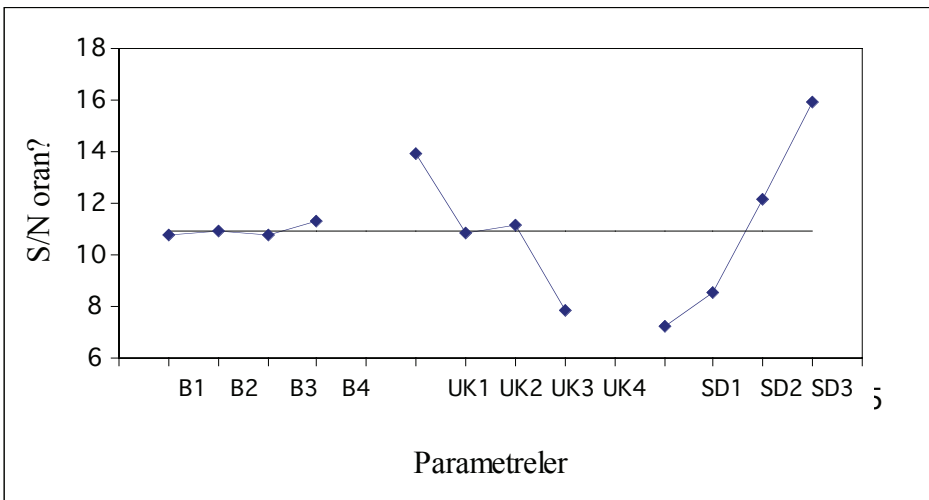
Parametre	7 günlük			14 günlük			28 günlük		
	Serbestlik Derecesi (DOF)	Kareler Toplamı (S)	Etki Oranı S (%)	Serbestlik Derecesi (DOF)	Kareler Toplamı (S)	Etki oranı S (%)	Serbestlik Derecesi (DOF)	Kareler Toplamı (S)	Etki Oranı S (%)
Bentonit	3	3,40	1,45	3	19,40	8,08	3	0,73	0,27
Uçucu Kül	3	79,44	33,87	3	66,82	27,84	3	73,88	27,05
Silis Dumanı	3	145,50	62,03	3	141,19	58,84	3	182,53	66,84
Diğer	6	6,22	2,65	6	12,57	5,24	6	15,95	5,84
Toplam	15	234,56	100,00	15	239,98	100	15	273,09	100



Şekil 2. Parametrelerin 7 günlük tek eksenli basınç dayanımı üzerinde etkileri



Şekil 3. Parametrelerin 14 günlük tek eksenli basınç dayanımı üzerinde etkileri



Şekil 4. Parametrelerin 28 günlük tek eksenli basınç dayanımı üzerinde etkileri

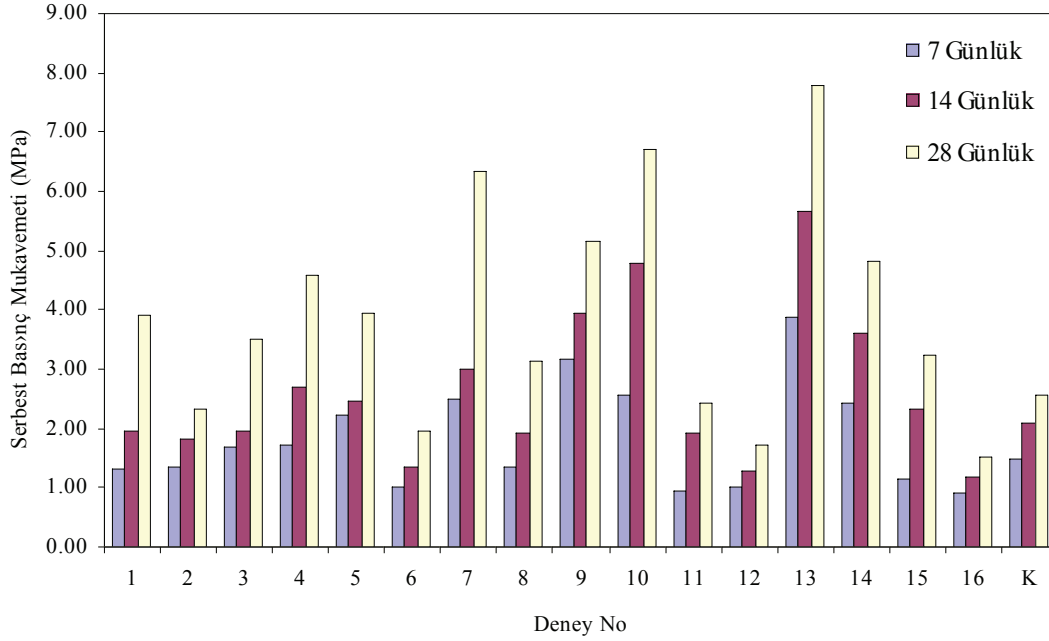
Tüm örnekler için elde edilen 7, 14 ve 28 günlük tek eksenli basınç dayanımları Tablo 8’de, karşılaştırma örneklerinin 7, 14 ve 28 günlük tek eksenli basınç dayanımları Tablo 9’da ve bu değerlerden yararlanarak çizilen histogram ise Şekil 5’de verilmiştir.

Tablo 8. Enjeksiyon uygulanan örneklerin tek eksenli basınç dayanımı sonuçları

Den. No	Tek Eksenli Basınç Dayanımı (MPa)								
	7 Günlük			14 Günlük			28 Günlük		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	1,21	1,42	1,32	2,23	1,83	1,83	4,21	3,81	3,66
2	1,46	1,30	1,33	1,71	1,94	1,82	2,38	2,48	2,12
3	1,70	1,78	1,61	1,91	2,05	1,89	3,50	3,21	3,79
4	1,76	1,82	1,62	2,69	2,69	2,68	4,49	4,70	4,60
5	2,23	2,13	2,33	2,46	2,41	2,51	3,65	4,00	4,23
6	1,18	0,99	0,91	1,37	1,35	1,36	1,84	2,13	1,91
7	2,61	2,36	2,49	3,00	2,87	3,12	6,33	6,27	6,38
8	1,51	1,35	1,19	1,68	1,87	2,20	3,47	2,81	3,14
9	3,07	3,24	3,15	3,76	4,33	3,77	5,05	5,26	5,16
10	2,79	2,41	2,45	4,64	4,97	4,80	6,50	6,94	6,69
11	0,90	1,02	0,96	1,94	1,85	2,02	2,30	2,58	2,44
12	1,01	1,03	1,03	1,28	1,28	1,28	1,81	1,73	1,65
13	3,30	3,95	4,37	5,86	5,44	5,65	7,90	7,39	8,05
14	2,32	2,68	2,27	3,62	3,44	3,80	5,00	4,81	4,63
15	1,12	1,24	1,07	2,38	2,28	2,33	3,20	3,20	3,26
16	0,93	0,90	0,87	1,09	1,18	1,27	1,55	1,48	1,53

Tablo 9. Yalnız çimento ile enjeksiyon uygulanmış örneklerin basınç dayanımları

Süre	Tek Eksenli Basınç Dayanımı (MPa)			
	1	2	3	ortalama
7. gün	1,42	1,64	1,44	1,50
14. gün	2,07	2,10	2,08	2,08
28. gün	2,56	2,56	2,55	2,56



Şekil 5. Enjeksiyonlu örneklerin tek eksenli basınç dayanımları

## SONUÇ

Enjeksiyon uygulanan örneklerin tek eksenli basınç dayanımlarında (7, 14 ve 28 günlük) en yüksek değerler, enjeksiyon karışımında %3 bentonit, %10 uçucu kül ve % 20 silis dumanının kullanıldığı 13 No.lu deneylerde elde edilmiş olup, 7, 14 ve 28 günlük en yüksek tek eksenli basınç dayanımları sırasıyla 4.37 MPa, 5.86 MPa ve 8.05 MPa olarak bulunmuştur.

Optimum karışım oranlarını ve beklenen en büyük tek eksenli basınç dayanımını belirlemek için yapılan analizlerde, optimum karışım oranları 7, 14 ve 28 günlük tek eksenli basınç dayanımı için %3 bentonit, %10 uçucu kül, %20 silis dumanı olarak belirlenmiştir. Beklenen tek eksenli basınç dayanımları sırasıyla 3.99 MPa, 6.06 MPa ve 9.16 MPa olarak hesaplanmıştır. Optimum koşullarda yapılan doğrulama deney sonuçları %90 güven aralığı içerisinde olup, bu değerlere oldukça yakındır.

Sadece çimento kullanılarak yapılan deneylerde en yüksek tek eksenli basınç dayanımları (7, 14 ve 28 günlük) ise sırasıyla; 1.64 MPa, 2.10 MPa, ve 2.56 MPa olarak bulunmuştur. Bulunan bu değerlere göre; sadece çimento kullanılarak hazırlanan örneklerin tek eksenli basınç dayanımlarının, katkı malzemesi kullanılarak hazırlanan örneklerinkine göre daha düşük olduğu görülmüştür. Bu durum, su/çimento oranının yüksek olması, sadece çimento



ile hazırlanan karışımların çökelme, viskozite ve priz süreleri gibi özelliklerinin istenilen düzeyde olmaması gibi nedenlerden kaynaklanmaktadır.

Seçilen parametreler ve seviyelerinin deneyler üzerindeki etkileri incelendiğinde; enjeksiyon uygulanan örneklerin tek eksenli basınç dayanımları (7, 14 ve 28 günlük) üzerinde en etkili parametrenin silis dumanı olduğu görülmüştür. Enjeksiyon karışımındaki silis dumanı oranı arttıkça örneklerin tek eksenli basınç dayanımları da artmıştır. Uçucu külün enjeksiyonlu örneklerin tek eksenli basınç dayanımları (7, 14 ve 28 günlük) üzerindeki etkisi azaltıcı yönde olup bu oran arttıkça tek eksenli basınç dayanımları genelde hızlı bir düşüş göstermiştir. Tek eksenli basınç dayanımı üzerinde en az etkili parametre bentonittir.

Bu çalışma, çimento enjeksiyonlarının hazırlanmasında belirli oranlarda bentonit, silis dumanı ve uçucu külün birlikte kullanılabilceğini göstermiştir. Optimum karışım koşulları %3 bentonit, %10 uçucu kül ve %20 silis dumanı olarak belirlenmiştir. Ayrıca bu oranların enjeksiyon karışımının işlenebilirlik, su kuma, viskozite, homojenlik ve priz süreleri gibi özelliklerini olumlu yönde geliştirdiği görülmüştür.

Farklı zemin tane boyu dağılımları, rölatif sıklıklar ve malzeme oranları için detaylı benzer çalışmalar yapılarak etki yüzdeleri ve optimum karışım oranları belirlenebilir.

## KAYNAKLAR

1. Çinicioğlu, F.Ö., Zemin Mekaniğinde Harç Enjeksiyonu. İ.Ü. Basımevi ve Film Merkezi, 1997. 63-172, İstanbul.
2. Güngörmüş, G., Bentonit uçucu kül ve silis dumanı katkılı çimento enjeksiyonu uygulanan granüler zeminlerde serbest basınç mukavemetinin incelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Atatürk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü. 2003.
3. Huang, W.H., Properties of Cement-Fly Ash Grouth Admixed With Bentonite, Silica Fume, or Organic Fiber. Cement and Concrete Research, 1997. 27, 3, 395-406.
4. Huang, W.H., Improving the properties of cement-fly ash grout using fiber and superplasticizer. Cement and Concrete Research, 2001. 31, 1033-1041.

5. Kim, T., Lee C., Deformation behavior changes of jointed rocks by cement milk grouting. 1998.
6. Logothetis, N., Maniging for Total Quality From Deming to Taguchi and SPC. Prentice Hall Intenational Ltd, New York. 1992.
7. Mitchell, J. K., Soil improvement-State-of-Art Report. Proc. 10<sup>th</sup> International Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, pp. 509-65, Stockholm. 1981.
8. Roy, R., Design of Experiments Using The Taguchi Approach, Wiley-Interscience, New York. 2001.
9. Shroff, A. V., Shah, D. L., Grouting Technology In Tunnelling and Dam Construction, pp. 20-490, Balkema Publishers, Brookfield. 1993.
10. Şirvancı, M., Kalite İçin Deney Tasarımı. Literatür Yayıncılık, İstanbul. 1997.
11. Toumbakari, E.E., Van Gemert D., Tassios T.P., Tenoutasse N., Effect of mixing procedure on injectability of cementitious grouts. Cement and Concrete Research, 1999. 29, 867-872.
12. Zaimoğlu, A.Ş., Bentonit uçucu kül ve silis dumanı katkılı çimento enjeksiyonu karışımlarında fiziksel ve mekanik özelliklerin Taguchi Yöntemi ile incelenmesi. Doktora Tezi, Atatürk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü. 2003.

# KİLLİ BİR ZEMİNİN TUNÇBİLEK UÇUCU KÜLÜ KULLANILARAK STABİLİZASYONU

H. Suha AKSOY  
F.Ü. Mühendislik Fakültesi,  
İnşaat Mühendisliği  
Bölümü,Elazığ  
[saksoy@firat.edu.tr](mailto:saksoy@firat.edu.tr)  
(424) 237 00 00-5409

Mehmet YILMAZ  
F.Ü. Mühendislik Fakültesi,  
İnşaat Mühendisliği  
Bölümü,Elazığ  
[myilmaz23@gmail.com](mailto:myilmaz23@gmail.com)  
(424) 237 00 00

E. Esen AKARSU  
F.Ü. Maden M.Y.O.  
Elazığ  
[engur@mynet.com](mailto:engur@mynet.com)  
(424) 218 17 78

## STABILIZATION OF A CLAYEY SOIL WITH TUNÇBİLEK FLY ASH

### ABSTRACT

In this paper, the stabilization of a clayey soil with Tunçbilek fly ash was researched. Samples were prepared by using four different replacement amounts of 0%, 3%, 5% and 10% by weight of soil. All samples were prepared at optimum moisture content. All samples were sheared 1 day, 7 day and 30 day after preparation. Unconfined compression test were conducted on these samples. While plasticity of the soils not seriously affected by fly ash addition, optimum moisture content and strength of samples are increased.

### ÖZET

Bu çalışmada killi bir zemin, Tunçbilek uçucu külü ile stabilize edilmiştir. Killi zemine %0, %3, %5 ve % 10 oranlarında uçucu kül katılarak dört farklı numune elde edilmiştir. Optimum su muhtevasında hazırlanmış her bir numune üzerinde 1 günlük, 7 günlük ve 30 günlük serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Uçucu kül ilavesi ile, zeminin plastisitesi pek değişmezken, optimum su muhtevası ve serbest basınç mukavemeti artan uçucu kül oranı ile artmıştır.

