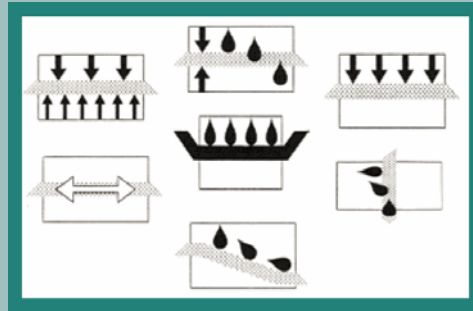




**GEOSENTETİKLER DERNEĞİ**

*G3*

**ÜÇÜNCÜ ULUSAL  
GEOSENTETİKLER KONGRESİ**



**13-14 KASIM 2008  
BOĞAZIÇI ÜNİVERSİTESİ  
GARANTİ KÜLTÜR MERKEZİ  
İSTANBUL**

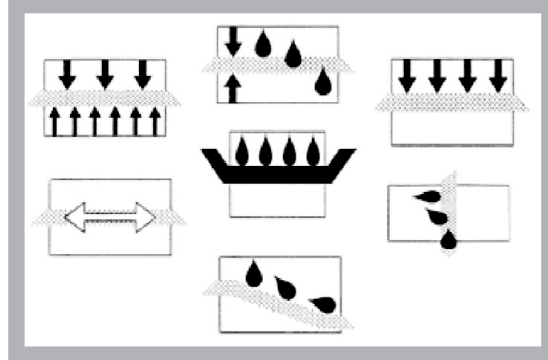




**GEOSENTETİKLER DERNEĞİ**

**G3**

**ÜÇÜNCÜ ULUSAL  
GEOSENTETİKLER KONGRESİ**



**13-14 KASIM 2008  
BOĞAZIÇI ÜNİVERSİTESİ  
GARANTİ KÜLTÜR MERKEZİ  
İSTANBUL**



TÜRK MÜHENDİS VE MİMAR ODALARI BİRLİĞİ  
İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI  
İSTANBUL ŞUBESİ  
Halaskargazi Cad. 35/1 Harbiye 34373 İstanbul  
[www.imoistanbul.org.tr](http://www.imoistanbul.org.tr)



BOĞAZIÇI ÜNİVERSİTESİ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ BÖLÜMÜ  
Bebek, İstanbul  
[www.boun.edu.tr](http://www.boun.edu.tr)



GEOSENTETİKLER DERNEĞİ  
[www.geosentetiklerderneği.org](http://www.geosentetiklerderneği.org)

### **Boğaziçi University Library Cataloging - in-Publication Data**

Ulusal Geosentetikler Konferansı, (2008, İstanbul, Turkey)  
Üçüncü Ulusal Geosentetikler Konferansı. 13 - 14 Kasım 2008, Boğaziçi Üniversitesi,  
İstanbul / Geosentetikler Derneği

Includes bibliographical references and index.  
200p.: ill.; 30cm.

ISBN: 978-975-518-300-8

1. Geosynthetics -- Turkey -- Congresses. 2. Geotextiles -- Turkey -- Congresses. I. Title. II.  
Geosentetikler Derneği. III. Boğaziçi Üniversitesi  
TA455.G44

Basım Yeri :

**MAYA BASIN YAYIN MATBAACILIK SAN. TİC. LTD. ŞTİ.**

İshakpaşa Cad. Kutlugün Sok. No: 9 34400 Sultanahmet-İSTANBUL  
Tel: (0212) 638 64 08 Faks: (0212) 638 64 09  
[grafik@mayadergi.com](mailto:grafik@mayadergi.com)

## ÖNSÖZ

Türkiye Mühendis ve Mimar Odaları Birliği İnşaat Mühendisleri Odası (IMO)1954 yılında kurulmuş kamu kurumu niteliğinde bir meslek kuruluşudur. IMO kuruluş hedeflerinin biri de dünyada ve ülkemizde inşaat mühendisliği alanındaki gelişmeleri ülke çıkarlarına uygun bir biçimde yaygınlaştırmaya çalışmak, üyelerinin okul sonrası eğitimine önem vermek, teorik ve pratik olarak bilgi birikimlerini arttırmaktır. Aynı zamanda ülkemizin koşullarına uygun teknoloji ve hammadde kullanarak inşaat malzemesi üretiminin sağlanması doğrultusunda çaba sarf etmek, ülkemizde üretilen yapı malzemelerinin standartlarının hazırlanması konusunda katkıda bulunmak, üretilen yapı malzemelerinin ilgili standartlara uygunluğunu denetlemek amacı ile kalite güvence sistemlerinin oluşturulmasına katkı koymak, gerektiğinde bu konuda ilgili kamu kuruluşları ve üniversitelerle ortak çalışma yapmaktır.

Türkiye Chapter'ı olduğumuz International Geosynthetics Society (IGS), geosentetik ve geosentetiklerle ilgili ürünlerin bilimsel ve mühendislik teknolojilerinin geliştirilmesi amacını taşıyan bir meslek örgütüdür. Dünya'nın 68 ülkesinden 2090 kadar kişisel üyesi ve 118 kurumsal üyesi olan IGS'in 31 ülkede yöresel örgütleri, yani chapter'ları bulunmaktadır. IGS'e üyelerinin büyük çoğunluğu (%94) geosentetikleri ile ilgili akademik, tasarım, üretim, satış, kullanım veya test konularında faaliyet göstermektedirler. Üye ülkeler arasında alfabetik sıralama ile şöyledir: Almanya (1993), Avustralya (2002), Batı Pasifik Bölgesi (1997), Belçika (2001), Brezilya (1997), Çek Cumhuriyeti (2003), Çin (1990), Fransa (1993), Güney Afrika (1995), Güney Doğu Asya (1988), Filipin (2007), Hindistan (1988), Hollanda (1992), İspanya (1999), İtalya (1992), İngiltere (1987), Japonya (1985), Kore (1993), Kuzey Amerika (1986), Meksika (2006), Norveç (2008), Peru (2001), Polonya (2008), Portekiz (2003), Romanya (1996), Rusya (2008), Şile (2006), Tayland (2002), Yunanistan (2005). Her Chapter'ın adının yanında kuruluş yılı verilmiştir. Türkiye de 2001 yılında Geosentetikler Derneği olarak IGS Chapter'ını kurmuştur.

Dünyada tamamen Geosentetikler konusuna ayrılmış ilk konferans 1977 yılında Paris'te toplanmıştır. İkinci konferans 1982 yılında toplanmış, bundan sonra da düzenli olarak her dört yılda bir toplanmaya devam etmiştir. Son dünya konferansı 2006 yılında Japonya'nın Yokohama kentinde toplanmıştır. Bir sonraki uluslararası konferans 23-27 Mayıs 2010 tarihinde Brezilya'nın Sao Paula kentinde toplanacaktır. Abstrakt göndermek için son tarih 15 Ocak 2009'dur. Dört yılda bir toplanan bu dünya konferansının yanısıra bölgesel konferanslar da düzenlenmektedir. Doğaldır ki pek çok ülkede ulusal konferanslar da toplanmaktadır.

Ülkemizdeki Birinci ve İkinci Ulusal Geosentetikler Konferansı Boğaziçi Üniversitesi'nde toplanmış ve büyük başarı elde etmiştir. Bu konudaki başarı Üçüncü Ulusal Geosentetikler Konferansı'nın IMO İstanbul Şubesi ile ortaklaşa yapılması için teklif etmemize neden olmuştur. Bu sayede geosentetik malzemeleri ile ilgili tasarım ve uygulama alanındaki bilgi paylaşımını genişletmek adına ortak bir organizasyon yapılmıştır. Kongreye katılan bilim adamlarına, uygulamadaki mühendislere ve disiplinlerarası çalışan diğer uygulamacılara gösterdikleri büyük ilgiden dolayı yürütme kurulu adına teşekkür eder, konferansın bilim adamları ile endüstrinin kaynaşacağı ve birbirlerinin sorun ve imkanlarını tanıyacağı bir ortam oluşturmasını dileriz.

Konferansın gerçekleşmesinde büyük desteği olan IMO İstanbul Şubesi, Boğaziçi Üniversitesi olmak üzere çok sayıda kuruluşu Yürütme Kurulu adına teşekkürlerimi sunarım. Konferansın organizasyon çalışmalarında görev alan başta organizasyon komitesi olmak üzere tüm kurullara ve Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne teşekkürü bir borç bilirim. Konferansın bilim ve endüstri yaşamına yararlı olmasını dilerim.

Prof. Dr. Cem B. Avcı  
Yürütme Kurulu Başkanı

## BİLİM KURULU

İsmail Hakkı AKSOY	(İ.T.Ü.)
Ulvi ARSLAN	(D.U.)
Cavit ATALAR	(Y.D.Ü.)
Tuncer EDİL	(U.W.)
Ufuk ERGUN	(O.D.T.Ü.)
Mete İNCECİK	(İ.T.Ü.)
Engin MISIRLI	(K.G.M.)
Kutay ÖZAYDIN	(Y.T.Ü.)
Temel YETİMOĞLU	(A.Ü.)
Recep YILMAZ	(E.Ü.)
Azim YILDIZ	(Ç.Ü.)
Taner AYDOĞMUŞ	(Freiberg T.Ü.)
Erol GÜLER	(B.Ü.)
Mustafa LAMAN	(Ç.Ü.)
Erol TUTUMLUER	(U.I.U.C.)
Mehmet BERİLGİN	(Y.T.Ü.)

## ORGANİZASYON KOMİTESİ

Orkun AKKOL	(ORIENT RESEARCH Müşavir Mühendisler)
Cem AVCI	(B.Ü.)
İlknur BOZBEY	(İ.Ü.)
Rezan BULUT	(İMO, İstanbul Şubesi)
Emin ÇİFTÇİ	(B.Ü.)
Ayşe EDİNÇLİLER	(B.Ü.)
Erol GÜLER	(B.Ü.)
Hakan ÖZÇELİK	(EAST İNŞAAT)
Nusret SUNA	(İMO, İstanbul Şubesi)

## Üçüncü Ulusal Geosentetikler Konferansı

Geosentetikler Derneği, Boğaziçi Üniversitesi ve TMMOB İMO İstanbul Şubesi tarafından düzenlenmiştir.

### KATKIDA BULUNAN KURULUŞLAR

ELC Group Müşavirlik Mühendislik Ltd. Şti.

Geodivar İnşaat San. ve Tic. Ltd. Şti.

Orient Research Müşavir Mühendisler

SAMS Seçenekli Teknoloji Makinaları Sanayi Ltd. Şti.

Ünsa Ambalaj San. ve Tic. A.Ş.





# İÇİNDEKİLER

## BİLDİRİLER

Yumuşak Kil Zeminlerde Geogrid Donatı Etkisinin Sayısal Analizi <i>Murat ÖRNEK, Ahmet DEMİR, Abdulazim YILDIZ, Mustafa LAMAN</i> .....	1
Kaplamasız Yollarda Geotekstil ve Geogrid Kullanılması Durumunda Oluşan Fayda – Maliyet İlişkisinin İncelenmesi <i>Ahmet ŞENOL, Celil GÜMÜŞER, Murat BOSTANCIOĞLU</i> .....	13
Kaplamalı Yollarda Geogrid Kullanılması Durumunda Agrega Kazanımı ve Maliyet / T <sub>8.2</sub> Yöntemleri ile Fayda – Maliyet İlişkisinin İncelenmesi <i>Ahmet ŞENOL, Celil GÜMÜŞER, Murat BOSTANCIOĞLU</i> .....	27
Kuma Oturan Eksantrik Yüklü Sığ Model Şerit Temelde, Donatının Oturma Koşulunu İyileştirmesi <i>Erol ŞADOĞLU, Bayram Ali UZUNER</i> .....	39
Yumuşak Temel Zeminlerinin Geosentetiklerle Stabilizasyonu Üzerine Teknik, Ekonomik ve Karşılaştırmalı Bir Değerlendirme ile Geotekstil ve Geogridin İşlevlerinin Açıklanması <i>H. Recep YILMAZ, Uğur E. YURTCAN, Tuğba ESKİŞAR</i> .....	49
Laboratory Tests on Interface Shear Strength between Geosynthetics and Soil <i>Pelin AKLIK, Franz ASCHAUER</i> .....	61
Maden Atık Barajlarında Geotekstil Kil Tabakası Kullanımlarının Değerlendirilmesi <i>Cem B. AVCI, Erol GÜLER, Hakkı ÖZHAN</i> .....	71
Geosentetik Donatılı İstinat Duvarlarının Jet-Grouting ve Fore Kazık Sistemleriyle Beraber Uygulanması <i>Bora BERK, Osman PEKARUN, Arif ÇINAR, Kaan DOĞANIŞIK</i> .....	81
Donatılı Kum Şevlere Oturan Şerit Temellerin Sayısal Analizi <i>Salih KESKİN, Selçuk BİLDİK, Mustafa LAMAN</i> .....	91
Geogrid Donatılı Zeminler Üzerinde Yer Alan Eksantrik Yüklü Şerit Temel <i>Cavit ATALAR, Braja M. DAS, Chitta R. PATRA, Eun Chul SHIN</i> .....	101
Fiber-Kum-Kil Karışımlarının Serbest Basınç ve Endirekt Çekme Dayanımlarının İlişkilendirilmesi <i>Yüksel YILMAZ</i> .....	111
Metro Tünel Kaplamalarında Akaryakıtı Dirençli Geomembran Uygulanması <i>Cem B. AVCI, Erol GÜLER</i> .....	121

Prefabrik Düşey Drenli Yumuşak Zeminler Üzerine Oturan Dolguların İki ve Üç Boyutlu Sayısal Analizi <i>Abdulazim YILDIZ</i> .....	131
Geogrid Donatılı Curuf Duvarın Sarsma Masasında Modellenmesi <i>Ayşe EDİNÇLİLER, Gökhan BAYKAL, Altuğ SAYGILI</i> .....	145
Rijit Kolonlar Üzerinde İnşa Edilen Geosentetik Donatılı Yük Transfer Platformlu Dolguların 2B ve 3B Analizleri <i>Mehmet M. BERİLGİN, Tuncer B. EDİL, İ. Kutay ÖZAYDIN</i> .....	155
Konutlarda Geosentetik Donatılı Modüler Beton Blok Ön Yüzeyle İstinad Sistemleri Uygulamaları ve Dikkat Edilmesi Gereken Hususlar <i>Togan ALPER, Şükrü TIRNAKLI</i> .....	167
<b><i>Alfabetik Dizin</i></b> .....	<b>175</b>

# **BİLDİRİLER**



# YUMUŞAK KİL ZEMİNLERDE GEOGRİD DONATI ETKİSİNİN SAYISAL ANALİZİ

Murat ÖRNEK<sup>1</sup>, Ahmet DEMİR<sup>2</sup>, Abdulazim YILDIZ<sup>3</sup>, Mustafa LAMAN<sup>4</sup>

## ABSTRACT

In the present study, numerical analyses were carried out to determine the improvement of bearing capacity and settlement behavior of large scaled circular foundation rested on soft soils supported by a compacted granular fill and geogrid. A geotechnical computer software, PLAXIS 2D (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis), based on finite element method were used to model a rigid circular foundation with 60cm diameter and soil medium. Granular fill thickness, first reinforcement layer depth, distance between geogrids, size and number of geogrid layers above soft soil were taken as variable parameters. The effects of these parameter on the bearing capacity were investigated in the analyses. The results of the numerical studies were evaluated to suggest optimum design parameters in foundation engineering applications.

**Key words:** *Soft soil, circular foundation, bearing capacity, fills*

## ÖZET

Bu çalışmada, granüler stabilize dolgu ve geogrid donatı ile güçlendirilen yumuşak kil zemin üzerine oturan büyük ölçekli dairesel temelin taşıma gücü sayısal olarak analiz edilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemine dayanan iki boyutlu PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis) bilgisayar yazılımı kullanılarak 60cm çapında dairesel rijit temel ve zemin ortamı modellenmiştir. Analizlerde, yumuşak kil zeminler üzerinde stabilize dolgu tabaka kalınlığı, geogrid donatıya ait ilk donatı derinliği, donatılararası mesafe, donatı genişliği ve donatı sayısı değişken parametreler olarak ele alınmış ve taşıma gücü üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar değerlendirilerek, temel mühendisliği uygulamalarında kullanılmak üzere en uygun tasarım parametreleri önerilmiştir.

**Anahtar kelimeler:** *Yumuşak zemin, dairesel temel, taşıma kapasitesi, dolgu.*

## 1. GİRİŞ

Son yıllarda özellikle büyük kentlerde yapılaşmanın artması, uygun yerleşim alanlarına duyulan gereksinimi giderek arttırmaktadır. Hızla artan nüfusa paralel olarak artan arazi

<sup>1</sup> Arş. Gör., Ç.Ü. Müh. Mim. Fak. İnşaat Müh. Bölümü, E-posta: mornek@cu.edu.tr

<sup>2</sup> Arş. Gör., Ç.Ü. Müh. Mim. Fak. İnşaat Müh. Bölümü, E-posta: ahmetdemir@cu.edu.tr

<sup>3</sup> Yrd. Doç. Dr., Ç.Ü. Müh. Mim. Fak. İnşaat Müh. Bölümü, E-posta: azim@cu.edu.tr

<sup>4</sup> Prof. Dr., Ç.Ü. Müh. Mim. Fak. İnşaat Müh. Bölümü, E-posta: mlaman@cu.edu.tr

sıkıntısı, mevcut yerleşim alanlarını en iyi şekilde değerlendirmeyi zorunlu hale getirmiştir. Yumuşak kil zeminlerde, taşıma gücü yetersizliği ve genellikle düşünülen çok katlı yapılarda oturma koşulunun sağlanamaması gibi temel sorunlarına en pratik ve en ekonomik çözümlerin getirilmesi gerekmektedir. Granüler stabilize dolgu ve geogrid donatı kullanılarak yapılan iyileştirme, bu çözümler arasında uygulamada yer alan yöntemlerdendir.

Yumuşak kil zeminlerde granüler dolgu tabakası ve geogrid donatı serilerek yapılan iyileştirmeler konusunda son yıllarda literatürde sayısal ve deneysel olmak üzere çalışmalara rastlanmaktadır. Elde edilen bulgulardan, yumuşak kil zeminlerde taşıma gücü kapasitesinin granüler stabilize dolgu ve/veya geogrid donatı ilavesiyle önemli mertebelerde arttığı görülmüştür (Madhav ve Vitkar, 1978; Hamed ve ark., 1986; Mandal ve Sah, 1992; Shin ve ark., 1993; Otani ve ark., 1998; Alawaji 2001; Fonseca, 2001; Yıldız ve ark., 2006; El Sawwaf, 2007).

Bu çalışma kapsamında, yumuşak kil zeminler üzerine inşa edilen büyük ölçekli dairesel temel altına yerleştirilen farklı kalınlıktaki stabilize dolgu tabakasının ve farklı yerleşim düzenlerinde serilen geogrid donatı tabakasının, taşıma kapasitesine ve oturma davranışına etkisi sonlu elemanlar yöntemine dayanan PLAXIS bilgisayar yazılımı ile analiz edilmiştir.

## 2. SAYISAL ANALİZ

Bu çalışmada, yumuşak kil zemin üzerinde farklı kalınlıkta granüler stabilize dolgu ve farklı yerleşimde geogrid donatıya ait çeşitli parametrelerin taşıma gücü üzerindeki etkilerinin araştırıldığı toplam 28 (yirmisekiz) adet sayısal analiz gerçekleştirilmiştir. Beş farklı grupta yapılan analizlerin her bir grubunda kullanılan sabit ve değişken parametrelerin dökümü Tablo 1’de verilmiştir (D=dairesel temel çapı).

Tablo 1. Analiz Parametreleri

Parametre	Stabilize Kalınlığı (H)	İlk Donatı Derinliği (u)	Donatılararası Mesafe (h)	Donatı Genişliği (Br)	Donatı Sayısı (N)	Analiz Sayısı
Stabilize Kalınlığı (H)	Değişken	-	-	-	-	7
İlk Donatı Derinliği (u)	0.5D	Değişken	-	2D	1	5
Donatılararası Mesafe (h)	0.5D	5cm	Değişken	2D	2	5
Donatı Genişliği (Br)	0.5D	5cm	5cm	Değişken	2	7
Donatı Sayısı (N)	0.5D	5cm	5cm	2D	Değişken	4

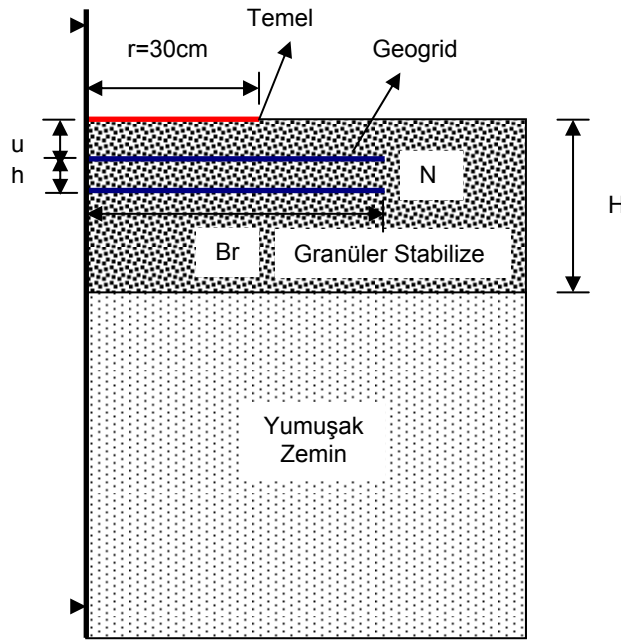
### 2.1. Sayısal Model Düzeni ve Taşıma Kapasitesi Oranı (TKO)

Sayısal analizlerde kullanılan problemin geometrisi Şekil 1’de verilmiştir. Analizler eksenel simetrik koşullarda (axisymmetry) yürütüldüğünden sadece şeklin yarı görüntüsü (simetri eksenine kadar olan kısmı) verilmiştir. Analizlerde 60cm çapında rijit bir temel kullanılmıştır. Şekilde, r, temel yarıçapını; H, stabilize dolgu tabaka kalınlığını; u, geogrid donatıya ait ilk donatı derinliğini; h, donatılararası mesafeyi; Br, donatı genişliğini ve N ise, donatı sayısını temsil etmektedir. Analizler tamamlandıktan sonra taşıma kapasitesi - deplasman eğrileri

oluşturulmuştur. Stabilize ve/veya geogrid donatı ile güçlendirilmiş yumuşak zeminde taşıma gücü açısından meydana gelen iyileşmelerin derecelerini karşılaştırmak için “Taşıma Kapasitesi Oranı (TKO)” tanımlanmıştır. Bu oran aşağıdaki gibi ifade edilmiştir (Binquet ve Lee 1975):

$$TKO = q_r / q_0 \quad (1)$$

Burada;  $q_r$  ve  $q_0$  sırasıyla; yumuşak zeminin granüler dolgu ve/veya geogrid donatı ile güçlendirilmesi durumu ile granüler dolgu ve/veya geogrid donatı ile güçlendirilmemiş durumundaki taşıma güçleridir. Bu değerler bulunurken temelde 15mm’lik bir oturmaya sebep olan taşıma güçleri esas alınmıştır. Modellemelerde geometri oluşturulurken sınır mesafeleri, herhangi bir sınır etkisine neden olmayacak şekilde yeterli uzunluklarda seçilmiştir (derinlik 2.0m ve genişlik 2.5m).



Şekil 1. Problemin Geometrisi

## 2.2. Sayısal Model Parametreleri

Stabilize dolgu ile güçlendirilen yumuşak kil zeminler üzerine oturan dairesel temellerin taşıma gücü, sonlu elemanlar yöntemiyle analiz yapan 2 boyutlu PLAXIS programı ile hesaplanmıştır. PLAXIS yazılımı, geoteknik mühendisliğinde özellikle deformasyon ve stabilite problemlerinin analizi için geliştirilmiştir (Brinkgreve, 2002). Verilen bir problem için programda gerilme, şekil değiştirme ve göçme durumları hesaplanabilmektedir. PLAXIS’te farklı zemin modelleri kullanılabilir. Daha önce yapılan çalışmalar göstermiştir ki, elasto-plastik model olan Modifiye Cam kili modeli (MCC) yumuşak kil zemini, Mohr-Coulomb (MC) zemin modeli ise, granüler stabilize dolguyu tanımlamak için en uygun zemin modelleridir. Bu çalışmada da bu durum dikkate alınıp bu modeller seçilmiştir. Analizler, problemin geometrisi aksenal simetrik olarak ve drenajsız koşulları göz önüne alınarak gerçekleştirilmiştir. Sayısal analizlerde dikkate alınan yumuşak zemin, granüler stabilize dolgu, geogrid donatı ve rijit temele ait parametreler sırasıyla Tablo 2-5’te verilmiştir.

Tablo 2. Yumuşak Zemine Ait Analiz Parametreleri

Parametreler	Sembol	Değer
Birim Hacim Ağırlık	$\gamma$	18 kN/m <sup>3</sup>
Şişme İndeksi	$\kappa$	0.0054
Poisson Oranı	$\nu$	0.10
Şıkışma İndeksi	$\lambda$	0.12
Kritik Durum Çizgisinin Eğimi	M	1.30
Başlangıç Boşluk Oranı	$e_o$	1.40
Sük. Yan. Zem. Bas. Kat.	$K_o$	0.515

Tablo 3. Granüler Stabilize Dolguya Ait Analiz Parametreleri

Parametreler	Sembol	Değer
Birim Hacim Ağırlık	$\gamma$	21 kN/m <sup>3</sup>
Yükleme Rijitliği	$E_{ref}$	40.000 kN/m <sup>2</sup>
Poisson Oranı	$\nu$	0.15
Kohezyon	$c$	3 kN/m <sup>2</sup>
İçsel Sürtünme Açısı	$\phi$	42 <sup>0</sup>
Dilatasyon Açısı	$\psi$	0
Sükunetteki Yanal Zemin Basınç Katsayısı	$K_o$	1.00

Tablo 4. Geogrid Donatıya Ait Analiz Parametreleri

Parametreler	Sembol	Değer
Malzeme Türü	–	Elastik
Eksenel Rijitlik	EA	1x10 <sup>5</sup> kN/m

Tablo 5. Rijit Temele Ait Analiz Parametreleri

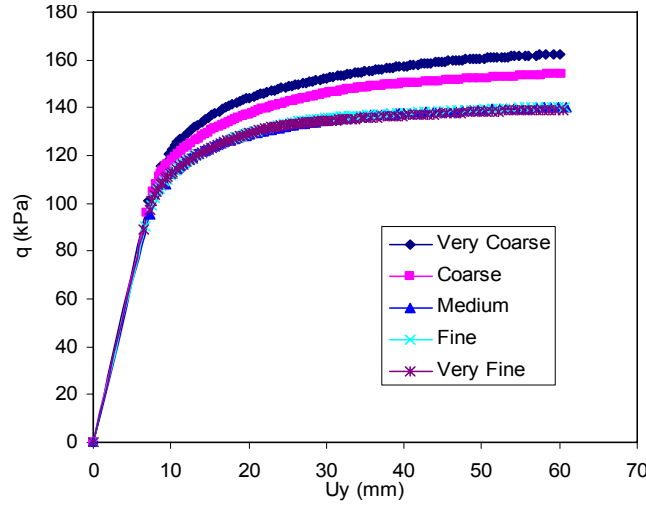
Parametreler	Sembol	Değer
Malzeme Türü	–	Elastik
Temel Çapı	D	60 cm
Eksenel Rijitlik	EA	5x10 <sup>6</sup> kN/m
Eğilme Rijitliği	EI	8.500 kNm <sup>2</sup> /m

### 2.3. Ağ (Mesh) Etkisi

Sonlu elemanlar yönteminde sonuçların, eleman ve düğüm sayılarından dolayıyla da ağ dizilişinden etkilendiği bilinmektedir. Bundan dolayı ağ etkisi sayısal model analizleri yapılmadan önce araştırılmıştır. Modellemede diğer tüm parametreler sabit kabul edilerek çok kaba (very coarse), kaba (coarse), orta (medium), sıkı (fine) ve çok sıkı (very fine) gibi 5 farklı ağ sıklığında analizler yapılmış ve taşıma gücü ilişkileri Şekil 2'de verilmiştir. Grafikten de görüldüğü gibi taşıma kapasitesi çok kaba sıklıktan orta sıklığa kadar etkilenmekte, ancak orta sıklıktan sonraki ağ sıklıklarında taşıma kapasitesi ağdan önemli



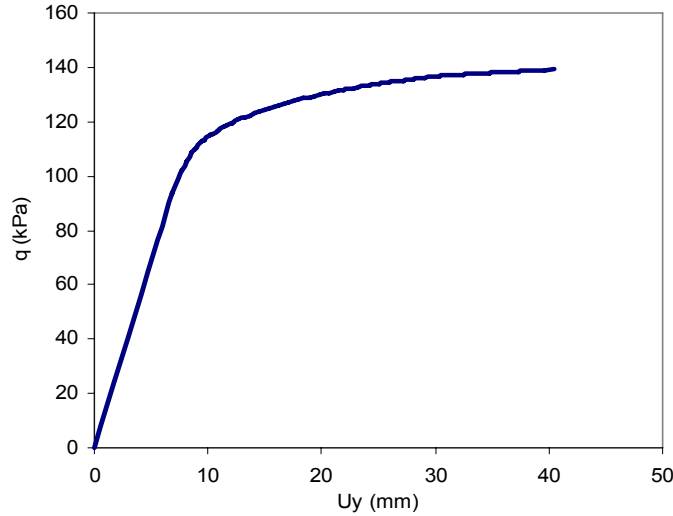
derecede etkilenmemektedir. Bu nedenle, yapılan tüm analizlerde orta sıklıktaki “medium” ağ seçilmiştir.



Şekil 2. Analizlerde Ağ Etkisi

#### 2.4. Sadece Yumuşak Kil Durumu için Sayısal Analiz

Sayısal analize ilk olarak sadece yumuşak kil durumu ele alınarak başlanmıştır. Buradaki amaç taşıma güçlerinde görülen iyileşmelerin derecelerini belirlemek için bir referans oluşturmaktır. Elde edilen taşıma gücü-oturma eğrisi Şekil 3'te verilmiştir.



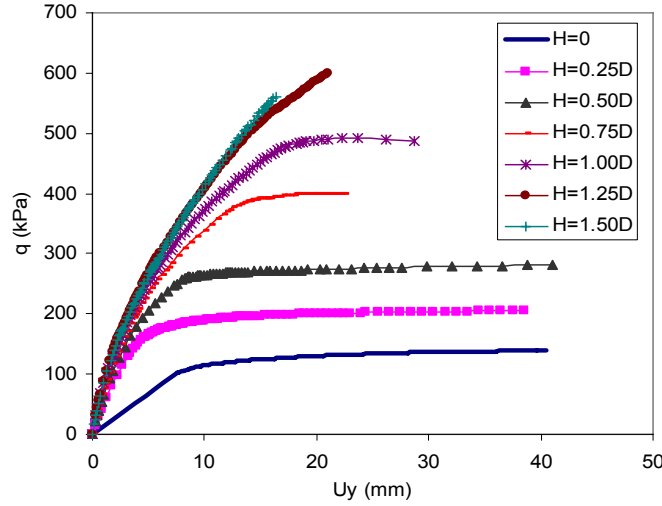
Şekil 3. Yumuşak Kil Durumu için Sayısal Analiz

### 3. ANALİZ PARAMETRELERİNİN ETKİSİ

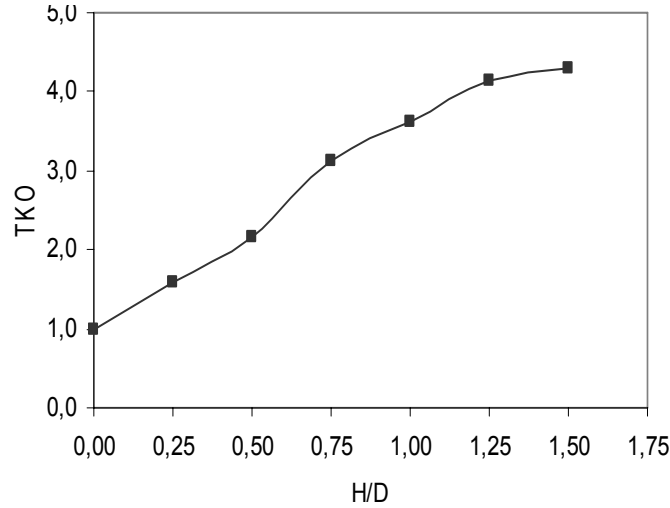
#### 3.1. Stabilize Kalınlığının (H) Etkisi

Granüler stabilize katkısının taşıma gücü-oturma davranışına etkisini araştırmak amacıyla sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde dolgu kalınlığı sırasıyla 0.25D; 0.50D; 0.75D; 1.0D; 1.25D ve 1.50D olarak belirlenmiştir. Analiz sonuçları Şekil 4'te topluca verilmekte olup, buradan, dolgu kalınlığı arttıkça taşıma gücünde artışların meydana geldiği açıkça görülmektedir. Şekil 4'teki H=0 grafiği sadece yumuşak kil durumunda elde edilen eğridir ve TKO hesaplamaları bu eğriden elde edilen taşıma gücü değerine oranlanarak

yapılmıştır. Elde edilen TKO değerlerinin H/D değerlerine bağlı olarak değişimi Şekil 5 görülmektedir. Buradan özellikle 1.0D kalınlığına kadar taşıma gücünde önemli derecede (1.0D'de yaklaşık 3.6 kat artış) artış gözlemlenmekte, daha sonraki dolgu kalınlıklarında ise, taşıma gücündeki artışın azalma eğilimine girdiği belirlenmektedir. Dolgu kalınlığı arttıkça temel oturmasını etkileyen bölge daha çok dolgu alanı içerisinde kalmakta ve kalınlık ilerledikçe de dolgunun taşıma gücü üzerindeki etkisi azalmaktadır. Uygulamadaki kolaylık ve ekonomi göz önüne alındığında sonuçlardan elde edilen 0.50D dolgu kalınlığındaki iyileşme yeterli görülmüş (yaklaşık 2.2 kat) ve bundan sonraki sayısal analizlerde dolgu kalınlığı  $H=0.50D$  olarak kabul edilmiştir.