## **GİRİŞ**

Son yıllarda zeminlerin stabilize edilmesi 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 maliyet açısından avantajlar getirmektedir. (Aytekin, 2002)

Uçucu kül, termik santrallerde kömürün yakılmasıyla oluşan gazların atmosfere bırakılmadan önce bacalardaki filtreler tarafından tutulan silt ebadında parçacıklardır (Malhotra ve Ramezianpour, 1994). Tüm Dünyada, elektrik enerjisi üretimi için güç santrallerinde, katı fosil yakıtlar kullanılmaktadır. Artan enerji ihtiyacı ve buna bağlı olarak artan kömür tüketimi, kömürün yanması esnasında atık olarak elde edilen malzeme miktarının da artmasına neden olmaktadır (Van der Vaart, 1996).

Düşük kalorili linyit kömürlerinin yakıldığı termik santrallerde, elektrik üretimi sırasında toz haldeki kömürün yanması sonucu baca gazları ile sürüklenen ve elektrostatik filtreler yardımı ile tutularak atmosfere çıkışı önlenen mikron boyutunda kül tanecikleri meydana gelmektedir. Endüstriyel bir atık olan ve uçabilen bu küllere, uçucu kül adı verilmektedir.

## **AMAÇ**

Bu çalışmada Tunçbilek Termik Santralinden sağlanan uçucu kül kullanılarak killi bir zemin stabilize edilmeye çalışılmıştır. Çeşitli yüzdelerde uçucu kül katılarak hazırlanmış numunelerin plastisite indisi, optimum su muhtevası ve serbest basınç dayanımı özelliklerinin değişimi belirlenmiştir.

## **Çalışmada Kullanılan Zeminin ve Uçucu Külün Özellikleri**

Elazığ ili Sürsürü mahallesinden alınan açık kahve renkli killi zeminin bazı özellikleri laboratuvarında belirlenmiş ve Tablo1.'de verilmiştir.

Tunçbilek termik santralinde, yılda 2.350.000 ton kömür elektrik üretmek amacıyla yakılmakta ve yanma sonrası atık olarak kalan 854.670 ton uçucu külün yaklaşık %63'ü elektrostatik filtrelerde baca gazından tutulmaktadır. Yakma esnasında elde edilen bu atık malzemenin yalnız %1.4'ü satılmakta geri kalan kısmı ise stok sahasına gönderilmektedir (Kurama, 1999). Bu uygulama artan kömür tüketim oranlarına bağlı olarak hem çevre kirliliğinin, hem de stoklama için daha fazla alan ihtiyacı sebebiyle stoklama maliyetinin artmasına sebep olmaktadır.

**Tablo 1.**Deneylerde kullanılan zemine ait özellikler

Doğal birim hacim ağırlığı ( $\gamma_n$ , kN/m <sup>3</sup> )	19.3
Dane birim hacim ağırlığı ( $\gamma_s$ )	2.65
Doğal su muhtevası (w, %)	24.8
Optimum su muhtevası ( $w_{opt}$ , %)	21.5
Maksimum kuru birim hacim ağırlığı ( $\gamma_{kmaks}$ , kN/m <sup>3</sup> )	15.9
Likit limit ( $w_L$ , %)	49
Plastik limit ( $w_p$ , %)	24.5
Plastisite indisi ( $I_p$ , %)	24.5
Serbest basınç dayanımı (örselenmemiş) (c, kN/m <sup>2</sup> )	17.05

Tunçbilek uçucu külünün kimyasal ve fiziksel özellikleri Tablo 2.'de görülmektedir. Kullanılan zeminin ve uçucu külün granülometri eğrileri ise Şekil 1.'de verilmiştir.

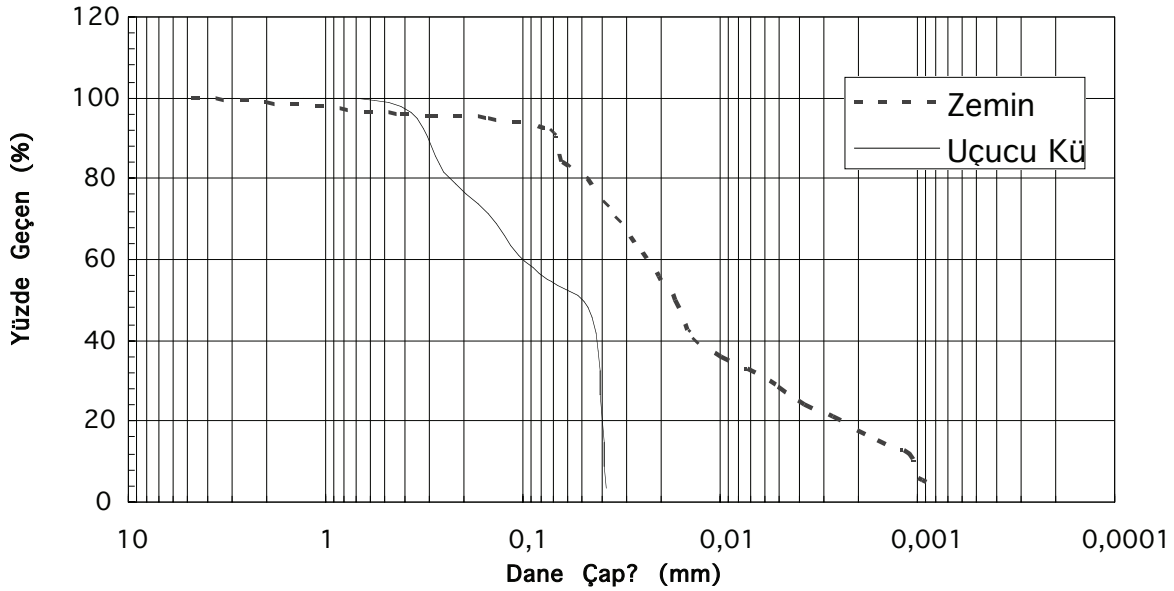
**Tablo 2.** Tunçbilek Uçucu külünün kimyasal ve fiziksel özellikleri (Yılmaz, 2004).

	SiO <sub>2</sub>	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	K.Kayı	Özgül Ağırlık	Özgül Yüzey (cm <sup>2</sup> /gr)
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)		
Tunçbilek Uçucu Külü	58.82	2.18	19.65	10.67	3.92	0.48	1.9	0.9	2.08	3812

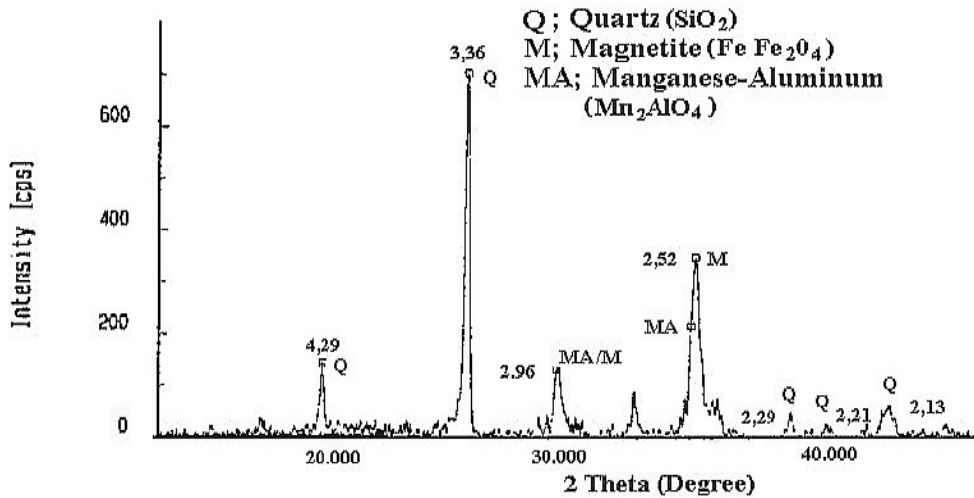
Numunenin mineralojik kompozisyonunun belirlenmesi amacıyla daha önceden yapılmış olan x-ışınları analizi, alümina silikat camsı faz, kuvars ve magnetit ana kristal fazları tespit edilmiştir (Sekil 2). Bu gözlem daha önce Tokyay ve Arkadaşları (1998) tarafından Türkiye termik santrallerinden elde edilen uçucu küllerin mineralojik analiz verileri ile uyusmaktadır.

## Numunelerin Hazırlanması

Deneysel çalışmada Tunçbilek uçucu külünün zemine eklenmesi ile zeminin serbest basınç mukavemetinin nasıl değiştiğini belirlemek için karışıma giren zemin ağırlığının %0, %3, %5 ve %10 oranlarında uçucu kül zeminle karıştırılarak numuneler hazırlanmıştır. Her karışım oranındaki numuneler standart proktor deneyine tabi tutularak optimum su muhtevaları belirlenmiş ve mukavemet deneyleri optimum su muhtevasında hazırlanmış numuneler kullanılarak yapılmıştır. Her karışım oranındaki numunelerden 9 adet hazırlanmıştır. Hazırlanan bu numunelerin 3'ü 24 saat sonra, 3'ü 7gün sonra ve geri kalan 3 numune ise 30 gün sonra serbest basınç deneyine tabi tutulmuştur.



Şekil 1. Zemine ve uçucu küle ait granülometri eğrileri (Kurama ve diğ. 1999).



Şekil 2. Tunçbilek uçucu külünün X-Ray Difraktogramı (Kurama ve diğ. 1999).

## DENEY YÖNTEMİ VE SONUÇLAR

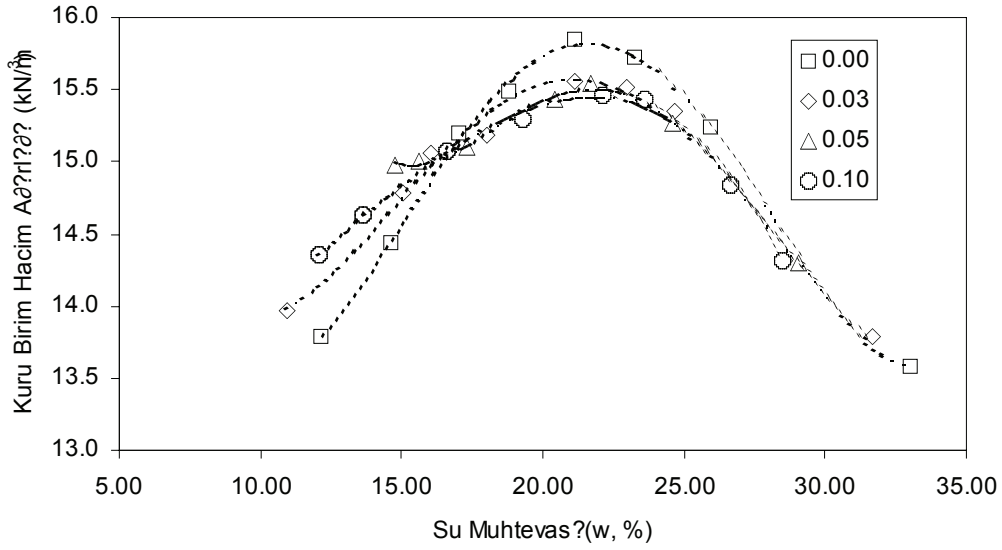
Hazırlanan numunelerin kıvam limitleri, optimum su muhtevaları ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkları Tablo 3.'de verilmiştir. Optimum su muhtevası eğrileri Şekil 2.'de görülmektedir. Deney numunelerinin uçucu kül içeriği ile 1 günlük, 7 günlük ve 30 günlük mukavemet değişimleri Şekil 3.'de görülmektedir.

**Tablo 3.** Deney numunelerinin Atterberg limitleri ve proktor deneyi sonuçları

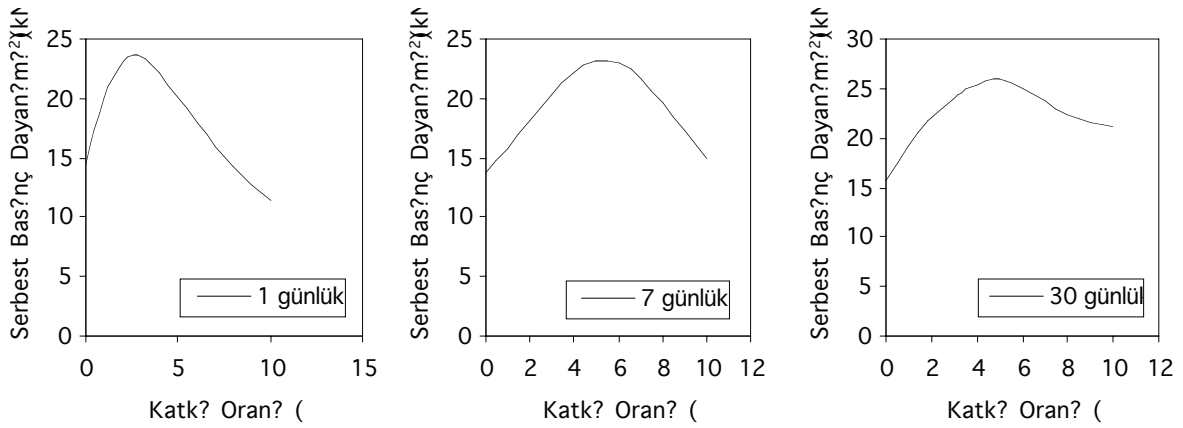
	Uçucu kül içeriği			
	% 0	% 3	% 5	% 10
Likit limit (%)	49	49	50	49
Plastik Limit (%)	24.5	21	21	21
Optimum Su Muhtevası (%)	21.5	21.5	22.5	23
Maks. Kuru Birim Hacim Ağ.( kN/m <sup>3</sup> )	15.9	15.6	15.5	15.4

## SONUÇ

Bu çalışmada Tunçbilek termik santralının atık malzemesi olan C-tipi uçucu külün, killi zeminlerin mekanik özelliklerine katkısı incelenmiştir. Elde edilen sonuçlara göre %3 civarında uçucu kül ilavesi ile mukavemet değerinin, örselenmemiş numuneye göre yaklaşık %35 civarında arttığı belirlenmiştir. Bu artış yeniden hazırlanmış numunelerde daha da yüksek (~%60) elde edilmiştir. 7 günlük ve 30 günlük numunelerde ise %5 uçucu kül ilavesinin, en büyük mukavemet artışına sebep olduğu belirlenmiştir. Bu çalışmada 30 günlük mukavemetlere göre çıkarımlar yapılmasına rağmen, puzolanik özellikli malzemelerin genellikle 90 günlük mukavemetlerinde belirgin artış gözlemlendiği bilinmektedir. Uçucu kül ilavesi ile kıvam indisleri değişmezken maksimum kuru birim hacim ağırlıklarında azalmalar görülmüştür. Uçucu külün düşük özgül ağırlığı nedeniyle killi numunelerde maksimum kuru birim hacim ağırlığı bir miktar düşmüştür. Uçucu kül miktarı arttıkça numunelerin optimum su muhtevaları artmıştır.



**Şekil 2.** Deney numunelerinin optimum su muhtevası eğrileri



**Şekil 3.** Numunelerin katkı oranına bağlı olarak 1 günlük 7 günlük ve 30 günlük mukavemetleri

### KAYNAKLAR

1. Aytekin, M., 2002. "Zeminlerin Değirmen Artığı Malzeme ile Stabilizasyonu.", ZM9, pp.718-725.
2. Çokça, E., 2001. "Use of Class C Fly Ashes for the Stabilization of an Expansive Soil", ASCE J. of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., Vol. 127, No.7, pp.568-573.
3. Kurama, H., Bilgiç, C. ve Kaya, M., 1999. "Evaluation of Tunçbilek Coal Fired Power Plant Flyash for Industrial Usage.", J. of Ore Dressing, Vol.1, issue 2, pp. 55-62.



4. Malhotra, V. M. & Ramezaniyanpour, A. A. (1994) “Fly Ash in Concrete”, CANMET Report MSL 94-45 (IR), Canada Centre for Mineral and Energy Technology, Second Edition.
5. Şenol, A., Shafique, S.B, Edil, T. ve Benson, C.H., 2003. “Use of Class C Fly Ash for the Stabilization of Soft Subgrade” ARI The Bulletin of the Istanbul Technical University, Vol.53, pp. 89-95
6. Tan, O., İyisan, R. ve Çakır, M., 1999. “Effects of Fly Ash Admixture on the Mechanical Behaviour of Silty Clay” Proceedings of XII.Europan Conference of Soil Mech. and Geotechnical Engineering, pp. 1-6.
7. Yılmaz, A., 2004. “Puzolan Katkılı Çimentoların Beton Olgunluğuna Etkisi”, P.Ü. Müh. Fak. Mühendislik Bilimleri Dergisi, Cilt 10, Sayı 3, pp. 381-387.

# GEOTEKNİK SONDAJ MAKİNELERİNİ KULLANAN OPERATÖRLERİN EĞİTİMİNİN GEREKLİLİĞİ VE ÖNERİLER

Adil ÖZDEMİR  
MAY Müşavirlik ve  
Mühendislik Ltd. Şti., Mesnevi  
Sok. 13/6  
Çankaya/Ankara/Türkiye

Deniz ÜLGEN  
ODTÜ  
Mühendislik Fakültesi, İnşaat  
Mühendisliği Bölümü,  
Çankaya/Ankara/Türkiye

M. Yener ÖZKAN  
ODTÜ  
Mühendislik Fakültesi, İnşaat  
Mühendisliği Bölümü,  
Çankaya/Ankara/Türkiye

## ABSTRACT

In the following paper, a critical review of training and education of drilling technicians in Turkey is made, and suggestions to improve the present conditions are presented.

## ÖZET

Bu çalışmada, Türkiye’de sürekli gelişen geoteknik sektörünün kanaatimizce bir sorunu olan sondör eğitimi konusu irdelenmiştir. Ülkemizdeki mevcut sondör eğitim şekli tartışılmış ve eğitim şeklinde öneriler yapılmıştır.

## 1. GİRİŞ

Geoteknik etütler, Türkiye’de yaşanan deprem, diğer afet olaylarına ve gelişen teknolojiye bağlı olarak son yıllarda gittikçe yaygınlaşan bir iş alanıdır. Hem kamu kuruluşlarının bünyelerindeki birimlerce, hem de özel sektör kuruluşları tarafından geoteknik etütler yapılmaktadır. Kamuda Devlet Su İşleri, İller Bankası, Karayolları ve Elektrik İşleri Etüt İdaresi geoteknik etüt yapan kuruluşların başlıcalarıdır. Son yıllarda, geoteknik etüt çalışmalarında ağırlığın özel sektöre kaymakta olduğu gözlenmektedir. Kamu kuruluşları, maliyet artışları ve istihdam politikaları nedeniyle geoteknik etüt işlerini mümkün mertebe ihalelerle özel sektöre devretmektedir.

Geoteknik etütlerin önemli aşamalarından birisi de sondaj çalışmalarıdır. Geoteknik değerlendirmeler ve mühendislik yapısının tasarımı, büyük ölçüde sondaj kuyularından elde

edilen verilere dayalı olarak yapılmaktadır. Zemin ve kayalar hakkında ayrıntılı jeolojik ve mühendislik bilgileri, özellikle sondaj çalışmaları aracılığıyla sağlanabilmektedir.

Türkiye'deki geoteknik sondajların başladığı günlerden bugüne, döner sondaj yöntemleri (burgulu ve karotlu) ile çalışılmaktadır. Türkiye'de geoteknik etüt sondaj makine ve ekipmanlarının tamamına yakını uluslararası ve TSE standartlarına uygun olarak imal edilebilmektedir. Sektörde, uluslararası kuruluşlarla rekabet edebilecek firmalar bulunmaktadır.

## **2. AMAÇ**

Bu çalışmada, geoteknik değerlendirmelere esas teşkil eden sondaj çalışmalarını gerçekleştiren personelin ve özellikle de sondörlüğün önemi üzerinde durulmuş ve ülkemizdeki mevcut temel sondör eğitim şekli irdelenmiştir. Sonuç olarak, temel sondör eğitim şeklinin geliştirilmesi için önerilerde bulunulmuştur.

## **3. SONDÖRLÜK VE TÜRKİYE'DE TEMEL SONDÖR EĞİTİMİ**

Geoteknik sondaj makinelerinde çalışan operatörlere “ temel sondör ”, “ geoteknik sondör ” veya sadece “ sondör ” denilmektedir. Sondörler, geoteknik sondaj çalışmalarında önemli bir yere sahiptir. Sondörler, geoteknik amaçlı sondaj kuyularının açılması, kuyuiçi deneylerinin yapılması ve zemin-kaya ortamları temsil eden numunelerin sondaj makine ve ekipmanları ile alınması ve muhafazası işlemlerinden sorumludur.

Geoteknik sondaj makineleri teknolojik açıdan gün geçtikçe gelişmektedir. Sondaj makinelerindeki mekanik sistemler yerlerini hidrolik kumandalı sistemlere bırakmaktadır. Bunun yanında ekipmanlar da gelişmektedir. Sondaj tekniklerinde de değişimler gözlenmektedir. Teknolojik gelişmeler genelde işleri kolaylaştırmaktadır. Fakat, bu gelişmelere ayak uydurabilmek için mesleği icra eden elemanların eğitilmeleri, geliştirilmeleri ve yeni elemanların yetiştirilmesi gereksinimi ortaya çıkmaktadır.

Önceki yıllarda, kamuda sondaj işçileri usta-çırak ilişkisi içinde, hizmet içi eğitime tabi tutularak ve sınavdan geçirilerek sondör olarak yetiştirilmekte idi. Sondaj işçisi olarak işe başlayan personelden ilgili ve yetenekli olanlar meslekiçi eğitim yoluyla kendilerini yetiştirerek kamu kuruluşları tarafından yapılan sondörlük sınavlarına girmektedirler. Bu sınavlarda başarılı olanlara sondörlük ehliyeti verilmekteydi. Kamuda 2000 yılına kadar yaygın olarak uygulanan bu yöntem son yıllarda terk edilmiştir. Çünkü, bu alanda yapılan işlerin büyük bir kısmı özel sektör tarafından yapılır hale gelmiştir.

Özel sektörde artan iş hacmi ve makine sayısına paralel olarak, sondörlere duyulan ihtiyaç giderek artmakta, bu ihtiyaç daha çok kamudan emekli olan elemanlarla giderilmeye çalışılmaktadır. Sektör var oldukça, bu mesleği icra edenlere olan ihtiyaç devam edecektir.

Son yıllarda, bu mesleğin eğitimini vermek ve sektörün ihtiyaç duyduğu sondörleri yetiştirmek amacıyla, üniversiteler bünyesinde meslek yüksek okullarında sondajcılık ismi ile iki yıl eğitim verilen bölümler açılmıştır. Yazarların bilgisi dahilinde, Dokuz Eylül Üniversitesi Torbalı M.Y.O., Ahi Evran Üniversitesi Kaman M.Y.O. ve İnönü Üniversitesi Hekimhan M.Y.O. olmak üzere 3 meslek yüksek okulda sondajcılık bölümleri bulunmaktadır. Fakat, buradan mezun olan öğrencilerin büyük çoğunluğu 4 yıllık jeoloji, jeofizik ve petrol mühendisliği bölümlerine dikey geçiş sınavı sonucunda yerleşmekte veya üniversite mezunu olarak sondörlük mesleğini beğenmemekte ve sondaj işlerinde çalışmamaktadır. Dolayısıyla, bu mekanizmanın pek çalıştığını ve sektörün talebine cevap verdiğini söyleyebilmek imkansızdır.

#### **4. ÖNERİLER**

Bugün ülkemizde, yeraltısularından yararlanmak amacıyla yapılan su kuyularının açılmasında çalışan sondaj işçileri, bu işlerde belirli bir süre çalıştıktan sonra DSİ tarafından sınava tabi tutulmaktadır. Bu sınavda başarılı olanlara sondörlük belgesi verilmekte ve su sondajlarında çalışmalarında bulunmalarına müsaade edilmektedir. Geoteknik sondaj çalışmalarından elde edilen verilerin de, her türlü mühendislik yapısı için yapılan geoteknik etüt ve değerlendirmelere altlık oluşturduğu düşünülürse geoteknik çalışmalarda yer alacak sondörlerinde eğitilmesi durumunun ciddiyeti kavranabilir. Bu eğitimin içeriği ve uygulanma şekline yönelik önerilerimiz alt başlıklar halinde verilmiştir.

##### **4.1. EĞİTİMİN UYGULANMA ŞEKLİ**

- İnşaat Mühendisleri Odası, Jeoloji Mühendisleri Odası ve Sondajcılar Birliği tarafından oluşturulan komisyon tarafından bu eğitim şekillendirilip uygulanabilir. Bu amaçla, her üç kurumun teknik altyapısı ve mekansal imkanlarından yararlanılabilir.

##### **4.2. Eğitim Süresi**

Eğitim süresi, en az 1 veya 2 ay olmalıdır.

##### **4.3. Eğitim Şekli**

Eğitim şekli teorik ve pratik olmak üzere iki kısımda ele alınmalıdır.

##### **4.4. Verilmesi Gereken Dersler Ve İçerikleri**

Sondörlere uygulanacak eğitim sırasında verilecek dersler ve içerikleri şunlar olabilir;

- Jeoloji Bilgisi

Yeryuvarının oluşumu, yapısı ve dinamiği. Yer kabuğunu oluşturan ana kaya gruplarının oluşum mekanizmaları, bileşenleri ve özellikleri. Levha hareketleri ve özellikleri. Levha sınırlarında gelişen jeolojik olaylar ve oluşan yapılar.

- Sismoloji ve Türkiye'nin Depremselliği

Depremlerin nedeni ve sınıflandırılması. Sismograflar. Deprem dalgaları. Türkiye'nin Depremselliği

- Geoteknik Saha İncelemesi

Saha incelemesinin amacı, tipleri, aşamaları ve planlanması

- Mühendislik Jeolojisi

Jeolojinin mühendislik alanında kullanımı, Mühendislik jeolojisinin temel kavramları. Zemin ve kayaların mühendislik özellikleri

- Zemin ve Kaya Mekaniği

Zemin tanımı ve fiziksel özellikleri. Zeminlerin sınıflandırılması. Kaya tanımı ve fiziksel özellikleri. Kayaların sınıflandırılması

Zemin ve Kaya Mekaniği Laboratuvar Deneyleri

Birim hacim ağırlık tayinleri. Granülometrik ve hidrometrik analiz. Atterberg limitlerinin tayini. Tek ve üç eksenli basınç deneyleri. Kesme kutusu deneyi. Konsolidasyon deneyi. Nokta yük deneyi

- Geoteknik Etütlerde Uygulanan Jeofizik Yöntemler

Sismik, Rezistivite ve Mikrotremör yöntemleri, Jeofizik yöntemlerle elde edilen temel mühendisliği parametreleri

- Yeraltısuyu

Yeraltısuyu oluşumu ve hareketi, Yeraltısuyu kaynaklı geoteknik problemler

- Temel Bilgisi

Temel zemini için aranılan özellikler. Zeminin yapıya etkisi. Zeminin yük altındaki değişimleri. Temel tipleri. Özel temeller

- Geoteknik Sondaj Makina ve Ekipmanları

Geoteknik sondaj makinaları ve özellikleri, Sondaj ekipmanları, Ekipmanların seçim ve kullanım kriterleri, Makine ve ekipman bakımı, Arıza giderme

- Geoteknik Sondaj Tekniği

Geoteknik sondaj kuyusu açım teknikleri, örnek alma ve muhafaza teknikleri, geoteknik sondaj kuyusu açımında karşılaşılan problemler ve çözümleri

- Zemin İyileştirme ve Güçlendirme Yöntemleri

Riskli zeminlerin tanımlanması. Zemin iyileştirme ve güçlendirme yöntemleri

- Geoteknik Arazi Deneyleri

SPT, CPT, Veyn Deneyi , Permeabilite Deneyi, BST (Basıncılı su deneyi), Presiyometre Deneyi

- Zemin ve Temel Etüdü Mevzuatları

“ Zemin ve Temel Etüdü Raporunun Hazırlanmasına ilişkin Esaslar ” 1993, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Sayı: 93/34

“ Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik ” Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 1998

“ Parsel Bazında Zemin – Temel Etütleri ve Zemin İyileştirme İşleri Hakkında Yönetmelik Taslağı” , Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Aralık, 2005

“Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esaslar”, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 2007

Ekip Yönetimi ve İş Güvenliği

Şantiye organizasyonu. İş düzenleme. İşçi sağlığı ve iş güvenliği. İş kazaları. İlk yardım bilgisi

## 5. SONUÇ

Sonuç olarak; ülkemizde geoteknik etütlerin önemli bir aşaması olan sondaj çalışmalarında görev alan sondörlerin hem sayısı hem de eğitimi yetersizdir. Bu açıdan sektörde yoğun olarak ihtiyaç duyulan sondörlerin eğitimi, mesleki eğitim çerçevesinde ele alınarak, belirli bir plan ve program dahilinde düzenlenmeli ve uygulanmalıdır.