Şekil 4. Stabilize Kalınlığının (H) Taşıma Gücüne Etkisi

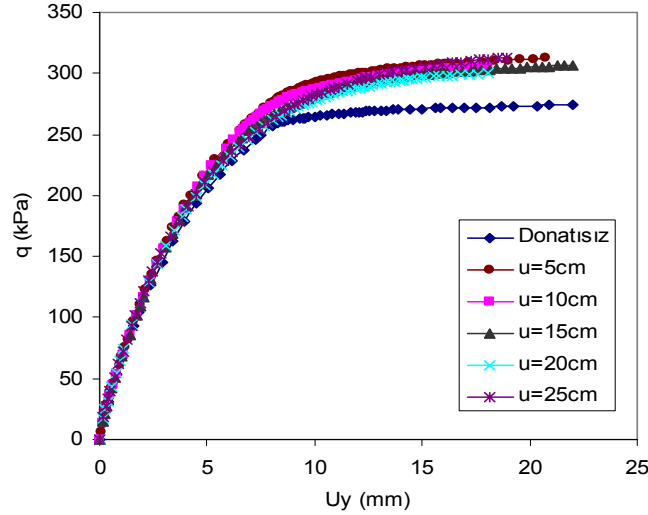


Şekil 5. H/D – TKO İlişkisi

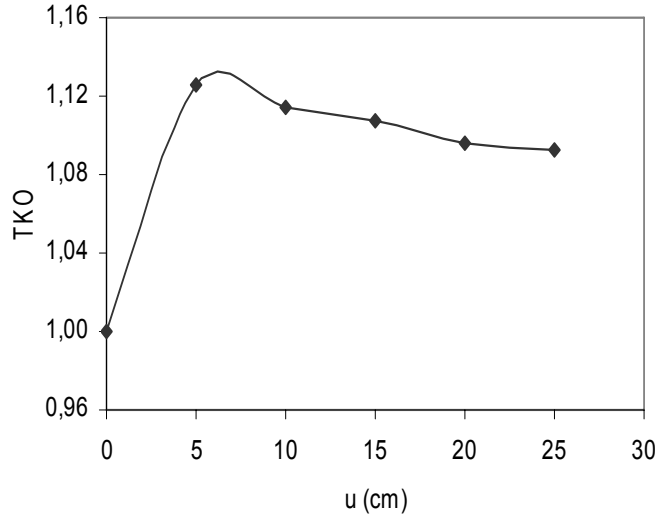
### 3.2. İlk Donatı Derinliğinin (u) Etkisi

Bu grupta granüler stabilize katkısına ilave olarak geogrid donatının da katkısı irdelenmiş ve ilk donatı derinliği  $u$ 'nun taşıma gücü ve oturma davranışına etkisi araştırılmıştır. Stabilize dolgu kalınlığının 0.50D olarak sabit tutulduğu analizlerde ilk donatı derinliği sırasıyla 5cm; 10cm; 15cm; 20cm ve 25cm olarak belirlenmiş ve elde edilen sonuçlar Şekil 6 ve Şekil 7'de grafiklerde sunulmuştur. Grafiklerden; donatı temelden uzaklaştıkça taşıma gücünde azalmalar meydana geldiği ve taşıma kapasitesi oranındaki en büyük artışın donatının temele

en yakın serildiği durumda elde edildiği (yaklaşık %13 oranında) gözlemlenmektedir. Şekil 6'daki "donatısız" grafiği dolgu tabakası kalınlığı  $H=0.50D$  durumunda elde edilen eğridir ve TKO hesaplamaları bu eğriden elde edilen taşıma gücü değerine oranlanarak yapılmıştır. Bundan sonraki analizlerde ilk donatı derinliği, taşıma gücünde en büyük artışın elde edildiği  $u=5\text{cm}$  olarak kabul edilmiştir.  $u=5\text{cm}$  durumunda elde edilen taşıma gücü, sadece yumuşak kil zemin durumunda elde edilen taşıma gücünün 2.44 katıdır.



Şekil 6. İlk Donatı Derinliğinin (u) Taşıma Gücüne Etkisi

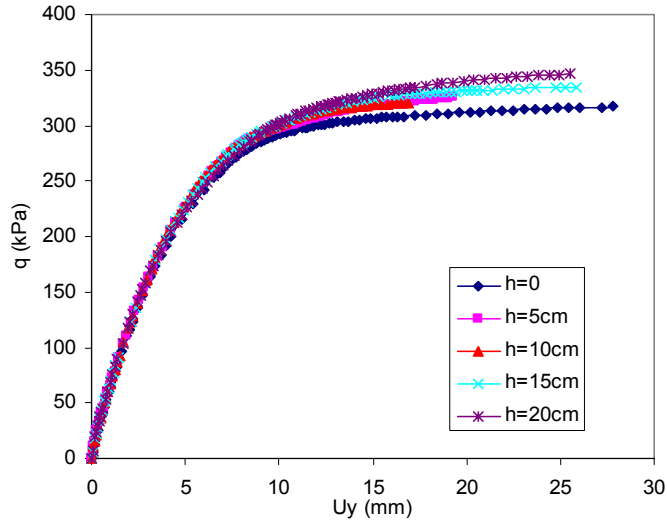


Şekil 7. u – TKO İlişkisi

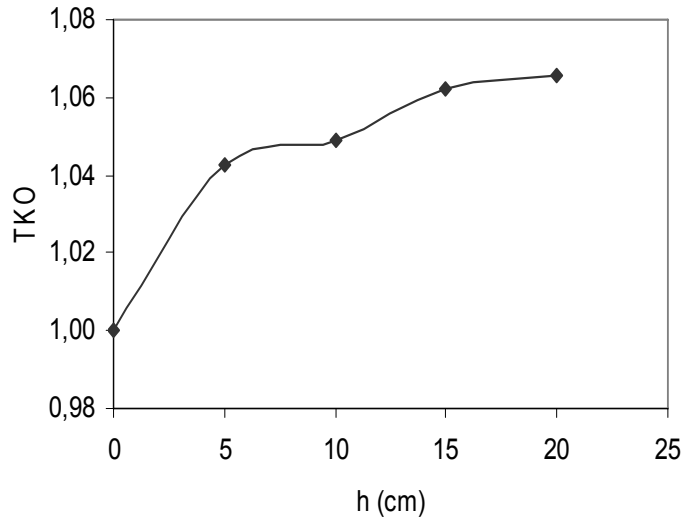
### 3.3. Donatılararası Mesafenin (h) Etkisi

Bu grupta donatılararası mesafe  $h$ 'nin taşıma gücü ve oturma davranışına etkisi araştırılmıştır. Stabilize dolgu kalınlığının  $0.50D$  ve ilk donatı derinliğinin  $5\text{cm}$  olarak sabit tutulduğu analizlerde donatılararası mesafe sırasıyla  $5\text{cm}$ ;  $10\text{cm}$ ;  $15\text{cm}$  ve  $20\text{cm}$  olarak belirlenmiş ve elde edilen sonuçlar Şekil 8 ve Şekil 9'da sunulmuştur. İlk donatı ile ikinci donatı arasındaki mesafenin değişimi, taşıma gücünü önemli mertebelerde etkilememektedir. Taşıma gücündeki artışlar %4 ile %7 aralığında kalmaktadır. Şekil 8'deki " $h=0$ " grafiği tek bir donatının kullanıldığı durumu temsil etmektedir ve TKO hesaplamaları bu eğriden elde edilen taşıma gücü değerine oranlanarak yapılmıştır. Bundan sonraki sayısal analizlerde donatılararası

mesafe  $h=5.0\text{cm}$  olarak alınmıştır.  $h=5\text{cm}$  olması durumu, taşıma gücünü, sadece yumuşak kil zemindeki duruma göre 2.55 kat artırmıştır.



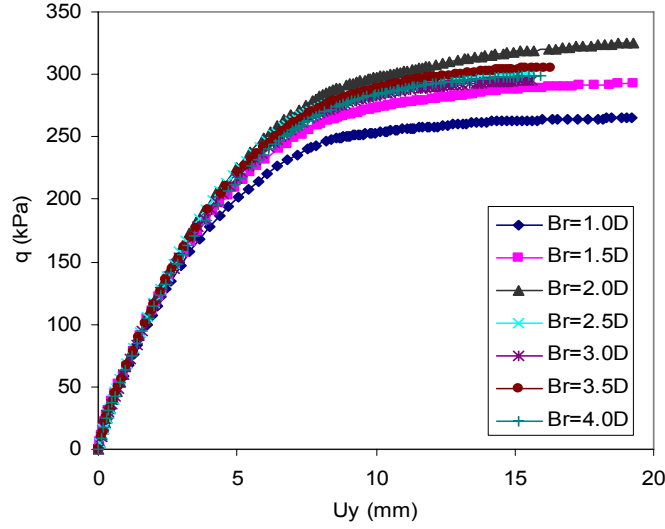
Şekil 8. Donatılararası Mesafenin (h) Taşıma Gücüne Etkisi



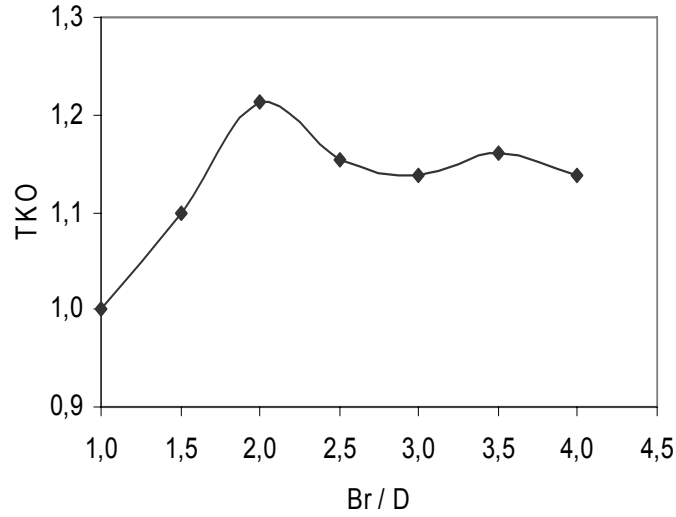
Şekil 9. h – TKO İlişkisi

### 3.4. Donatı Genişliğinin (Br) Etkisi

Bu analiz grubunda ise, geogrid donatının temel çapı  $D$ 'ye bağlı olarak genişliği dikkate alınmış ve taşıma gücü ile oturma davranışına etkisi araştırılmıştır. Diğer parametrelerin sabit tutulduğu ( $H=0.50D$ ;  $u=h=5\text{cm}$ ;  $N=2$ ) analizlerde elde edilen sonuçlar Şekil 10 ve Şekil 11'de sunulmuştur. Şekillerden donatı genişliğinin 2D olması durumunda en büyük taşıma gücü artışı elde edildiği (yaklaşık 1.21 kat), donatı genişliğinin artmasıyla birlikte de, temel etki alanının dışına çıkıldığından dolayı, taşıma gücü artışlarında azalmalar meydana geldiği görülmektedir. TKO hesaplamaları,  $Br=1.0D$  eğrisinden elde edilen taşıma gücü değerine oranlanarak yapılmıştır. Bundan sonraki analizlerde donatı genişliği, taşıma gücünde en büyük artışın elde edildiği  $Br=2D$  olarak kabul edilmiştir.  $Br=2D$  olması durumundaki taşıma gücü, sadece yumuşak kil zemin durumundaki taşıma gücünün 2.54 katıdır.



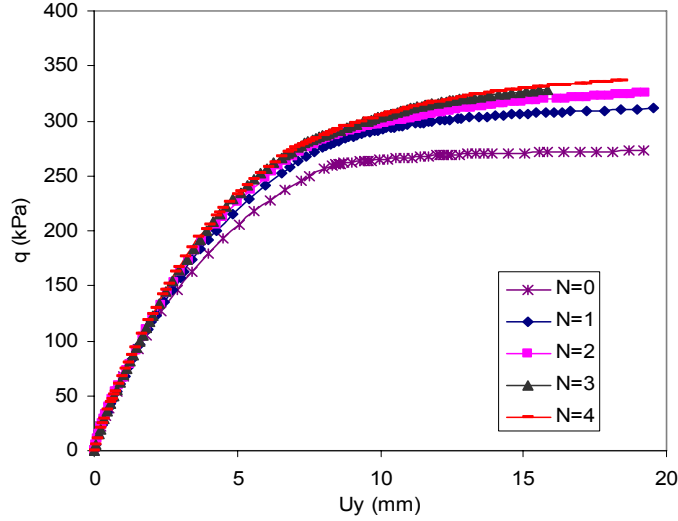
Şekil 10. Donatı Genişliğinin (Br) Taşıma Gücüne Etkisi



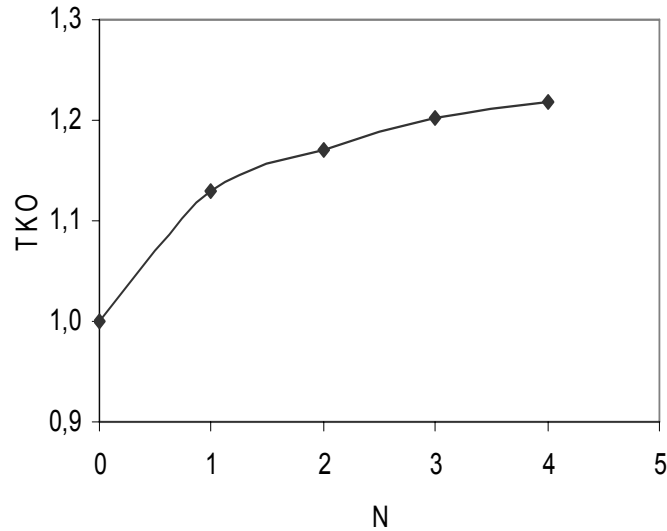
Şekil 11. Br/D – TKO İlişkisi

### 3.5. Donatı Sayısının (N) Etkisi

Sayısal analizlerde son olarak donatı sayısı, N irdelenmiş ve bu parametrenin taşıma gücü ile oturma davranışına etkisi araştırılmıştır. Diğer parametrelerin sabit tutulduğu ( $H=0.50D$ ;  $u=h=5\text{cm}$ ;  $Br=2D$ ) analizlerde elde edilen sonuçlar Şekil 12 ve Şekil 13'te sunulmuştur. Şekillerden donatı sayısı arttıkça taşıma gücünde de artışlar meydana geldiği gözlenmiştir. Şekil 12'deki  $N=0$  grafiği, stabilize dolgu kalınlığının  $0.50D$  olduğu donatısız durum için elde edilen eğridir. Bu durum, tek bir donatı ilavesinin dahi taşıma gücüne %13'lük bir katkı sağladığı anlamına gelmektedir (Şekil 13).  $N=3$  değerinden sonra ise taşıma gücü artışları azalma eğilimine girmiştir. TKO hesaplamaları,  $N=0$  eğrisinden elde edilen taşıma gücü değerine oranlanarak yapılmıştır.  $N=2$  olması durumu, taşıma gücünü, sadece yumuşak kil zemindeki duruma göre 2.54 kat artırmıştır.



Şekil 12. Donatı Sayısının (N) Taşıma Gücüne Etkisi



Şekil 13. N – TKO İlişkisi

#### 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, granüler stabilize dolgu ve geogrid donatı ile güçlendirilen yumuşak kil zeminlere oturan büyük ölçekli rijit dairesel temelin (60cm çapında) taşıma gücü sayısal olarak analiz edilmiştir. Analizlerde, stabilize dolgu tabaka kalınlığı, geogrid donatıya ait ilk donatı derinliği, donatılararası mesafe, donatı genişliği ve donatı sayısı değişken parametreler olarak ele alınmış ve taşıma gücü üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibi sıralanmıştır:

- Yumuşak kil zemin üzerine granüler stabilize dolgu tabakası serilmesi taşıma gücünü önemli mertebelerde artırmıştır. Dolgu kalınlığı arttıkça taşıma gücü de artmaktadır.  $H=0.5D$  dolgu kalınlığında taşıma gücü, dolgusuz duruma göre 2.2 kat artmıştır.  $H=1.0D$ 'den sonra taşıma gücü artış hızı azalma eğilimine girmiştir.
- Donatı temelden uzaklaştıkça taşıma gücünde azalmalar meydana gelmektedir ve taşıma kapasitesi oranındaki en büyük artış, donatının temele en yakın serildiği durumda (5cm) elde edilmiştir.

- Donatılar arasındaki mesafenin değişimi, taşıma gücünü önemli mertebelerde etkilememekte, artışlar %4 ile %7 aralığında kalmaktadır.
- Donatı genişliğinin 2D olması durumunda en büyük taşıma gücü artışı elde edilmiştir.
- Donatı sayısı arttıkça taşıma gücünde de artışlar meydana gelmiştir. N=3 değerinden sonra artışların derecesi azalmıştır.
- Elde edilen optimum değerlere göre analiz yapıldığında yalnızca yumuşak kil durumunda elde edilen taşıma gücüne göre 2.55 kat artış elde edilmiştir.

## TEŞEKKÜR

Bu çalışma; TÜBİTAK tarafından desteklenen “Yumuşak Kil Zeminlerin Geogrid Donatı ile Güçlendirilmesi” başlıklı ve 106M496 no’lu Araştırma Projesi kapsamında yürütülmüştür. Yazarlar desteklerinden dolayı TÜBİTAK’a teşekkürlerini bir borç bilirler.

## KAYNAKLAR

- Alawaji H. A. (2001) “Settlement and Bearing Capacity of Geogrid-Reinforced Sand over Collapsible Soil“, Geotextiles and Geomembranes, Vol.19, pp. 75-88.
- Binquet, J., and Lee, K. L., (1975) “Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs”, ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol 101(12), 1241-1255.
- Brinkgreve R.B.J. (2002) “Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analysis”, 2d – Version 8.2.
- El Sawwaf M. A. (2007) “Behavior of Strip Footing on Geogrid-Reinforced Sand over a Soft Clay Slope“, Geotextiles and Geomembranes, Vol.25, pp. 50-60.
- Fonseca V. (2001) “Load Tests on Residual Soil and Settlement Prediction on Shallow Foundation”, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 127 (10), pp. 869-883.
- Hamed, J. T., Das, B. M., and Echelberger, W. F. (1986) “Bearing Capacity of a Strip Foundation on a Granular Trench in Soft Clay”, Civil Engineering for Practicing and Design Engineers, Pergamon Press, Vol. 5(5), pp. 359.
- Madhav, M. R. and Vitkar, P. P. (1978) “Strip Footing on Weak Clay Stabilized with a Granular Trench or Pile”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15(4), pp. 605.
- Mandal J. N. and Sah H. S. (1992) “Bearing Capacity Tests on Geogrid-Reinforced Clay”, Technical Note on Geotextiles and Geomembranes, Vol.11, pp. 327-333.
- Otani J., Ochiai H. and Yamamoto K. (1998) “Bearing Capacity Analysis of Reinforced Foundations on Cohesive Soil”, Geotextiles and Geomembranes, Vol.16, pp. 195-206.
- Shin E., Das B., Puri V., Yen S. and Cook E. (1993) “Bearing Capacity of Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Clay”, Technical Note on American Society for Testing and Materials, pp. 534-541.
- Yıldız A., Laman M., Örnek M. ve Demir A. (2006) “Donatılı Kum Zeminlere Oturan Dairesel Temellerin Sayısal Analizi” İkinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.





# KAPLAMASIZ YOLLARDA GEOTEKSTİL VE GEOGRİD KULLANILMASI DURUMUNDA OLUŞAN FAYDA – MALİYET İLİŞKİSİNİN İNCELENMESİ

Ahmet ŞENOL<sup>1</sup>

Celil GÜMÜŞER<sup>2</sup>

Murat BOSTANCIOĞLU<sup>3</sup>

## ABSTRACT

Geotextiles and geogrids are the geosynthetic types which were produced from synthetic raw materials. These materials were used for constructing stable and economical paved and unpaved roads. Road constructions are the applications that requires long times and have high cost. Existence of soft soil on the track while constructin a new road is an important and common problem. This problem was solved by use of some soil stabilization techniques. In this study, cost-benefit analyses were viewed in the case of employing geogrids and geotextiles for soil stabilization.

## ÖZET

Geotekstil ve geogrid, sentetik (polietilen, poliester, poliamid, polivinil klorür vb.) hammaddelerden üretilen geosentetik türleridir. Bunlar bir çok mühendislik alanında olduğu gibi kaplamasız ve kaplamalı yol inşasında kalıcı, stabil ve ekonomik çözümler sunmaktadır. Yol yapımı uzun zaman alan ve maliyeti yüksek olan uygulamalardır. Yol yapımı sırasında güzergah üzerinde zayıf zeminlerin bulunması sürekli karşılaşılan önemli bir sorundur. Bu durum çeşitli zemin iyileştirme yöntemleri veya tabanda yer alan zayıf zeminin minimum 50 cm. kazılarak uzaklaştırılması yerine CBR değeri yüksek seçme malzemenin serilip sıkıştırılması ile çözülmektedir. Yapılan bu çalışmada geotekstil ve geogrid gibi sentetik hammaddeli zemin iyileştirme malzemelerinin kullanımı durumunda ortaya çıkan fayda – maliyet ilişkisi incelenmeye çalışılacaktır.

## 1. GİRİŞ

Kaplamasız ve kaplamalı yol yapımı esnasında güzergahta zayıf zemin bulunması nedeni ile karşılaşılan sorunların çözümünde geotekstil ve geogridler alternatif bir çözüm olarak karşımıza çıkmaktadır. Zayıf zemin tabakası ile granüler alt temel arasına serilen geotekstil ve geogridler, etki eden tekerlek yüklerinin daha geniş bir alana üniform şekilde dağılmasını sağlayarak alt temel tabakasının nihai taşıma gücünü artırmaktadır. Ayrıca bu malzemelerin taşınma ve uygulamasının kolay olması zaman açısından da avantaj sağlamaktadır. CBR değeri % 3'ten küçük olan zeminler üzerine inşa edilecek kaplamasız yollarda yüksek alt temel tabakası kalınlıkları çıkmaktadır. Bu durum özellikle ocak mesafelerinin uzak olması

<sup>1</sup> Yrd.Doç.Dr., Cumhuriyet Üniv. İnşaat Müh.Böl. senol@cumhuriyet.edu.tr

<sup>2</sup> İnş.Müh. Karayolları Genel Müdürlüğü, c\_gumuser@mynet.com

<sup>3</sup> Arş.Gör., Cumhuriyet Üniv. İnşaat Müh.Böl. bostancioglu@cumhuriyet.edu.tr

durumunda maliyetleri çok yüksek değerlere taşımaktadır. Kaplamasız yollarda geotekstil ve geogrid kullanımı ile alt temel kalınlıkları % 50 ' den fazla oranlarda düşebilmektedir.

Bu çalışmada, “ giroud – han ” formülasyonu kullanılarak kaplamasız yollarda geotekstil ve geogrid uygulanması ve uygulanmaması durumlarında gelişen fayda – maliyet ilişkisi incelenmeye çalışılmıştır.

## 2. AGREGA KALINLIĞI TESPİT AŞAMALARI

### 2.1. Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi

Öncelikle alt temel tabakasının üzerine oturacağı zeminin durumunun , dayanıklılığının belirlenmesi gerekir. Zeminin genel durumunu gösteren bu parametreleri elde edebilmek için arazi CBR deneyi , arazi kanatlı kesici deneyi, dinamik koni penetrometre deneyi (DCP) ve laboratuarda yaş CBR deneyleri yapılır. Bulunan bu değerlerden drenajsız kayma mukavemeti (  $c_u$  ) değerini pratik olarak aşağıdaki denklemle hesaplayabiliriz.

$$c_u = q_c / 10 \quad (1)$$

$$c_u = 30 \times CBR \quad (2)$$

(1 ve 2 numaralı formüllerde  $q_c$ ; koni penetrometre deneyi ile bulunan koni direncini, CBR; arazide ölçülen CBR değerini belirtmektedir.)

### 2.2. Trafik Hacminin Belirlenmesi

İl yolları ve devlet yollarında trafik hacmi Karayolları Genel Müdürlüğü (KGM) tarafından sayım yapılarak belirlenmektedir. Ancak köy yolları, sanayi yolları, şantiye yolları, servis yolları, orman yolları vb. için yolu kullanabilecek her sınıf araca yönelik en büyük değer tahmini yapılır.

### 2.3. Tekerlek İzi Sınır Değerinin Belirlenmesi

Bu aşamada yolun servis ömrü boyunca meydana gelecek müsaade edilebilir tekerlek izi sınır değeri (s) belirlenir.

- $s \leq 75$  mm (Otomobil trafiğinin fazla olduğu yollarda ve proje ömrünün uzun tutulduğu yollarda kullanılır.)
- $s \leq 300$  mm (Kamyon trafiğinin fazla olduğu yollarda ve proje ömrünün kısa tutulduğu yollarda kullanılır.)

### 2.4. Taşıma Gücü Faktörünün Belirlenmesi

Tablo1'den faydalanılarak, donatısız veya donatılı (geotekstil, geogrid) durumlarda kullanılacak olan  $N_c$  ( Taşıma Gücü Faktörü ) belirlenir.

Tablo 1. Tasarımda Kullanılacak Taşıma Gücü Faktörleri ( Giroud – Noiray )

Taşıma Gücü Faktörü	Donatısız	Geotekstil	Geogrid	Geotekstil ve Geogrid*
Nc	3.14	5.14	5.71	5.71

\*Geotekstil ve geogrid birlikte kullanıldıklarında geotekstilin ayırma fonksiyonu göz önüne alınarak tasarım yapılmalıdır.

## 2.5. Gerekli Agrega Kalınlığının Tespiti

Yukarıdaki veriler belirlendikten sonra (3) numaralı iteratif Giroud–Han formülü kullanılarak donatısız ve donatılı durumlarda ihtiyaç duyulan gerekli alt temel kalınlıkları hesaplanabilir.

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006 * J^2) \left( \frac{r}{h} \right)^{1.5} * \log N}{\left[ 1 + 0.204 \left( \frac{3.48 * CBR_{bc}^{0.3}}{CBR_{sg}} - 1 \right) \right]} * \left( \sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\frac{s}{f_s} \left[ 1 - 0.9e^{-\left( \frac{r}{h} \right)^2} \right] N_c f_c CBR_{sg}} - 1} \right) * r \quad (3)$$

(3) numaralı formülde;

$\left( \frac{3.48 * CBR_{bc}^{0.3}}{CBR_{sg}} - 1 \right)$  ifadesinin maksimum değeri 5 olarak alınır.

$$r = \sqrt{\frac{P}{\pi p}} \quad (4)$$

(3) ve (4) numaralı formüllerde;

- h = Gerekli kalınlık ( metre )
- J = Geogrid ızgara sağlamlık modülü ( m – N / degree )
- P = Tekerlek yükü ( Kn )
- p = Lastik basıncı ( kPa )
- r = Tekerlek izdüşümü yarıçapı ( metre )
- N = Aks yükünün tekerrür sayısı
- CBRbc = Alt temel malzemesi CBR değeri ( % )
- CBRsg = Alt temelin oturduğu zeminin CBR değeri ( % )
- s = Maksimum tekerlek izi derinliği ( mm )
- fs = Tekerlek izi derinliği faktörü = 75
- Nc = Taşıma gücü faktörü
- fc = CBR , cu dönüşüm faktörü = 30

Yukarıda verilen tasarım aşamalarından ve (3) numaralı formülden faydalanarak, kaplamasız yolda geogrid ve geotekstil kullanımı ile ilgili olarak yapılan uygulama ve bu uygulama sonucunda ortaya çıkan sonuçlar 3.bölümde verilmiştir.

### 3. UYGULAMA

Proje Verileri:

Şerit Sayısı :  $i \times j = 2 \times 1 = 2$  ( $i =$  Trafikteki yön sayısı ;  $j =$  Aynı yöndeki şerit sayısı)

Tablo 2. Tasarımda Kullanılacak Proje Parametreleri

Veri	Değeri	Birimi
P	80	Kn
h <sub>fp</sub>	550	kPa
f <sub>N</sub>	10.000	-
CBR <sub>bc</sub>	20	%
CBR <sub>sg</sub>	1.5	%
s	75	mm
f <sub>s</sub>	75	-
N <sub>c</sub>		-
f <sub>c</sub>	30	-
Alt temel nakli	Lort = 12,00 Km , Y = 1,60 , A = 1,00	
Taş nakli ( Ocaktan konkasöre )	Lort = 250,00 Mt. , Y = 1,80 , A = 1,00	
Su nakli	Lort = 5.000,00 Mt. , Y = 1,00 , A = 1,00	
Proje uzunluğu	10.000,00 Mt.	
Proje Genişliği	7,00 Mt.	
GEOGRİD A	J = Izgara Modülü : 0,32	
GEOGRİD B	J = Izgara Modülü : 0,65	
GEOTEKSTİL	Tip 1 Jeotekstil	

Bu uygulamada, tabloda verilmiş olan değerler kullanılarak Giroud–Han formülü ile kaplamasız bir yolda sentetik donatı kullanılmadığı durumda, jeotekstil ve geogrid kullanıldığı durumlarda ayrı ayrı alt temel kalınlıkları hesaplanacaktır. Daha sonra bu kalınlıklar kullanılarak yol inşasında kullanılan pozlar ve birim fiyatlardan yola çıkılarak her bir durum için YTL / m<sup>2</sup> olarak maliyetler hesaplanıp karşılaştırma yapılacaktır.

(3) numaralı formül ve proje verilerine göre hesaplanan alt temel kalınlıkları Tablo 3'te verilmiştir.

Tablo 3. Donatılı ve Donatısız Durumlarda Oluşan Alttemel Kalınlıkları

Donatı Durumu	Alt Temel Kalınlığı (cm)
Donatısız	56,34
Geotekstil	38,29
Geogrid - A	30,48
Geogrid - B	16,20

Elde edilen verilere göre kaplamasız yol maliyet hesapları aşağıdaki şekilde yapılmıştır.

## I.DURUM - DONATISIZ (GEOGRİD VE GEOTEKSTİL KULLANILMAMASI DURUMU)

Donatısız durumda kaplamasız yol birim maliyetleri tablolar halinde hazırlanarak Tablo 4 ve 5'te verilmiştir.

Tablo 4. Kullanılan Malzeme Ocak Taşından Konkasörle Kırılmış Malzeme İse ;

Sıra No	Yapılan İmalatın Cinsi	Birim	Miktarı	Fiyatı	Tutarı (YTL)
1	Ocak taşından konkasörle kırılmış malzeme ile alt temel yapılması	m <sup>3</sup>	39.438,00	23,02	<b>907.862,76</b>
2	Alt temel malzemenin nakli F= 1,25xKx( 0,0007xM+0,01)xYxA	m <sup>3</sup>	39.438,00	4,42	<b>174.315,96</b>
3	Taşın ocaktan konkasöre nakli F=1,25xAxYx0,00017xKx√M - 0,0469xK	m <sup>3</sup>	35.056,00	0,17	<b>5.959,52</b>
4	Su nakli F=1,25x0,00017xKx√MxA	Ton	3.943,80	1,80	<b>7.098,84</b>
<b>DONATISIZ DURUM</b>					
<b>TOPLAM :</b>					<b>1.095.237,08</b>
<b>Birim Maliyet ( M tül ) : ( 7 mt. Genişlik için )</b>					<b>109,52 YTL</b>

Tablo 5. Kum-Çakıl Ocakları Veya Derelerden Elde Edilen Elenmiş Çakıllı Malzeme Kullanılırsa;

Sıra No	Yapılan İmalatın Cinsi	Birim	Miktarı	Fiyatı	Tutarı (YTL)
1	Elenmiş çakıllı malzeme ile alt temel yapılması	m <sup>3</sup>	39.438,00	4,87	<b>192.063,06</b>
2	Alt temel malzemenin nakli F= 1,25xKx( 0,0007xM+0,01)xYxA	m <sup>3</sup>	39.438,00	4,42	<b>174.315,96</b>
3	Su nakli F=1,25x0,00017xKx√MxA	Ton	3.943,80	1,80	<b>7.098,84</b>
<b>DONATISIZ DURUM</b>					
<b>TOPLAM :</b>					<b>373.477,86</b>
<b>Birim Maliyet ( M tül ) : ( 7 mt. Genişlik için )</b>					<b>37,35 YTL</b>

**II.DURUM - DONATILI (GEOTEKSTİL KULLANIMI DURUMU)**

Geotekstil kullanımını durumunda oluşan birim maliyetler Tablo 6 ve 7’de verilmiştir.