## 6. KAYNAKLAR

1. OĞUZ, S. ve TOKLU, M., 2003; 167 YAS hakkında kanuna bağlı olarak Türkiye’de sondör eğitimi. Sondaj Sempozyumu’03. s. 75-84
2. ÖZDEMİR, A., 2006; Ülkemizde sondaj eğitimi ve sondaj sektörü üzerine bazı değerlendirmeler. Jeoloji Mühendisleri Odası Haber Bülteni. 2006/3 s. 97-101
3. ÖZDEMİR, A., Sondaj Tekniğine Giriş. Omay Matbaası, Ankara 2007, 74 sayfa
4. ÖZDEMİR, A. ve ÖZDEMİR, M., Jeoteknik Etüt Sondajları, Belen Matbaası, Ankara 2006, 234 sayfa
5. [www.sondajcilarbirligi.org.tr](http://www.sondajcilarbirligi.org.tr)
6. [www.kamanmyo.gazi.edu.tr/sondaj.html](http://www.kamanmyo.gazi.edu.tr/sondaj.html)
7. [www.hekimhan.inonu.edu.tr](http://www.hekimhan.inonu.edu.tr)
8. [www.deu.edu.tr](http://www.deu.edu.tr)

# ÜLKEMİZDE YAPILAN GEOTEKNİK ETÜT SONDAJLARI İLE İLGİLİ BAZI DEĞERLENDİRMELER

Adil ÖZDEMİR  
MAY Müşavirlik ve  
Mühendislik Ltd. Şti.,  
Mesnevi Sok. 13/6  
Çankaya/Ankara/Türkiye

Deniz ÜLGEN  
ODTÜ  
Mühendislik Fakültesi, İnşaat  
Mühendisliği Bölümü,  
Çankaya/Ankara/Türkiye

M. Yener ÖZKAN  
ODTÜ Mühendislik Fakültesi,  
İnşaat Mühendisliği Bölümü,  
Çankaya/Ankara/Türkiye

## ABSTRACT

In this study, possible errors and shortcomings encountered in the country during geological and geotechnical field investigations are presented. Approximately 500 boreholes which amount to 8500 m total boring were examined and most common errors made are cited in the scope of the study. Recommendations are given for alleviating these conditions in the future applications.

## ÖZET

Bu çalışmada, ülkemizin değişik illerinde yapılan jeolojik-geoteknik etüt çalışması verilerinden yararlanarak yapılan uygulamalardaki bazı aksaklıklar tespit edilmeye çalışılmış ve iyileştirilmesi için öneriler getirilmiştir. Bu çalışma kapsamında yaklaşık 8500 m, 550 adet sondaj kuyusundan elde edilen veriler incelenmiş ve bazı değerlendirmeler yapılmıştır. Yapılan incelemeler sonunda, en çok rastlanılan eksiklikler ve hatalar sıralanmıştır.

## GİRİŞ

Ülkemizde, geoteknik mühendisliği uygulamalarında özellikle son yıllarda önemli bir ilerleme gözlenmektedir. Bunun en önemli nedenlerinden birisi, şüphesiz ki son yıllarda yaşadığımız deprem felaketleridir. Ülkemizde yaşanan bu yıkıcı depremlerden sonra, mühendislik yapıları inşa edilmeden önce inşaat alanının jeolojik-geoteknik koşullarının etüdü daha yaygınlaşmıştır. Mühendislik yapılarının tasarımına esas teşkil edecek olan bu geoteknik etütlerin önemli aşamalarından birisi de sondaj çalışmalarıdır. Geoteknik değerlendirmeler ve mühendislik yapısının tasarımı, özellikle sondaj kuyularından elde edilen verilere dayalı olarak yapılmaktadır. Zemin ve kayalar hakkında ayrıntılı jeolojik ve mühendislik bilgileri de, özellikle sondaj çalışmaları aracılığıyla sağlanabilmektedir.

Geoteknik sondajlardan sağlanan örnekler üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri ile zemin ve kayaların fiziksel ve mekanik özellikleri belirlenmektedir. Ayrıca, sondaj kuyusu içerisinde yapılan deneyler (SPT, Veyn, Presiyometre vb.) ile zemin ve kayaların davranışları hakkında da veri sağlanmaktadır.

Geoteknik sondajlar, jeolojik birimlerin (zemin ve kaya) düşey ve yatay yönlerde dizilimine açıklık getirdiği gibi, temel mühendisliği hesaplarında kullanılacak parametrelerin elde edilmesini de sağlar. Ayrıca, yapılan çalışmanın mühendislik gereksinimleri açısından en fazla bilgiyi sağlaması ve aynı zamanda da ekonomik olması istenir. Bu nedenle, geoteknik etütlerde sondaj sayısı ve derinliklerinin seçimi büyük önem taşır.

Sondajlı çalışmalar, geoteknik etütlerin pahalı ve zaman alıcı bir işlemdir. Bu duruma karşın, elde edilen geoteknik veriler göz önüne alındığında hem bilimsel amaçlı araştırmalarda hem de mühendislik uygulamalarında sondaj çalışmalarının önemi her geçen gün artmaktadır.

Geoteknik sondaj tekniğine ait bilgilerin özümsemesi ve bu bilgilerin çalışmalar sırasında uygulanması, zemin ve kayalardan elde edilecek jeo-mühendislik verilerin ve geoteknik değerlendirmelerin güvenilirliğini artıracaktır.

## AMAÇ

Bu çalışmada, ülkemizin değişik illerinde yapılan jeolojik-geoteknik etüt çalışmaları incelenerek, gözlenebilen eksiklikler ve/veya yanlışlıklar sıralanmış ve bunların düzeltilmesi yönünde öneriler getirilmeye çalışılmıştır.



## GEOTEKNİK ETÜT UYGULAMARI İLE İLGİLİ TESPİTLER

Yapılan incelemeler sonunda, en çok rastlanılan eksiklikler ve hatalar aşağıda sıralanmaktadır:

1. Sondaj işlemine başlamadan önce, sondaj ekibinin çalışılacak alanın jeolojik yapısı ile ilgili yeterli ön bilgi sahibi olmadığı,
2. Sondaj sayısı ve derinlikleri belirlenirken, yapı özellikleri ve önemi, zemin özellikleri, bölgenin depremselliği vb. gibi konulara pek dikkat edilmediği,
3. Zemin ve kaya ortamların sondajlarında, yanlış ve düşük kaliteli sondaj ekipmanlarının kullanıldığı,
4. Kaya ortamlarda, tek ve çift tüplü karotiyer kullanım kriterine dikkat edilmediği (hesaplanan TCR ve RQD değerlerinden de geoteknik sondajlarda çoğunlukla tek tüplü karotiyerlerin kullanıldığı),
5. SPT deneyinin her türlü zemin ve kaya ortamında yapılmaya çalışıldığı,
6. Elde edilecek geoteknik verilerden çok günlük delgi kapasitesinin ön plana çıkabildiği,
7. Kayalarda yapılan sondajlı jeolojik-geoteknik etütlerde, alınan karot numunelerinin konulduğu karot sandığı fotoğraflarının bir çok durumda rapor ekinde verilmediği,
8. İncelenen sondaj loglarında, ülkemizdeki kaya birimlerin neredeyse tamamına yakınının “ileri derecede” ayrılmış olarak değerlendirildiği,
9. SPT deneyinde refüyle karşılaşıldığında, zemin koşullarının yeniden değerlendirilerek yeni bir planlama yapılmadığı,
10. Geoteknik sondajların bir başka kuruluştan hizmet olarak alındığı çalışmalarda, ilgili kuruluş tarafından sondaj çalışmalarının belirli bir derinliğe kadar delik delme veya alanın jeolojik istifini belirlemek olarak algılanabildiği,
11. Sondaj logları hazırlanırken, günlük metraj değerlerine bakıldığında sondaj çalışması başlangıç ve bitiş tarihlerine pek dikkat edilmediği,
12. Sondaj çalışmalarının çoğunlukla mühendissiz veya deneyimsiz mühendisler tarafından yapıldığı veya denetlendiği,
13. Sondaj logu bilgilerinin arazi mühendisi tarafından sağlandığı, sondaj logunun ise büro mühendisi tarafından hazırlandığı kuruluşlarda iki mühendis arasındaki koordinasyonun genellikle zayıf olduğu,
14. Presiyometre deneyine hemen hiç yer verilmediği,

## SONUÇ

Sonuç ve öneri olarak:

1. Etüt alanının jeolojik yapısı hakkında etüt öncesi mutlaka ön bilgi sahibi olunmalıdır. Bu koşulun sağlanması, sondaj sayısının yetersiz veya fazla olarak verilmesini ve sondaj derinliklerinin yetersiz veya fazla olarak yapılmasını engelleyecektir.

2. Sondaj sayısı ve derinlikleri belirlenirken, yapı özellikleri ve önemi, jeolojik yapı, bölgenin depremselliği birlikte değerlendirilmelidir.

3. Sondaj işlemi sırasında ve kuyucu deneylerinden elde edilen bilgiler doğrultusunda arazi sondaj çalışmaları revize edilmelidir.

4. Geoteknik sondaj işlemlerine başlamadan önce, aynı alan içerisinde açılmış olan sondaj kuyuları var ise bu kuyulara ait bilgiler incelenmelidir. Bu kuyuların açılması sırasında sondaj güçlükleri ile karşılaşmış ise, bu güçlüklerin sebepleri öğrenilmelidir (yıkıntı yapan, şişen vb. formasyonlar). Sorun yaratabilecek formasyonlar var ise; derinlik ve kalınlıkları belirlenmeli, çıkabilecek sorunlara karşı stratejiler geliştirilerek çalışmalar bu stratejilere uygun olarak yönlendirilmelidir.

5. Sondajlar mutlaka deneyimli bir mühendis kontrolünde yapılmalı ve iyi bir şekilde denetlenmelidir.

6. Zemin ve kaya ortamların sondajlarında, yanlış ve düşük kaliteli sondaj ekipmanlarının kullanımından sakınılmalıdır.

7. Homojen ve su ile temas ettiğinde bu su temasından etkilenmeyen kaya ortamlarda tek tüplü, heterojen ve su ile temas ettiğinde bu su temasından etkilenebilecek kaya ortamlarda çift tüplü karotiyerler kullanılmalıdır. Bu koşulun sağlanması, karot yüzdesini ve RQD değerini dolayısıyla geoteknik değerlendirmeyi olumlu yönde etkileyecektir.

8. SPT deneyi, her türlü zemin ve kaya ortamında yapılmaya çalışılmamalıdır. Özellikle iri taneli çakılların bulunduğu zeminlerde veya kaya ortamlarda bu durum geoteknik veri elde etmede ve değerlendirmede ciddi sorunlara yol açabilir.

9. Sondajlı geoteknik etütlerin amacı günlük maksimum sondaj metrajı değil, zemin ve kaya ortamlara ait geoteknik değerlendirmede kullanılacak güvenilir veri elde etmektir. Bu duruma dikkat edilmesi, geoteknik etüdün güvenilirliğini artıracaktır.

10. Alınan karot örneklerinin konulduğu karot sandıklarının fotoğrafları çekilmeli ve çekilen resimler raporun ekler bölümünde yerelmalıdır. Bu koşulun sağlanması, olası bir geriye dönük analizde faydalı olacaktır. Ayrıca, karot örneklerden ayrışma, dayanım ve kırık durumu tanımlanan kaya ortamların yerinde özelliklerinin yansıtılması anlamında da önemlidir.

11. SPT deneyi sırasında, refü durumuyla karşılaşıldığında, zeminin iri çakıllar içerdiği veya bir kaya kütesine ulaşıldığı ihtimali gözden kaçırılmamalıdır. Bu deney kademesinde hangi durumun olabileceği düşünülmeli ve çalışma buna göre yönlendirilmelidir. Eğer, iri çakılların bulunduğu bir ortamla karşılaşılmış ise, bir sonraki kademeye geçilmeli, bir kaya ortamı ise, sondaja karotlu olarak devam edilmelidir.

12. Sondaj logunu hazırlayan mühendis, sondaj çalışmasının gerçek başlangıç ve bitiş tarihlerini yazmalıdır.

13. Arazi mühendisi ile büro mühendisinin farklı olduğu yapılanmalarda, iki mühendis arasında güçlü bir koordinasyon sağlanmalıdır. Bu durumun sağlanması, rapor içeriğinde olabilecek farklılıkları ortadan kaldıracaktır.

14. Özellikle büyük yapıların, bloklu ve parçalı formasyonların ve ayrıışmış kayaların bulunduğu alanların geoteknik etütlerinde presiyometre deneyi güvenilirliği nedeniyle, SPT deneyi yerine tercih edilmelidir. Bu koşulun sağlanması, geoteknik değerlendirmelerin doğruluğunu ve güvenilirliğini olumlu yönde etkileyecektir.

## KAYNAKLAR

1. Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 1998, 86 sayfa.
2. Clayton, C. R. I., Simons, N. E. and Mathews, M. C., Site Investigations, Granada, Technical Books, 1984, 424 p.
3. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esaslar, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 2007,159 sayfa
4. Geotechnical Investigations, USACE, EM 1110-1-1804, 1 January 2001, 449 p.
5. Özdemir, A., Sondaj Tekniğine Giriş. Omay Matbaası, Ankara 2007, 74 sayfa
6. Özdemir, A. ve Özdemir, M., Jeoteknik Etüt Sondajları, Belen Matbaası, Ankara 2006, 234 sayfa
7. Parsel Bazında Zemin – Temel Etütleri ve Zemin İyileştirme İşleri Hakkında Yönetmelik Taslağı , Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Aralık, 2005, 172 sayfa
8. Peck, B. R., Hanson, E. H., Thornburn, T. H., Foundation Engineering, John Wiley and Sons Inc., 1974, 312 p.
9. Soil Mechanics Design Manual, 7.01, NAVFAC, 1986, 389 p.
10. Sowers, G. B, and Sowers G. F., Introductory Soil Mechanics and Foundations:” McMillan Publishing Co., 1970, 556 p.

11. Terzaghi, K. and Peck, B. R., Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons Inc., 1967, 729 p
12. Zemin ve Temel Etüdü Raporunun Hazırlanmasına ilişkin Esaslar, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 1993, Sayı: 93/34

# DERİNER BARAJI VE HES İNŞAATI PERDE ENJEKSİYONU TEST ÇALIŞMALARI

Dr. Bünyamin ÜNAL<sup>13</sup>

Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü

## 1.GİRİŞ

Bu çalışmanın amacı, ülkemizin en yüksek barajı olan Deriner Barajında, baraj temeli ve yamaçlarda geçirimsizliğin temel sondajlarla araştırılarak iyileştirme yöntemlerinin belirlenmesi, enjeksiyon perdesinin geometrisinin oluşturulmasıdır. Bu amaçla temel kayasının jeolojik ve yapısal özellikleri incelenmiş olup, araştırma sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlarla temel kaya iyileştirmesi ve enjeksiyon perdesi geometrisinin oluşturulması amaçlanmıştır.