Tablo 6. Kullanılan Malzeme Ocak Taşından Konkasörle Kırılmış Malzeme İse;

Sıra No	Yapılan İmalatın Cinsi	Birim	Miktarı	Fiyatı	Tutarı (YTL)
1	Ocak taşından konkasörle kırılmış malzeme ile alt temel yapılması	m <sup>3</sup>	26.803,00	23,02	<b>617.005,06</b>
2	Alt temel malzemenin nakli $F= 1,25 \times K \times (0,0007 \times M + 0,01) \times Y \times A$	m <sup>3</sup>	26.803,00	4,42	<b>118.469,26</b>
3	Taşın ocaktan konkasöre nakli $F=1,25 \times A \times Y \times 0,00017 \times K \times \sqrt{M} - 0,0469 \times K$	m <sup>3</sup>	23.824,89	0,17	<b>4.050,23</b>
4	Su nakli $F=1,25 \times 0,00017 \times K \times \sqrt{M} \times A$	Ton	2.680,30	1,80	<b>4.824,54</b>
5	Geotekstil ( Tip 1 ) (Geotekstil bindirme payı 30 cm)	m <sup>2</sup>	73.000,00	2,40	<b>175.200,00</b>
<b>TOPLAM :</b>					<b>919.549,09</b>
<b>Birim Maliyet ( M tül ) :</b> ( 7 mt. Genişlik için )					<b>91,95 YTL</b>

DONATILI DURUM ( GEOTEKSTİL )

Tablo 7. Kum-Çakıl Ocakları Veya Derelerden Elde Edilen Elenmiş Çakıllı Malzeme Kullanılırsa;

Sıra No	Yapılan İmalatın Cinsi	Birim	Miktarı	Fiyatı	Tutarı (YTL)
1	Elenmiş çakıllı malzeme ile alt temel yapılması	m <sup>3</sup>	26.803,00	4,87	<b>130.530,61</b>
2	Alt temel malzemenin nakli $F= 1,25 \times K \times (0,0007 \times M + 0,01) \times Y \times A$	m <sup>3</sup>	26.803,00	4,42	<b>118.469,26</b>
3	Su nakli $F=1,25 \times 0,00017 \times K \times \sqrt{M} \times A$	Ton	2.680,30	1,80	<b>4.824,54</b>
4	Geotekstil ( Tip 1 ) (Geotekstil bindirme payı 30 cm )	m <sup>2</sup>	73.000,00	2,40	<b>175.200,00</b>
<b>TOPLAM :</b>					<b>429.024,41</b>
<b>Birim Maliyet ( M tül ) :</b> ( 7 mt. Genişlik için )					<b>42,90 YTL</b>

DONATILI DURUM ( GEOTEKSTİL )

**III.DURUM - DONATILI ( GEOGRİD – A KULLANIMI DURUMU )**

Geogrid-A Kullanımı durumunda oluşan birim maliyetler Tablo 8 ve 9’da verilmiştir.

Tablo 8. Kullanılan Malzeme Ocak Taşından Konkasörle Kırılmış Malzeme İse;

Sıra No	Yapılan İmalatın Cinsi	Birim	Miktarı	Fiyatı	Tutarı (YTL)
1	Ocak taşından konkasörle kırılmış malzeme ile alt temel yapılması	m <sup>3</sup>	21.336,00	23,02	<b>491.154,72</b>
2	Alt temel malzemenin nakli F= 1,25xKx( 0,0007xM+0,01)xYxA	m <sup>3</sup>	21.336,00	4,42	<b>94.305,12</b>
3	Taşın ocaktan konkasöre nakli F=1,25xAxYx0,00017xKx√M- 0,0469xK	m <sup>3</sup>	18.965,33	0,17	<b>3.224,11</b>
4	Su nakli F=1,25x0,00017xKx√MxA	Ton	2.133,60	1,80	<b>3.840,48</b>
5	Geogrid ( A ) (Geogrid bindirme payı 30 cm)	m <sup>2</sup>	73.000,00	3,00	<b>219.000,00</b>
<b>TOPLAM :</b>					<b>811.524,43</b>
<b>DONATILI DURUM ( GEOGRİD – A )</b>					<b>Birim Maliyet ( M tül ) : ( 7 mt. Genişlik için )</b>
					<b>81,15 YTL</b>

Tablo 9. Kum-Çakıl Ocakları Veya Derelerden Elde Edilen Elenmiş Çakıllı Malzeme İse ;

Sıra No	Yapılan İmalatın Cinsi	Birim	Miktarı	Fiyatı	Tutarı (YTL)
1	Elenmiş çakıllı malzeme ile alt temel yapılması	m <sup>3</sup>	21.336,00	4,87	<b>103.906,32</b>
2	Alt temel malzemenin nakli F= 1,25xKx( 0,0007xM+0,01)xYxA	m <sup>3</sup>	21.336,00	4,42	<b>94.305,12</b>
3	Su nakli F=1,25x0,00017xKx√MxA	Ton	2133,60	1,80	<b>3.840,48</b>
4	Geogrid ( A ) (Geogrid bindirme payı 30 cm)	m <sup>2</sup>	73.000,00	3,00	<b>219.000,00</b>
<b>TOPLAM :</b>					<b>421.051,92</b>
<b>DONATILI DURUM ( GEOGRİD–A )</b>					<b>Birim Maliyet ( M tül ) : ( 7 mt. Genişlik için )</b>
					<b>42,10 YTL</b>

**IV.DURUM - DONATILI (GEOGRİD-B KULLANIMI DURUMU)**

Geogrid-B Kullanımı durumunda oluşan birim maliyetler Tablo 10 ve 11’de verilmiştir.

Tablo 10. Kullanılan Malzeme Ocak Taşından Konkasörle Kırılmış Malzeme İse ;

Sıra No	Yapılan İmalatın Cinsi	Birimi	Miktarı	Fiyatı	Tutarı (YTL)
1	Ocak taşından konkasörle kırılmış malzeme ile alt temel yapılması	M3	11.340,00	23,02	<b>261.046,80</b>
2	Alt temel malzemenin nakli $F= 1,25xKx( 0,0007xM+0,01)xYxA$	M3	11.340,00	4,42	<b>50.122,80</b>
3	Taşın ocaktan konkasöre nakli $F=1,25xAxYx0,00017xKx\sqrt{M} - 0,0469xK$	M3	10.080,00	0,17	<b>1.713,60</b>
4	Su nakli $F=1,25x0,00017xKx\sqrt{MxA}$	Ton	1.134,00	1,80	<b>2.041,20</b>
5	Geogrid ( B ) ( Geogrid bindirme payı 30 cm )	M2	73.000,00	3,60	<b>262.800,00</b>
<b>TOPLAM :</b>					<b>577.724,40</b>
<b>Birim Maliyet ( M tül ) :</b> ( 7 mt. Genişlik için )					<b>57,77 YTL</b>

Tablo 11. Kullanılan Malzeme Kum-Çakıl Ocakları Veya Derelerden Elde Edilen Elenmiş Çakıllı Malzeme İse ;

Sıra No	Yapılan İmalatın Cinsi	Birimi	Miktarı	Fiyatı	Tutarı (YTL)
1	Elenmiş çakıllı malzeme ile alt temel yapılması	M3	11.340,00	4,87	<b>55.225,80</b>
2	Alt temel malzemenin nakli $F= 1,25xKx( 0,0007xM+0,01)xYxA$	M3	11.340,00	4,42	<b>50.122,80</b>
3	Su nakli $F=1,25x0,00017xKx\sqrt{MxA}$	Ton	1.134,00	1,80	<b>2.041,20</b>
4	Geogrid ( B ) ( Geogrid bindirme payı 30 cm )	M2	73.000,00	3,60	<b>262.800,00</b>
<b>TOPLAM :</b>					<b>370.189,80</b>
<b>Birim Maliyet ( M tül ) :</b> ( 7 mt. Genişlik için )					<b>37,02 YTL</b>



Elde edilen verilere göre karşılaştırmalı birim maliyetler Tablo 12 ve 13’de verilmiştir.

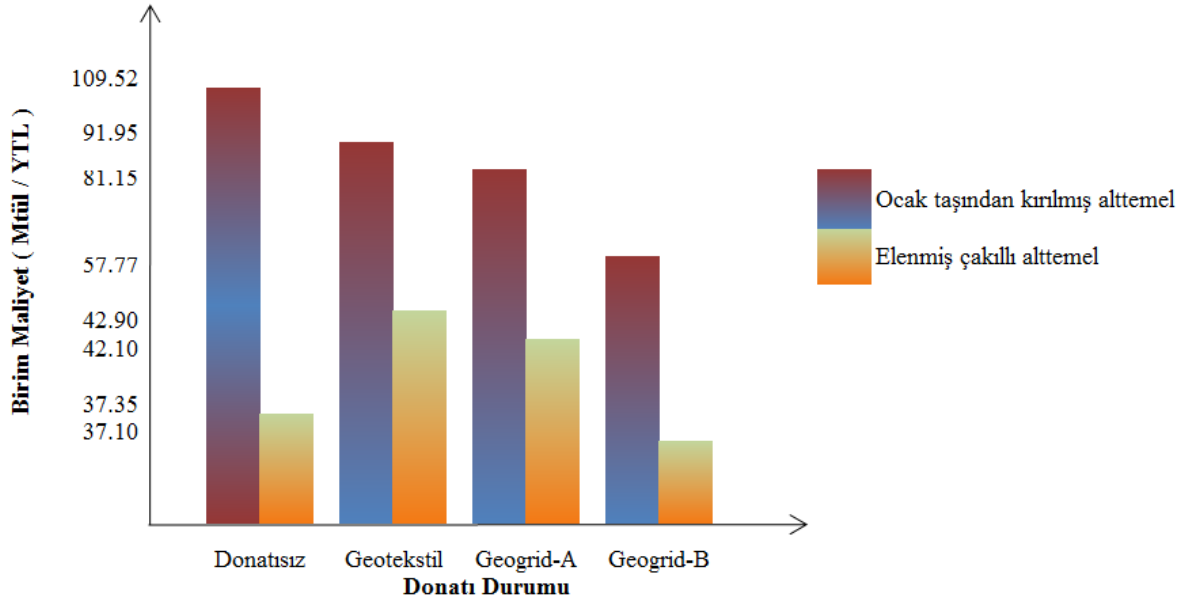
Tablo 12. Ocaktaşı Kullanılması Durumunda Oluşan Maliyetler

<b>Kullanılan Alt Temel Malzemesi</b>	<b>Donatı Durumu</b>	<b>Kalınlık (cm)</b>	<b>Birim Maliyet (mtül / YTL )</b>
Ocak taşından konkasörle kırılmış alt temel malzemesi	Donatısız	56,34	<b>109,52</b>
	Geotekstil	38,29	<b>91,95</b>
	Geogrid A	30,48	<b>81,15</b>
	Geogrid B	16,20	<b>57,77</b>

Tablo 13. Elenmiş Çakıllı Malzeme Kullanılması Durumunda Oluşan Maliyetler

<b>Kullanılan Alt Temel Malzemesi</b>	<b>Donatı Durumu</b>	<b>Kalınlık (cm)</b>	<b>Birim Maliyet ( mtül / YTL )</b>
Elenmiş çakıllı alt temel malzemesi	Donatısız	56,34	<b>37,35</b>
	Geotekstil	38,29	<b>42,90</b>
	Geogrid A	30,48	<b>42,10</b>
	Geogrid B	16,20	<b>37,02</b>

12 ve 13 numaralı tablolarda hesaplanan birim maliyetlere ait grafik Şekil 1’de gösterilmiştir.

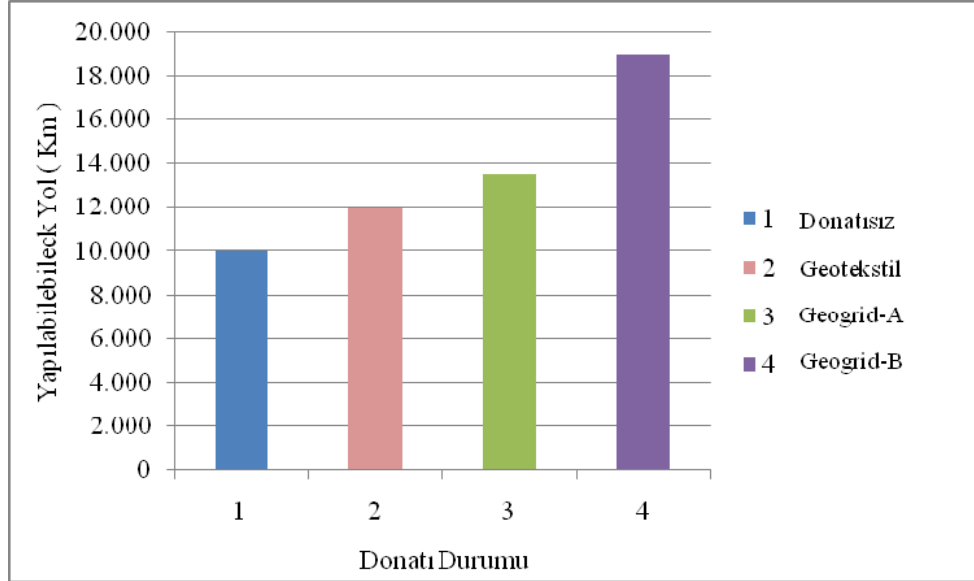


Şekil 1. Kullanılan Alt Temel Malzemesine Göre Birim Maliyet Grafiği

Yukarıda yapılan hesaplamalardan elde edilen verilere göre , ocak taşından kırılmış veya elenmiş çakıllı alt temel malzemesi kullanımı durumlarında hangi donatı durumunda ne kadar kaplamasız (stabilize) yol yapılabileceği Tablo 14 ve 15'te, donatı durumu ve yol ilişkileri Şekil 2 ve 3'te gösterilmiştir.

Tablo 14. Ocak Taşından Kırılmış Alttemel Kullanılması Halinde Donatı Durumu – Aynı Maliyetle Yapılabilecek Yol İlişkisi

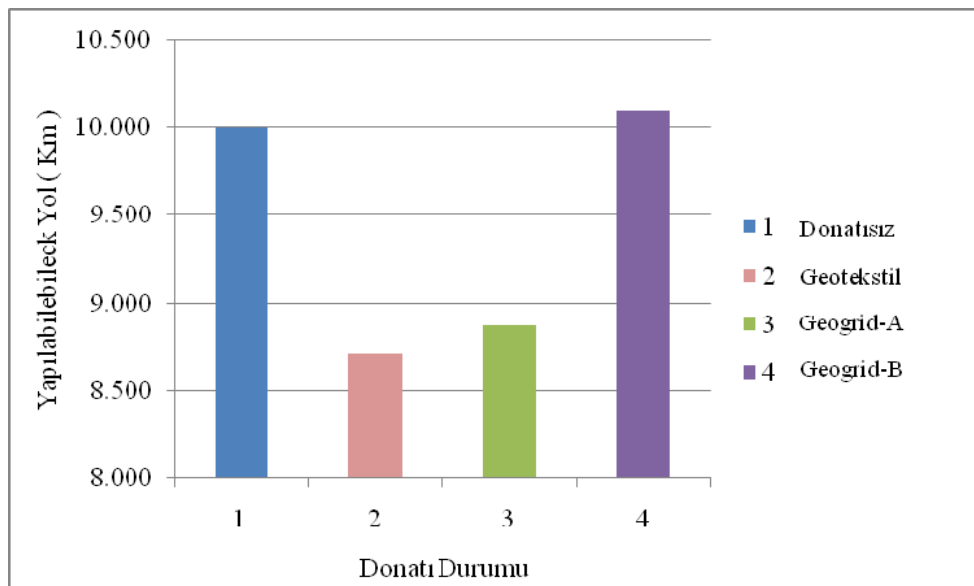
Kullanılan Alt Temel Malzemesi	Donatı Durumu	Yapılabilecek Yol Uzunluğu (m)
Ocak taşından konkasörle kırılmış alt temel malzemesi	Donatısız	10.000,00
	Geotekstil	11.911,00
	Geogrid A	13.496,00
	Geogrid B	18.959,00



Şekil 2. Ocaktaşından Kırılmış Alttemel Kullanılması Halinde Donatı Durumu – Aynı Maliyetle Yapılabilecek Yol İlişkisi

Tablo 15. Dere Malzemesi Kullanılması Halinde Donatı Durumu – Aynı Maliyetle Yapılabilecek Yol İlişkisi

Kullanılan Alt Temel Malzemesi	Donatı Durumu	Yapılabilecek Yol Uzunluğu (m)
Elenmiş çakıllı alt temel malzemesi	Donatısız	10.000,00
	Geotekstil	8.706,00
	Geogrid A	8.871,00
	Geogrid B	10.089,00



Şekil 3. Elenmiş Dere Malzemesi Kullanılması Halinde Donatı Durumu – Aynı Maliyetle Yapılabilecek Yol İlişkisi

## 4. SONUÇLAR

Dünyada 1950' li yılların ortalarından itibaren kullanılmaya başlanan geotekstiller ülkemizde 1980' li yılların başlarından itibaren otoyolların yapımında kullanılmışlardır. Teknolojinin ilerlemesi ile birlikte yüksek mukavemet parametrelerine sahip geotekstil ve geogridler üretilmiş zeminle ilgili bir çok alanda olduğu gibi kaplamalı ve kaplamasız yol yapımında da dünyada kullanımı hızla artmaya başlamıştır. Ülkemizde ise bu malzemeler ile ilgili yeterli doküman ve yayın olmayışı sebebiyle yaygın bir kullanıma sahip değildir. İlerleyen zamanlarda bu konudaki çalışmaların artması ile uygulama örnekleride bununla birlikte hızla artacaktır.

Yukarıda kaplamasız yollarda geotekstil ve geogrid kullanımı durumunda ,alttemel kalınlığının değişimi ve bu durumda oluşan fayda – maliyet ilişkisi incelenmeye çalışılmıştır. Ayrıca eşit maliyetlerle hangi durumda ne kadar yol yapılabileceği karşılaştırmalı şekilde grafiksel olarak incelenmiştir. Geotekstil ve geogrid kullanımı sayesinde elde edilen kazanımlar şu şekilde sıralanabilir.

1. Yolun servis ömrünü uzatmaktadır.
2. Üniform bir yük dağılımı sağlanmakta ve tekerrür eden teker yükleri daha geniş bir alana yayılmaktadır.
3. Alt temel kalınlığı büyük ölçüde azalmaktadır. Bu özellikle ocak mesafelerinin uzak olması, şantiye yakınlarında uygun evsafa malzeme bulunmaması durumlarında zaman ve maliyet açısından önemli fayda sağlamaktadır.
4. Geogridler ve geotekstiller kolay taşınabilir ve serilebilir olduklarından dolayı uygulama açısından kolaylık, zaman açısından ise kazanım sağlamaktadır.
5. Geogridler ve geotekstiller sayesinde temelin oturduğu zeminin taşıma gücü artar, maliyeti artmadan hatta bir çok durumda büyük oranda düşerek daha stabil bir yol yapısı elde edilir.
6. Özellikle alt temel olarak ocak taşından konkasörle kırılmış malzeme ve yüksek dayanım parametrelerine sahip geogridler kullanılması durumunda hem ekonomik hem de stabilite olarak büyük fayda sağlanmaktadır.
7. Geogridler ve geotekstiller kullanılmaları durumunda zayıf zemin kazısı ortadan kalktığından, kazı miktarında önemli miktarda azalma sağlanır. Bu zayıf zemin kazısı ve naklinden doğan maliyet ekonomik fayda olarak ortaya çıkmaktadır. Ayrıca yolun yarmadan geçtiği kısımlarda , alttemel kalınlığının düşmesinden dolayı yarma kazısı miktarıda düşecektir.
8. Zemin üzerinde basınç, dolayısı ile meydana gelen gerilmeleri azaltırlar. Ayrıca geotekstil kullanılması durumunda agreganın zayıf zemine penetre olması ve pompaj etkisi ile zayıf zemin bünyesindeki ince partiküllerin agrega aralarına göçü engellenir. Böylece maliyeti yüksek alt temel malzemesinin özelliğini yitirmesi önlenmiş ve alttemel tasarım kalınlığının korunması sağlanmış olur.
9. Yapım esnasında ortaya çıkan bozulmaları azaltılır.

## KAYNAKLAR

- FHWA.. HI – 95 – 038 . April 1998. “ Geosynthetic Design and Construction Guidelines “.
- Giroud , J.P. and Han , J. ( 2004 ). “ Design Method for Geogrid Reinforced Unpaved Roads I.Development of Design Method” ,“ Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering “ , v.130 , No : 8 , American Society of Civil Engineers , pp. 775 – 786.
- Giroud , J.P. and Han , J. ( 2004 ). “ Design Method for Geogrid Reinforced Unpaved Roads II.Calibration and Applications” , “ Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering “ , v.130 , No : 8 , American Society of Civil Engineers , pp. 787 – 797.
- Holtz, R.D., Cristopher, B.R. and Berg, R.R., ( 1995 ), Geosynthetic Design and Guidelines, U.S.Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., FHWA – HI – 95 - 038
- Karayolları Genel Müdürlüğü. “ Yol , Köprü , Bitümlü Kaplamalar ve Trafik İşlerine Ait Birim Fiyat Listesi “ 2007.
- Koerner, R.M. , ( 1994 ) , Designing with Geosynthetics, Third Edition , Prentice Hall, New Jersey, USA
- Tensar Corporation. ~1998. “A review of geosynthetic functions and applications in paved and unpaved roads.” Tensar Technical Note (TTN:BR11)
- Tingle, J. S., and Webster, S. L. ~2003!. “Review of Corps of Engineers design of geosynthetic reinforced unpaved roads.” Presentation and CD-Rom Publication at the TRB 82nd Annual Meeting, Washington, D.C.
- Tunç, A. “ Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları “ , Atlas Yayınları. İstanbul 2003.
- U.S. Army Corps Of Engineers , “ Use of Geogrids in Pavement Construction “ , ETL – 1110 – 1 – 189 , 14 February 2003.



# KAPLAMALI YOLLARDA GEOGRİD KULLANILMASI DURUMUNDA AGREGA KAZANIMI VE MALİYET / T<sub>8.2</sub> YÖNTEMLERİ İLE FAYDA – MALİYET İLİŞKİSİNİN İNCELENMESİ

Ahmet ŞENOL<sup>1</sup>

Celil GÜMÜŞER<sup>2</sup>

Murat BOSTANCIOĞLU<sup>3</sup>

## ABSTRACT

For reducing the construction and maintenance costs of flexible paved roads which have very high construction prices, it's necessary to design these roads to serve without degeneration, it means that the service capability of road and the expected life of pavement must be long. In this study it was viewed that the change of analyse period and aggregate cost-benefit state with or without using geogrids via AASHTO 93 method and cost benefit analyse with T<sub>8.2</sub> method.

## ÖZET

Esnek kaplamalı yolların yüksek maliyet değerlerine ulaşan yol yapım ve bakım maliyetlerinin azaltılması için, yol üst yapısının uzun ömürlü olması ve uzun vadede yapısında bozulma olmadan hizmet verebilecek bir yapıda tasarımının yapılması gerekmektedir. Yani yolun servis yeteneğinin ve kaplama ömrünün mümkün olduğunca uzun olması sağlanmalıdır. Bu çalışmada kısaca, AASHTO 93 yöntemi kullanılarak sentetik hammaddeli bir ürün olan geogrid kullanılması ve kullanılmaması durumunda, kaplama analiz süresinin değişimi ile agrega kazanım ve maliyet / T<sub>8.2</sub> yöntemleriyle ortaya çıkan fayda – maliyet ilişkisi incelenmiştir.

## 1. GİRİŞ

1960'lı yıllarda yük ve yolcu taşımacılığının yaklaşık olarak % 55'i demiryolları ile yapılmakta iken günümüzde yük ve yolcu taşımacılığının % 95'i karayolları ile yapılmaktadır. 1970 yılında 370.000 olan araç sayısı 2008 yılı ocak ayı itibari ile TÜİK (Türkiye İstatistik Kurumu) verilerine göre 12.297.784'e ulaşmıştır. Araç sayısı ile birlikte ağır taşıt trafiği de hızla artmıştır. Karayolları Genel Müdürlüğü 2007 verilerine göre, devlet ve il yollarının sadece % 12'ye yakın bir bölümü uzun ömürlü, dayanıklı ve konforlu olan Bitümlü Sıcak Karışım (BSK) asfalt ile kaplanmıştır. Bunlara ilaveten araçların yasal dingil ağırlıklarının artırılması ve yasal limitler üzerindeki aşırı yüklemelerin etkili bir biçimde önüne

<sup>1</sup> Yrd.Doç.Dr., Cumhuriyet Ün. İnşaat Müh.Böl. senol@cumhuriyet.edu.tr

<sup>2</sup> İnş.Müh. Karayolları Genel Müdürlüğü, c\_gumuser@mynet.com

<sup>3</sup> Arş.Gör., Cumhuriyet Ün. İnşaat Müh.Böl. bostancioglu@cumhuriyet.edu.tr

geçilememesi sebebi ile yollar beklenenden daha kısa sürede bozulmaya ve yıpranmaya başlamıştır.

Karayollarına bütçeden ayrılan payın gittikçe düşmekte, bunun tersine trafikteki araç sayısı ve karayoluyla gerçekleşen yük – yolcu taşımacılığı hızla artmaktadır. Bu yüzden, özellikle devlet yollarında, kısa vadede ucuz gibi görünen fakat uzun vadede pahalı olan sathi kaplamalar yerine uzun ömürlü, dayanıklı ve yüksek konforlu BSK yolların öncelikle artırılması gerekmektedir. Yani uzun bir periyot süresince onarım gerektirmeyen, yol bakım maliyetlerinin minimum olduğu kaplamalar tasarlanmalıdır. Bunun dolayı kaplamanın servis kabiliyeti ve ömrünün uzun olması sağlanmalıdır. Sentetik hammaddeli bir ürün olan geogridler kaplamanın dayanım parametrelerinin ve ömrünün uzamasını sağlamaktadır. Bu çalışmada da esnek kaplamalı bir yolda geogrid kullanılması durumunda agrega kazanım ve maliyet / T8.2 yöntemleriyle ortaya çıkan fayda – maliyet ilişkisi incelenmiştir.

## 2. AASHTO – 93 YOL DENKLEMİ VE KAPLAMA TASARIM ESASLARI

AASHTO tarafından yapılan yol testleri sonucunda tabaka kalınlıkları, kullanılan malzeme özellikleri, iklim koşulları, trafik yükleri ve zemin şartlarının kaplamaya etkileri regresyon analizleri yapılarak irdelenmiştir. Yapılan bu çalışmalar sonucunda AASHTO **yol denklemi** adı verilen formülasyon ortaya çıkmıştır.

$$\log_{10} (W_{18}) = Z_R (S_0) + 9.36 \log_{10} (SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{\frac{1094}{0.40 + (SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log_{10} (M_R) - 8.07$$

Formül 1. AASHTO - 93 yol denklemi

T<sub>8.2</sub> = 8.2 ton tek dingil yükünün üstyapının son servis yeteneğine düşmesi için gerekli toplam tekerrür sayısı

Z<sub>R</sub> = Güvenilirliğin yüzdesine bağlı olarak tespit edilen standart normal sapma değeri

S<sub>0</sub> = Standart Normal Sapma

M<sub>R</sub> = Üstyapının üzerine oturduğu zeminin taşıma gücü

ΔPSI = Kaplamada trafik etkisi ile oluşan servis yeteneği kaybı

SN = Üstyapı sayısı

Kaplama tasarımında kullanılan AASHTO – 93 yönteminde izlenilecek adımlar şu şekilde olacaktır ;

- Tasarımı yapılacak olan üstyapının oturacağı zeminin M<sub>R</sub> ( Esneklik Modülü ) değeri tespit edilir. Mr' nin hesaplanmasında yaklaşık olarak aşağıda verilen M<sub>R</sub> – CBR ilişkileri kullanılır.

$$\text{➤ } M_R = 1.500 \times \text{CBR} \quad \text{-----} \quad ( \text{CBR} < 10 )$$

$$\text{➤ } M_R = 3.000 \times \text{CBR}^{0.65} \quad \text{-----} \quad ( 10 < \text{CBR} )$$

- Yapılan trafik sayımlarından ve tahmin edilen yıllık trafik artış katsayısı kullanılarak proje trafiği belirlenir. Ülkemizde devlet ve il yollarında trafik sayımları KGM tarafından yapılmaktadır. Sayım yapılmayan yollarda ise her cins araç için en yüksek trafik hacmi kompozisyonu oluşturarak proje trafiği belirlenir.



- Oluşturulan proje trafiğinden ve AASHTO yol denkleminde faydalanılarak, T8.2 analiz süresi boyunca tekerrür edecek standart tek dingil yükü sayısı belirlenir.
- SN ( Üstyapı Sayısı ) , kaplamayı oluşturan tabakaların izafi mukavemet katsayıları ve drenaj değerleri de kullanılarak formül 2 ile üstyapıda kullanılan kaplama kalınlıkları tayin edilir.

$$SN_u = a_1 \times d_1 + a_2 \times d_2 \times m_2 + a_3 \times d_3 \times m_3 \text{ ----- Formül 2}$$

$SN_u$  = Donatısız durumda üstyapı sayısı

$a_1, a_2, a_3$  = Kaplamayı oluşturan tabakaların izafi mukavemet katsayıları

$m_1, m_2, m_3$  = Drenaj katsayıları (KGM tarafından drenaj katsayıları 1,00 olarak alınmaktadır.)

$d_1, d_2, d_3$  = Kaplamayı oluşturan tabaka kalınlıkları

- Tasarımı yapılacak olan üstyapıda kaplamayı teşkil eden tabakaların herhangi birinin altında geogrid kullanılması durumunda ise kullanılan geogrid'in dayanım parametrelerine bağlı olarak tabakanın dayanımı da 1 – 2 kat artacaktır. Bu oran bu alanda araştırma yapan üniversiteler, kuruluşlar ve üretici firmalar tarafından yapılan yol testleri ile deneyler sonucunda belirlenmektedir. Bu oran LCR ( Layer Coefficient Ratio ) olarak ifade edilmektedir. Geogrid kullanılması durumunda oluşacak modifiye edilmiş üstyapı sayısı formül 3 deki gibi olacaktır.

$$SN_r = a_1 \times d_1 + a_2 \times d_2 \times m_2 + LCR \times a_3 \times d_3 \times m_3 \text{ ----- Formül 3}$$

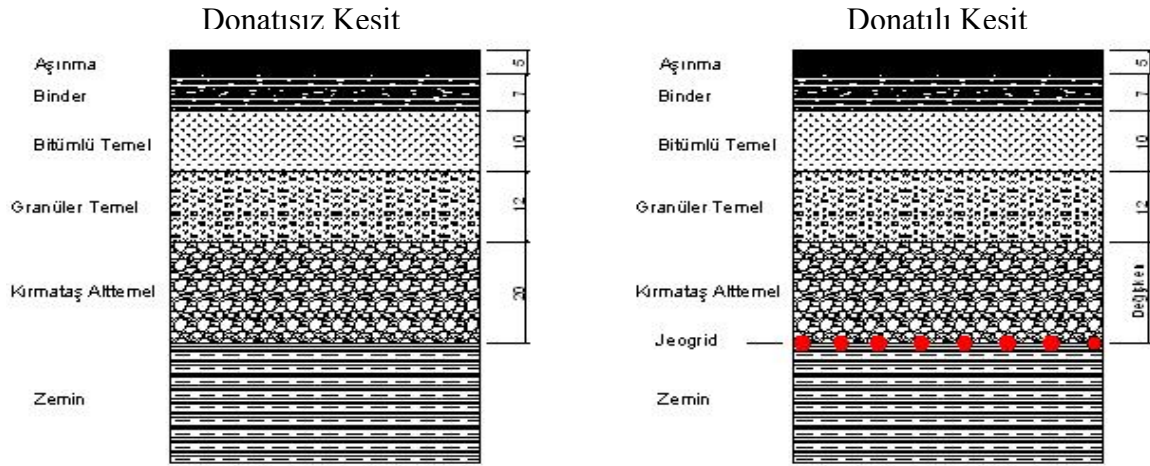
$SN_r$  = Donatılı durumda üstyapı sayısı

LCR = Tabaka katsayıları oranı

Yukarıda aktarılmış olan kaplama tasarım esaslarından faydalanarak uygulamalarda geogrid kullanılması ve kullanılmaması durumunda oluşan ilişkiyi inceleyelim.

### 3. UYGULAMALAR

**UYGULAMA I :** Kaplama tasarımını yapacağımız yol 2x2 şeritli bir yol olup aşağıdaki verilerden faydalanarak donatısız ve donatılı durumda 20 ve 30 yıllık süreler için tasarımını yaparak ilk olarak agrega kalınlık kazanımı yöntemi ile her iki durumda ortaya çıkan fayda-maliyet değişimlerini inceleyelim. Uygulamada kullanacağımız kaplama malzemeleri ve kalınlıklarını gösterir tip enkesit aşağıdaki gibi olacaktır.

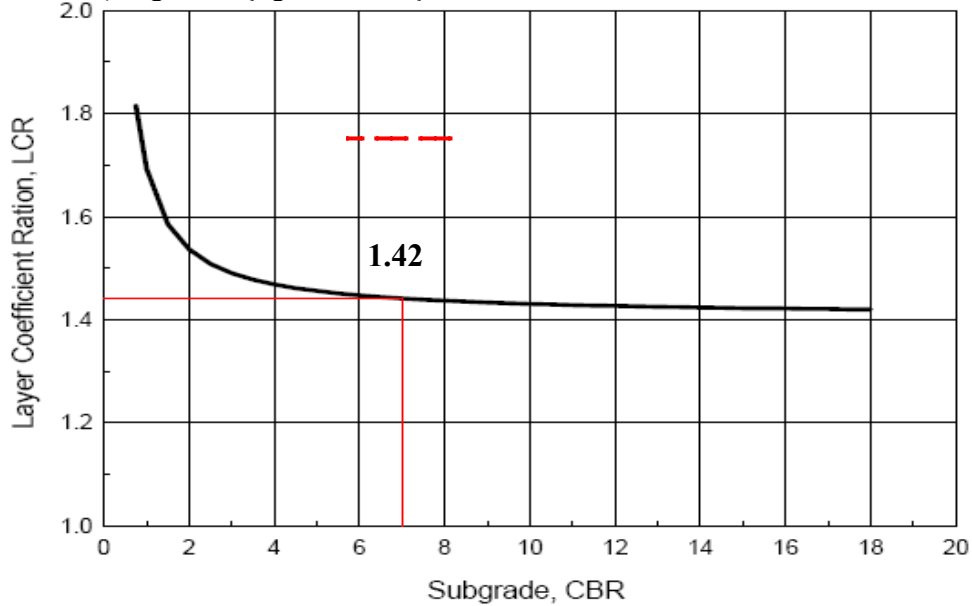


Şekil 1. Uygulamada Kullanılacak Tip Enkesit Örneği

Tablo 1. Tabaka İzafi Mukavemet Katsayıları ( ai )

Tabaka Tipleri	İzafi Mukavemet Katsayıları
<b>A ) BSK TABAKALARI</b>	
Taş Mastik Asfalt ( TMA )	0.44
Asfalt Betonu Aşınma	0.42
Asfalt Betonu Binder	0.40
Bitümlü Temel	0.36
<b>B ) TEMEL TABAKASI</b>	
Çimento Bağlayıcılı Granüler Temel	0.23
Plent – miks Temel	0.15
Granüler Temel	0.14
<b>C ) ALTTEMEL TABAKASI</b>	
Kırmataş Alttemel	0.13
Kum – Çakıl Alttemel	0.11

Uygulamada kullanacağımız geogrid'in deneylerle saptanan zemin CBR'ına göre değişen LCR (Layer Coefficient Ratio ) değerleri aşağıda verilmiştir.



Grafik 1. Zemin CBR'ına karşılık gelen LCR değeri

**PROJE VERİLERİ :**

Hesaplamalarda kullanılacak olan proje parametreleri ve üstyapı inşasında kullanılacak olan malzemelerin ocak mesafeleri aşağıda verilmiştir.

Tablo 2. Uygulamada Kullanılacak Proje Parametreleri

Y O G T ( Yıllık Ortalama Günlük Trafik )				
Otomobil	Orta Yüklü Ticari Taşıt	Otobüs	Kamyon	Treyler
5.100	1.600	750	900	280
Güvenilirlik Katsayısı ( R )			% 85	
Standart Normal Sapma ( Zr )			-1.037	
Standart Sapma ( So )			0.45	
İlk Servis Kabiliyeti ( Po )			4.2	
Son Servis Kabiliyeti ( Pt )			2.5	
CBR			7	
Esneklik Modülü ( Mr ) ( 1.500 x CBR )			10.500	
Drenaj Katsayıları ( a1 , a2 )			1.0	
Alttemel Nakli			Lort : 19.250 mt., Y : 1,60, A : 1,00	
Su Nakli			Lort : 12.250 mt., Y : 1,00, A : 1,00	
Taşocağı – Konkasör Arası Nakliye			Lort : 200 mt., Y : 1,80, A : 1,00	
Toplam Kaplama Genişliği ( Şerit+Refüj+Banketler )			17,00 mt.	

İlk olarak proje trafiği kompozisyonundan faydalanarak **20 yıllık analiz süresi için** hesap şeridi içerisine düşecek olan toplam standart dingil tekerrür sayısını hesaplayalım.

Tablo 3. 20 yıllık analiz süresi için 8.2 ton standart dingil tekerrür sayısı hesabı ( T8.2 )

	Otomobil	Orta Yüklü Tic. Taşıt	Otobüs	Kamyon	Treyler	Toplam
Proje başlangıç trafiği, YOGT	5.100	1.600	750	900	280	
Trafik artış yüzdesi, r ( % )	4	4	4	3	3	
Proje sonu trafiği YOGT (20 yıl)	11.175	3.506	1.644	1.626	506	
Proje trafiği ( tp )	7.745	2.430	1.140	1.228	382	
Taşıt eşdeğerlik faktörü ( TEF )	0.0006	0.60	3.20	2.90	4.10	
Hesap şeridine düşen günlük std. dingil tekerrür sayısı ( wg )	3	657	1.642	1.603	705	<b>4.610</b>
Proje süresince oluşan toplam std. dingil tekerrür sayısı ( T8.2 ) = wg x 365 x 20	<b><u>33.653.000</u></b>					

AASHTO tasarım denklemini kullanarak donatısız durumdaki  $SN_u$  üstyapı sayısını bulalım. Tasarım verilerini AASHTO – 93 yol denkleminde yerine koyduğumuz zaman ;

**SN = 5.09 inch = 12.93 cm** Bu üstyapı sayısından faydalanarak, donatılı ve donatısız durum için alttemel kalınlıklarını hesaplayalım.

$$SN = a_1 \times d_1 + a_2 \times d_2 + a_3 \times d_3 + a_4 \times d_4 \times m_4 + a_5 \times d_5 \times m_5$$

$$12,93 = 5 \times 0,42 + 7 \times 0,40 + 10 \times 0,36 + 12 \times 0,14 \times 1,00 + 0,13 \times 1,00 \times d_5$$

$$12,93 = 10,18 + 0,13 \times d_{5u} \rightarrow \boxed{d_{5u} = 21,16 \text{ cm}}$$

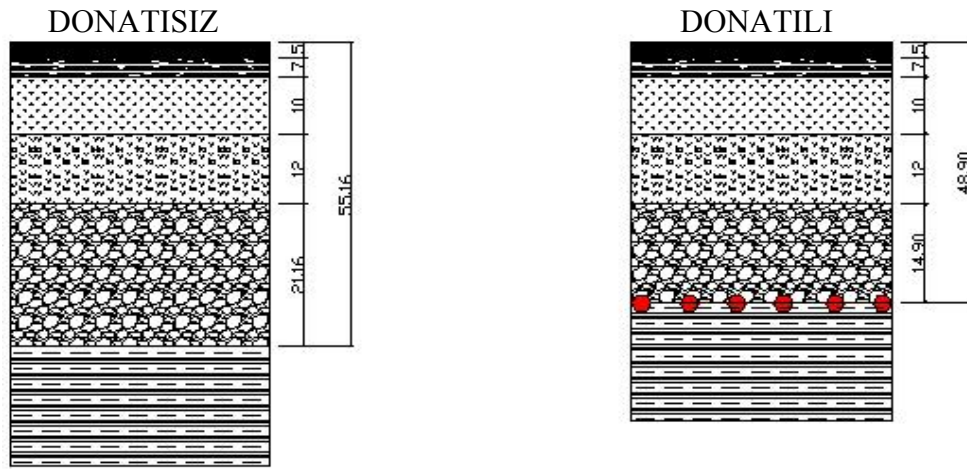
$$SN = a_1 \times d_1 + a_2 \times d_2 + a_3 \times d_3 + a_4 \times d_4 \times m_4 + LCR \times a_5 \times d_5 \times m_5$$

Grafik 1. den LCR değeri CBR % 7 için 1.42 olarak alınır. Buna göre ;

$$12,93 = 5 \times 0,42 + 7 \times 0,40 + 10 \times 0,36 + 12 \times 0,14 \times 1,00 + 1,42 \times 0,13 \times 1,00 \times d_{5r}$$

$$\boxed{d_{5r} = 14,90 \text{ cm}}$$
 bulunur.

Donatılı ve donatısız durumda ortaya çıkan bu alttemel kalınlıklarına göre oluşacak kaplama enkesitlerimiz şekil 3'de gösterildiği gibi olacaktır. Enkesitlerde görüleceği üzere sadece donatı ile güçlendirilmiş olan alttemel kalınlığında azalma meydana gelmiş diğer kaplama malzemelerinin kalınlığı değişmemiştir.



Şekil 3. 20 yıllık analiz süresi için oluşan kaplama kalınlıkları.

30 yıllık analiz süresi için ;

Tablo 4. 30 yıllık analiz süresi için 8.2 ton standart dingil tekerrür sayısı hesabı ( T8.2)

	Otomobil	Orta Yüklü Tic. Taşıt	Otobüs	Kamyon	Treyler	Toplam
Proje başlangıç trafiği, YOGT	5.100	1.600	750	900	280	
Trafik artış yüzdesi, r (%)	4	4	4	3	3	
Proje sonu trafiği YOGT (30 yıl)	16.542	5.190	2.433	2.185	680	
Proje trafiği ( tp )	9.725	3.052	1.431	1.450	452	
Taşıt eşdeğerlik faktörü ( TEF )	0.0006	0.60	3.20	2.90	4.10	
Hesap şeridine düşen günlük std. dingil tekerrür sayısı (wg)	3	825	2.061	1.893	834	<b>5.616</b>
Proje süresince oluşan toplam std. dingil tekerrür sayısı ( T8.2 ) = wg x 365 x 30	<b><u>61.495.200</u></b>					

30 yıllık analiz süresi boyunca tekerrür edecek 8.2 tonluk standart dingil yükü tekerrür sayısı 61.495.200 olacaktır, buna göre oyunculuk tekerrür edecek 8.2 tonluk standart dingil yükü tekerrür sayısı 61.495.200 olacaktır üstyapı sayısı formül 1. den ;

$$\text{SN} = 5.44 \text{ inch} = 13.82 \text{ cm}$$

Bu üstyapı sayısından faydalanarak, donatılı ve donatısız durum için alttemel kalınlıklarını hesaplayalım.

$$\text{SN} = a_1 \times d_1 + a_2 \times d_2 + a_3 \times d_3 + a_4 \times d_4 \times m_4 + a_5 \times d_5 \times m_5$$

$$13.82 = 5 \times 0.42 + 7 \times 0.40 + 10 \times 0.36 + 12 \times 0.14 \times 1.00 + 0.13 \times 1.00 \times d_5$$

$$13.82 = 10,18 + 0.13 \times d_{5u} \rightarrow d_{5u} = 28.00 \text{ cm}$$

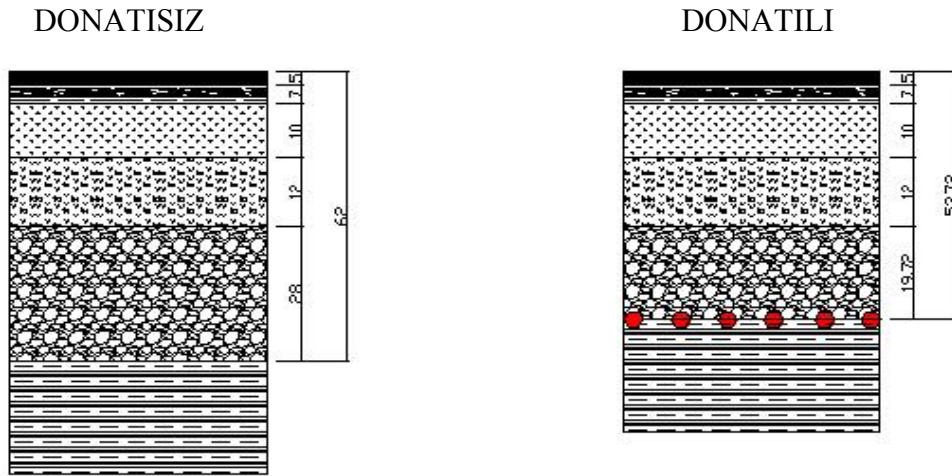
$$\text{SN} = a_1 \times d_1 + a_2 \times d_2 + a_3 \times d_3 + a_4 \times d_4 \times m_4 + \text{LCR} \times a_5 \times d_5 \times m_5$$

Grafik 1. den LCR değeri CBR % 7 için 1.42 olarak alınır. Buna göre ;

$$13.82 = 5 \times 0.42 + 7 \times 0.40 + 10 \times 0.36 + 12 \times 0.14 \times 1.00 + 1.42 \times 0.13 \times 1.00 \times d_{5r}$$

$$d_{5r} = 19.72 \text{ cm} \text{ bulunur.}$$

30 yıllık analiz süresi için hesaplanan kaplama kalınlıkları ve enkesit de Şekil 4'de gösterildiği gibi olacaktır.



Şekil 4. 30 yıllık analiz süresi için oluşan kaplama kalınlıkları.

Tablo 5. Donatılı ve donatısız durumda oluşan SN, alttemel kalınlığı ve kazanım.

	Analiz süresi ( 20 yıl )			Analiz süresi ( 30 yıl )		
	SN ( cm )	Alttemel Kal. ( cm )	Kazanım ( % )	SN ( cm )	Alttemel Kal. ( cm )	Kazanım ( % )
Donatısız	12.93	21.16	---	13.82	28.00	---
Donatılı	12.93	14.90	29,58	13.82	19.72	29,58

Hesaplanan bu değerlere göre 20 ve 30 yıllık analiz süreleri için donatılı ve donatısız durumda ortaya çıkacak maliyetler hesaplanacaktır. Maliyetler hesaplanırken, iki durum içinde aynı

olan aşınma, binder, bitümlü temel ve granüler temel kalınlıkları hesaba katılmayacaktır. Sadece alttemel ile ilgili olan birim fiyatlar ve pozlar kullanılacaktır.

Tablo 6. Donatılı ve Donatısız Durumda Oluşan Birim Maliyetler

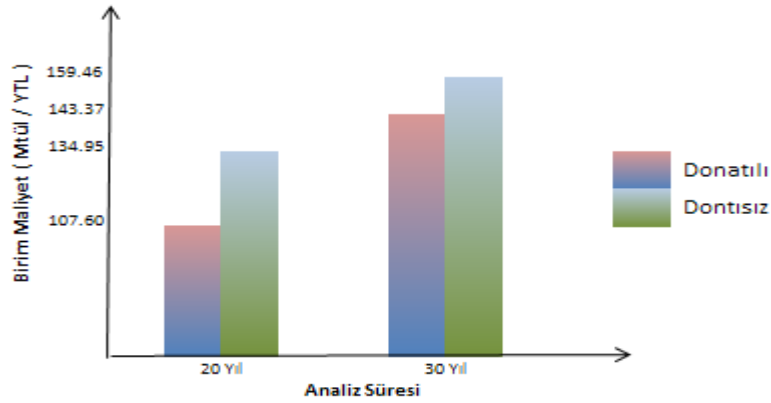
Sıra No	Poz No	Yapılan İmalatın Cinsi	Birimi	Miktarı	Fiyatı	Tutarı	
1	6.000	Ocak taşından konkasörle kırılmış malzeme ile alt temel yapılması	m <sup>3</sup>	66.548,20	23,95	1.593.829,39 YTL	
2	07.006/ K	Alt temel malzemenin nakli F= 1,25xKx( 0,0007xM+0,01)xYxA	m <sup>3</sup>	66.548,20	5,60	372.669,92 YTL	
3	07.005/ K	Taşın ocaktan konkasöre nakli F=1,25xAxYx0,00017xKx√M - 0,00469xK	m <sup>3</sup>	59.153,96	0,09	5.323,86 YTL	
4	07.006/ K	Su nakli F= 1,25xKx( 0,0007xM+0,01)xYxA	Ton	6.654,82	2,79	18.566,95 YTL	
<b>TOPLAM :</b>						<b>1.990.390,12 YTL</b>	
DONATISIZ DURUM ( Analiz Süresi 20 Yıl )						<b>Birim Maliyet ( M tül ) : (17 mt. Genişlik için )</b>	<b>107,60 YTL</b>

Sıra No	Poz No	Yapılan İmalatın Cinsi	Birimi	Miktarı	Fiyatı	Tutarı	
1	6.000	Ocak taşından konkasörle kırılmış malzeme ile alt temel yapılması	m <sup>3</sup>	46.860,50	23,95	1.122.309,00 YTL	
2	07.006/ K	Alt temel malzemenin nakli F= 1,25xKx( 0,0007xM+0,01)xYxA	m <sup>3</sup>	46.860,50	5,60	262.418,80 YTL	
3	07.005/ K	Taşın ocaktan konkasöre nakli F=1,25xAxYx0,00017xKx√M - 0,00469xK	m <sup>3</sup>	41.653,77	0,09	3.748,83 YTL	
4	07.006/ K	Su nakli F= 1,25xKx( 0,0007xM+0,01)xYxA	Ton	4.686,05	2,79	13.074,07 YTL	
5	ÖZEL 1	Geogrid zati bedeli ( Bindirme payı 30 cm. )	m <sup>2</sup>	342.250	3,20	1.095.200,00 YTL	
<b>TOPLAM :</b>						<b>2.496.750,70 YTL</b>	
DONATILI DURUM ( Analiz Süresi 20 Yıl )						<b>Birim Maliyet ( M tül ) : (17 mt. Genişlik için )</b>	<b>134,95 YTL</b>

Tablo 7. Donatılı ve Donatısız Durumda Oluşan Birim Maliyetler (devamı).

Sıra No	Poz No	Yapılan İmalatın Cinsi	Birimi	Miktarı	Fiyatı	Tutarı	
1	6.000	Ocak taşından konkasörle kırılmış malzeme ile alt temel yapılması	m <sup>3</sup>	88.060,00	23,95	2.109.037,00 YTL	
2	07.006/ K	Alt temel malzemenin nakli F= 1,25xKx( 0,0007xM+0,01)xYxA	m <sup>3</sup>	88.060,00	5,60	493.136,00 YTL	
3	07.005/ K	Taşın ocaktan konkasöre nakli F=1,25xAxYx0,00017xKx√M - 0,00469xK	m <sup>3</sup>	78.275,56	0,09	7.044,80 YTL	
4	07.006/ K	Su nakli F= 1,25xKx( 0,0007xM+0,01)xYxA	Ton	8.806,00	2,79	24.568,74 YTL	
<b>TOPLAM :</b>						2.633.786,54 YTL	
DONATISIZ DURUM ( Analiz Süresi 30 Yıl )						<b>Birim Maliyet ( M tül ) :</b> (17 mt. Genişlik için )	143,37 YTL

Sıra No	Poz No	Yapılan İmalatın Cinsi	Birimi	Miktarı	Fiyatı	Tutarı	
1	6.000	Ocak taşından konkasörle kırılmış malzeme ile alt temel yapılması	m <sup>3</sup>	62.019,40	23,95	1.485.364,63 YTL	
2	07.006/ K	Alt temel malzemenin nakli F= 1,25xKx( 0,0007xM+0,01)xYxA	m <sup>3</sup>	62.019,40	5,60	347.308,64 YTL	
3	07.005/ K	Taşın ocaktan konkasöre nakli F=1,25xAxYx0,00017xKx√M - 0,00469xK	m <sup>3</sup>	55.128,36	0,09	4.961,55 YTL	
4	07.006/ K	Su nakli F= 1,25xKx( 0,0007xM+0,01)xYxA	Ton	6.201,94	2,79	17.303,41 YTL	
5	ÖZEL 1	Geogrid zati bedeli ( Bindirme payı 30 cm. )	m <sup>2</sup>	342.250	3,20	1.095.200,00 YTL	
<b>TOPLAM :</b>						2.950.138,23 YTL	
DONATILI DURUM ( Analiz Süresi 30 Yıl )						<b>Birim Maliyet ( M tül ) :</b> (17 mt. Genişlik için )	159,46 YTL



Grafik 2. Donatılı ve Donatısız Durumda 20 ve 30 Yıllık Analiz Sürelerinde Oluşan Birim Maliyetler

**UYGULAMA II :** Bu uygulamada da yukarıdaki tasarım verilerini kullanarak kalınlık azaltmadan, yani aynı kalınlıkları kullanarak her iki durum da ortaya çıkan 8.2 tonluk standart dingil yükü tekerrür sayısından faydalanarak maliyet değerlendirmesi yapalım. 20 yıllık analiz süresi için oluşan standart dingil yükü tekerrür sayısı 33.653.000 ( Tablo 3 ) ve üstyapı sayısı  $SN = 12.93 \text{ cm}$ 'dir. Bu üstyapı sayısına göre donatısız durumda alttemel kalınlığını 21.16 cm bulmuştuk. Bu alttemel kalınlığından ve tip enkesitdeki diğer kaplama kalınlıklarından faydalanarak donatılı durumdaki üstyapı sayısını hesaplayacak olursak ;

$$SN_r = a_1 \times d_1 + a_2 \times d_2 + a_3 \times d_3 + a_4 \times d_4 \times m_4 + LCR \times a_5 \times d_5 \times m_5$$

Grafik 1. den LCR değeri CBR % 7 için 1.42 olarak alınır. Buna göre ;

$$SN_r = 5 \times 0.42 + 7 \times 0.40 + 10 \times 0.36 + 12 \times 0.14 \times 1.00 + 1.42 \times 0.13 \times 1.00 \times 21.16$$

**$SN_r = 5.55 \text{ inch} = 14.09 \text{ cm}$  bulunur.**

Bulduğumuz bu  $SN_r$  değerini formül 1. de yerine koyarak işlemi geriye doğru devam ettirdiğimiz zaman aynı kalınlık için donatılı durumdaki standart dingil yükü tekerrür sayısına ulaşırız. Buna göre 20 yıllık analiz süresi için ortaya çıkan parametreler tablo 8'deki gibi olacaktır.

Tablo 8. 20 yıllık analiz süresi için oluşan üstyapı ve tekerrür sayıları

Analiz Süresi ( 20 Yıl )	Donatısız Durum	Donatılı Durum
SN ( Üstyapı Sayısı )	12.93 cm	14.09 cm
T <sub>8.2</sub> ( Toplam 8.2 ton standart dingil yükü sayısı )	33.653.000	63.362.582

Aynı şekilde 30 yıl için donatılı durumdaki üstyapı sayısını bulalım.

$$SN_r = 5 \times 0.42 + 7 \times 0.40 + 10 \times 0.36 + 12 \times 0.14 \times 1.00 + 1.42 \times 0.13 \times 1.00 \times 28.00$$

**$SN_r = 6.04 \text{ inch} = 15.35 \text{ cm}$  bulunur.**

Bulunan bu  $SN_r$  değerine göre standart dingil yükü tekerrür sayısı tablo 9. daki gibi olur.



Tablo 9. 30 yıllık analiz süresi için oluşan üstyapı ve tekerrür sayıları

Analiz Süresi ( 30 Yıl )	Donatısız Durum	Donatılı Durum
SN ( Üstyapı Sayısı )	13.82 cm	15.35 cm
T8.2 ( Toplam 8.2 ton standart dingil yükü sayısı )	61.495.200	134.633.413

Tablo 8 ve tablo 9'dan açıkça görülebileceği gibi geogrid kullanılması ve kaplama kalınlığının geogridsiz duruma göre korunması durumunda tekerrür eden standart dingil yükü sayısında büyük ölçüde artış gözlenmektedir. Bu artış, aynı zamanda geogrid donatı kullanılması durumunda kullanılmadığı duruma göre kaplamanın ömrünün arttığına bir göstergesidir. Yani yolun ömrü boyunca son servis kabiliyetine erişmesi için donatılı durumda çok daha fazla standart dingil yükünün tekerrür etmesi gerekmektedir. Tablo 7'deki 20 ve 30 yıllık analiz süresine göre hesaplanan donatılı ve donatısız durumdaki maliyetleri tekerrür eden standart dingil yükü sayısına bölecek olursak, oluşan maliyet ilişkisini açıkça görebiliriz. Bu maliyet ilişkisi incelenirken her iki durumdada aynı olduğu aradaki oranı değiştirmeyeceğinden dolayı aşınma, binder, bitümlü temel, granüler temel maliyetleri hesaba katılmamış sadece kırmataş alttemel maliyetleri kullanılmıştır.

Tablo 10. Donatılı ve Donatısız Durumda Tekerrür Sayısı – Birim Maliyet – Kazanım İlişkisi

Analiz Süresi	Donatı Durumu	Toplam Maliyet (YTL) ( A )	Standart Dingil Yükü Sayısı (T8.2) ( B )	Birim Maliyet ( C = A / B )	Donatısız Duruma Göre Kazanım
20 Yıl	Donatısız	1.990.390,12	33.653.000	<b>0.059</b>	<b>% 32.20</b>
	Donatılı	2.496.750,70	63.362.582	<b>0.040</b>	
30 Yıl	Donatısız	2.633.786,54	61.495.200	<b>0.043</b>	<b>% 48.83</b>
	Donatılı	2.950.138,23	134.633.413	<b>0.022</b>	

#### 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, zayıf zemin üzerine oturan kaplamalı bir yolda sentetik hammaddeli bir ürün olan geogrid kullanılması ve kullanılmaması durumunda oluşan fayda – maliyet ilişkisi agrega kazanım ve maliyet / T8.2 yöntemleriyle incelenmeye çalışılmıştır. Her iki yöntem birbirleriyle karşılaştırıldığında agrega kalınlığını azaltmadan geogrid kullanıldığında uzun vadede daha ekonomik olduğu görülmüştür. Agrega kazanımı yönteminde ise geogrid kullanılması durumunda oluşan maliyet donatısız duruma göre biraz fazla olmuştur. Ancak

ocak mesafelerinin uygulamadan daha uzak olduğu durumlarda geogrid kullanımı taşıma gücünü artıracak, kaplamanın ömrünü uzatacak maliyeti ise düşürecektir.

## **KAYNAKLAR**

American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO . Guide For Design of Pavement Structures.AASHTO Washington DC , 1993

Shih – Hsien Yang .Effectivess of Using Geotextiles in Flexible Pavements : Life – Cycle Cost Analysis. February 27 , 2006 Blacksburg , Virginia

Cost – Benefit Analysis of TC Mirafi Geosynthetics in Roadways. July 1 , 2000

Karayolları Genel Müdürlüğü.Yol , Köprü , Bitümlü Kaplamalar ve Trafik İşlerine Ait Birim Fiyat Listesi. 2008

Karayolları Genel Müdürlüğü. Karayolları Esnek Üstyapılar Projelendirme Rehberi.Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı Üstyapı Şubesi Müdürlüğü. Ankara , 2006

A.Tunç.Kaplama Mühendisliği ve Uygulamaları.Asil Yayın Dağıtım.Ankara , 2004

# KUMA OTURAN EKSANTRİK YÜKLÜ SIĞ MODEL ŞERİT TEMELDE, DONATININ OTURMA KOŞULUNU İYİLEŞTİRMESİ

Erol ŞADOĞLU<sup>1</sup>

Bayram Ali UZUNER<sup>2</sup>

## ABSTRACT

Geosynthetics which are used to increase ultimate load of foundation, improves load-settlement relation of foundation, too (for certain settlement, bigger load according to unreinforced case). In this study, load-settlement graphs of an eccentrically loaded model shallow strip footing on unreinforced and reinforced dense sand are examined experimentally from the above explained point of view and the point is proved. Settlement value to reach bearing capacity failure, decreases as eccentricity increases in both unreinforced and reinforced cases. Certainly, use of geotextile increases ultimate load according to unreinforced case. Again, ultimate load decreases as eccentricity increases in both cases.

**Key words:** *strip footing, reinforced soil, settlement condition, eccentricity, bearing capacity*

## ÖZET

Temelin sınır yükünü artırmak için kullanılan geosentetikler, temelin yük-oturma ilişkisini de iyileştirmektedirler (belli bir oturma için, donatısız duruma göre daha büyük yük). Bu çalışmada, donatılı ve donatısız kuma oturan eksantrik yüklü bir model sığ şerit temelinin yük-oturma ilişkileri, yukarıda açıklanan açıdan deneysel olarak incelenmekte ve doğrulanmaktadır. Taşıma gücü geçmesine varmak için gerekli oturma değeri, donatısız ve donatılı durumda da, eksantrisite arttıkça azalmaktadır. Elbette, donatı kullanılması, donatısız duruma göre sınır yükünü artırmaktadır. Gene, her iki durumda sınır yük, eksantrisite arttıkça azalmaktadır.

**Anahtar sözcükler:** *Şerit temel, donatılı zemin, oturma koşulu, eksantrisite, taşıma gücü*

## 1. GİRİŞ

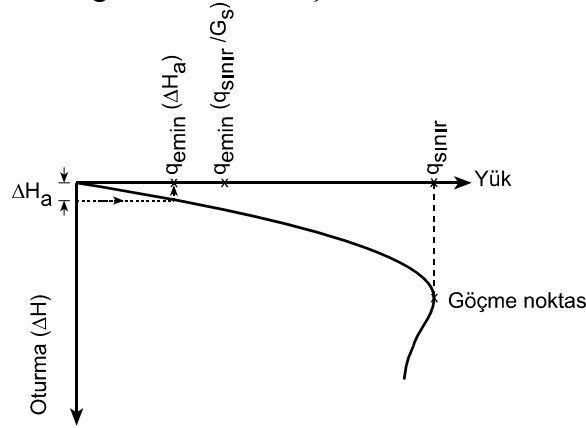
Temeller, yapılara etkileyen çeşitli yükleri (Sabit, hareketli, dinamik vb.; düşey, yatay vb.) zemine güvenli ve ekonomik olarak aktaran elemanlardır. Temeller sığ (tekil, şerit, radye vb.) ve derin (kazıklı, ayak, keson) temeller diye iki ana sınıfa ayrılırlar.

<sup>1</sup> Arş. Gör., ŞADOĞLU, E., Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnş. Müh. Böl., Trabzon, [esadoglu@hotmail.com](mailto:esadoglu@hotmail.com)

<sup>2</sup> Prof. Dr., UZUNER, B.A., Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnş. Müh. Böl., Trabzon, [uzuner@ktu.edu.tr](mailto:uzuner@ktu.edu.tr)

Temeller aynı anda şu koşulları sağlamalıdır. **a) Taşıma gücü koşulu:** Temel zemini aktarılan yükleri güvenle taşımalı, diğer bir deyişle zeminde kırılma (göçme) meydana gelmemeli ve de kırılmaya karşı belli bir güvenlik (2-5 kez) olmalıdır. **b) Oturma koşulu:** Aktarılan yüklerden dolayı temel zemininde meydana gelebilecek oturmalar, yapıya zarar verebilecek büyüklükte olmamalıdır. Diğer bir deyişle, olası oturmalar izin verilebilir değerlerden küçük olmalıdır. Zira, izin verilebilir oturmalar aşıldığında yapılarda hasarlar oluşması olasıdır. **c) Ekonomik olma koşulu:** Temeller taşıma gücü ve oturmalar açılarından güvenli olmakla birlikte, en az harcama ile gerçekleştirilmelidir.

Temellerin geoteknik tasarımında bazen taşıma gücü koşulu, bazen de oturma koşulu egemen olur. Bu düşünce, Şekil 1'deki grafik üzerinde açıklanabilir.