## 2.ÇALIŞMA YÖNTEMİ

Saha jeolojisi çalışmalarıyla birimlerin jeolojik özellikleri ortaya konulmuştur. Bu amaçla büro, arazi ve laboratuvar çalışmaları yapılmıştır. Ayrıca temel kayacın geçirimsizliğinin baraj aks yerinde düşey ve yatay doğrultuda değişimlerini izlemek amacıyla karotlu ve karotsuz kuyular açılmıştır. Bu kuyularda kaya kalite özellikleri basınçlı su testleri ve test enjeksiyonlarıyla incelenmiştir .

## 3.BULGULAR

**3.1.İnceleme Alanı :** Deriner barajı aks yeri Artvin iline 5 km uzaklıktadır. Baraj, Çoruh Nehri üzerinde inşa edilmektedir. Derivasyon tüneli, memba ve mansap batardoları tamamlanmıştır. Baraj gövdesi temel kazısı tamamlanmış olup, gövde betonuna başlanmıştır. Elektromekanik bölümlerin montaj çalışmaları, sondaj ve enjeksiyon çalışmaları ise devam etmektedir.

### 3.2. Deriner Barajının Karakteristikleri:

- Artvin ili 5 km membasında
- Amacı: Enerji ve taşkın koruma
- Çift eğrilikli beton kemer tipinde
- Temelden yüksekliği: 249 m

---

<sup>13</sup> [bunyaminunal@dsi.gov.tr](mailto:bunyaminunal@dsi.gov.tr) 0312.4178300

- Kret Uzunluğu: 720 m
- Kurulu gücü: 670 MW
- Toplam enerji: 2118 GWh/yıl
- Sınıfında dünyanın dördüncü, ülkemizin ise en yüksek barajıdır.

**3.3. Jeoloji :** Baraj temel kayası Eosen-Oligosen yaşlı İkizdere magmatitleridir. Bunlar kuvars diyorit, diyabaz, profir ve lamprofir olarak ayırtlanmıştır. Kret kotu altında bu güne kadar karşılaşılan jeolojik yapı özellikle değişken kalınlıkta sayısız sokulumlu dayk kayalı tektonik olarak parçalanmış kuvars diyorit içermektedir. Temel kayası irili ufaklı dayklarla kesilmiş olup, yüzeye yakın yerlerde oldukça kırıklı ve çatlaklıdır. Çatlaklar çoğunlukla kapalı yüzeylere sahip olup açık olan çatlak yüzeyleri ise pürüzlüdür. Gövde kazısı alanında cm'den metre boyutuna kadar faylar bulunmaktadır, faylar genellikle dolguludur.

**3.4. Önceki Çalışmalar:** Elektrik İşleri Etüt İdaresi (EİEİ) tarafından yapılan 18 adet araştırma sondajında temel kayasının geçirimsizliği araştırılmıştır. Buna göre Basınçlı Su Testleri (BST) 2 metrelik kademeler halinde yapılmıştır ve 3,6,10,6,3 bar basınç uygulanmıştır. Su kaçakları daha çok yüzeye yakın yerlerde ve diyabaz daykları çevresinde olmuştur. Eklem sistemlerine bağlı olarak su kaçakları gelişmiştir. Derinlere inildikçe çatlakların kapanması nedeniyle kaçaklar azalmıştır. Sonuçlar bir enjeksiyon perdesinin gerekliliğini göstermiştir (Şekil 1)

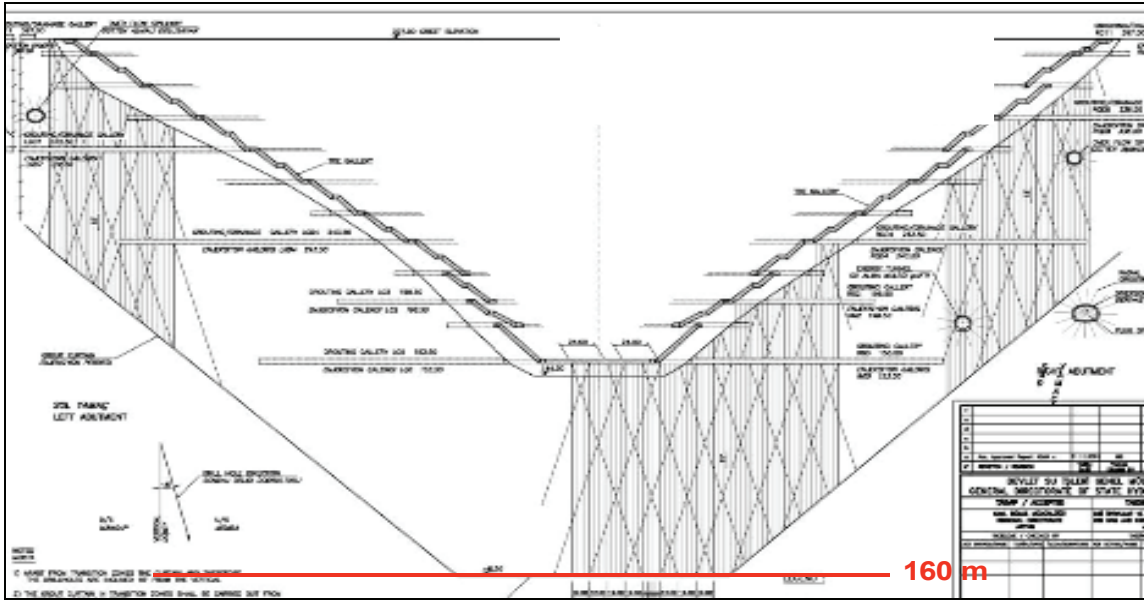
#### **4. PERDE ENJEKSİYONUN YERİ**

4.1. 153 Kotu: Perde enjeksiyonunun 153 m kotlu galeriden 160 m derinlikte ve 3 m aralıklı düşey olarak oluşturulması öngörülmüştür (Baraj yüksekliğinin 2/3 ü).

4.2. **Sağ ve Sol Sahil :**153 m kotu üzeri yamaçlarda enjeksiyon perdesi 15° menbaya doğru oluşturulacaktır. Eğime ve alttaki perde ile bindirmeye bağlı olarak kuyu boyları 50 ile 60 m arasındadır. Perde enjeksiyonu derinliği limiti göl basıncındaki azalma ve jeolojik formasyonların geçirimsizlik ve kaya-enjeksiyon ilişkine bağlıdır.

**4.3.Enjeksiyon Perdesi Tasarımı:** Baraj yüksekliğinin 2/3' ü oranında bir enjeksiyon perdesinin oluşturulması tasarlanmıştır (kuyu derinlikleri: 160 m). Nihai Kuyu Aralıkları: 3 m ve perde enjeksiyon kuyuları membaya doğru 15° eğimli olacaktır. Klasik enjeksiyon metodu (yukarıdan aşağıya doğru) ve azalan (daralan) aralık metodu uygulanması düşünülmüştür (Şekil 1)

**4.4. Perde Derinliğini Azaltma:** Baraj temelindeki mevcut belirsizlikler ve bilinmeyen süreksizlikler nedeniyle perde enjeksiyonu kuyu derinliklerinde azaltma yapılarak değiştirilemez. Ancak temel kayacın jeolojik ve jeoteknik özellikleri ile test paneli enjeksiyon sonuçları ışığında, perde derinliğinde bir azaltma olabileceği öngörülmüştür. Bu nedenle mevcut enjeksiyon perdesinin oluşturulması bütün bölgenin kontrolüne imkan vermekte ve kayaç geçirirmliliğini büyük ölçüde düşürecektir..



Şekil 1: Test çalışmalarından önce tasarlanan enjeksiyon perde geometrisi

## 5. PERDE ENJEKSİYONu TEST PANELİ

Baraj temelinde enjeksiyon perdesinin derinliğine, karışımların oranı ve basınçlarına karar verebilmek amacıyla perde enjeksiyonundan önce test bölgesi oluşturulması öngörülmüştür. Bu amaçla sol sahil LG0 (153 kotu) galerisinden bir enjeksiyon test paneli uygulanmıştır. Baraj aksından itibaren km: 0+50 ile 0+98 arasındaki panel; 48 metre

uzunluğunda ve 160 m derinliktedir. Test bölgeleri fay zonundan uzakta masif Granit formasyonunun hakim olduğu yerdedir. Test paneli :

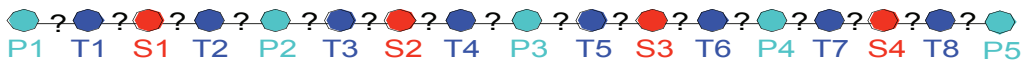
- Kati projedeki nihai 3 m kuyu aralıklarının değerlendirilmesi,
- Kullanılacak olan karışımın belirlenmesi,
- Uygulanacak enjeksiyon basınçlarının değerlendirilmesi,
- Enjeksiyon akış şemasının işlerliğinin kontrol edilmesi ve
- Yapılacak BST'lerle ilksel geçirimsizliğin belirlenmesi amacıyla yapılmıştır.

### **Enjeksiyon Perdesi Test Panelinin özellikleri:**

- Yeri: 153 kotu LG-0 Galerisi Km: 0+050 – 0+098
- Kuyu derinlikleri: 160 m
- Birincil kuyular: 5 adet, karotlu, su testli
- İkincil kuyular: 4 adet, eritmeli, 1 tanesi karotlu, su testli
- Üçüncül kuyular: 8 adet, eritmeli
- Dördüncül kuyular: 14 Adet, eritmeli
- Beşincil kuyular: 1 adet, eritmeli olarak açılmıştır.

### **5.1. Temel Araştırma Sondajları**

Test kuyuları; karotlu kuyularda 76 mm ve karotsuz kuyularda 59 mm olmak üzere iki ayrı çapta planlanan 160 m derinliğe kadar delinmiştir. Delgilere 24 m aralığa sahip 3 adet karotlu ve su testli birincil kuyularla başlanmış ve son aralık 12 m olacak şekilde aralarına 2 adet ilave birincil kuyu açılmıştır (Daralan Metod).



**P:** Birinci sıra kuyuları    **S:** İkinci sıra kuyuları    **T:** Üçüncü sıra kuyuları

Birinci sıra kuyuların arasına, kuyu aralığını 6 m ye indirecek şekilde 4 adet eritmeli (karotsuz) ikinci sıra kuyuları açılmış ve kuyu aralıkları 8 adet eritmeli üçüncü sıra kuyularla 3 m ye düşürülmüştür. Daha sonra derinlikleri 15 m den 30 m ye kadar değişen 15 adet dördüncül kuyular delinmiş ve enjeksiyonu yapılmıştır. Test paneli enjeksiyonu ve geçirimsizliği için 3 adet kontrol kuyusu, 3 adet eğik kontrol kuyusu açılmıştır.



## 5.2. Basınçlı Su Testi (BST):

Birincil, ikincil (yalnızca S1) ve kontrol kuyularında ilerlemeye paralel 5 metrelik kademeler halinde yapılmıştır. E.İ.E.İ. çalışmalarına göre baraj yerindeki temel kayanın geçirimsizlik durumu Şekil 2 ' de verilmektedir.

Test araştırma kuyularının açılması sırasında kayacın geçirimsizlik durumu ilave araştırma çalışmaları ile daha ayrıntılı araştırılmıştır. Basınçlı su testi sırasında derinliğe bağlı olarak uygulanan basınçları aşağıda verilmiştir:

Kademe, m	Basınç, bar
0-5	1 – 3 – 1
5-10	1 – 3 – 5 – 3 – 1
10-20	3 – 6 – 8 – 6 – 3
>20	3 – 6 – 10 – 6 – 3

Şekil 2:E.İ.E.İ çalışmalarında Deriner Barajı aks yeri geçirimsizliğini gösterir kesit.

**5.3. Enjeksiyon Karışımları :** Enjeksiyon uygulamalarında kullanılacak karışımı belirlemek için 190 farklı karışımın testi yapılmıştır. Enjeksiyon 397 m kotundaki ana enjeksiyon merkezinde otomatik olarak hazırlanmış ve karışım 153,50 m kotundaki ara istasyona aktarılmıştır. Testler sonucunda ana karışım olarak M1 ve ikincil karışım olarak

M2 belirlenmiştir. Enjeksiyon karışımları için Kars Çimento CEM II / A-M (P-L) 42,5 N ürünü kullanılmıştır. Bu çimento ile hazırlanan M1 ve M2 karışımlarının viskozite ile basınç mukavemet sonuçları Tablo 1 ve Tablo 2 de verilmektedir.

**5.4. Kontrol Kuyuları:** Test panelinin tamamlanması ardından kontrol amaçlı 3 adet kontrol kuyusu test panelinin tabanına incek şekilde 165 m delinmiştir. Kuyular karotlu, su testli olarak açılmıştır. Kontrol kuyularının yerleri test paneli çalışmalarında enjeksiyon alışlarının yüksek olduğu yerler dikkate alınmıştır (Tablo 4).