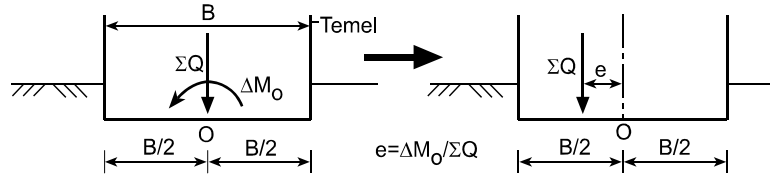
Şekil 1. Emin Taşıma Gücünün Belirlenmesi Yaklaşımları

1. yaklaşımda, zeminin (temelin) emin (güvenli) taşıma gücü ( $q_{emin}$ ), sınır (son) taşıma gücünün ( $q_{sınır}$ ) bir güvenlik sayısına ( $G_s$ ) bölünmesiyle elde ediliyor. Bilindiği üzere sınır taşıma gücü, taşıma gücü teorileri vb.'nden hesaplanabilir ve güvenlik sayısı da 2-5 arasında olabilir (Şekil 1).

2. yaklaşımda, emin taşıma gücü, izin verilebilir (müsaade edilebilir) oturma değerine ( $\Delta H_a$ ) göre belirlenir (Şekil 1). Bu şekilde oturma koşuluna bağlı olarak belirlenen emin taşıma gücüne bazen, izin verilebilir taşıma basıncı ( $q_a$ ) da denilir. Bilindiği üzere çeşitli yapılar için belli izin verilebilir oturma değerleri vardır. İzin verilebilir oturma değerleri; yapının işlevine, temel zemininin cinsine, yapının taşıyıcı sistem tipine, yapının malzemesine vb.'e bağlı olarak yönetmelik, standart vb.'nde verilir. Özellikle arazi deneylerinin (SPT, CPT, PMT vb.) sonuçlarından belirlenen emin taşıma gücü değerleri, oturma koşulunu da kapsar. Başkaca bu yaklaşımda (1. yaklaşımla  $q_{emin}$  belirlenerek, kullanılarak) temelin oturması belirlenir (Hesaplanır.) ve hesaplanan oturmanın izin verilebilir değeri aşıp aşmadığı kontrol edilir.

Oturma koşulu açısından, ideal olarak bir temelin yük-oturma eğrisinin az eğimli (yatık veya başka bir ifade ile düşük oturmalı) olması istenir (Şekil 1).

Temeller düşey yüklerin yanında sıklıkla momentinde etkisinde kalırlar. Momentler yanal yüklerden (yanal zemin basınçları, deprem, su, rüzgar vb.) kaynaklanır. Bir şerit temelde enine eksantrisite ( $e$ ), momentin düşey yüke oranı olarak tanımlanır (Şekil 2).

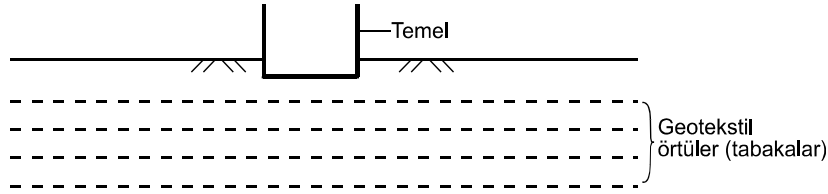


Şekil 2. Şerit Temel İçin Eksantrisitenin Tanımı

$$e = \frac{\Delta M_o}{\Sigma Q} \quad (1)$$

$\Delta M_o$  : Temel tabanı ortasına göre momentlerin cebirsel toplamı,  $\Sigma Q$  : Temel tabanına gelen düşey yüklerin toplamı.

Merkezi ve eksantrik yüklü temeller bir çok deneysel araştırmacının ilgisini çekmiştir. Diğer yandan geosentetikler son yıllarda giderek artan bir şekilde, temellerin taşıma gücünü arttırmak için kullanılmaktadır (Khing ve Diğerleri, 1993; Omar ve Diğerleri, 1993; Das ve Diğerleri, 1994; Wasti ve Bütün, 1996; Moroğlu ve Uzuner, 2002; Moroğlu ve Diğerleri, 2005 vb.). Uygulama genellikle, geosentetiklerin temel altında düşey aralıklarda yatay tabakalar halinde yerleştirilmeleri vb. biçiminde olmaktadır(Şekil 3).

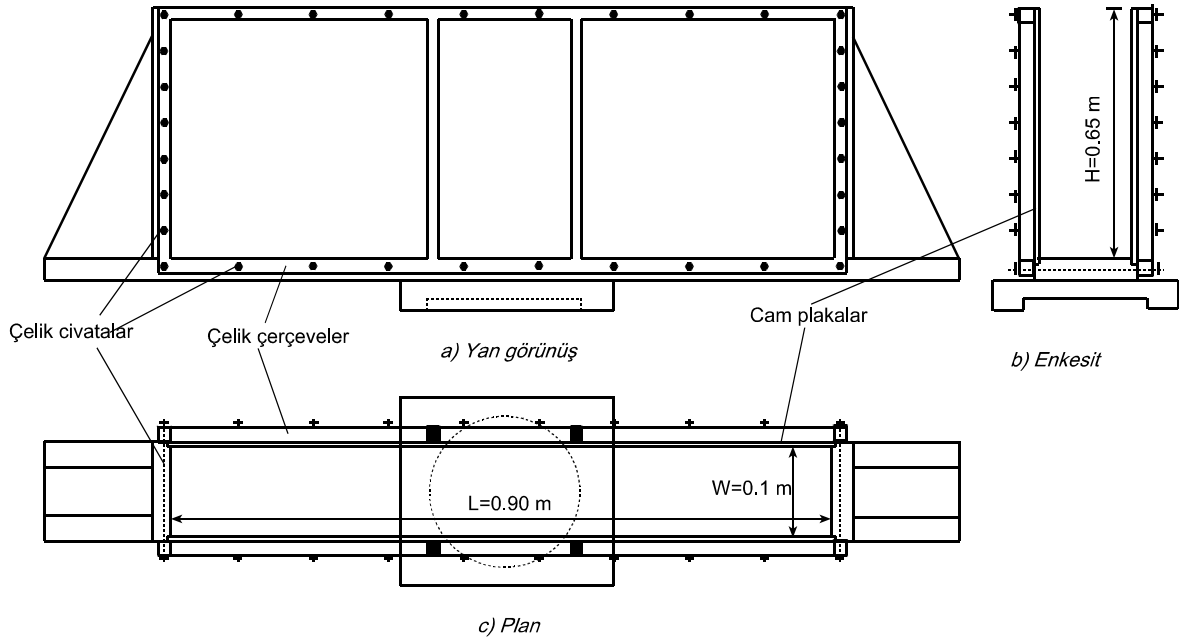


Şekil 3. Geosentetiklerle Taşıma Gücünün Artırılması

Bu bildiride, donatısız ve donatılı kuma oturan, merkezi ve eksantrik yüklü bir model sığ şerit temelin yük-oturma ilişkileri, deneysel çalışma ile incelenmektedir. Çalışmanın taşıma gücü açısından sonuçları başka bir yayının konusu olacaktır. Çalışma, Moroğlu (2002), Moroğlu ve Diğerleri (2005)'nin çalışmalarının bir devamı niteliğindedir.

## 2. DENEYSEL ÇALIŞMA

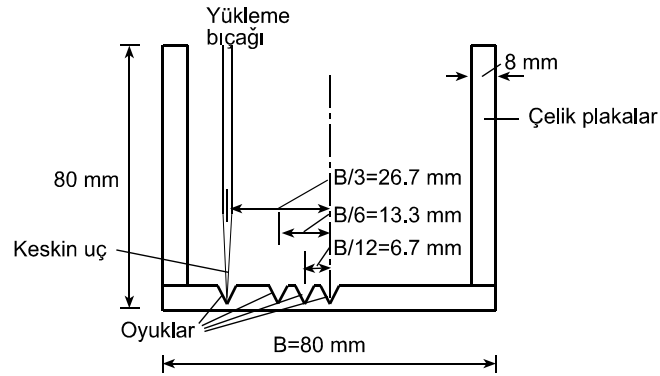
Deneysel çalışmanın ayrıntıları Moroğlu (2002)'nda bulunabilir. Tankın şeması Şekil 4'de görülmektedir. Tankın iç boyutları 0.9 m (Uzunluk)x0.65 m (Yükseklik)x0.10 m (Genişlik) olup, model temelin genişliği (B) 80 mm'dir (Şekil 5).



Şekil 4. Deney Tankının Görünüşleri

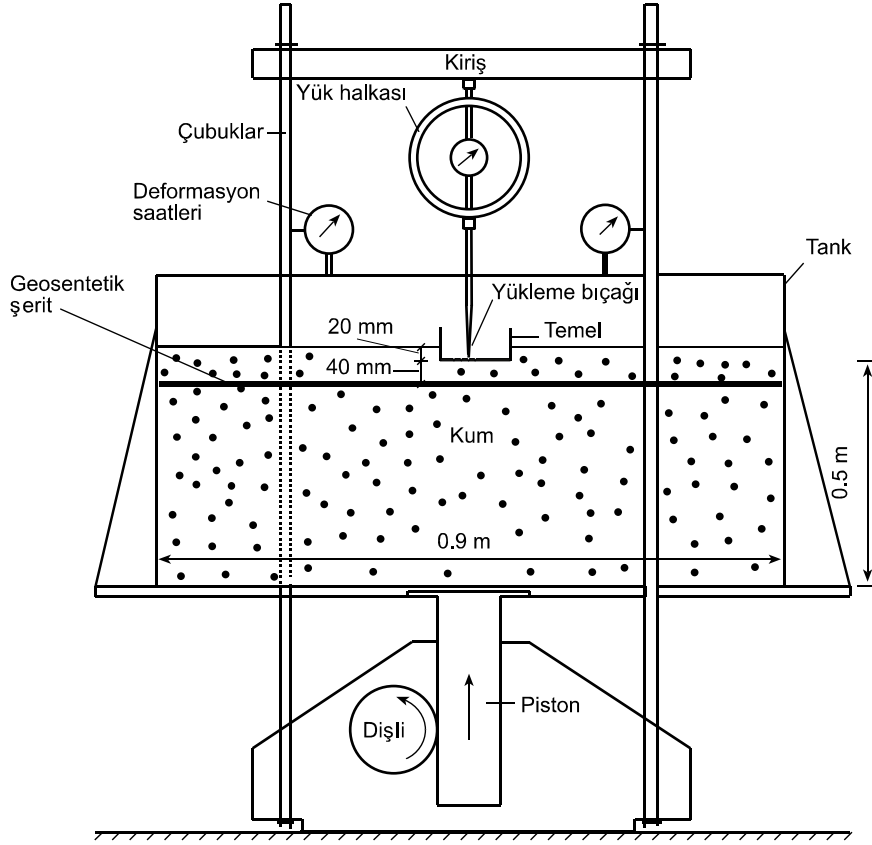
Tankın yan yüzleri (Ön ve arka yüzler) 20 mm kalınlığındaki cam plakalardan oluşturulmuş olup, deneyler sonunda kırılma yüzeyleri çıplak gözle gözlemlenebilmiştir. Deneyler düzlem şekil değiştirme koşullarında (şerit temel-plain strain conditions) yapılmış olup, cam yüzeylerin ölçülen yanal deformasyonları, ilgili koşul ölçütünü sağlamıştır (Yanikian, 1973).

Model temelin tabanında, merkezi ve eksantrik (çekirdek içi, üzeri ve dışı) yüklemeler için, yükleme bıçağının oturduğu V biçimli oyuklar açılmıştır (Şekil 5).



Şekil 5. Model Temel

Yükleme düzeninin şeması Şekil 6'da görülmektedir. Yükleme için 3 eksenli aletin presi kullanıldı. Presin yuvası üzerine oturtulan tanktaki model temel, presin üst kirişinden bir yük halkası üzerinden tepki alan bir yükleme bıçağı ile yüklendi (Moroglu, 2002).



Şekil 6. Yükleme Düzeni

Deneylerde bir yerel sahil kumu (İyidere İlçesi, Rize) kullanılmış olup, kumun sınıfı kumun sınıfı, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine (USCS) göre SP (Kötü derecelenmiş kum) dir. Kumla ilgili bilgiler Tablo 1'de görülmektedir. Kum tanka genel kayma kırılması elde etmek için sıkı ( $D_r=0.74$ ) olarak belli işlemlerle tabaka tabaka tokmaklanarak yerleştirildi.

Tablo1. Deney Kumunun Bazı Özellikleri

Özellik	Birim	Değer
Tane özgül yoğunluğu, $G_s$	–	2.66
Maksimumu kuru yoğunluk, $\rho_{kmax}$	Mg/m <sup>3</sup>	1.658
Minimum kuru yoğunluk, $\rho_{kmin}$	Mg/m <sup>3</sup>	1.395
Efektif çap, $D_{10}$	mm	0.58
$D_{30}$	mm	0.80
$D_{60}$	mm	0.95
Üniformluluk katsayısı, $U$	–	1.64
Eğrilik katsayısı, $C_r$	–	1.16
İçsel sürtünme açısı, $\phi$ (Kesme kutusu, $D_r=0.74$ )	Derece	41

### 3. DENEY SONUÇLARI, TARTIŞMALAR

80 mm ( $B$ ) genişliğinde, 100 uzunluğundaki sığ ( $D_f=20$  mm,  $D_f/B=0.25$ ) bir model şerit temelle, donatılı ve donatısız sıkı kumda ( $D_r=0.74$ ), merkezi ( $e=0$ ,  $e/B=0$ ) ve çeşitli eksantrisiteelerde ( $e= 6.7, 13.3, 26.7$  mm ve sırayla  $e/B=1/12$  (çekirdek içinde),  $1/6$  (çekirdek sınırında),  $1/3$  (çekirdek dışında)) 8 tür taşıma gücü deneyi yapıldı. Donatılı deneylerde, tankın plandaki iç alanına (0.10 mx0.90 m) eşit büyüklükte bir örgülü geotekstil yerleştirildi. Örgülü geotekstil ile ilgili bazı bilgiler, Tablo 2’de görülüyor.

Tablo 2. Örgülü Geotekstilin Bazı Özellikleri

Özellik	Birim	Değer
Birim alan kütlesi	$g/m^2$	430
Dar mesnet çekme dayanımı	kN/m	86
Kopma uzaması (İki yönlü)	%	14

Donatı, temel altında, temel genişliğinin yarısına eşit ( $80/2= 40$  mm) bir derinliğe yerleştirildi (Şekil 6). Tek donatı kullanılması durumunda, bu derinliğin en etkili derinlik olduğu biliniyor (Moroglu ve Diğlerleri, 2005).

Her bir deney, en az 2 kez tekrarlandı. Bunların sınır yükleri ile ilgili hata, % 2’nin altındadır. Bu da, deney işlemlerinin özenli yapıldığını gösterir. Tablo 3’de bir deney takımı ile ilgili bazı bilgiler görülmektedir.

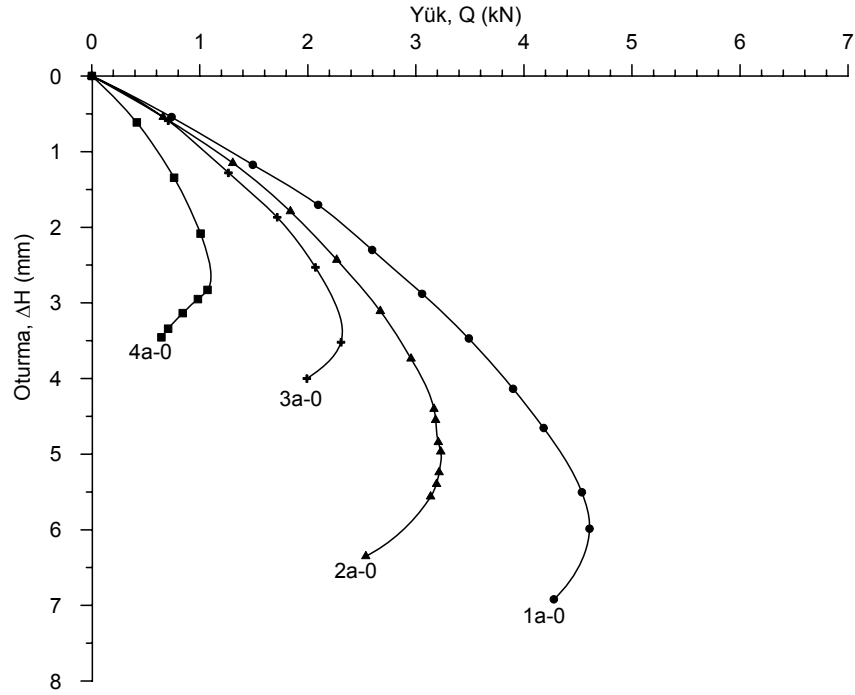
Tablo 3. Deneylerle İlgili Bilgiler

Deney No.	Donatı	$e/B$	$D_f$ (mm)	$D_f/B$	$\Delta H_f$ mm	$\Delta H_f \% B$
1a-0	Yok	0	20	0.25	5.98	7.5
2a-0	Yok	1/12	20	0.25	4.97	6.2
3a-0	Yok	1/6	20	0.25	3.52	4.4
4a-0	Yok	1/3	20	0.25	2.83	3.5
1a-d	Var	0	20	0.25	8.32	10.4
2a-d	Var	1/12	20	0.25	6.85	8.6
3a-d	Var	1/6	20	0.25	4.84	6.1
4a-d	Var	1/3	20	0.25	2.28	2.9

Notlar: (Deney No.’larda 0: Donatısız, d: Donatılı),  $e$ : Eksantrisite,  $B$ : Temel genişliği,  $D_f$ : Temel derinliği,  $\Delta H_f$ : Göçme (kırılma) anında düşey oturma

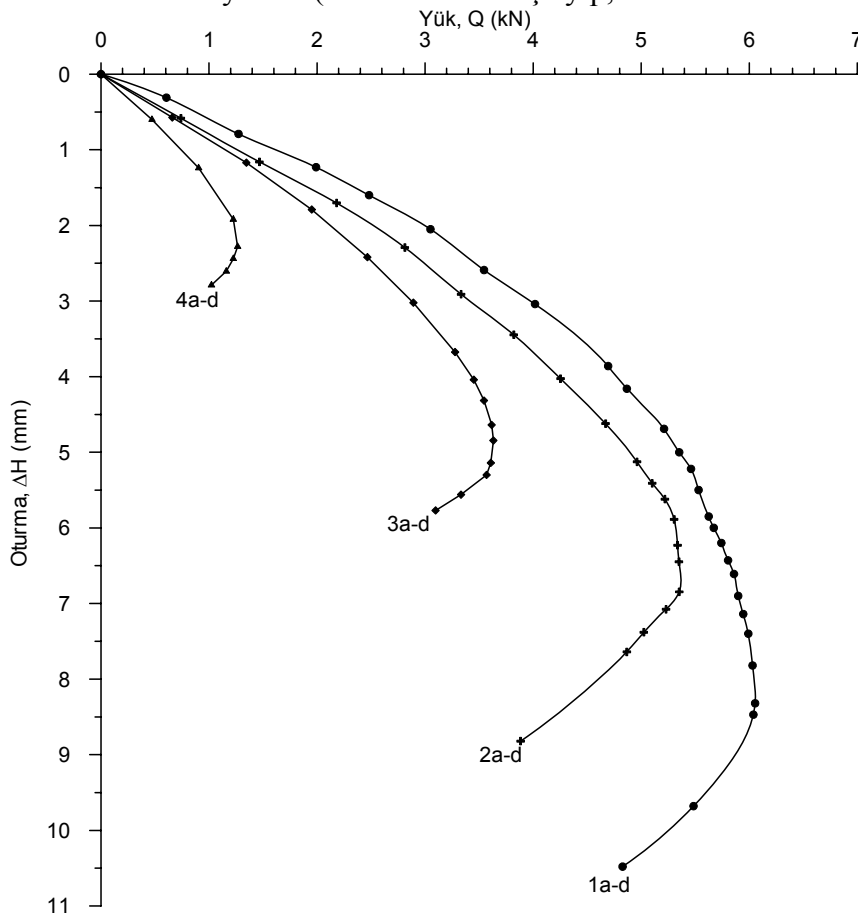
Şekil 7’de, donatısız deneylere ait yük-oturma grafikleri toplu olarak görülüyor. Sıkı kum koşulunda, deformasyon kontrollü (Yükleme, 0.15 mm/dakikalık sabit bir hızla yapıldı.) bu deneylerde beklendiği üzere, genel kayma kırılması elde edildi. Şekil 7’nin incelenmesinden eksantrisite arttıkça, göçmeye varmak için gerekli düşey hareketin ( $\Delta H_f$ ) azaldığı anlaşılmaktadır. Tablo 3’de bu hareket miktarları  $B$  cinsinden görülüyor. Bunlar, merkezi yüklü temelde %7.5 $B$ ’den başlayıp, artan eksantrisite ile % 3.5 $B$ ’ye kadar düşmektedir.





Şekil 7. Donatısız Deneylerin Toplu Olarak Yük-Oturma Grafikleri

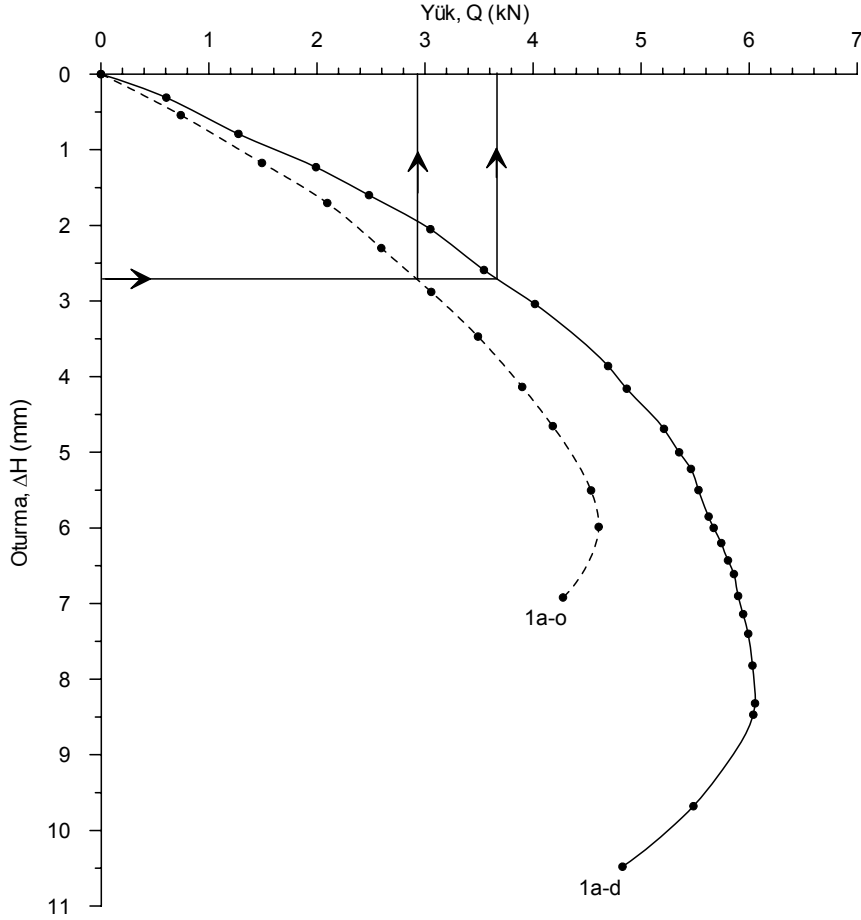
Şekil 8'de, donatılı deneylere ait yük-oturma grafikleri toplu olarak görülmüştür. Donatılı durumda da, donatısızdakine benzer değerlendirmeler söylenebilir. Ancak bunlarda  $\Delta H_f$  değerleri görece olarak daha büyüktür (% 10.4B'den başlayıp, % 2.9B'e kadar inmektedir.).



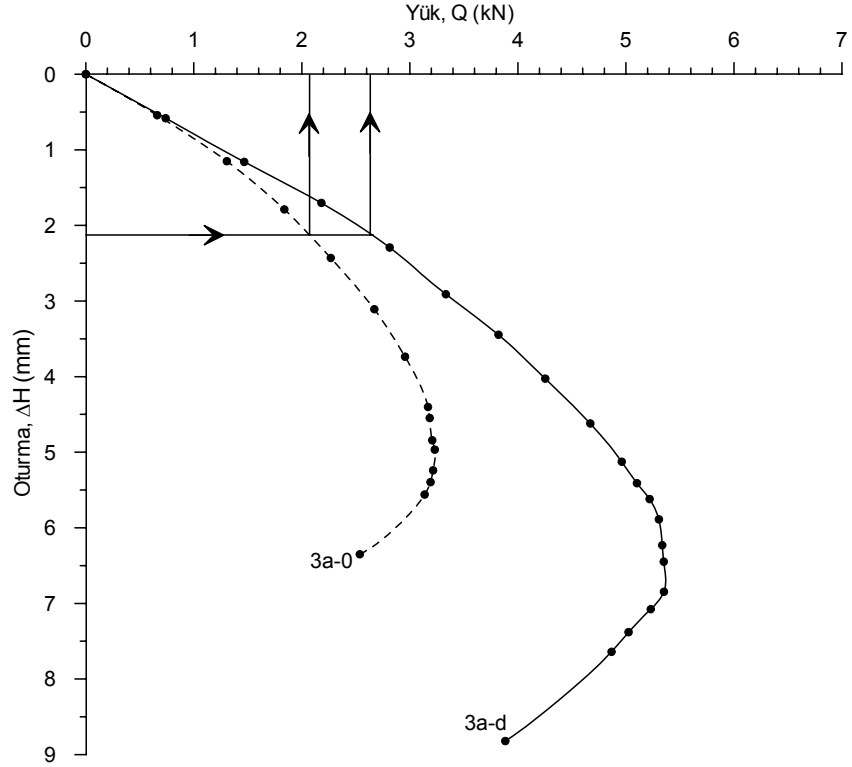
Şekil 8. Donatılı Deneylerin Toplu Olarak Yük-Oturma Grafikleri

Şekil 9, 10, 11 ve 12’de, aynı eksantrisitelere birer çift deneyin yük-oturma grafikleri görülüyor. Hepsinde de, belli bir oturma değeri için, donatılı daha büyük sınır yük vermektedir. Diğer bir deyişle, donatı, temelin sadece sınır yükünü artırmıyor, aynı zamanda yük-oturma ilişkisini de, oturma koşulu açısından iyileştiriyor (aynı oturma için daha büyük sınır yük). Bu da bu bildirinin ana bulgusudur.

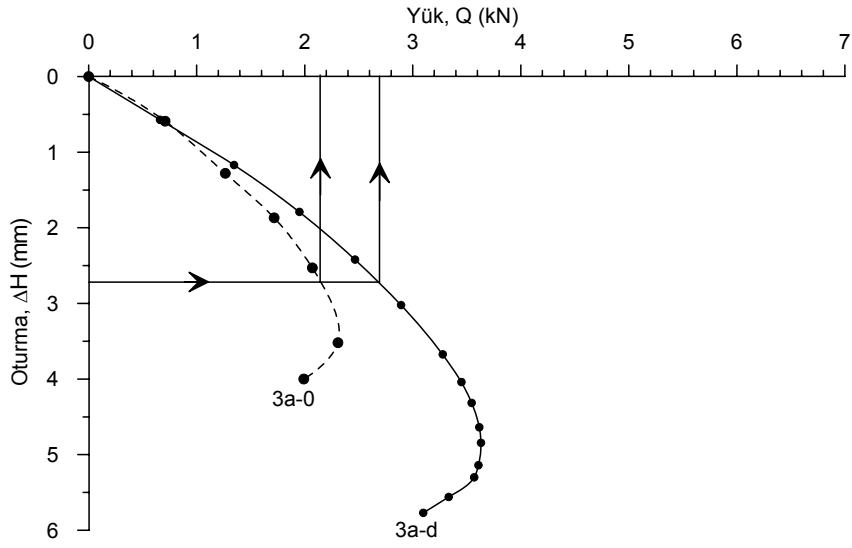
Elbette, donatısız ve donatılı durumlarda, eksantrisite arttıkça, sınır yük azalıyor. Deney sonuçlarının taşıma gücü açısından değerlendirilmesi, başka bir yayının konusu olacaktır.



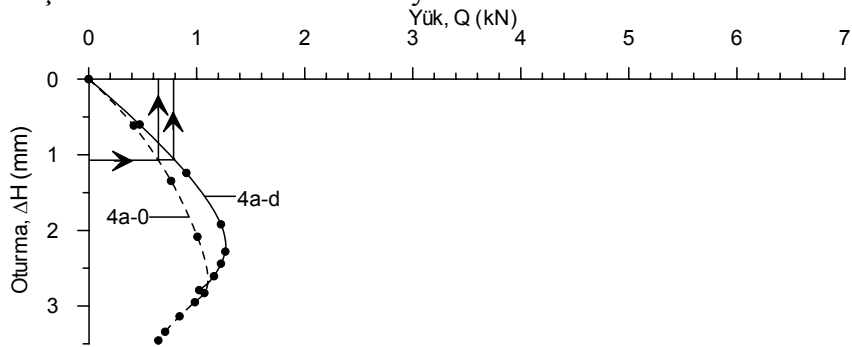
Şekil 9. 1a-0 Ve 1a-D Deneylerinin Yük-Oturma Grafikleri



Şekil 10. 2a-0 Ve 2a-D Deneylerinin Yük-Oturma Grafikleri



Şekil 11. 3a-0 Ve 3a-D Deneylerinin Yük-Oturma Grafikleri



Şekil 12. 4a-0 Ve 4a-D Deneylerinin Yük-Oturma Grafikleri

## 4. SONUÇLAR

Donatısız ve donatılı sıkı kumda, eksantrik yüklü bir model sığ şerit temel ile bir dizi taşıma gücü deneyi yapıldı. Deneylerin yük-oturma grafikleri ile ilgili bilgilerden aşağıdaki sonuçlar sıralanabilir:

- Deneylerin yük-oturma grafikleri incelendiğinde, aynı eksantrisitelere, belli bir oturma değeri için, donatılının daha büyük sınır yük verdiği anlaşılmaktadır. Diğer bir deyişle, donatı, temelin sadece sınır yükünü artırmıyor, aynı zamanda yük-oturma ilişkisini de, oturma koşulu açısından iyileştiriyor (aynı oturma için daha büyük sınır yük).
- Donatısız ve donatılı durumlarda, eksantrisite arttıkça, göçmeye varmak için gerekli olan düşey hareket ( $\Delta H_f$ ) azalmaktadır.  $\Delta H_f$  değerleri, donatılı durumlarda daha büyüktür.

## KAYNAKLAR

- Das, B. M., Shin, E. C., Omar, M. T., (1994). "The bearing capacity of surface strip foundations on geogrid-reinforced sand and clay-A comparative study", *Geotechnical and Geological Engineering*, 12, 15-33.
- Khing, K. H., Das, B. M., Puri, V. K., Cook, E. E., Yen, S. C., (1993). "The bearing capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced sand", *Geotextiles and Geomembranes*, 351-361.
- Moroğlu, B., (2002). "Donatılı Kuma Oturan Eksantrik Yüklü Model Şerit Temelinin Taşıma Gücü", Doktora Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, Türkiye.
- Moroğlu, B., Uzuner, B. A., (2002). "Donatılı Kuma Oturan Eksantrik Yüklü Model Yüzey Şerit Temelinin Davranışı", *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 9. Ulusal Kongresi*, Cilt 1, Sayfa 277-287, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, Türkiye.
- Moroğlu, B., Uzuner, B. A., Sadoğlu, E., (2005). "Behaviour of the model surface strip footing on Reinforced sand", *Indian Journal of Engineering and Material Sciences*, 12(5), 419-426.
- Omar, M. T., Das, B. M., Puri, V. K., Yen, S. C., (1993). "Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement", *Can. Geotechnical Journal*, 545-549.
- Wasti, Y., Bütün, M. D., (1996). "Behaviour of model footings on sand reinforced with discrete inclusions", *Geotextiles and Geomembranes*, 14(1), 575-584.
- Yanikian, H. A., (1973). "The Influence of Side Friction in Plane Strain Model Tests" M.Sc. Thesis, Strahclyde University, Glasgow, Scotland.

# YUMUŞAK TEMEL ZEMİNLERİNİN GEOSENTETİKLERLE STABİLİZASYONU ÜZERİNE TEKNİK, EKONOMİK VE KARŞILAŞTIRMALI BİR DEĞERLENDİRME İLE GEOTEKSTİL VE GEOGRİDİN İŞLEVLERİNİN AÇIKLANMASI

H. Recep YILMAZ<sup>1</sup>

Uğur E. YURTCAN<sup>2</sup>

Tuğba ESKİŞAR<sup>3</sup>

## ABSTRACT

In this paper the increasing of the bearing capacities of soft subgrade soils using geotextiles and geogrids are explained answering the questions to how and how much and the benefits reached with a numerical example.

The interlocking mechanism of geosynthetics placed at the bottom of the base layer allow the soft soil to make a general shear failure instead of a local or punching failure and at the end nearly a twice bearing capacity comparing to the unreinforced case is achieved.

In the paper, the mechanism of this success of the geosynthetics is explained with the behavior of the geosynthetics in pull out tests by also comparing the behaviour of the two materials.

In addition to the coefficient of interaction the interface efficiency is described as a technical explanation of this fact. The definition of some parameters used to define the increased service life of a pavement by placing geosynthetics and explanation of the decrement of the structural section is given by comparing and it is decided that geogrid placement as reinforcements into soft soils or in a pavement section is generally more effective with all benefits which are emphasised at the end.

Another problem is the rut depths and the possible deformation in the pavement section with and without reinforcements are compared at first using geogrids and secondly geotextiles

It's seen that geogrids and geotextiles are very effective to increase bearing capacity to prevent harmful deformations of the pavements on natural weak subgrades. with some rules and placement techniques

**Keywords:** *Soft subgrade soils, geotextile, geogrid, pull out tests, rut depth, traffic benefit ratio, course base reduction.*

## ÖZET

Bu bildiriye zayıf temel zeminlerinin taşıma kapasitesinin geotekstil veya geogrid kullanılarak nasıl ve ne kadar artırılabilirliği incelenerek donatılı durumdaki kazanımlar bir tasarım örneği ile açıklanmaktadır.

<sup>1</sup> Doç. Dr., Ege Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, yilmazrecep@yahoo.com

<sup>2</sup> Arş Yüks. Lis. Öğr., Ege Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, ugurereny@gmail.com

<sup>3</sup> Ar. Gör., Ege Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, tugba.eskisar@ege.edu.tr

Geosentetik kullanımı ile elde edilen kenetlenme veya kilitlenme mekanizmaları nedeniyle zayıf zeminlerin zımbalama türü bir kırılma yapacak iken yeni durumda genel kırılma tarzında bir davranışa ulaşarak nihai taşıma güçleri ortalama iki kat artmaktadır.

Bildiride geogridlerin başarısının mekanizması, sıyırılma (pull-out) deneylerindeki davranışı ile geotekstille mukayeseli olarak açıklanmakta olup bu konunun teknik açıklaması olan etkileşim katsayısı kavramına da değinilmektedir. Donatı kullanılarak sağlanabilecek faydayı değerlendiren değer artışı, hizmet ömrünün uzaması, trafik fayda oranı ve gerekli temel tabakası kalınlığının azalması her iki donatı türü için mukayeseli olarak açıklanarak anılan işlevler için geogrid donatılarının genel olarak daha etkili oldukları vurgulanmaktadır.

Geotekstil veya geogrid desteğinin yol üst yapısındaki davranış ve oluşan nihai deformasyonlar bakımından mukayesesi ve geogridle takviye durumunda oluşan çok daha küçük deformasyonlar konuya net bir açıklık getirmektedir.

**Anahtar Sözcükler:** Yumuşak temel zeminleri, geotekstil, geogrid, sıyırma deneyi, tekerlek izi, trafik fayda oranı, taban kesitinde azalma.

## 1. GİRİŞ

Bu çalışmada zayıf zemin tabakalarının stabilizasyonu için geosentetik kullanımının faydaları ve bu faydanın boyutları açıklanmakta, geogrid ve geotekstil kullanımının her bakımdan mukayesesi yapılmaktadır. Donatı kullanılması durumunda gerekli olan dolgu kalınlığının hesabı ile donatısız durumdaki dolgu kalınlığının hesap yöntemi ayrı ayrı verilmektedir ve nümerik bir uygulama ile konu aydınlatılmaktadır.

Bildiride incelenen en önemli husus, geogrid ile geotekstilin etkinliklerinin ve farklı faydalarının karşılaştırılmasıdır. Geogridin niçin daha faydalı olduğu (pull-out) sıyırma ve direkt kesme ve oluşan tekerlek izi profillerini gözleme deneylerindeki davranışı ile açıklanarak kazanılan yüksek rijitlik ile zahiri kohezyonun nedenleri ve sonuçları açıklanmaktadır. Hangi tür zeminde içinde ve hangi şartlar altında hangi donatının etkin olacağı hususu da etkileşim katsayısı ile ve elde edilen tecrübi sonuçlara dayanarak açıklanmaktadır.

Yol üst yapısında yapılacak iyileştirmelerin boyutu ve donatı olarak geotekstil ile geogridin farkı trafik fayda oranı TBR (Traffic Benefit Ratio) ve üst yapı kalınlığındaki azalma BCR (Base Course Reduction) parametreleri ile açıklanmakta olup bu parametrelerin araştırma sonuçları ile bulunan tipik ve ortalama değer aralıkları iki ayrı geosentetik türü için mukayeseli olarak da açıklanmaktadır.

## 2. ZAYIF ZEMİN TABAKALARININ STABİLİZASYONU

### 2.1. Zayıf Zemin Tabakasının Doğal Taşıma Kapasitesi ve Geosentetiklerle Desteklendiğinde Oluşan Yeni Durum

Rodin, S. (1965)'in araştırmalarına göre, zayıf kohezyonlu bir zemin tabakası göçmeden önce, zeminde zımbalama kayma kırılması veya bölgesel kayma kırılmasıyla sonuçlanan bölgesel aşırı gerilme artışları meydana gelir. Bu koşullar altındaki zemin tabakasının taşıma kapasitesi en düşüktür ve aşağıdaki gibi tanımlanabilir:

$$q_U = \pi * C_U \quad (1)$$

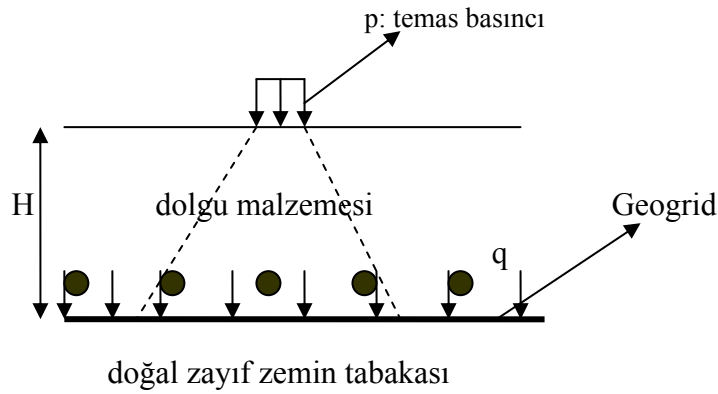
burada  $C_U$  zemin tabakasının drenajsız kayma dayanımıdır. Zemin tabakasının CBR değeri biliniyorsa zeminin drenajsız kayma dayanımı, aşağıdaki ampirik ilişki yardımıyla hesaplanabilir.

$$C_U = 30 * CBR \quad (\text{kPa}) \quad (2)$$

Zeminde oluşacak bölgesel kayma göçmesi geosentetik donatı kullanılarak engellenebildiğinde (Şekil 1) zemin tabakasının taşıma kapasitesi aşağıdaki gibi artmaktadır:

$$q_y = 6,2 * C_U \quad (3)$$

Değişik araştırmacılar tarafından verilen muhtelif formüllerde geosentetik donatılı durumdaki nihai taşıma gücü sabit çarpanı 5,0~6,2 arasında donatısız durumdaki nihai taşıma gücü faktörü ise 2,8~3,14 arasında değişmektedir (yaklaşık iki katı kadardır).



Şekil-1. Temas Basıncının Doğal Zemin Tabakasına İletilmesinin Şematik Gösterimi

Geogridler yüksek çekme dayanımına, yüksek çekme modülüne ve zeminle önemli ölçüde kilitlenme kapasitesine sahiptir. Büyük ölçekli sıyırma (pull-out) deneyleri, geogridlerin çakıldan kuma kadar farklı zemin tiplerinde yüksek kenetlenme kapasitesine sahip olduğunu ortaya koymuştur. Deneyler ve projelerden edinilmiş deneyimler, geogridlerin ve uygun olan geotekstillerin zayıf zeminlerdeki bölgesel kayma kırılmalarını önlemede oldukça verimli olduğunu kanıtlamıştır.

## 2.2. Dinamik Yükleme Türleri

Yol üst yapısı için üç çeşit dinamik yük tanımlanmıştır:

- Tek akslı (tek tekerlek)
- Tek akslı (çift tekerlek)
- Ardışık akslı

## 2.3. Donatılı ve Donatısız Durumda Dolgu Kalınlığının Saptanması

Boussinesq denklemleri, gerekli dolgu kalınlığını hesaplamada kullanılmaktadır. Dolgu kalınlığını hesaplamada kriter; dolgu kalınlığının, zemin tabakasının yüzeyine iletilen gerilmenin zemin tabakasının denk (1) ve (2) ile hesaplanmış taşıma kapasitesi içinde kalmasını sağlayacak kadar kalın olmasıdır.

Tasarım dinamik yükü  $Q$ , lastik tekerlekli araçlar (tek, çift veya ardışık tekerli) için aks yükünün yarısına eşittir.

$$Q = P_{aks} / 2 \quad (4)$$

Dinamik yükler altındaki temas basıncı  $p$ , aşağıdaki gibi elde edilebilir:

- Tek tekerlek ve çift tekerlek yükü için, temas basıncı tekerlek şişme basıncına eşittir. Tipik tekerlek şişme basıncı 100psi (=7kg/cm<sup>2</sup>) civarlarındadır.
- Ardışık akslı yükler için temas basıncı aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$p = Q / (a * b) \quad (5)$$

burada  $a$  ardışık aksların ardışık yerleşme mesafeleri,  $b$  ise çift tekerleklerin toplam genişlikleridir.

Temas alanının dairesel olduğu varsayılır ve yarıçapı aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$R = \sqrt{Q / (\pi * p)} \quad (6)$$

Lastik tekerlekli araçların trafik yükü için, tekerleğin temas alanının dairesel olduğu kabul edilir, bu durumda dairesel bir alan altındaki üniform  $p$  yüklemesinden kaynaklanan düşey gerilme  $q$  aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$q = p \left\{ 1 - \left[ \frac{1}{1 + (R/H)^2} \right]^{3/2} \right\} \quad (7)$$

Burada  $R$ , dairesel yükleme alanının yarıçapıdır  $H$  ise dolgunun kalınlığıdır. Yukarıdaki denklemde, denk (1) ve denk (6)'yı yerine koyularak donatısız kesit için gerekli olan kalınlık elde edilir:

$$H_U = \sqrt{\frac{Q / (\pi * p)}{[1 - (\pi * C_U) / p]^{2/3} - 1}} \quad (8)$$

Benzer şekilde geogrid ile donatılandırılmış kesit için gerekli kalınlık ise aşağıdaki denklemle elde edilebilir:

$$H_r = \sqrt{\frac{Q / (\pi * p)}{[1 - (6,2 * C_U) / p]^{2/3} - 1}} \quad (9)$$

## 2.4. Projelendirme Örneği ile Nümerik Çözüm

### Veriler:

Zemin tabakası CBR değeri	= 0,5
Tek aks yükü	=20 kips (=9060kg)
Tekerlek şişme basıncı	=100 psi (=7kg/cm <sup>2</sup> )



Hesaplamalar:

Tekerlek yükü :  $Q = 20 / 2 = 10$  kips = 10000 lb  
(=4530 kg)

Zemin tabakası drenajsız kayma dayanımı denk (2) ile hesaplanabilir:

$$C_U = 30 * 0,5 = 15 \text{ kPa} = 2,16 \text{ psi}$$

Donatısız kısım için gerekli kalınlık  $H_U$  denklem (8) ve donatılı kısım için gerekli kalınlık  $H_r$  denklem (9) ile hesaplanabilir:

$$H_U = \sqrt{\frac{\frac{10000}{3,14 * 100}}{\left(1 - \frac{3,14 * 2,16}{100}\right)^{-2/3} - 1}} = 25,8 \text{ inç} \quad \text{ve} \quad H_r = \sqrt{\frac{\frac{10000}{3,14 * 100}}{\left(1 - \frac{6,2 * 2,16}{100}\right)^{-2/3} - 1}} = 17,8 \text{ inç}$$

olarak elde edilmiş olup ilk kesitin %69'u yani %31 azalma olduğu görülmektedir.

### 3. YOL ÜST YAPISINDA MEVCUT DOĞAL ZEMİNİN DAYANIMINA VE YOL TABAKASI HESAP KALINLIĞINA BAĞLI OLARAK GEOGRİD VE/VEYA GEOTEKSTİL KULLANIMININ KRİTER, SEÇİM VE UYGULAMA YÖNTEMLERİ

#### 3.1.Etkileşim Katsayısı Kavramı

Geogrid ile geotekstilin mukayesesi esas olarak Tatlısöz (1998) tarafından açıklanan aşağıdaki kavram yardımıyla yapılmaktadır. Bu parametre geosentetikle donatılan zemin yapıları için en önemli ilk parametredir. Buna arayüzey etkinliği (interface efficiency) adı da verilir ve aşağıdaki şekilde tanımlanır. ( $\phi$ +C türü bir zeminde)

$$C_i = \frac{C_a + \sigma_n \tan \delta_a}{C + \sigma_n \tan \phi} \quad (18)$$

$C_i < 0,50$  zemin ile geosentetik arasında zayıf bir bağlantı;  $C_i > 1,00$  ise kuvvetli bir bağlantı var demektir. Burada  $C_a$ : zemin-geosentetik arasındaki adhezyon,  $\delta_a$ : arayüzey sürtünme açısı,  $C$ : zeminin kohezyonu ve  $\phi$ : içsel sürtünme açısı.  $\sigma_n$  ise etkiyen düşey gerilmedir. Ortam kum vb. ise (kohezyonsuz durumda)

$$C_i = \tan \delta_a / \tan \phi \quad (19)$$

olarak formül basitleşir Bu tanımlara esas olan sıyrılmaya deneylerindeki görünür kayma gerilmesi veya direnci:

$$\tau_a = \tau_{ap} = T_{ult} / 2A \quad (20)$$

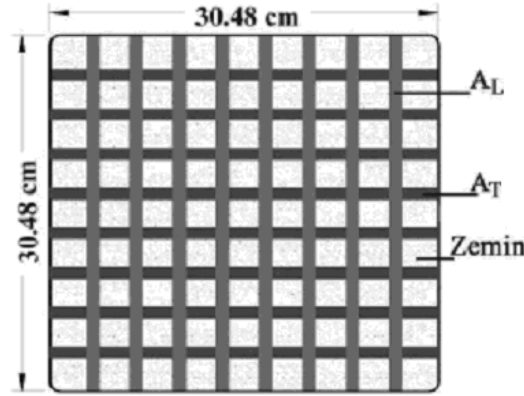
ile bulunur

$T_{ult}$ : nihai sıyrılma kuvveti,  $A$ : gömülü geogrid örneği alanı ( $2A$ , malzemenin her iki tarafındaki sürtünme alanını ifade eder)

### 3.2 Geogrid Davranışının Kesme Deneyi ile İncelenmesi

Çift yönde çalışan (biaxial) karesel açıklıklı bir geogrid durumunda büyük ölçekli bir direkt kesme deneyinde elde edilecek kesme kuvveti de üç öğeden oluşur ve geogridin davranışını açıklar.

- Zemin-zemin kesme kuvveti
- Zemin-geosentetik kesme kuvveti
- Ters konumdaki elemanların pasif direnci



Şekil-2. Geogrid Kullanılarak Yapılan Direkt Kesme Kutusu İçin Arayüzey En Kesiti  
(Coronel, 2006; Bağcı F. 2007)

$$\Sigma F = (A - A_L - A_T) \tau_{zemin} + (A_L + A_T) \tau_{zmn-geo.} + F_b \quad (21)$$

Burada;

$\Sigma F$ : toplam kesme kuvveti (direnci),  $\tau_{zemin}$ : zemin-zemin kayma dayanımı ( $C + \sigma \tan \phi$ ),  $\tau_{zmn-geo.}$ : zemin-geogrid ara yüzey kayma dayanımı,  $F_b$ : pasif direnç (Geogrid tek yönlü ise mevcut pasif direnç sıfır olacaktır.)

$\Sigma F$  geogrid cinsi ile mevcut olan açıklıklarının durumuna göre değişir. Oysa geotekstil kullanımı durumunda sadece zemin-geogrid sürtünme kuvvetleri devrede olmaktadır.

### 3.3. Geotekstil ile Geogridin Farklı İşlevlerinin ve Birbirine Nazaran Üstünlüklerinin Açıklanması; Yol Üst Yapısında Birlikte veya Münferit Olarak Kullanılma Tarzı Önerileri ve İşlevleri

Bu önemli konuda "Geosynthetic Design and Construction Guidelines" da (Holtz, R D, 1988) yapılan ayrıntılı açıklamalar aşağıda özetlenmektedir. Zayıf doğal zemin kavramı esasen soyut bir tanım olmayıp drenajsız kayma dayanımı  $c_u$  veya CBR değerleri yardımı ile nümerik olarak tanımlanmaktadır.

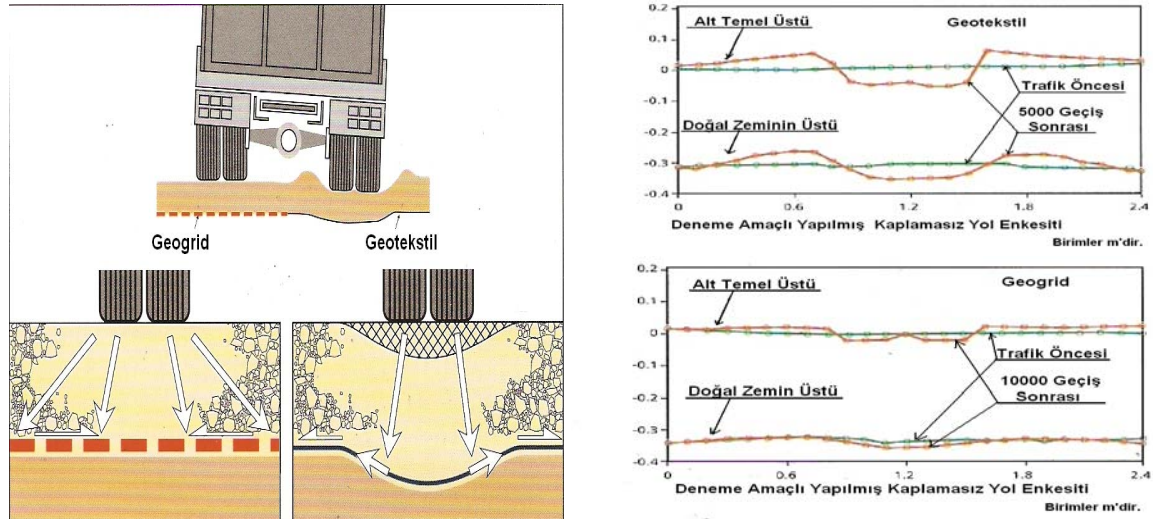
- a. Geotekstil öncelikle temel veya alttemel olarak tanımlanan agrega tabakasını zayıf doğal zeminden ayırarak malzeme kaybını ve yerel veya zımbalama türü bir kayma kırılmasının oluşumunu önler proje kesitinin sabit kalmasını sağlayıp doğal zeminin stabilitesini ve taşıma gücünü yaklaşık olarak 2 kat artırır. Bu işlevi uygun açıklıklı bir geogrid tabakası da yerine getirebilir. (Üst tabakanın alt zemine batmasının önlenmesi)
- b. Geotekstil tabakası ilaveten doğal zeminin ince danelerinin agrega tabakası içine taşınmasını da filtrasyon fonksiyonunu kullanarak önler. Taşınacak çok az bir ince malzeme miktarı bile granüler agrega tabakasının taşıma kapasitesini belirleyen içsel sürtünme açısının azalmasına neden olabilmektedir.
- c. Geotekstil ,seperatör (ayırıcı) olarak kullanılmakla birlikte yukarıda açıklanan işlevler dışında ayrıca drenaj fonksiyonunu icra ederek suya doygun killi ve zayıf bir ortamda statik üst yapı veya dinamik tekerlek yükleri nedeniyle oluşacak olan aşırı boşluk suyu basıncının sönmülmesini de (suyu geçirip) sağlayarak zayıf doğal zeminin konsolidasyonunu hızlandırır. Kendi düzlemi içinde de suyu taşıyabildiği için kötü bir agrega tabakası durumunda sağlayacağı yanal drenaj yardımı ile konsolidasyonu yine hızlandırarak neticede doğal zeminin dayanımını artırır bu kazanım ise zaman içinde artar.
- d. Yumuşak temel zeminleri inşaat imalat ve geosentetiğin yerleştirilmesi sırasında örselenmeye en hassas zeminler olup geosentetik kullanımı örselenmeyi en düşük seviyeye indirir. İmalat sırasındaki agrega kaybı da böylece önlenir.
- e. Mevcut i yol üst yapısı sisteminin performansı gerek geotekstilin gerekse geogridin donatı işlevi nedeniyle de önemli mertebede artmakta olup bu katkı belki en önemli kazanımdır. Bu kazanım 3 olası mekanizma ile olabilir ki geotekstil ile geogridin faydası veya sisteme olan katkısının farkı bu fonksiyonda daha belirgin ortaya çıkar.
  - i. Agregada ,doğal zemin ve geosentetiğin arasındaki kilitleme ve sürtünme ile temel kesitinin ve doğal zeminin hapsedilerek yanal ötelenmenin önlenmesi (Bu mekanizma için geogrid çok daha fazla etkindir.)
  - ii. Sistemin genel taşıma kapasitesinin artması. (kırılma alternatif yeni derin veya geniş daha sağlam yüzeyler boyunca olacaktır. Geogrid veya geotekstil için bu durum kısmen farklıdır. Ancak mekanizma aynı nedenden kaynaklanır).
  - iii. Tekerlek yüklerinin membran desteği, geosentetik yüksek bir çekme modülüne sahipse çekme gerilmeleri donatı içinde gelişir ve bu gerilme uygulanan tekerlek yüküne destek olur. Bu olay da ancak geosentetiğin belirli bir uzama deformasyonu sonrasında oluşabilir.
- f. Geotekstil ayırıcılar çok yumuşak doğal temel zeminlerinin stabilizasyonu amacıyla 30 analizlerine dayanarak yol üst yapısında kullanılmaları için en uygun koşullar şu şekilde özetlenmektedir. (HOLTZ, R. D. 1998)
  - USCS: SC, CL, CH, ML, MH, OL, OH, PT türü zeminler.
  - Düşük drenajsız dayanım ( $\tau_f = c_u < 90\text{kPa}$  veya  $\text{CBR} < 3$ )
  - Yüksek yeraltı su seviyesi
  - Zeminde yüksek hassaslık

Bu şartlar altında geosentetikler öncelikli olarak ayırıcı görev yapar ve doğal zemini filtre ederek uzun vadede dayanımını artırır. İlk agrega tabakasının yerleştirilmesi sırasında büyük tekerlek izleri oluşuyorsa bu durumda donatı etkisi de devrededir. Özetle zeminin dayanımına yani CBR veya  $c_u$  değerine bağlı olarak gereksinilen fonksiyonlar şu şekildedir.

Tablo-1. CBR veya  $c_U$  Değerine Bağlı Olarak Geosentetiğin İcra Ettiği Fonksiyonlar (HOLTZ, R. D. 1998)

Drenajsız kayma mukavemeti (kPa)	Doğal zeminin CBR değeri	Fonksiyonlar
60-90	2-3	filtrasyon (ayırma)
30-60	1-2	filtrasyon – ayırma (donatı)
<30	<1	tüm fonksiyonlar

Görüldüğü üzere doğal zeminin dayanımına bağlı olarak geosentetiğin gereken fonksiyonları farklı sayıdadır. Geotekstil ve geogridin davranış farkı ve deformasyonu önleme yetenekleri ise aşağıdaki Şekil 3-4’de net olarak izlenebilmektedir..



Şekil-3-4. Geogrid ve Geotekstilin Davranış Farkının Şematik Gösterim i(Solda) Geogrid ve Geotekstil Kullanımı Durumunda Oluşan Deformasyonların Karşılaştırılması (Sağda) (Tensar Int. Ground Stabilization Ticari Kataloğu)

Tablo-2. Geogrid ve Geotekstilin Davranışı ile Etkinliğinin Mukayesesi (Tensar ticari katalogu)

Geogrid Donatılı Yol Üst Yapısı	Geotekstil Donatılı Yol Üst Yapısı
<ul style="list-style-type: none"> <li>Kilitlenme agrega tabakasını güçlendirir ve rijit yapar</li> <li>Yükün dağılımını artırır ve yükü daha iyi yayar.</li> <li>Agrega tabakasına yükü direkt aktarır.</li> <li>Neticede yolun performansı artar.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Geotekstil uçlarda kilitlenir (bağlanır).</li> <li>Yük geotekstile aktarılır.</li> <li>Geotekstil ve doğal zemin deforme olur.</li> <li>Yine de önemsiz olsa da bir performans artışı elde edilir.</li> </ul>

Yukarıdaki iki şekil de Tensar ticari katalogunda belirtilen bir çalışmadan alınmış olup bir deneme yol üst yapısı kesiminden elde edilmiştir. 320mm kalınlığında olan alt temelde ve %1,5 CBR değerine sahip doğal zeminde trafiğe açılmadan önce ve geotekstil kullanımı durumunda 5000 geçiş, geogrid kullanımı durumunda ise 10000 taşıt geçişinden sonraki deformasyonların karşılaştırması yapılmaktadır. Geotekstilin dayanımı biraz daha fazla olmasına rağmen performans farkları dikkat çekicidir. 5000 trafik yükünden sonra geotekstil donatılı alt temelde derin bir tekerlek izi oluşmuştur ve belirli bir kabarma oluşmuştur. Doğal

zeminde de benzer bir tekerlek izi gelişmiştir. Bu olay doğal zeminin yoğrulması ve yumuşamasına yol açmıştır. Mirafi'nin (2001) araştırmasına göre yol üst yapısındaki değer artışı parametreleri TBR ve BCR'dır.

Tablo-3. Laboratuvar Ve Arazi Denei Sonuçlarına Göre Saptanan Ortalama TBR Ve BCR Değerleri (Yılmaz H.R.,2006;Mirafi 2001)

GEOSENTETİK TÜRÜ	TBR	BCR
Geotekstilller:		
Aralık	1-220	%22~33
Tipik Değerler	1,5-10	
Geogridler:		
Aralık	0,8~670	%30-50
Tipik Değerler	1,5-70	
Geogrid/Geotekstil Kompozitler:		
	*	*

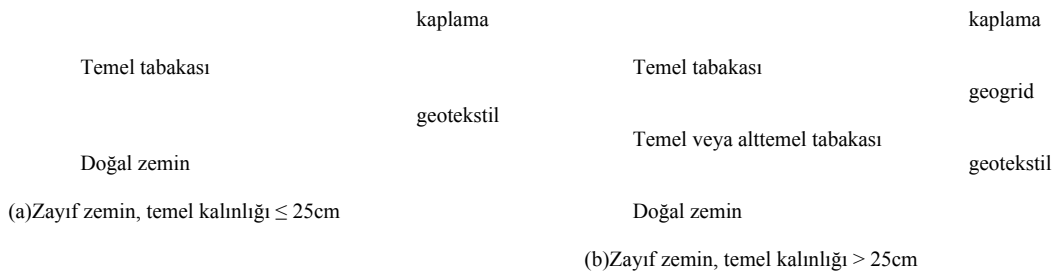
\*Veri yetersizliği nedeniyle belirsiz.

### 3.4. Zayıf ve Sağlam Zemin Koşullarında Temel Tabakası Kalınlığına Bağlı Olarak Geogrid ve/veya Geotekstil Kullanımı Önerileri

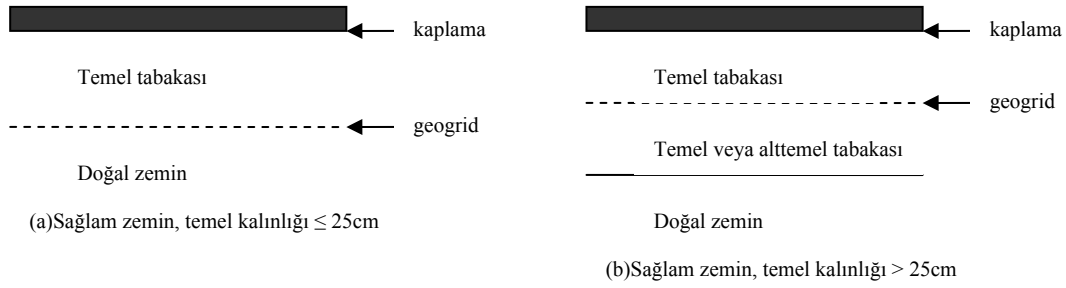
Geotekstil, geogrid veya (geotekstil + geogrid) kompozit ürünlerin kullanılması durumunda laboratuvar ve arazi deney kesitlerinden elde edildiği belirtilen TBR ve BCR değerleri geogridleri nisbeten öne çıkarmış görünmekle beraber Mirafi (2001)e göre önemli bulgulara dayanılarak aşağıda belirtilen sonuçlara ulaşılmıştır:

- Temel tabakası 20-30cm kalınlığında ise geotekstil bu tabakanın altına yani doğal zeminin üzerine yerleştirilirse optimum fayda sağlanmaktadır.
- Daha kalın temel yani üst yapı kalınlıkları için özellikle geogridler bu tabakanın ortasına yerleştirilirse daha iyi sonuç alınmaktadır.
- 20cm'den daha ince yol kesitlerinde geogrid kullanma durumunda ayırıcı kullanılmamasının problem yarattığı saptanmıştır. İnce yol kesitleri için geogrid + geotekstil kompozit ürünlerinin daha iyi performans gösterme eğilimi mevcuttur (bilhassa doğal zeminin dayanımı (CBR) 3'ten küçük iken)
- Donatı desteğinden faydalanılabilecek dayanım üst sınırının CBR=8 değerine kadar ~~yükselebildiği saptanmıştır.~~

Aşağıda şekil-5'de zayıf doğal zemin koşullarında ve şekil-6'da sağlam zemin koşullarında temel taban kalınlığına bağlı olarak Mirafi tarafından tecrübi olarak önerilen yol kesitleri görülmektedir.



Şekil-5. Zayıf Zemin Koşullarında Öneriler (CBR<3)



Şekil-6. Sağlam Zemin Koşullarında Öneriler (CBR&gt;3)

## 4.SONUÇLAR

Bu çalışmada açıklık kazanmış olan aşağıdaki hususlar yeniden vurgulanmıştır.

- i. Yumuşak temel zeminlerinin nihai taşıma güçleri, zımbalama türü veya yerel bir kayma kırılması yapacak iken geogrid veya geotekstil kullanımı ile önemli oranda arttırılıp, sistem genel kayma kırılması yapma durumuna ulaşmaktadır ve bu nedenle nihai taşıma kapasitesi artmaktadır.
- ii. Geotekstil kullanımı durumunda ulaşılan faydalar ve performans geogride nazaran daha az olup yapılan deneyler geogridin daha çok etkin ve faydalı olabildiğini göstermektedir.
- iii. Yol üst yapısında kullanımı durumunda geotekstilin faydaları görülse de geogridin trafik kapasitesini arttırabilme ve yol üst tabakasındaki kesit azaltabilme yeteneği her zaman daha fazla olarak elde edilmiştir.
- iv. Zayıf temel zemini koşullarında gerek ayırma gerekse filtrasyon ve drenaj fonksiyonları nedeniyle temel stabilitesinin sağlanması ve hesaplanmış olan proje kesitinin azalmaması çok önemli bir husus olarak görülmektedir. Geotekstil yetersiz kalıyorsa (geogrid + geotekstil) kompozit ürünleri ile daha iyi sonuç alınabilmektedir.

## KAYNAKLAR

- Coronel, J.; (2006) "Frictional Interaction Properties Between Geomaterials and Geosynthetics" A Master Thesis in Louisiana State University (235 pages)
- Holtz; Robert D. et all (1988) "Geosynthetic Design and Construction Guidelines" Chap. 5 page 147-150
- GMA White Paper II "Geosynthetic Reinforcement of the Aggregate Base/Subbase Courses of Pavement Structures" June 27, 2000
- Milligan, G.W.E.; Jewel, R.A.; (1989) "A New Approach to the Design of Unpaved Roads" Part I and Part II (Ground Engineering)
- Mohiuddin, A.; (2003) "Analysis of Laboratory and Field Pull-Out Tests of Geosynthetics in Clayey Soils" A Msc Thesis in Louisiana State University (110pages)
- Pospisil, K.; Zednik, P.; "Bearing Capacity of Reinforced And Unreinforced Softsoil Subgrade" Transpor Research Centre, Dept. of Infrastructure, CZECH REPUBLIC
- Roadwaydesign.com "Unpaved Roads with Geogrid Reinforcement – Design Calculator"
- SI Geosolutions "Geotextile Selection and Design in Paved and Unpaved Road Construction An Engineering Approach 1997. GPD-SM-107 www.fixsoil.com TENNESEE
- TC Mirafi (2001) "Geosynthetic Reinforcement of the Agregate Base/Subbase Courses of Pavement Structures" Technical Note

- Tenax Technical Reference GRID-DE3 (2001) "Design of Soft Soil Stabilization with Tenax Geogrids" Tenax Corporation, Baltimore
- Tenax Technical Reference TDS007 "Design of Unpaved R
- Tensar International "Ground Stabilisation Reinforcing Unbound Layers in Roads and Traffic Areas" Technical Brochure
- Yılmaz, H.R.; Eskişar T.; (2006) "Geosentetik Donatı Kullanılarak Yol Üst Yapısını İyileştirme Yöntemleri ve İyileştirmenin Trafik Kapasitesi ile Yol Kesitine Etkisinin Değerlendirmesi" Trodsa Bildirisi / ANKARA
- Yılmaz, H.R.; Aklik P.; (2006) "Yol Üst Yapısında Geotekstil ve/veya Geogrid Donatılarının Kullanım İmkanları, Yöntem ve Kriterleri ve Sağlanan Yararlar Üzerine Bir İnceleme" Trodsa Bildirisi / ANKARA
- Zhao, A. et others (1998) "Field Performance of Weak Subgrade Stabilization with Multilayer Geogrids" Geogrids and Geomembranes Elsevier C.