Kar. No	Su / çimento	Rheo.1000 / Çimento %	Pozzo.326 / Çimento %	Yoğunluk ( gr / cm <sup>3</sup> )	Viskozite (Marsh) sn.				
					27/12/05		29/12/05		
M1	0.8 / 1.0	1.1	-	1.583	0 dak.	0 dak.	15 dak.	30 dak.	45 dak.
					33.1	32.1	34.1	36.2	36.7
M2	0.8 / 1.0	1.1	2.0	1.577	0 dak.	0 dak.	15 dak.	30 dak.	45 dak.
					31.7	32.3	34.8	36.0	36.2

**Tablo 1:** M1 ve M2 enjeksiyon karışım numunelerinin viskozite değerleri

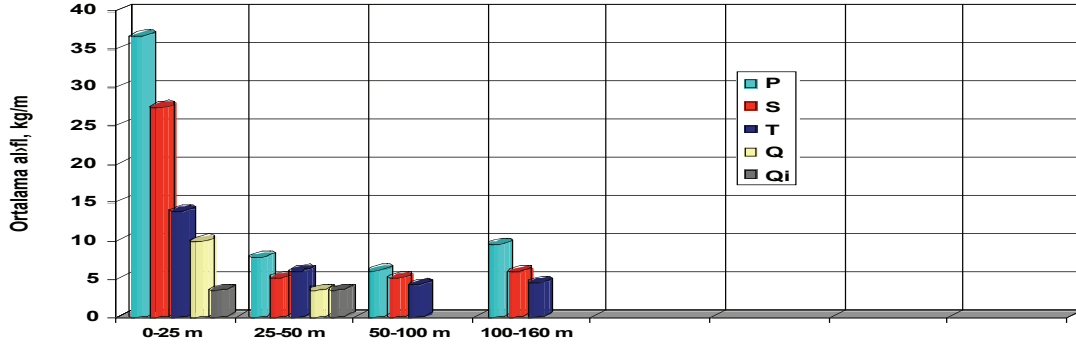
Kar. No	Çökeltme ( % )			Priz süreleri ( saat: sn. )			Basınç mukavemeti ( kg/ cm <sup>2</sup> )		
	1 sa	2 sa	3 sa	Priz başı	Priz sonu	süre	3 günlük	7 günlük	28 günlük
M1	1.8	2.0	2.4	11:50	16:55	05:05	118.2	156.3	198.2
M2	1.0	1.2	2.0	07:05	10:45	03:40	90.9	139.3	188.5

**Tablo 2:** M1 ve M2 enjeksiyon karışım numunelerinin mukavemet değerleri

**5.5. Test Paneli Çalışmalarının Sonuçları :** 153 m kotundaki galerilerden yüksek enjeksiyon alışları bu kuyuların ilk 25 m sinde görülmüştür (Şekil 3).

İkincil ve üçüncül kuyuların 30 m derinliğe kadar olan 66 kademesinin 3 ünde enjeksiyon alışları 100 kg/m yi geçerken, 2 kademesinde 45 kg/m ile 100 kg/m arasındadır. 30 m altında alışlar, 22.6 kg/m ye ulaşan bazı bölgeler hariç 10 kg/m nin altındadır.

### Derinliğe Bağlı Ortalama Enjeksiyon



**Şekil 3 :** Derinliğe bağlı olarak enjeksiyon alışlarında bir azalma izlenmektedir.

Test panelinin büyük bir bölümünde 1,5 m aralıklı dördüncül kuyulara girilmiştir (Q kuyuları-Şekil 3). 16 enjeksiyon kademesinin 4 ünde enjeksiyon alışları 100 kg/m yi geçmekte, diğer 4 kademedede ise 45 kg/m ile 100 kg/m arasında kalmaktadır. Diğer açılan bu dördüncül kuyuların genelinde alış olmamıştır. Dördüncül kuyuların asla 45 kg/m ye ulaşmayan enjeksiyon alışları jeolojik formasyonların başarılı olarak enjeksiyonlandığını göstermektedir. Açılan 1 adet beşincil kuyuda enjeksiyon alış olmamıştır (Qi kuyusu-Şekil 3).

**Deer, 1976 Sınıflamasına Göre ;**

**Perde test enjeksiyonlarında birincil ikincil ve üçüncül kuyulardaki alışlar,**

- 0-25 m aralığında “orta derecede düşük”
- 25-160 m aralığında “çok düşük” tür (Tablo 3).

### Katı Madde Alışlarının Derecelendirilmesi, Deer, 1976:

Geçirimsizlik Tanımlaması	Katı Madde Alışları, kg/m	Deriner Baraj Yeri
Çok Düşük		
Düşük	12,5-25	
Orta Derecede Düşük		
Orta Derece	50-100	
Orta Derecede Yüksek	100-200	
Yüksek	200-400	
Çok Yüksek	>400	

**Tablo 3:** Katı madde alışlarının DEER'e göre sınıflandırılması

Kontrol kuyularında genellikle enjeksiyon alış olmamıştır (Tablo 5). Kontrol kuyularında ölçülen geçirimsizlik değerleri 2 lugeon altında olup bütün enjeksiyon alışları bütün perde

zonunda 10 kg/m den azdır. Derin kotlarda bütün lugeon değerleri 2' den (izin verilen enjeksiyon tamamlama kriteri) azdır.

Kaydedilen enjeksiyon değerleri, lugeon değerleriyle karşılaştırıldığında düzensiz olarak değişmektedir. Birimin kristalen (derinlik kayacı) olması göz önüne alındığında derinlere doğru kaya kalitesinde doğal bir artış daha üst kotlarda izlenmiştir.

Şekil 4 te verilen ve eğimli plarak açılan control kuyuları karotlu ve basınçlı su testli (BST) olarak incelenmiştir. Buna göre 7° ile 14° arasında (Tablo 4) özellikle enjeksiyon alışlarının fazla olduğu yerlerde kontrol kuyuları verilmiştir. Kontrol kuyularında enjeksiyon alışları olmamıştır. Bu durum perde enjeksiyonundan beklenen geçirimsizlik özelliğinin en belirgin kanıtlarından birisidir.

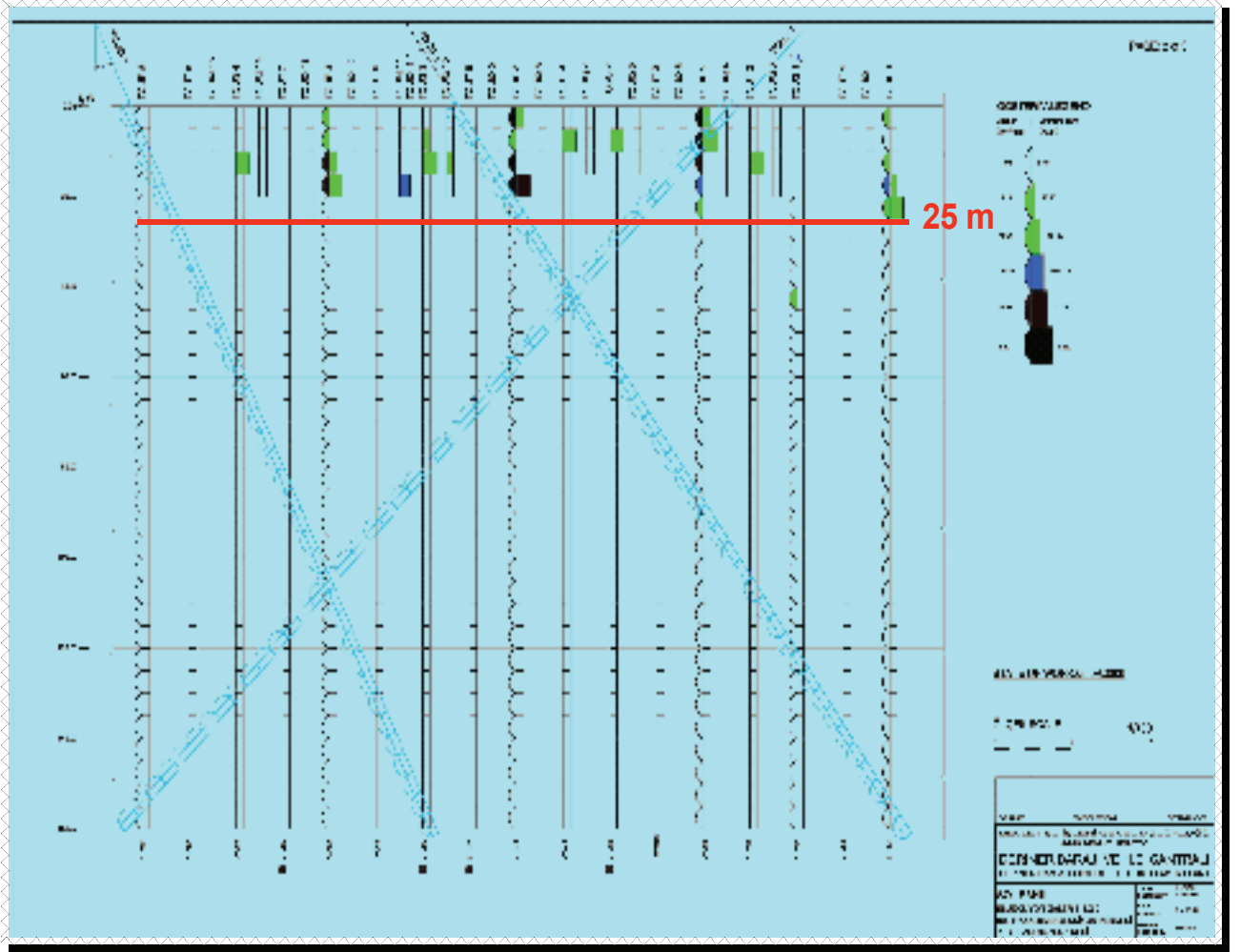
### Kontrol Kuyular > Alışlar:

Derinlik, m		0-25	25-50	50-100	100-160
TCUC1 (14°)	Toplam, kg	111,25	192,20	245,65	293,70
	Ort., kg/m				
TCUC2 (10°)	Toplam, kg	111,25	111,25	263,40	293,70
	Ort., kg/m				
TCUC3 (7°)	Toplam, kg	111,25	111,25	222,50	289,25
	Ort., kg/m				
Toplam (C1,C2,C3)	Toplam, kg	333,75	414,70	731,55	876,65
	Ort., kg/m				

**Tablo 4** : Derinliğe bağlı kontrol kuyularındaki enjeksiyon alışlarıPerde enjeksiyonu test paneli çalışmalarının sonuçları ise Tablo 5' te verilmektedir. Buna göre perdeninin %67 lik kısmı 1 lugeon altında, %22 lik kısmı ise çok az geçirimlidir.

Derinlik, m	Toplam Test Sayı	Geçirimsiz 0 - 1 LU		Çok Az Geçirimli 1 - 3 LU		Az Geçirimli 3 - 5 LU		Orta Geçirimli 5 - 10 L		Çok Geçirimli 10 - 25 L		Çok Yüksek Geçirimli > 25 LU	
		Sayı	%	Sayı	%	Sayı	%	Sayı	%	Sayı	%	Sayı	%
0.0 - 25	25	6	24	1	4	2	8	1	4	9	36	6	24
25 - 50	25	17	68	8	32	-	-	-	-	-	-	-	-
50 - 100	50	35	70	15	30	-	-	-	-	-	-	-	-
100 -160	60	49	82	11	18	-	-	-	-	-	-	-	-
0 - 160	160	107	67	34	22	2	1	1	1	9	5	6	4

**Tablo 5:** Basınçlı su testi çalışmaları sonunda geçirimli, çok geçirimli (10 – 25 Lu) bölümün 0-25 m zonu olduğu görülmüştür.



**Şekil 4:** Test paneli çalışmaları sonunda yüzeyden itibaren ilk 25 metrelik kısımda yüksek geçirimlilik ve enjeksiyon alışları görülmüştür.

**Bu veriler sonucunda amaçlanan enjeksiyon perdesi geometrisi için:**

○ **Birincil kuyuların:**

- 24 m aralıklarla,
- 130 m derinlikte,
- karotlu, su testli,

○ **İkincil kuyuların:**

- 24 m aralıklı (12 m birincil kuyu mesafesi)
- 100 m derinlikte,
- Karotsuz

○ **Üçüncül kuyuların:**

- 12 m aralıklı (6 m birincil ve ikincil kuyu mesafesi)

- 80 m derinlikte,
- Karotsuz

○ **Dördüncül Kuyular:**

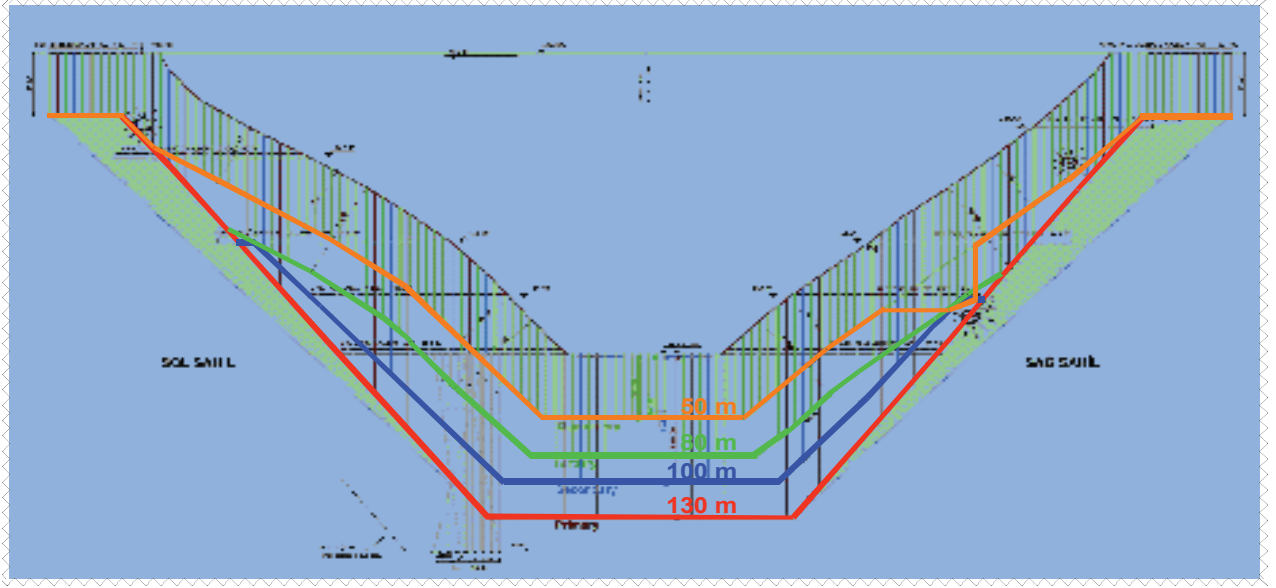
- 6 m aralıklı (3 m diğer kuyulara mesafe)
- 50 m derinlikte,
- Karotsuz olarak açılması ve enjeksiyon perdesi geometrisini oluşturulması planlanmıştır (Şekil 4)

**Araya girme kriteri:**

- 0-50 m derinlikte: >45 kg/m enjeksiyon alışı veya >5 Lu geçirimsizlik
- 50-80 m derinlikte: >60 kg/m enjeksiyon alışı
- >80 m derinlikler: >80 kg/m enjeksiyon alışı
- Yamaçlarda ve temelde 3 m aralıklı perde zonu yüzeye dik 50 m lik mesafe içerisinde olacak,
- Yamaçlarda galeri aralarında perde bir alttaki galerinin 10 m altına geçecek şekilde planlanmıştır.