# LABORATORY TESTS ON INTERFACE SHEAR STRENGTH BETWEEN GEOSYNTHETICS AND SOIL

Pelin AKLIK<sup>1</sup>

Franz ASCHAUER<sup>2</sup>

## ABSTRACT

This paper presents laboratory tests on the interfacial shear strength of geosynthetics and soils. The tests were carried out in a large shear box. The shear strength is determined at different stress levels. The results from the shear box are then compared with those with a large tilt table and in a geotechnical centrifuge. Some implications for design are discussed.

## ÖZET

Bu bildiri geosentetikler ve zeminler arasındaki ara yüzey kayma dayanımının belirlenmesi amacıyla laboratuvar deneylerini içermektedir. Deneyler büyük kesme kutusunda gerçekleştirilmiştir. Kayma dayanımı değişik gerilme seviyelerinde belirlenmiştir. Kesme kutusundan elde edilen sonuçlar geoteknik santrifujde büyük eğilme tablası sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

## 1. INTRODUCTION

Evaluation of the shear strength between various geosynthetics and soils has received much attention in the literature. Koerner et al. (1986) focused on the shear strength between various geomembranes and a number of different cohesive soils. Swan (1987) investigated the use of high strength plain-woven geotextiles as soil reinforcement. Garbulewski (1991) presented the results of simple tests using the motorized direct shear device to evaluate the interface friction between peat and selected geotextiles and geonets. Fishman and Pal (1994) studied three different clay materials and used both smooth and textured HDPE geomembranes to find out the shear strength of geomembrane/cohesive soil interfaces. Athanasopoulos (1996) investigated near-saturated silty clay samples reinforced with woven and non-woven geotextiles. Baker et al. (1998) tested light weight aggregate reinforced with a geogrid.

Some of the researchers adapted some type shear devices and used different types of materials in their research. Wasti et al. (1998, 2001) used inclined board, standard size and large-scale direct shear box tests to evaluate geomembrane-sand and geomembrane-geotextile interface shear strength parameters. Tan et al. (1998) developed torsional ring shear apparatus to evaluate the residual shear strength of soft soils having the advantage of allowing large

<sup>1</sup> PhD student, AKLIK, P., Institut für Geotechnik, Universität für Bodenkultur, Vienna, Austria, pelinaklik@gmail.com

<sup>2</sup> Dr., ASCHAUER, F., Institut für Geotechnik, Universität für Bodenkultur, Vienna, Austria, franz.aschauer@boku.ac.at

displacement to take place. Adamska (2006) determined the interface shear strength between geomembranes with different textures used for artificially sealing waste disposal sites, and compacted fly ash or fly ash with various percentages of cement added. Fleming et al (2006) performed interface shear tests on non-textured geomembrane-soil interfaces using a modified direct shear apparatus. Recently Wu et al. (2008) used a tilt table device for testing the geosynthetic interface shear strength in geotechnical centrifuge.

Jones and Dixon (1998) investigated the factors controlling the interface shear strength between geomembranes and geotextiles. Yetimoglu and Salbas (2003) investigated the effect of the fiber reinforcement content on the shear strength. Akpınar and Benson (2005) investigated that whether temperature affected the shear strength of interfaces between a geotextile and geomembrane using a double-interface shear device.

In this paper the interface shear strength between geosynthetics and soil is investigated in a large shear box. The testing procedures are described and the results are compared with other laboratory tests.

## 2. EXPERIMENTAL STUDIES

Experimental studies were undertaken to investigate the interfacial shear strength between geosynthetics and soil. A large direct shear box of 50 cm x 50 cm was used for the experiments in the laboratory of Institute of Geotechnical Engineering, University of Natural Resources and Applied Life Sciences, Vienna. The testing procedure of large shear box tests with soil is explained step by step below:

- 1) The soil sample is prepared at the optimum water content. About 40 - 60 kg soil is needed for one test. The soil is then compacted to a Standard Proctor density of about 95–98 %. The compaction is performed in layers.
- 2) Horizontal alignment of two halves of the shear box is to be ensured before testing. Then the specimen height is measured.
- 3) Geogrid is put between the bottom and top part of the shear box. The surface of the last soil layer is leveled and the height is measured again.
- 4) Afterwards, the pressure cushion is put over the soil sample. The applied pressures used in the experiments are 10, 12, 20, 25, 30, 75 kPa. The consolidation time for silty soil and sandy soil is 24 hours and 2 hours, respectively.
- 5) The height of the sample is measured after the consolidation period. Afterwards, the shearing procedure is started. The German computer programming named Catman is used for data logging. During the test, the curve of shear force versus shear displacement versus can be displayed on the screen.
- 6) The test is continued till the residual shear strength is reached. Usually, a shear displacement of 50 mm is sufficient.

In what follows, three tests are provided as an example: Test 1: A geomembrane is placed in the lower portion overlain by a geocomposite (see Figure 1). Test 2: Test on silty sand and sandy silt without geosynthetic material. Test 3: A geogrid is sandwiched between two layers of soil. Two types of soil, silty sand and sandy silt, are used (see Figure 2).



Figure 1. Geocomposite and geomembrane after testing (Test 1)



Figure 2. Test on geogrid with soil (a) front side (b) back side (Test 3)

The test results in the large shear box are compared with the tilt table tests in geotechnical centrifuge. The centrifuge – tilting table is used for the determination of the shear strength of a defined contact area between two different materials. On the basis of centrifugal acceleration it is possible – contrary to the 1g-tilting table – to investigate the band of normal stress between 10 - 100 kN/m<sup>2</sup>.

### 3. RESULTS

After getting the graphic of shear displacement (mm) - shear stress (kN/m<sup>2</sup>) from the Catman programming, the peak and residual values are marked on the curves. These points are the shear stresses at 25 mm displacement and  $s < 50$  mm. The graphic of normal stress versus shear stress at these values are drawn and the internal friction angle and cohesion values corresponding to peak and residual values are obtained from the graphic.

The test results and the shear stress versus shear displacement diagrams are given below:

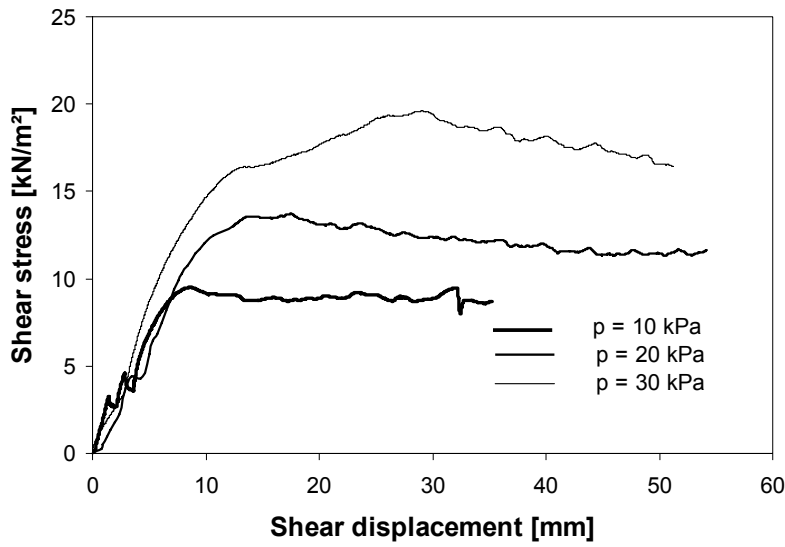


Figure 3. Shear displacement versus shear stress (Test 1)

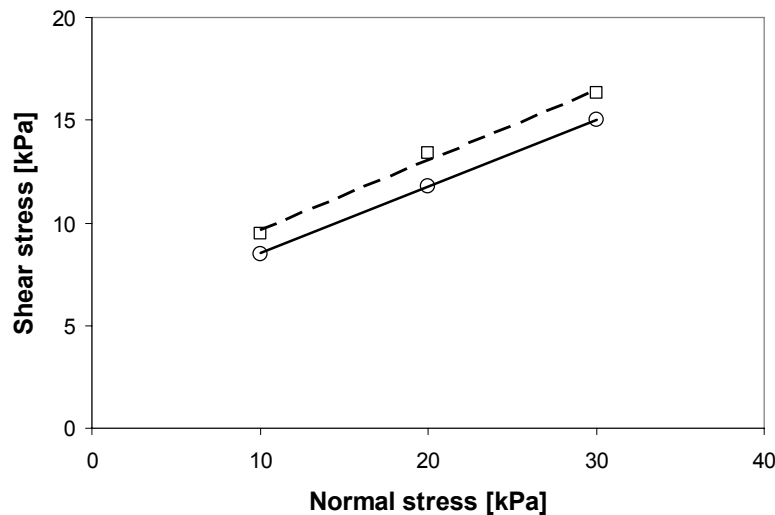


Figure 4. Normal stress versus shear stress (Test 1): dotted line (peak strength); solid line (residual strength)

Figures 3 and 4 show the test series 1 with geomembrane overlain by geocomposite. The shear stress – displacement curves show distinct peak points. The samples show pronounced dilatancy during, which was evaluated by measuring the vertical displacement. The results are typical for interface between geosynthetics and dense sand or overconsolidated cohesive soils. As can be seen from Figure 4, the residual friction angle of about  $17.4^\circ$  is lower than the peak friction angle of about  $19^\circ$ .

For the second group of experiments, two types of soil were used such as silty sand and sandy silt with and without any geosynthetic reinforcement. Firstly, sandy silt was used in the experiments. The normal stress and shear stress values for sandy silt with and without geogrid at shear displacements 25mm and 50mm were given in Table 1 and Table 2 respectively.

Table 1. Sandy silt without geogrid

Test number	Normal stress at 25mm	Shear stress at 25mm	Normal stress at 50mm	Shear stress at 50mm
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Test 1	12.567	10.295	12.552	13.05
Test 2	25.257	17.706	25.121	21.37
Test 3	74.952	40.422	75.027	48.87

Table 2. Sandy silt with geogrid 80/30

Test number	Normal stress at 25mm	Shear stress at 25mm	Normal stress at 50mm	Shear stress at 50mm
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Test 1	12.567	10.362	12.462	13.320
Test 2	25.422	14.631	25.227	16.968
Test 3	75.222	30.348	75.402	36.795

After the experiment, the shear displacement versus shear stress graphics were obtained and shown in Figure 5. As can be seen from the graphics, the shear stress – displacement curves does not show peak points like the geomembrane – geocomposite structure. The residual friction angle of 18.09° which is lower than the peak friction angle of 20.77° was obtained and given as Figure 6.

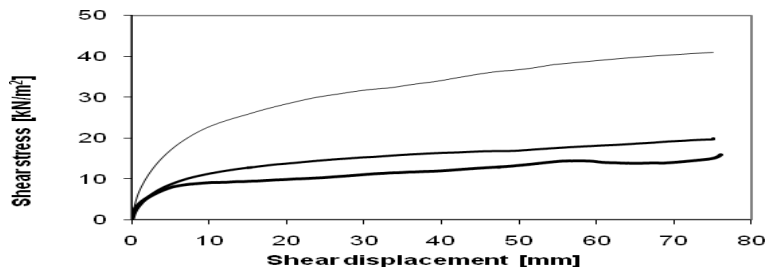


Figure 5. Shear displacement versus shear stress (Test 3). The tests are conducted under the normal stress of 75 kPa (upper curve), 25 kPa (middle curve) and 12.5 kPa (lower curve).

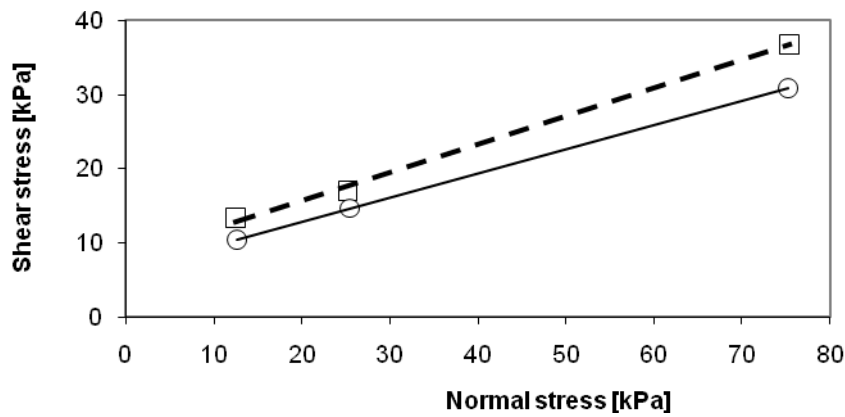


Figure 6. Graphic of normal stress versus shear stress (Test 3):  
dotted line (peak strength); solid line (residual strength)

The second type of soil is silty sand. The normal stress and shear stress values for silty sand with and without geogrid at shear displacements 25mm and  $s < 50\text{mm}$  are given in Table 3 and Table 4 respectively.

Table 3. Silty sand without geogrid

Test number	Normal stress at 25mm [kN/m <sup>2</sup> ]	Shear stress at 25mm [kN/m <sup>2</sup> ]	Normal stress at 50mm [kN/m <sup>2</sup> ]	Shear stress at 50mm [kN/m <sup>2</sup> ]
Test 1	12.897	9.726	12.837	11.202
Test 2	25.542	17.82	25.707	20.226
Test 3	75.162	38.73	75.092	48.384

Table 4. Silty sand with geogrid 80/30

Test number	Normal stress at 25mm [kN/m <sup>2</sup> ]	Shear stress at 25mm [kN/m <sup>2</sup> ]	Normal stress at 50mm [kN/m <sup>2</sup> ]	Shear stress $s < 50\text{mm}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Test 1	12.675	9.885	12.537	10.266
Test 2	24.807	17.004	24.387	18.684
Test 3	75.087	37.83	71.562	43.734

The shear displacement versus shear stress graphics belonging to this soil are shown in Figure 7. The residual friction angle of  $23.65^\circ$  is lower than the peak friction angle of  $29.11^\circ$  as shown in Figure 8. These values are much higher than sandy silt.

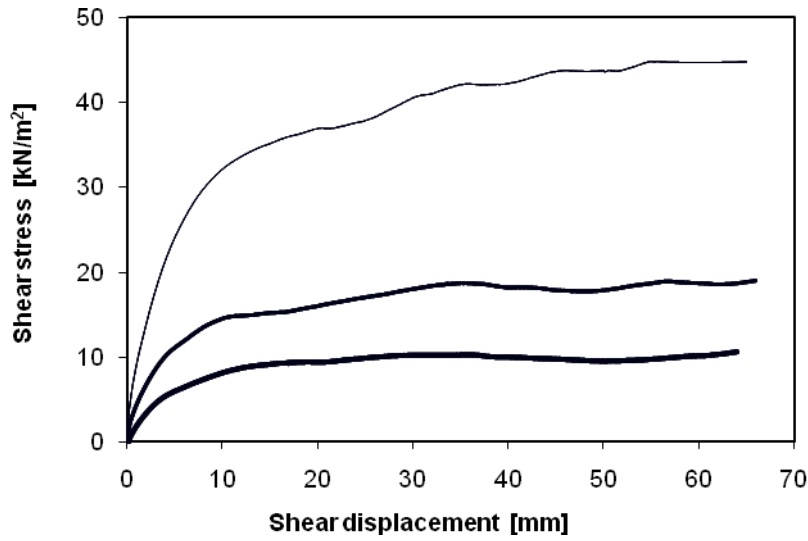


Figure 7. Shear displacement versus shear stress (Test 3). The tests are conducted under the normal stress of 75 kPa (upper curve), 25 kPa (middle curve) and 12.5 kPa (lower curve).

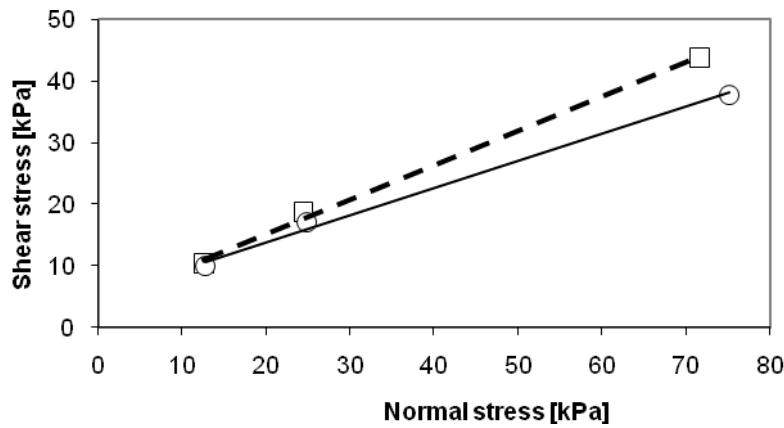


Figure 8. Normal stress versus shear stress with (Test 3): dotted line (peak strength); solid line (residual strength)

#### 4. CONCLUSIONS

The interface frictional angle of geocomposite and geomembrane can be reliably determined in a large shear box. The friction angle is about 19° at the peak and about 17.4° in the residual state. A small cohesion of about 6 kPa is obtained.

The interface shear strength of soil/geogrid is smaller than soil shear strength. The important factor is the soil locking between the geogrid apertures. The shear strength of soil itself and the interface shear strength of soil/geogrid are given below:

(residual/ peak)	r	p	r	p
<b>Sandy silt</b>				
$\phi$ [°]	25.4	29.6	18.1	20.8
c [kN/m <sup>2</sup> ]	4.9	6.5	6.3	8.1
<b>Silty sand</b>				
$\phi$ [°]	24.8	30.5	23.7	29.1
c [kN/m <sup>2</sup> ]	4.9	4.3	5.1	4.1

In the centrifuge-tilting table tests the inclination angles are  $\phi$  and  $\phi_u$  which are obtained from the shear force induced into the contact area and shear force transmitted from the geosynthetic to the bottom respectively. According to the experiments, these following values were obtained:

$\phi$	$\phi_r$	$\phi_u$	$\phi_{u,r}$
20.89	19.30	14.53	11.71

As can be seen from the values, centrifuge-tilting table tests have lower values than large shear box tests. In general, the friction angle from direct shear tests is higher than from the tilt table tests in centrifuge. The results show a good agreement with the literature.

## ACKNOWLEDGMENTS

The writers wish to express their gratitude to Prof. Dr. Wei Wu for his valuable comments.

## REFERENCES

- Adamska, K.Z., (2006). "Shear strength parameters of compacted fly ash – HDPE geomembrane interfaces", *Geotextiles and Geomembranes* 24, 91-102.
- Akpinar, M.V., Benson, C.H., (2005). "Effect of temperature on shear strength of two geomembrane-geotextile interfaces", *Geotextiles and Geomembranes* 23, 443-453.
- Athanasopoulos, G.A., (1996). "Results of direct shear tests on geotextile reinforced cohesive soil", *Geotextiles and Geomembranes* 14, 619-644.
- Baker, R.M., Sayed, S.M., Cates, P., Subramanian, R., (1998). "Pullout and shear tests on geogrid reinforced lightweight aggregate", *Geotextiles and Geomembranes* 16, 119-133.
- Fishman, K.L., Pal, S., (1994). "Further study of geomembrane/cohesive soil interface shear behavior", *Geotextiles and Geomembranes* 13, 571-590.
- Fleming, I.R., Sharma, J.S., Jogi, M.B., (2006). "Shear strength of geomembrane-soil interface under unsaturated conditions", *Geotextiles and Geomembranes* 24, 274-284.
- Garbulewski, K., (1991). "A laboratory assessment of the interaction between peat and geosynthetics", *Geotextiles and Geomembranes* 10, 269-284.
- Izgin, M., Wasti, Y., (1998). "Geomembrane-sand interface frictional properties as determined by inclined board and shear box tests", *Geotextiles and Geomembranes* 16, 207-219.
- Jones, D.R.V., Dixon, N., (1998). "Shear strength properties of geomembrane/geotextile interfaces", *Geotextiles and Geomembranes* 16, 45-71.



- Koerner, R. M., Martin, J. P., Koerner, G. R., (1986). "Shear strength parameters between geomembranes and cohesive soils", *Geotextiles and Geomembranes* 4, 21-30.
- Swan, R.H., (1987). "The influence of fabric geometry on soil/geotextile shears strength", *Geotextiles and Geomembranes* 6, 81-87.
- Swan, R.H., Bonaparte, R., Bachus, R.C., Rivette, C.A., Spikula, D.R., (1991). "Effect of soil compaction conditions on geomembrane-soil interface strength", *Geotextiles and Geomembranes* 10, 523-529.
- Tan. S.A., Chew, S.H., Wong, W.K., (1998). "Sand-geotextile interface shear strength by torsional ring shear tests", *Geotextiles and Geomembranes* 16, 161-174.
- Wasti, Y., Ozduzgun, Z.B., (2001). "Geomembrane-geotextile interface shear properties as determined by inclined board and direct shear box tests", *Geotextiles and Geomembranes* 19, 45-57.
- Wu, W., Wick, H., Festl, F., Aschauer, F., (2008). "A tilt table device for testing geosynthetic interfaces in centrifuge", *Geotextiles and Geomembranes* 26, 31-38.
- Yetimoglu, T., Salbas, O., (2003). "A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers", *Geotextiles and Geomembranes* 21, 103-110.



# MADEN ATIK BARAJLARINDA GEOSENTETİK KİL TABAKASI KULLANIMLARININ DEĞERLENDİRMESİ

Cem B. AVCI<sup>1</sup>, Erol GÜLER<sup>2</sup>, Hakkı ÖZHAN<sup>3</sup>

## ABSTRACT

Compacted Clay Liners, Geomembranes and Geosynthetic Clay Liners (GCL) are known to be used as containment barriers for tailing dams. The use of GCLs under certain conditions may be more appropriate as containment barriers however geomembrane Liners are better able to resist chemical agents and thus preserve their original permeability compared to GCLs. The impact of acidic leachate on the permeability characteristics of GCLs and geomembrane laminated GCLs were investigated in this study. The investigation showed that GCL hydraulic conductivity was found to increase with the leachate of acidic leachate whereas laminated GCLs were found to preserve their initial conductivity values. In addition analytical formulas were used to quantify the leachate values that might occur in case damage to the laminated layer was to occur in the field.

## ÖZET

Atık barajlarında geçirimsizlik tabakaları olarak: “Sıkıştırılmış Kil”, “Geomembran” ve “Geosentetik Kil Kaplama (GCL) malzemeleri kullanılmaktadır. Bazı uygulamalarda avantajları dolayısıyla ile GCL kullanımı ön plana çıkmakla birlikte GCL tabakalarının kimyasal sıvı teması sonrasında geçirimsizlik derecesinin artması söz konusu olabilmektedir. Bu çalışmada asitli maden atıklarının geomembran kaplamalı ve geomembran kaplamasız GCL tabakaları üzerinde deneysel ve analitik çalışmalar sunulmuştur. Çalışma sonucunda atıkların kimyasalların GCL geçirimsizliğini arttırdığını, bununla beraber geomembran kaplamalı GCL’lerin geçirimsizliğini korudukları laboratuvar çalışmalarında tespit edilmiştir. Geomembran yüzeyinde oluşabilecek hasarlardan oluşan sızıntılar analitik olarak irdelenmiş ve oluşabilecek sızıntı miktarları kabul edilebilen sınırlarda olacağı hesaplanmıştır.

## 1. GİRİŞ

Maden ocaklarından elde edilen malzemelerin üretimi esnasında bazen kimyasal maddeler kullanılmakta ve bunun sonucunda çevreye olumsuz etkiliyecek maden atıkları oluşmaktadır (Septemius v.d. 2006). Bu atıklar genelde atık barajlarında depolanmaktadır. Atık barajının altına inşaa edilen geçirimsizlik tabakası barajın bulunduğu ortam, oluşan atık, sahanın altındaki jeolojik yapı ve yeraltı su kaynakları özelliklerine göre tayin edilmektedir. Geçirimsizlik tabakaları olarak a) klasik olarak geçirimsiz doğal malzeme olarak kullanılan

<sup>1</sup> Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Bebek İstanbul , [avci@boun.edu.tr](mailto:avci@boun.edu.tr)

<sup>2</sup> Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Bebek İstanbul , [eguler@boun.edu.tr](mailto:eguler@boun.edu.tr)

<sup>3</sup> Araş. Gör. Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Bebek İstanbul , [hakki.ozhan@boun.edu.tr](mailto:hakki.ozhan@boun.edu.tr)

“Sıkıştırılmış Kil”, b) Geomembran ve c) Geosentetik Kil Kaplama (Geosynthetic Clay Liner veya kısaca GCL) malzemelerinin kullanıldığı bilinmektedir (U.S.EPA, 1997).

Atık depolama sahalarında sıkıştırılmış kil kaplama tabakaları efektif bir geçirimsizlik tabakası meydana getirmekle beraber bu tabakaların teşkil edilebilecekleri maksimum eğim 1 (düşey) : 3 (yatay) eğimdir. Bundan daha dik eğimlerde kompaksiyonu gerçekleştiren silindirlerin etkin olarak çalışmaları mümkün olmamaktadır. Geomembranlar pratikte geçirimsiz olarak adlandırılacak ölçüde düşük permeabiliteye sahip malzemelerdir ve bazı türler (Yüksek Yoğunluklu Polietilen (HDPE)) her türlü kimyasala karşı da büyük bir direnç gösterirler. Geomembranların en büyük dezavantajları son derece ince olmalarıdır ve proje uygulamalarında örselenme ve delinmelerin kaçınılmaz olduğu görülmüştür. Özellikle de çok düzgün olmayan yüzeylere intibakı oldukça zordur ve böyle yüzeylere uygulanıldığı takdirde delinme riski daha da fazladır (Walton v.d. 1997). Bu sebeple çevre projelerinde hiç bir zaman geomembranlar tek geçirimsizlik tabakası olarak kullanılmamakta mutlaka örneğin bir sıkıştırılmış kil tabakası ile birlikte kullanılmaktadırlar.

GCL malzemeleri çok düşük permeabilite değerine sahip olmakla birlikte, içlerindeki sodyum bentonitin kimyasallarla reaksiyona girerek özelliklerini değiştirme riski bulunmaktadır. Bu husus özellikle bentonit gibi çok düşük permeabilite değerine sahip killerde daha da önem kazanmaktadır (Ruhl ve Daniel, 1997; Shackelford, Benson, Katsumi, Edil ve Lin, 2000). Bu konudaki bulguları içeren literatür verileri incelendiğinde, atık barajlarında depolanan kimyasallar içeren malzemelerin, bilhassa asitli kimyasalların uzun süre kullanılacak olan Geosentetik Kil kaplamaya zarar verme riskinin bulunduğu anlaşılmaktadır.

Mevcut çalışmada asitli maden atık sahasının altına konulabilecek GCL seçimi için yapılan çalışmalar anlatılmıştır. Çalışmalarda geomembran kaplamalı ve kaplamasız GCL tabakalarının permeabilite incelemeleri sunulmuştur. Bu durumun birebir araştırılması için sahadan alınan atık su ile permeabilite deneyleri yapılmış ve sonuçları değerlendirilmiştir.

## 2. GEOMEMBRAN İÇERMİYEN GCL ÜZERİNDE DENEYLER

Geomembran içermeyen GCL’lerin hidrolik performansları, kullanılan bentonitin hidrolik geçirgenliğine bağlıdır. Su gibi sıvılar, adsorbe tabakaların genişmesi ve bentonitin şişmesini sağlayarak hidrolik geçirgenliği oldukça düşürürler. Bununla beraber adsorbe katyonların değişimi için yeterince uzun süren testler sonucunda, yüksek miktarda monovalent katyonlar (örneğin 0.6 M NaCl) veya düşük miktarda divalent katyonlar (örneğin 0.0125 M CaCl<sub>2</sub>) GCL hidrolik geçirgenliğinin önemli miktarda artmasına sebep olurlar. Önce su ile hidrate edilen ve sonra diğer sıvıyla temasa bırakılan geosentetik kil kaplamalarda bu sonuçlar gözlenmez. Fakat deneylerde, sodyum ve kalsiyum arasındaki iyon değişimleri (kimyasal denge) tamamen sonuçlandırılmadığından, malzemeyi öncelikli hidrate etmenin, hidrolik geçirgenliği uzun vadede düşürmede etkin olacağı sonucunu belirsiz kılar (Lange v.d. 2005) .

Bu bilgiler ışığında GCL malzemesinin kullanılması asitli bir atık barajında oluşan sıvı ile, pH ve iletkenlik testleri yapılarak belirlenmiştir. Daha sonra geosentetik kil kaplama için önerilen bentonit kili ile bu atık suyun teması sonucunda nasıl bir sonuç alınacağı araştırılmıştır. Barajdaki su kullanılarak kilin serbest şişmesi sağlanmış ve deionize su (ideal su) ile temas ettirilen kilin serbest şişmesiyle karşılaştırılmıştır.

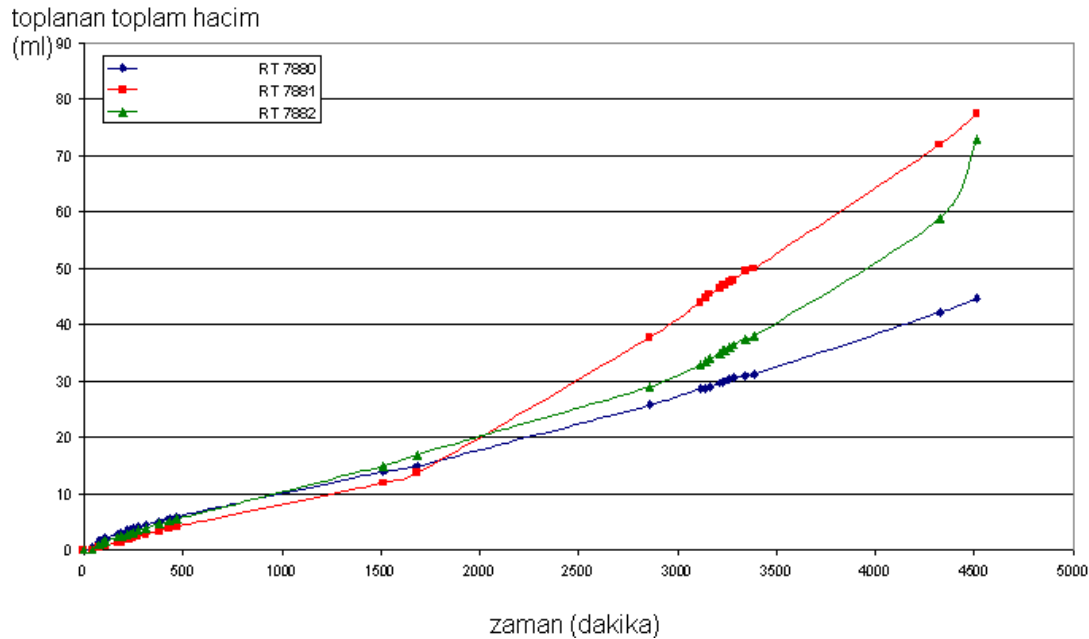
Deneylerin tekrarlanabilirliğini görebilmek açısından alınmış olan atık su numunesi üç kısma ayrılmış ve her bir kısım atık su ile ayrı ayrı deneyler yapılmıştır. Bu atık su numunelerine laboratuarda RT 7880, RT 7881 ve RT 7882 adları verilmiştir. Atık suyun özellikleri de ayrı ayrı tespit edilmiş ve Tablo 1’de özetlenmiştir.

Tablo 1: Atık Suyun Özellikleri ve Bentonit Kilinde Meydana Getirdiği Serbest Şişme:

Kullanılan Su	pH	İletkenlik (mS/cm)	Serbest Şişme (ml)
RT 7880	4.21	7.13	6
RT 7881	3.90	6.79	6
RT 7882	4.21	6.68	6
Deionize Su	7.06	~0	32

Yukarıdaki tabloda özetlenen sonuçlardan atık suyun bentonit kilinde meydana gelecek şişme miktarını önemli derecede azalttığı görülmektedir. Serbest şişmedeki bu azalma kilin mineralojik yapısındaki değişimden kaynaklanmakta olup, kilin hidrolik geçirimsizliğini de önemli oranda etkilemektedir.