## 6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Yapılan incelemede temel kaya granit-granodiyorittir. Ana kayanın yüksek bir eklem sistemine sahip olmasına karşın eklem sistemlerinin ince ve dolgusuz olmasından dolayı permeabilite üzerinde ikincil derecede etkilidir. Ana kayanın geçirimsizliğine etken olarak birincil derecede ana kayayı değişik yönlerde kesen diyabaz dayklarıdır



**Şekil 5:** Test Çalışmaları sonunda oluşturulması hedeflenen enjeksiyon perdesi geometrisi

Yapılan test panelinde gerçekleştirilen enjeksiyon alışı ve daha önce planlama aşamasında açılmış temel sondaj kuyuları sonuçlarına göre ana kayada enjeksiyon alışı ve yapılan BST'lerde yüksek değerler granit birimi içerisindeki diyabaz daykları çevresinde gerçekleşmektedir. Yapılan test panelinden elde edilen verilere göre ilk 25 metre yüksek geçirimsizlik değerlerine (>25 lugeon) sahipken daha derinlere doğru geçirimsizlik değerleri çok düşüktür. İlk metrelerde yüksek geçirimsizlik değerlerinin yapılan kazı çalışmalarının doğal bir etkisi ile yüzeye yakın kesimlere soğuma çatlaklarının sıklığından kaynaklandığı düşünülmektedir. Özellikle 100 metrenin altında bu değerler 1 lugeon değerinin altında kalmaktadır. Birimin kristalen (derinlik kayacı) olması göz önüne alındığında derinlere doğru kaya kalitesinde doğal bir artış beklenmelidir. Bu nedenle oluşturulacak enjeksiyon perdesinde elde edilen veriler ışığında gerekli düzenlemeler yapılmıştır.

## KAYNAKLAR

- DECON. Deriner Barajı ve ve HES İnşaatı Kati Proje Raporu (Yayınlanmamış)  
 EİEİ(1991). Aşağı Çoruh Havzası Deriner Barajı Yeri Mühendislik Jeolojisi raporu  
 STUCKY(2005). Deriner Barajı ve HES İnşaatı Kati Proje Raporu (Yayınlanmamış)  
 TEKSON (2007). Deriner Barajı Perde Enjeksiyonu Test Çalışmaları.

# ZEMİN STABİLİZASYONUNDA BİTÜMÜN KULLANILMASI İLE ÜSTYAPIDA SAĞLANACAK EKONOMİNİN ARAŞTIRILMASI

Bekir YILDIRIM FÜ. Mühendislik Fak. İnşaat Müh.  
Böl. ELAZIĞ

Taner ALATAŞ F.Ü. Mühendislik Fak. İnşaat Müh.  
Böl. ELAZIĞ

Şeref DAĞDELEN Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü ANKARA

## THE STUDY OF DETERMINING ECONOMY OF SUPERSTRUCTURE IN SOIL STABILIZATION WITH BITUM

### ABSTRACT

In this study, some experiments were carried-out on the soil-asphalt mixture. The optimum asphalt quantity that gives maximum compressive strength were seen at %3 from the unconfined compressive strength tests. After the CBR (California Bearing Ratio) tests, the CBR value of soil were found as %11 and also the CBR value of soil-asphalt mixture were found as %20.

The necessary pavement thicknesses in both before and after stabilization were calculated by AASHO method according to proposed road section. the traffic load and CBR results. The cost of pavement in both before and after stabilization were calculated. It has been seen that the soil-asphalt stabilization process provides %5.2 economy on the cost of pavement.

Key words: Soil-asphalt stabilization, soil stabilization. bitumen. pavement.



## ÖZET

Bu çalışmada, zemin-asfalt karışımları üzerinde deneyler yapılmıştır. Yapılan serbest basınç mukavemeti deneylerinde, maksimum basınç mukavemetini veren optimum asfalt miktarının %3 olduğu görülmüştür. Yine yapılan CBR (Kaliforniya Taşıma Oranı) deneyinde, zeminin CBR değeri %11, zemin-asfalt karışımının ise %20 olarak bulunmuştur. Örnek alınan bir yol kesiti, trafik yükü ve CBR deneyi sonucuna göre stabilizasyonsuz ve stabilizasyon yapıldığı takdirde olması gereken üstyapı kalınlıkları AASHO metoduyla hesaplanmıştır. Stabilizasyondan önce ve sonra üstyapı maliyeti hesaplanmış, zemin-asfalt stabilizasyonundan dolayı üstyapı maliyetinde %5.2 ekonomi sağlandığı görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Zemin-asfalt stabilizasyonu, zemin stabilizasyonu, bitüm, üstyapı.

## 1.GİRİŞ

Stabilizasyonla zeminin; mukavemet, rijitlik, basınç dayanımı, geçirgenlik, drenaj ve donma hassasiyeti gibi özellikleri iyileştirilebilir. Yol altyapısını stabil bir duruma getirmek için birçok stabilizasyon metotları mevcuttur. Ülkemizde genellikle mekanik stabilizasyon metodu uygulanmaktadır. Kireç ve çimentonun çok miktarda bulunması nedeniyle zemin-kireç ve zemin-çimento stabilizasyonu da karayollarımızda kullanılmaktadır. Zemin-asfalt stabilizasyonu ile zeminin su tutması azaltılarak geçirimsizliği sağlanır, zemin daneleri birbirine bağlanarak zeminin kohezyonu ve stabilitesi artırılıp üstyapı kalınlığı azaltılır.

Bu çalışmada, zemin-asfalt stabilizasyonu sonucunda üstyapıda sağlanacak ekonomi araştırılmıştır.

## 2. ZEMİN-ASFALT STABİLİZASYONU

### 2.1. Genel Bilgiler

İlk zemin-asfalt stabilizasyonu ABD'de Missouri, Güney Carolina, Iowa ve Nebraska'da 1925-1932 yılları arasında uygulanmıştır. Yapılan stabilizasyon çalışmalarında, yol altyapısının likit asfaltlarla stabilize edildiklerinde sağlam bir temel meydana geldiği görülmüştür (Cilason, 1964). Altyapının üst kısmında zeminde bir

bağlayıcılık temin etmek ve zemini sudan koruyarak her türlü hava şartlarında dayanımı artırmak için zemin-asfalt stabilizasyonu yapılır.

Zemin-asfalt stabilizasyonuna etki eden faktörlerden biri de likit asfaltların zemin daneleri arasındaki dağılımıdır. Bu dağılım homojen olmalıdır. Zemin-asfalt karışımının stabilitesi karıştırma süresine bağlıdır. Uygun bir karıştırma süresinde stabilite yüksek olacaktır.

Zemin-asfalt stabilizasyonunda kullanılan su ve bitümlü malzemelerin yüzdesinin toplamı, sıkıştırılacak karışımın boşluklarını dolduracak hacmi aşmamalıdır (Wright ve Paquette, 1987)

Zeminin granülometrisi, plastisitesi ve pülverize edilebilme durumu, stabilize edilecek zeminin direnci üzerinde rol oynayan önemli etkenlerdir. Genellikle zeminin dane boyutu küçüldükçe ve plastisitesi arttıkça bitümlü malzeme ile zor karışmaktadır. Zeminin içerisinde granüler malzemenin olması halinde stabilize edilecek zeminin direnci ve dayanıklılığı artar ve kullanılacak bitümlü malzeme miktarı azalır (Umar ve Ağar, 1985).

Çok çeşitli zeminler (kum, kil ve iyi granülometrilili zeminler) bitümlü malzemeler ile stabilize edilebilirler. Ancak karışımda ne kadar çok ince malzeme varsa su geçirmezliği sağlamak için o kadar çok miktarda bitüme ihtiyaç hasıl olur. Zemin-asfalt stabilizasyonunda kullanılan su, zeminin sıkışmasını kolaylaştırmak ve bitümlü malzemenin üniform dağılmasını sağlamak için kullanılır (Wright ve Paquette, 1987).

İnce yapılı zeminlerin plastisite indeksinin en fazla %12 olması uygun görülmektedir. Plastisitesi yüksek olan zeminler için hızlı ve orta kür eden asfaltlar tercih edilir.

Asfalt-kum stabilizasyonu özellikle sahil bölgelerde başarı ile kullanılmıştır. Burada asfaltın fonksiyonu kumlar arasındaki kil birimleri arasında yapışmayı sağlamak ve böylece su geçirgenliğini en alt düzeye indirmektir (Witczak ve Yoder. 1975). Kurak bölgelerde, asfalt ile stabilize edilen kumlar genelde iyi bir yüzey oluşturmaktadır.

Bitümlü malzemenin cinsi ve miktarı, stabilizasyon yapılacak zeminin stabilitesini etkiler. Bitümlü malzemenin cinsi genellikle iklim koşullarına ve zeminlerin cinsine göre seçildiğinden sıcak iklimlerde yavaş sertleşen katbek asfaltları kullanılır. Likit asfaltın sertleşmeden önce zemin daneleri arasına iyice girmesi sağlanmış olur. Soğuk iklimlerde ve fazla miktarda daneli malzeme içeren zeminlerde çabuk kuruyan katbek asfaltları kullanılır. Asfalt emülsiyonları genellikle sıcak iklimlerde, yol katranlarının RT-3'den RT-10'a kadar olan tipleri ise nemli iklimlerde kullanılır.

Yapılan deneylerde; ince yapılı zeminlerle yapılan stabilizasyonda %4-8, kumlu yapılıda %4-10, çakıl ve kumlu-çakılla yapılanlarda %2-6 arasında bittim oranının değiştiği görülmüştür (Witczak ve Yoder, 1975).

## 2.2. Yapım Metodu

Kullanılacak bitümün uygulama sıcaklığı, bitümlü malzemelerin cinslerine göre değişmektedir. Zemin-bitüm stabilizasyonu sıcak havalarda yapılmalıdır. 10°C 'dan daha düşük hava sıcaklıklarında likit asfaltlarla zemin stabilizasyonu yapılmamalıdır (Umar ve Ağar, 1985).

İnşaat sırasında zeminin rutubeti optimum rutubetten daha az olmalıdır. Asfalt, zeminle bu rutubette karıştırılmalı ve sıkıştırılmadan önce karışımın sertleşmesini sağlamak için havalandırılarak içindeki uçucu maddenin çıkmasına müsaade edilmelidir (Cilason, 1964).

Karışım greyder, disk, tırmık ve döner mikserlerle karıştırılır. Havalandırma tamamlandıktan sonra karışım üniform tabaka halinde yayılır. Tabaka kalınlığı işin durumuna göre 5-15 cm arasında değişir. Sıkıştırma genellikle keçi ayaklı silindir veya pnömatik silindirlerle yapılır. Belirli bir yoğunluğa ulaşıncaya kadar sıkıştırmaya devam edilir. Son tabakanın sıkıştırılması pnömatik silindirler veya düzgün yüzeyli silindirlerin kullanılması ile tamamlanır (Wright ve Paquette, 1987).

Asfaltla stabilize edilen zemin ana yollarda bir aşınma yüzeyi olarak kullanılmaz. Ancak trafiği az olan yollarda aşınma yüzeyi olarak kullanılabilir. Zemin-asfalt stabilizasyonunda kalınlık 10-25 cm arasında değişir. Bu stabilizasyonda; yerinde karıştırma metodu, hareketli plent metodu ve sabit plent metodu uygulanabilir.

## 3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

### 3.1. Zemin Numuneleri ve Asfalt Üzerinde Yapılan Deneyler ve Sonuçları

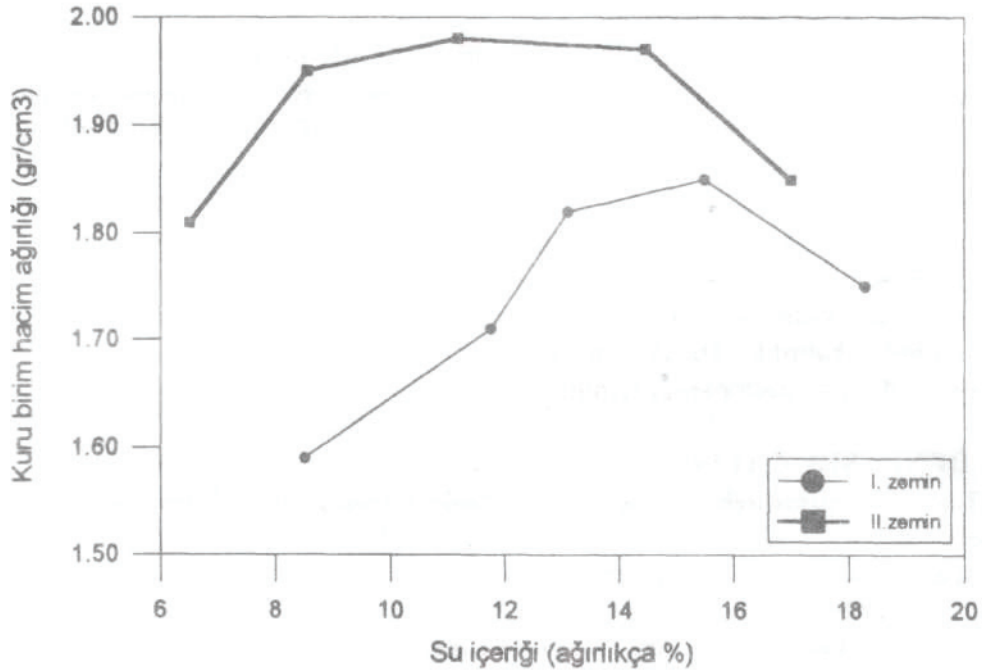
Deneyler, F.Ü. Müh. Fak. İnş. Müh. Böl. laboratuvarında, asfalt deneyleri ise Karayolları 8. Bölge Müdürlüğü Araştırma laboratuvarında yapılmıştır.

**Tablo 3.1.** Şartname limitleri ve deneylerde kullanılan zeminin elek analizi sonuçları.

Elek No	Şartname limitleri % Geçen	I Nolu Zemin % Geçen	II Nolu Zemin % Geçen
4	50-100	84.20	75.50
40	35-100	41.70	55.40
200	10-50	12.80	12.80

**Tablo 3.2.** Standart Proctor Deneyi Sonuçları

Deney no	1	2	3	4	5
I nolu zemin					
Su içeriği (%)	8.51	11.76	13.11	15.50	18.28
Kuru birim hacim ağırlığı (gr/cm <sup>3</sup> )	1.59	1.71	1.82	1.85	1.75
II nolu zemin					
Su içeriği (%)	6.50	8.55	11.19	14.47	17.00
Kuru birim hacim ağırlığı (gr/cm <sup>3</sup> )	1.81	1.95	1.98	1.97	1.87



**Şekil 3.1.** Zemin numunelerinin kuru birim hacim ağırlığı ve su içerikleri ilişkisi.

Stabilizasyonda iki çeşit zemin kullanılmıştır. I nolu zeminde kil oranı daha fazla, II nolu zeminde ise kum oranı daha fazladır. Şartname limitleri ve % geçen zemin miktarları Tablo 3.1’ de gösterilmiştir.

I nolu zeminin likit limiti 32.14, plastik limiti 14.84 ve plastisite indisi 17.30 olarak bulunmuş ve seçilen zeminler üzerinde Standart Proctor Deneyleri yapılmıştır. Maksimum kuru birim hacim ağırlığı ve optimum su içerikleri değerleri bulunarak Tablo3.2’de gösterilmiştir. Şekil 3.1’de de zemin numunelerinin kuru birim hacim ağırlığı ve su içerikleri ilişkisi görülmektedir.

Stabilizasyonda MC-800 katbek asfaltı kullanılmış ve viskozitesi "Saybolt Viskozite" deneyi ile 165 sn olarak bulunmuştur. TS 117 'de MC-800 asfaltın viskozite değerinin 100-200 arasında olması gerektiği belirtilmiştir. Deneyde kullanılan MC-800 asfaltın özgül ağırlığı  $1.013 \text{ gr/cm}^3$  olarak bulunmuştur.

### 3.2. Zemin-Asfalt Stabilizasyonu Üzerinde Yapılan Deneyler ve Sonuçları

#### 3.2.1. Serbest Basınç Mukavemeti Deneyi

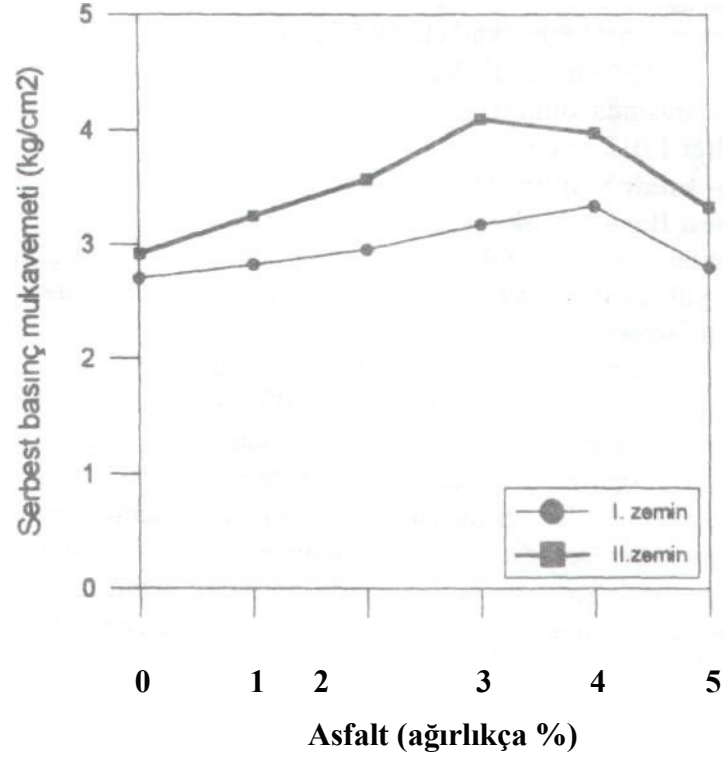
Deney Standart Proctor kalıbında 3 tabaka halinde ve 2.5 kg ağırlığında standart tokmağın 30.5 cm yükseklikten her tabakaya 25 defa düşürülmesi suretiyle sıkıştırılmış ve zemin-asfalt karışımı üzerinde yapılmıştır.

Optimum su içeriğinin biraz altında %10 su içeriği ile zemin numuneleri hazırlanarak içerisine % 1-2-3-4-5 oranlarında  $120^\circ\text{C}$  sıcaklıkta MC-800 katbek asfaltı püskürtülmüş ve karışım hazırlanmıştır. Hazırlanan numuneler rutubetli bir ortamda 7 gün kür edilmiştir. Ayrıca optimum su içeriğinde 3 adet asfaltsız numune hazırlanmıştır. Serbest basınç mukavemeti deneyi maksimum 15 ton yük alabilen preste yapılmış ve üç numunenin ortalama değeri serbest basınç mukavemeti olarak alınmıştır.

I nolu zemin-asfalt karışımı numunelerde optimum asfalt miktarı %4 ve 7 günlük maksimum serbest basınç mukavemeti  $3.33 \text{ kg/cm}^2$ , II nolu zeminde ise optimum asfalt miktarı %3 ve maksimum serbest basınç mukavemeti  $4.09 \text{ kg/cm}^2$  olarak bulunmuştur (Tablo 3.3. ve Şekil 3.2.)

**Tablo 3.3.** Zemin-asfalt stabilizasyonu numunelerinde serbest basınç mukavemeti deneyi sonuçları.

Asfalt (ağırlıkça %)	Serbest basınç mukavemeti ( $\text{kg/cm}^2$ )	
	I nolu zemin- asfalt karışımı	II nolu zemin-asfalt karışımı
0	2.70	2.92
1	2.82	3.25
2	2.95	3.57
3	3.17	4.09
4	3.33	3.97
5	2.79	3.32



**Şekil 3.2.** Zemin-asfalt stabilizasyonu numunelerinde serbest basınç mukavemeti ve asfalt yüzdesi ilişkisi.

### 3.2.2. CBR (Kaliforniya Taşıma Oranı) Deneyi

Zemin numuneleri ve zemin-asfalt karışımı numuneleri üzerinde CBR deneyi de yapılmıştır. Tablo 3.4.'de %100 CBR değerine karşılık gelen standart yük ve penetrasyon değerleri ile CBR deneyi sonucu numunelerden elde edilen değerler görülmektedir. CBR değerleri: 2.5 ve 5.00 mm 'lik penetrasyon değerlerine göre hesaplanır ve elde edilen iki değerden yüksek olanı zeminin CBR değeri olarak alınır (TS 1900, 1987).

II nolu zeminle hazırlanmış numunenin CBR değeri:

2.50 mm penetrasyonda:  $(120/1350) \times 100 = 8.89$

5.00 mm penetrasyonda :  $(225/2035) \times 100 = 11.06$

CBR değeri %11 olarak alınır.

II nolu zemin-asfalt karışımının CBR değeri:

2.50 mm penetrasyonda;  $(275 /1350) \times 100 = 20.37$

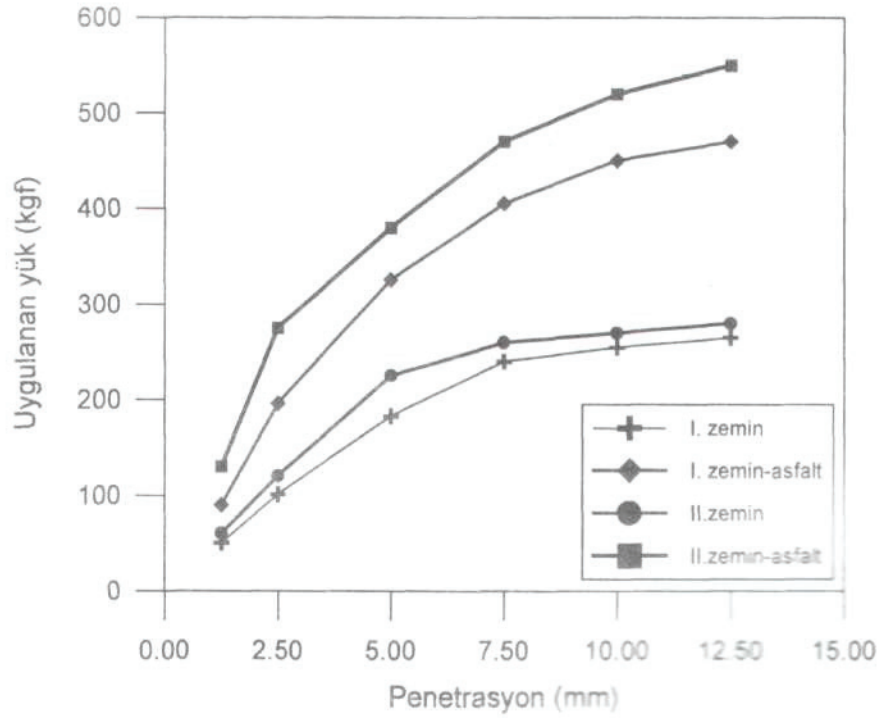
5.00 mm penetrasyonda;  $(380/2035) \times 100 = 18.67$

CBR değeri %20 olarak alınır.

Şekil 3.3.'de zemin ve zemin-asfalt karışımı numunelerin yük-penetrasyon eğrileri görülmektedir.

**Tablo 3.4.** CBR yük- değerleri

Penetrasyon (mm)	Standart Yük kgf (TS1900)	I Nolu Zemin		II Nolu Zemin	
		Zemin numunelerine uygulanan yük (kgf)	Zemin-asfalt numunelerine uygulanan yük (kgf)	Zemin numunelerine uygulanan yük (kgf)	Zemin-asfalt numunelerine uygulanan yük (kgf)
1.25	860	50	90	60	130
2.50	1350	101	196	120	275
5.00	2035	183	326	225	380
7.50	2585	240	405	260	470
10.00	3130	255	450	270	520
12.50	3590	265	470	280	550



**Şekil 3.3.** Zemin ve zemin-asfalt karışımı numunelerin yük-penetrasyon eğrileri

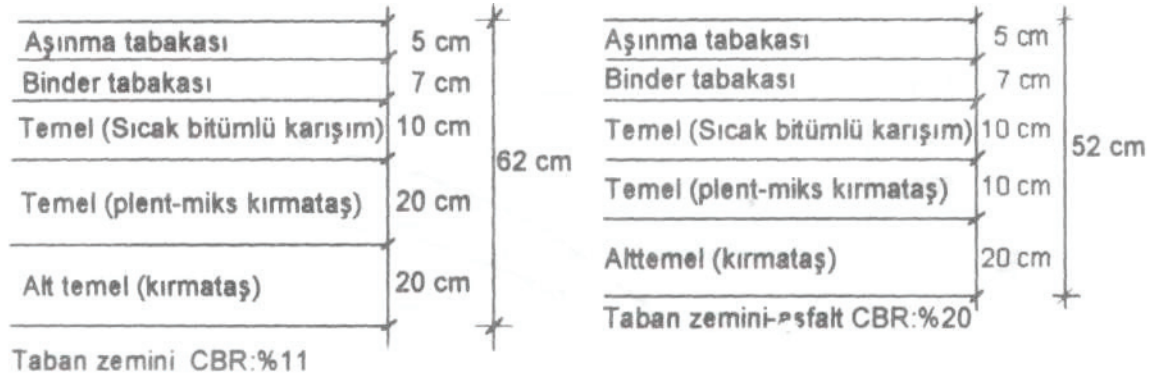
#### 4. ZEMİN-ASFALT STABİLİZASYONU İLE ÜSTYAPIDA SAĞLANACAK EKONOMİ

II nolu zeminin granülometrisi stabilizasyona daha uygun olduğu için bu zeminle yapılan deneylerin sonuçları ile ekonomik karşılaştırma yapılmıştır. II nolu zeminin CBR değeri %11, zemin-asfalt karışımının CBR değeri ise %20 olarak bulunmuştur.

Örnek olarak 2x2=4 şeritli, platform genişliği 26 m ve kaplama genişliği 21 m olan bir yolda ekonomik karşılaştırma yapılmıştır. Zemin-asfalt stabilizasyonunda tabaka kalınlığı 10 cm alınmıştır. Pt(Servis kabiliyeti)=2.5, R(bölge faktörü)=1.0, T<sub>8.2</sub>(Trafik kategorisi)=50x10<sup>6</sup> standart dingil/20 yıl olarak alınmıştır. AASHO metodu ile üstyapı tabaka kalınlıkları CBR=%11 ve CBR=%20 için bulunmuş ve Şekil 4.1.'de gösterilmiştir.

Taban zemininde, asfalt stabilizasyonu yapıldığında plent miks kırmataş temelin kalınlığı 10 cm azalmaktadır.

Batman Rafineri 'nden asfaltın taşınacağı ve yola mesafesinin 477 km olduğu, taş ocağının yola mesafesinin 20 km olduğu kabul edilerek ekonomik karşılaştırma yapılmıştır. Buna göre taban zemini üzerine yapılan üstyapının 1996 yılı birim fiyatlarına göre bir metre uzunluğunun maliyeti 36.209.136 TL, zemin-asfalt stabilizasyonundan sonraki üst yapının bir metre uzunluğunun maliyeti 34.406.494 TL olarak bulunmuştur.



Şekil 4.1. Taban zemini ve zemin-asfalt stabilizasyonu üzerine yapılan üstyapı tabakaları.



## 5. SONUÇ

Zemin malzemesine %1-2-3-4-5 oranlarında asfalt ilave edilerek hazırlanan numunelerin 7 günlük serbest basınç mukavemetleri tesbit edilmiş, II nolu zeminde %3 asfalt karışımı ile hazırlanan numunelerin serbest basınç mukavemetinin daha büyük olduğu görülmüştür. Taban zemininin 7 günlük serbest basınç mukavemeti  $2.83 \text{ kg/cm}^2$ , zemin-asfalt karışımının serbest basınç mukavemeti  $4.09 \text{ kg/cm}^2$  olarak bulunmuştur.

Buna göre zemin-asfalt stabilizasyonu ile elde edilen numunelerin aynı şartlarda zemin numunelerine göre serbest basınç mukavemetleri %45 daha fazla olmaktadır.

Taban zemininin CBR değeri %11, taban zemini-asfalt karışımının CBR değeri %20 olduğu görülmüştür. Örnek olarak alınan dört şeritli bir yolda %11 CBR değerine göre AASHO metodu ile üstyapı kalınlığı 62 cm, %20 CBR değerine göre 52 cm bulunmuştur. Zemin-asfalt stabilizasyonundan alınan örnekte %5.2 ekonomi sağlandığı, üstyapı kalınlığının azaldığı tespit edilmiştir.

## KAYNAKLAR

Cilason, N., 1964, 'Toprak Stabilizasyonu', K.G.M., Yayın No: 122, Ankara.

TS 1900, 1987, 'İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri Ankara

Umar, F., Ağar, E., 1985, 'Yol Üstyapısı', İTÜ Yayınları.

Witczak, M, W., Yoder, E., J., 1975, 'Principles of Pavement Design', USA.

Wright, P., H., Paquette, R., J., 1987, 'Highway Engineering', New York.

Alataş T. 1989, 'Yol İnşaatında Uçucu Küllerin Toprak-Çimento Stabilizasyonlarında kullanımının Araştırılması' Elazığ

Yıldırım B.1984, 'Yol İnşaatı' Elazığ