Bentonitin yukarıda belirtilen sulara karşı hidrolik performansı permeabilite deneyleriyle değerlendirilmiştir. Deney numunelerinin yüzey alanları  $48 \text{ cm}^2$  olarak alınmıştır. GCL üzerine 20 metre su yüksekliğine (atık barajlarında oluşabilecek) eşdeğer hidrolik basınç uygulanarak hidrolik geçirimsizlik deneyi yapılmıştır. GCL numunesi, test edilen sularla yaklaşık 90 saat hidrate edilmiştir. Hidratasyon sırasında şişmekte olan kil üzerine 21 kPa’lık efektif gerilme uygulanmıştır. Yukarıda özellikleri verilen su numuneleri kullanılarak geçirimsizlik deneyleri yapılmış ve deney sonuçları aşağıda grafik olarak verilmiştir.



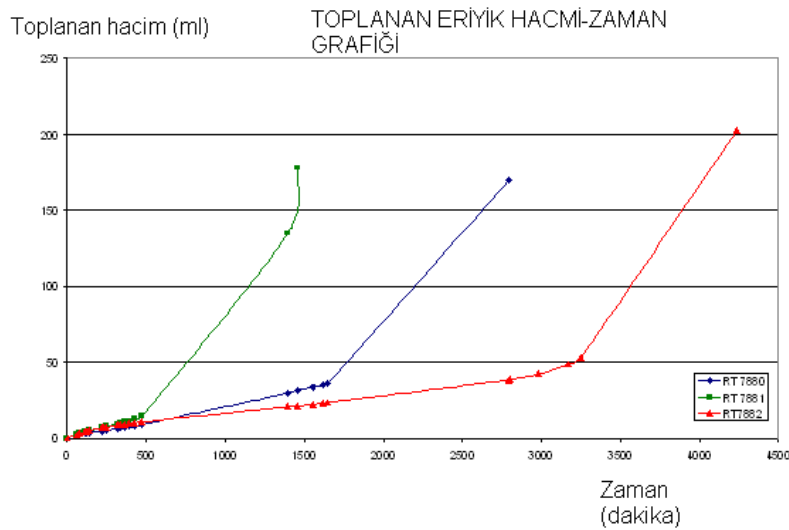
Bu deneyler sonucunda GCL’in atık su ile temasından sonra ulaştığı kalınlıklar ve permeabilite değerler Tablo 2’de verilmiştir.

Tablo 2: Atık Su Teması Sonrasındaki GCL Parametreleri

Atık Su	RT 780	RT 781	RT 782
Deney sonu GCL kalınlıkları (mm)	11.1	8.5	10.3
Permeabilite değerleri (3000 ile 4000 dakika zaman aralığında) (cm/s)	$3.8 \times 10^{-9}$	$3.3 \times 10^{-9}$	$2.0 \times 10^{-9}$

Elde ettiğimiz veriler, asitli suda yüksek oranda eriyik madde bulunduğunu göstermektedir ve bunun sonucu olarak, kilde serbest şişme deneyi sonuçlarına göre temiz su ile hidrate edilen kile göre daha az şişme olmuştur. Permeabilite deney sonuçları, 3000 ile 4000 dakika zaman aralığında kullanılan kilin yüksek oranlarda sızıntı yaptığını göstermekte olup sırasıyla, 6.7, 6.5 ve 3.9 m<sup>2</sup>/gün sızıntı oranları hesaplanmıştır. Laboratuvar permeabilite deney sonuçları çok olumsuz olmasa da, uzun zaman içinde kilin geçirgenlik performansının düşeceği görülmektedir. Bu davranışın, farklı zaman aralıkları ve farklı özellikleri olmasına rağmen sahada da kendisini göstermesi beklenir. Sahada meydana gelmesi beklenen bu belirsizlik, şartlara göre GCL malzemenin etkili geçirimsizlik sağlayabilmesi açısından problem yaratabile potansiyeli taşıdığına işaret etmektedir.

Atık su ile hidrate edilen bentonit kilinden tam tatmin edici bir sonuç alınamaması üzerine yeni bir seri deney yapılmıştır. Bu seride numunelerin temiz su ile hidrate edilip daha sonra atık su ile temas etmesinin sonuçları daha güvenilir yapıp yapmayacağı araştırılmıştır. GCL numunesi, musluk suyuyla yaklaşık 160 saat, kilin şişerken yeterli miktarda sıkışmasını öngören 21 kPa'lık basınç uygulanarak hidrate edilmiştir. Sonra, musluk suyu yerine maden atığı suyu kullanılmıştır. Sonuçta bu şartlar, sahadaki şartlarla tam olarak uyuşmasa da bentonit – atık su etkileşimi ve performansı hakkında bilgi vermektedir. Ek olarak, Geosentetik Kil Kaplamanın hidrolik geçirimsizliği, üç eksenli hücreler kullanılarak değerlendirilmiştir. Bu deneyde de GCL numunesi önce musluk suyuyla hidrate edilip (yaklaşık 68 saat) sonra da musluk suyu yerine atık suyu (RT 7882) ile etkileşime bırakılmıştır. Yukarıda özellikleri verilen su numuneleri ve deney tekniği kullanılarak yapılan geçirimsizlik deneylerinin sonuçları aşağıda grafik olarak verilmiştir.



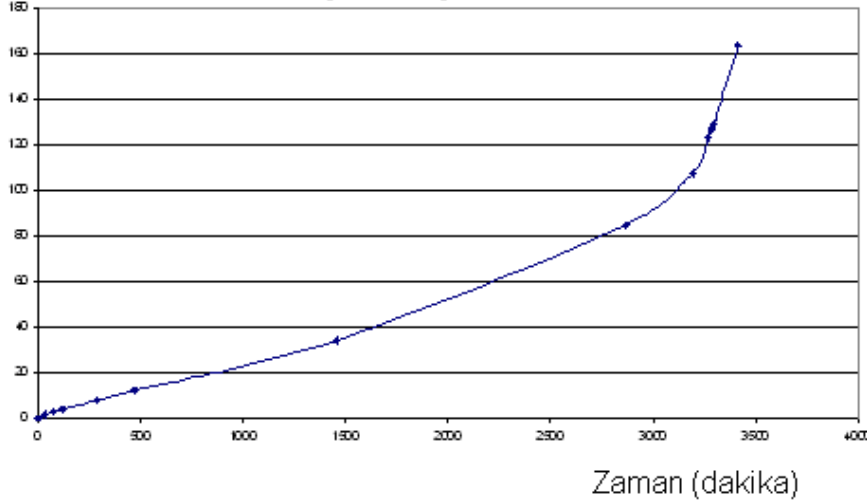
Bu deneyler sonucunda GCL'in atık su ile temasından sonra ulaştığı kalınlıklar ve permeabilite değerleri aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Tablo 3: Temiz su Sonrası Atık Su Teması Sonrasındaki GCL Parametreleri

Atık Su	RT 780	RT 781	RT 782
Deney sonu GCL kalınlıkları (mm)	10.0	9.0	9.9
Permeabilite değerleri (140 ile 1398 dakika zaman aralığında) (cm/s)	$3.6 \times 10^{-9}$	$1.6 \times 10^{-8}$	$2.1 \times 10^{-9}$

GCL hidrolik geçirimsizliği, üç eksenli hücrelerinde esnek duvarlı permeabilite deneyi ile değerlendirilmiştir. Bu deneyde, GCL önce musluk suyuyla hidrate edilip (yaklaşık 68 saat) sonra da musluk suyu yerine RT 7882 atık suyu ile etkileşime bırakılmıştır. Bu deneyin sonuçları da aşağıda tablo ve grafik halde verilmiştir.

STANDART BENTOMAT-İDEAL SUYLA HİDRATE EDİLMİŞ ERİYİK ÇIKAN HACİM (ml) ETKİLEŞİMİNİN ÇIKAN HACİM-ZAMAN GRAFIĞI



34-3416 dakika aralığında ölçülen Toplam Akım (Flux) ( $\text{cm}^3/\text{cm}^2/\text{s}$ )	$4.37 \times 10^{-6}$
Toplam Permeabilite (cm/s)	$1.63 \times 10^{-9}$

Bu deneyde, GCL ilk önce musluk suyu ile hidrate edilmiş, sonra musluk suyunun yerini atık suyunun tamamen alması ve GCL ile etkileşmesi gerçekleşmiştir. Hem rijit duvarlı permeabilite deneyi hem de üç eksenli permeabilite deneyi verileri çok olumsuz olmasa bile GCL'in önceden temiz su ile hidrate edilmiş olmasına rağmen atık su tarafından etkilendiğini göstermektedir. Zaman ilerledikçe kilin geçirgenlik performansının daha da düşeceği aşikârdır. Bu davranışın, farklı zaman aralıkları ve farklı özellikleri olmasına rağmen sahada da kendisini göstermesi beklenir. Sahada gözlenmesi beklenen bu belirsizlik, çevre şartlarına da bağlı olarak GCL'in etkili geçirimsizlik sağlayabilmesini engelleyebilecek bir potansiyel taşımaktadır.

### 3 GEOMEMBRAN İÇEREN GCL ÜZERİNDE DENEYLER

Yukarıda sonuçları özetlenen deneysel çalışmalar ile elde edilen bulgular, GCL içindeki bentonit kilinin atık su ile serbest temasının kesilmesinin gerekliliğini göstermiştir. Bu bakımdan bu sahada kullanılacak geçirimsizlik kaplamasının bir geomembran ile korunmasının gerekli olacağı sonucuna varılmıştır. Geomembran ve kilin etkin olarak birlikte çalışabilmeleri açısından geomembranın GCL üzerine lamine edilmiş olması uygun olacaktır. Yukarıda da ifade edildiği gibi geomembranlar yekpare oldukları sürece tamamen geçirimsizdirler. Ancak örselendikleri durumda sıvı geçişine olanak vardır. Bu sebeple geomembran ile lamine edilmiş GCL üzerinde yapılan deneyde geomembranda bir hasar meydana geldiği durumu modellenmeye çalışılmıştır.

GCL'in geomembran ile kaplanması durumunda atık barajlarında depolanan atık çamurun tüm ağırlığının bentonitin üzerine yüksek gerilmeler aktarılması bentonitin geçirimsizliğini daha da düşürecektir. Çamurun içindeki suyun buharlaşmasıyla kendi ağırlığı altında sıkışan çamurun kuru birim hacim ağırlığı hesaplanmaya çalışılmış ve basınç hesaplarında bu değer kullanılmıştır. GCL, tamamıyla hidrate olmayacak süre ile (5 dakikadan daha az) musluk suyu ile hidrate edilmiştir. Membran yüzeyinde, sabit tüplü permeametreye uyacak biçimde, 1cm çapında bir delik açılmıştır. Sabit permeametre, çıkarılan parçayı kapatacak biçimde çamur ve atık suyu ile doldurulmuştur. Bir atık baraj derinliğinin 0-30 m arası olacağı varsayılarak akım (flux), hidrolik basınç ve efektif gerilmenin 28 metreye kadar değişimi göz önüne alınarak hesaplanmıştır.

GCL'in geomembranı, musluk suyuyla minimum mertebede şişirilmiş numuneden 1cm çapında bir parça çıkartılarak hasara uğratılmıştır. Bu, membran alanının %1.6'sının zarar gördüğü anlamındadır. Hidrolik basıncın geomembran altında efektif gerilmeye dönüşmesi mümkün olmakla birlikte, gerçekte hasarlı alana etki eden efektif gerilme bulunmamaktadır. Bu durum da karşılaşılabilecek en olumsuz şartları yansıtmaktadır. 10 metrelik çamur altındaki GCL, 120 kPa'lık kuvvetin etkisinde olup bentonitin içindeki katmanların iyice sıkışması sağlanmıştır. Değişken yükler altındaki bentonitin permeabilitesine ilişkin diğer verilere dayanarak, bu yük altında akımın (flux), hiç yük etkisinde olmayan değişkenliğe kıyasla yaklaşık bir mertebe kadar azalacağı beklenebilir.

Hidrolik Basınç (m)	Akım (Flux) (cm <sup>3</sup> ./cm <sup>2</sup> .s)
0.08	0
7.0	2.8 x 10 <sup>-6</sup>
10.0	2.5 x 10 <sup>-5</sup>
14.0	1.1 x 10 <sup>-4</sup>
21.0	2.8 x 10 <sup>-4</sup>
28.0	5.1 x 10 <sup>-4</sup>

Çamur, kendi başına suyun akışına minimum oranda direnç göstermekte olup membrana zarar vermeyeceği tahmin edilmektedir. Deneylerden elde edilen değişkenlik verileri, yüksek yükler



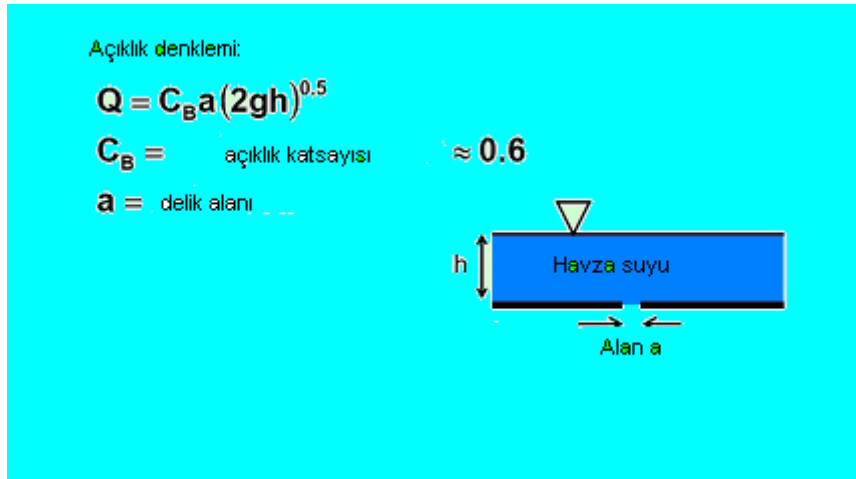
altında hesaplanmış ve membrandaki hasar kabul edilebilecek seviyeden fazla olduğu için en olumsuz şartlar göz önüne alınarak değerlendirilmiştir.

#### 4 DELİK GEOMEMBRANLI GCL'DE MEYDANA GELECEK AKIM

Esas olarak yukarıda da değinildiği gibi geomembranlara örselenmeler kaçınılmazdır (Giroud ve Bonaparte, 1989). Ancak önemli olan husus böyle bir örselenme meydana geldiğinde oluşacak akım miktarının sınırlı tutulabilmesidir. Bu kısımda hangi şartlarda bu akımın minimize edilebileceği irdelenmiştir.

##### 4.1 Tek Başına Kullanılan Geomembrandaki Hasardan Dolayı Meydana Gelecek Sızıntı

Değerlendirilmesi gereken husus geomembranın sıkıştırılmış kil kaplama veya GCL gibi ikinci bir kaplama olmaksızın doğal zemin yüzeyi üzerine yerleştirilmesi durumudur.



Sızma miktarı, Q'nun akım miktarı ( $m^3/sec$ ), a'nın delik alanı ( $m^2$ ), g'nin yerçekimi ivmesi ve h'nin kaplamanın üzerindeki havza su yüksekliği (m) kabul edildiği yukarıdaki denklem yardımı ile hesaplanabilir .

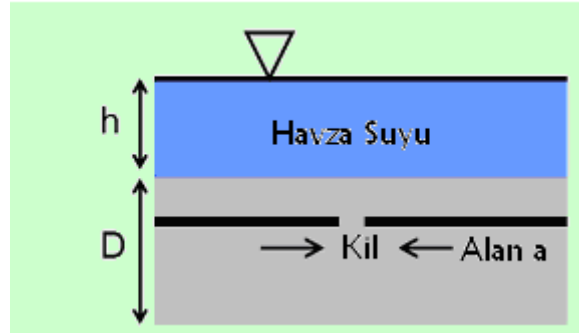
Yukarıda, geomembranlar ile ilgili olarak edinilmiş olan tecrübenin, bunlarda sahada bazı hasarlar meydana gelmesinin kaçınılmaz olduğunu gösterdiğini ifade etmiştik. İşte meydana gelen bu örselenmelerin ne oranda olacağı ve meydana gelecek örselenmelerin hangi boyutlarda olacağı tamamen uygulanan kalite kontrol yöntemlerine ve saha koşullarına bağlıdır. Literatürde bu amaçla kalite şu şekilde sınıflandırılmaktadır:

- İyi kalitede : 5000  $m^2$  yüzeyde 0.1  $cm^2$  alanındaki 1 delik
- Kötü kalitede : 5000  $m^2$  yüzeyde 0.1  $cm^2$  alanındaki 30 delik
- 5000  $m^2$  yüzeyde 1  $cm^2$  alanındaki 1 delik

Kalite	Konum	Sızma miktarı ( $m^3/day$ )
İyi	25 m yükseklik	11.5
Kötü (1 $cm^2$ 'lik bir delik)	25 m yükseklik	115
Kötü (0.1 $cm^2$ 'lik 30 delik)	25 m yükseklik	345

## 4.2 Geomembrandaki Hasardan Dolayı Meydana Gelecek Sızıntı (Geomembran Altında Sıkıştırılmış Kil Veya GCL Bulunması Durumu)

Geomembran kaplamasının altına, geomembrandaki deliklerden kaynaklanan potansiyel sızmaları en aza indirmek için ikinci bir kaplama yerleştirilebilir. Sızma, aşağıdaki şekilde de gösterildiği gibi geomembrandaki delikten geçerek oluşur.



Sızma miktarı denklemi Giroud ve diğerleri tarafından (1994, 1997) türetilmiş olup sonradan Thiel ve diğerleri tarafından (2001) aşağıdaki gibi düzenlenmiştir:

$$Q_{GM} = C [1 + 0.1(h_w/t)^{0.95}] a^{0.1} h_w^{0.9} k_s^{0.74} \quad (\text{Havza su yüksekliğinin 3 metreden az olduğu koşullarda})$$

$$Q_{GM} = C [1 + 0.1(h_w/t)^{0.95}] a^{0.1} h_w^{0.9375} k_s^{0.74} \quad (\text{Havza su yüksekliğinin 3 metreden fazla olduğu koşullarda})$$

Yukarıdaki denklemlerde,  $Q_{gm}$  sızma miktarını ( $m^3/sec$ ),  $C$  geomembran ile altındaki kaplama arasındaki temas katsayısını,  $h_w$  (m) geomembran kaplamanın üzerindeki havza su yüksekliğini,  $t$  (m) kaplama kalınlığını,  $a$  ( $m^2$ ) delik alanını ve  $k_s$  (m/sec) kil kaplamanın hidrolik geçirgenliğini ifade etmektedir.

Aşağıda iki ayrı problem değerlendirilmiştir:

Problem 1: Geomembran-Sıkıştırılmış Kil Kaplama (kil kaplama için,  $t=60$  cm,  $k_s = 1 * 10^{-8}$  m/sec):

Kalite	Her 5000 $m^2$ alandaki delikler	C	Konum	Sızma Miktarı ( $m^3/day$ )
İyi	0.1 $cm^2$	0.21	25 m yükseklik	0.8
Kötü	1 $cm^2$	1.15	25 m yükseklik	4.33
Kötü	30 adet 0.1 $cm^2$	1.15	25 m yükseklik	24

Problem 2: Geomembran-Geosentetik Kil Kaplama (GCL için,  $t=1$  cm,  $k_s = 1 * 10^{-10}$  m/sec):

Kalite	Her 5000 m <sup>2</sup> alandaki delikler	C	Konum	Sızma Miktarı (m <sup>3</sup> /day)
İyi	0.1 cm <sup>2</sup>	0.01	25 m yükseklik	0.041
Kötü	1 cm <sup>2</sup>	0.05	25 m yükseklik	0.26
Kötü	30 adet 0.1 cm <sup>2</sup>	0.05	25 m yükseklik	1.23

Geomembran-geosentetik kil kaplama (GCL), geomembran-sıkıştırılmış kil kaplama ve ikinci bir kaplama kullanılmaksızın sadece geomembran kullanımına göre, deliklerden geomembran kaplamasına doğru daha az atık su geçmesine olanak sağlar.

## 5.SONUÇLAR

Bu çalışmada asitli maden atıklarının Geomembran kaplamalı ve geomembran kaplamasız GCL tabakaları üzerinde deneysel ve analitik çalışmalar sunulmuştur. Çalışmada sonucunda atıkların kimyasalların GCL geçirimsizliğini arttırdığını, bununla beraber geomembran kaplamalı GCL'lerin geçirimsizliğini korudukları laboratuvar çalışmaları tespit edilmiştir. Geomembran yüzeyinde oluşabilecek hasarlardan oluşan sızıntılar analitik olarak irdelenmiş ve olabilecek sızıntı miktarlarının kabul edilebilir sınırlarda olacağı hesaplanmıştır.

## KAYNAKLAR

- Lange, K, Rowe, R. ve H. Jamieson, H. 2005, "Attenuation of Heavy Metals by Geosynthetic Clay Liners", Geofrontiers2005
- Giroud, J.P. ve R. Bonaparte, R. "Leakage Through Liners Constructed with Geomembranes, Part I: Geomembrane Liners", Geotextiles and Geomembranes, 8, 1: 27-67, 1989.
- Giroud, J.P. K. Badu-Tweneboah ve K.L. Soderman, "Evaluation of Landfill Liners" , Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, 5-9 Eylül 1994.
- Giroud, J.P. M.V. Khire, ve K.L. Soderman, " Liquid Migration Through Defects in a Geomembrane Overlain and Underlain by Permeable Media" , Geosynthetics International, Ciltl. 4, Nos. 3-4, pp.293-321, 1997.
- Ruhl J. L., Daniel D. E, 1997 "Geosynthetic Clay Liners permeated with chemical solutions and leachate", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, April 1997, sayfa.:369-381
- Schakelford. D., Benson C. H., Katsumi T., Edil T. B., Lin L, 2000, "Evaluating the hydraulic conductivity of GCL's permeated with non-standard liquids; Geotextiles and Geomembranes" 18 2000, p: 133-161
- Septimius M. , Mihai Tanasescu, M. , Serban Nicolae Vlad, S., Alexandru S, 2006 "Lessons learnt from recent mining tailing dam failures and integration in the national legislation of Romania, following the NATECH accident from Baia Mare", Geophysical Research Abstracts, Vol. 8, 07801, 2006 SRef-ID: 1607-7962/gra/EGU06-A-07801
- U.S.EPA, Office of Solid Waste, 1997, "The Feasibility of Lining Tailing Ponds"
- Walton J., Rahman, M, Casey, D., Picornell, M. Johnson F. 1997, "Leakage Through Flaws in Geomembrane Liners", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Cilt. 123, No. 6, June 1997, sayfa. 534-539,



# GEOSENTETİK DONATILI İSTİNAT DUVARLARININ JET-GROUTING VE FORE KAZIK SİSTEMLERİYLE BERABER UYGULANMASI

Bora BERK<sup>1</sup> Osman PEKARUN<sup>2</sup> Arif ÇINAR<sup>3</sup> Kaan DOĞANIŞIK<sup>4</sup>

## ABSTRACT

The expansion of big cities towards isolated places such as old/uncontrolled fill sites has created the need of soil replacement or soil improvement. Due to high costs of excavation in populated big cities, soil improvement has become increasingly cost effective. A case study has been presented where flexible (Jet-grouted fill zone) and inflexible (3 Dimensional Pile Zone) soil improvement systems have been used to support a Geosynthetically Reinforced Earth Wall (GRW), for a construction site in Maslak, Istanbul. The advantages jet-grouting system to improve the vertical deformation and slope stability characteristics of the uncontrolled fill similar to VERT System (Vertical Earth Reinforcement System utilizing cemented soil columns) has been presented. In the same site, a 3 Dimensional Piled Retaining Wall has been used to support a 15 m earth load of which the upper 8.5 m portion is a GRW. The uncontrolled fill in the back side of the 3D Piled Wall has been improved by jet-grout columns. The combined use of a “Stress-Strain” analysis using FEM Software (such as SAP2000 and PLAXIS) and “Limit Equilibrium” slope stability analysis (such as STABLE6) is important to design such complex flexible/inflexible systems.

## ÖZET

Artan nüfus ve genişleyen yerleşim yerleri, eski ve kontrolsüz sıkıştırılmış dolgu sahalarının “yer değiştirme” veya “zemin ıslahı” metodlarıyla iyileştirilmesini gerekli kılmaktadır. Şehir merkezlerinde yapılacak hafriyat ve döküm işlerinin büyük maliyet oluşturması, zemin güçlendirme işlerinin daha cazip hale gelmesini sağlamıştır. Bu çalışmada, İstanbul Maslak bölgesinde yapılan, Geosentetik Donatılı İstinat duvarı (GDİ) ve bu yapıyı destekleyen Jet-Grouting ve Fore Kazık sistemi ile oluşturulan zemin güçlendirme projesi bir vaka analizi olarak sunulmuştur. Jet-Grouting sistemiyle VERT sistemine benzer şekilde, dolgu birimin düşey deformasyon ve şev srabilitesi parametreleri iyileştirilirken, 3 boyutlu Fore Kazık iksa sistemi ile de 15 m yüksekliğindeki toprak yükleri her hangi bir yatay iksa elemanı kullanmadan karşılanmıştır. 3 boyutlu Fore Kazık sistemi içerisinde yer alan kontrolsüz dolgular, Jet-Groutin yöntemi ile iyileştirilerek sistemin rijitliği arttırılmıştır. Fore Kazık, Jet-Grouting ve GDİ Duvar uygulamalarının aynı sistem içerisinde kombine davranışı, ilgili bilgisayar programları kullanılarak “Gerilme - Deformasyon (Plaxis, Sap2000)” ve “Limit Denge (Stable v.6)” metodlarıyla analiz edilmiştir.

<sup>1</sup> İnş. Yük. Müh. ,BERK, B., Geobos Zemin Güçlendirme Sistemleri Ltd. Şti., berk@geobos.com

<sup>2</sup> İnş. Yük. Müh. ,PEKARUN, O., Geobos Zemin Güçlendirme Sistemleri Ltd. Şti., pekarun@geobos.com

<sup>3</sup> İnş. Müh. ,ÇINAR, A., Geobos Zemin Güçlendirme Sistemleri Ltd. Şti., arifcinar@geobos.com

<sup>4</sup> İnş. Müh. , DOĞANIŞIK, K., Geobos Zemin Güçlendirme Sistemleri Ltd. Şti., kdoganisik@geobos.com

## 1. GİRİŞ

Geosentetik donatılı istinat (GDİ) duvarların özellikle yol yaklaşım yapıları, köprüler, derin temel sistemleri ve istinat yapıları gibi rijit yapı elemanları ile birlikte kullanılması son yıllarda sıkça rastlanır hale gelmiştir. Esnek yapıya sahip donatıların, statik ve deprem koşullarında deformasyon toleransının ve aksel mukavemetlerinin yüksek olması, ekonomik ve süratli imalatlara olanak tanınması en büyük tercih sebeplerindedir.

İstanbul Maslak bölgesinde yapılmakta olan Mashattan Vadi Konutları İnşaatı kapsamında, yüksekliği 15 m'ye varan vasıfsız, şevli dolgular üzerine çevre duvarı ve bağlantı yolları yapılması planlanmaktadır. Gelişigüzel istiflenmiş ve serbest düşme sonucu oluşturulmuş yüksek şevlerin ıslah edilmesi ve üzerine istinat yapısının yapılması için birimlerin kaldırılması veya ıslah edilmesi gerekmektedir. Vasıfsız dolguların hafredilmesi, işverene yansıyacak yüksek maliyet ve şev stabilitesini tehlikeye atacak hareketlerin oluşması açısından tercih edilmemektedir. İnşaat sahasında aynı birimler üzerinde yapılan ve yüksekliği 8 m olan betonarme istinat duvarları kısa süre içinde farklı oturma ve dönmeye maruz kalmış ve stabilitesinin bozulması ile taşıyıcılık vasfını kaybetmiştir.

Bahsi geçen sebeplerden dolayı yapımı durdurulan betonarme istinat yapılarının yerine, sahadan çıkan hafriyatın değerlendirilebileceği, emniyetli, ekonomik ve estetik yapıya sahip donatılı istinat duvarı çeşidi olan GDİ duvarların yapılmasına karar verilmiştir.

Yatay toprak itkilerini karşılamak amacıyla yapılan GDİ duvarları, bir "Mekanik Olarak Stabilize Edilmiş Zemin" (*Mechanically Stabilized Earth-MSE*) uygulamasıdır. Bu uygulamada sıkıştırılmış dolgu zemine kademeli olarak konan mekanik elemanlar ile bir çeşit zemin güçlendirme yapılır. Bu sayede, zeminlerin yatay yüklere karşı kendi kendilerini taşıması sağlanır. Daha geniş anlamda MSE, bir çeşit "Donatılı Zemin" uygulamasıdır.

Bu projede yüksek dolgu birimlerin bulunduğu bölgelerde donatılı duvar yapılması için vasıfsız birimlerin Jet-Grouting yöntemiyle iyileştirilmesi ve duvar altında kalan birimlerin yatay toprak itkisini karşılaması amacıyla "kaset tarzı" Fore Kazık yapılması planlanmıştır. Böylece vasıfsız dolguların tamamının kaldırılması sonucu oluşacak yüksek maliyet ve şev yüzeylerinde oluşacak kaymalar önlenecektir. Bu kapsamda, gerçekleştirilen imalatlara ait projelendirme, uygulama ve gözlem detayları yer almaktadır.

## 2. UYGULAMA SAHASI VE ZEMİN PROFİLİ

İstanbul Şişli ilçesi Ayazağa mevkiinde yer alan Vadi Konutları Projesi kapsamında yüksek çevre duvarları ve bunların üzerinde yer alacak bağlantı yollarının yapımı planlanmıştır. Toplam uzunluğu 250 m olan yol güzergahı gelişigüzel yerleştirilmiş, yüksekliği 15 m olan, bloklu dolgu ve açık şev yüzeylerine rastlamaktadır. Şevlerin topuk bölgesi doğal zemin yüzeyini oluşturmaktadır. Doğal zemin kotundan itibaren 2-5 m arasında eski dolgu ve altında ayrılmış Kıltaşı-Kumtaşı (grovak) birimler yer almaktadır. Grovak birim eğimli sahanın bazı bölgelerinde yüzeyde görülebilmektedir. Sahada yer altı suyuna rastlanmamıştır.

## 3. GEOSENTETİK DONATILI İSTİNAT DUVAR TASARIMI

Yüksekliği 4 m'den büyük duvarlarda yanal toprak itkilerinin betonarme ve taş istinat yapılarıyla karşılanması, değişik alternatiflere kıyasla daha zor ve gayri ekonomik olmaktadır.

Bunun için özellikle son 20 yılda “esnek duvar” kavramını doğuran geosentetik donatılı istinat duvarları sıkça kullanılır hale gelmiştir. Bu projede emniyet, ekonomi ve estetik bakımından çokça tercih edilen GDİ duvar yapılması uygun görülmüştür.

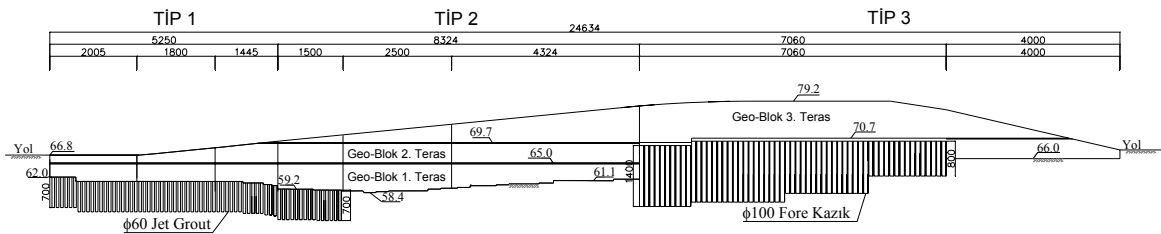
MSE İstinat Duvarlarının tasarımı, “Limit Equilibrium” olarak da bilinen “Dış” ve “İç” Göçme Mekanizmalarına göre geometrik boyutların ve donatı ihtiyaçlarının belirlenmesine dayanır.

Donatı uzunluğunu genelde Dış Stabilite hesapları belirlediği için, Dış Stabilite hesaplarını İçsel Stabilite hesaplarından önce yapmak daha doğrudur. Dış Stabilite hesapları klasik rijit istinat duvarlarında da (betonarme ve taş duvar) geçerli olan göçme mekanizmalarına göre yapılır. Bunlar;

- Kayma
- Zemin Emniyet Gerilmesi
- Dönme
- Global Şev Stabilitesi

İçsel stabilite hesaplamalarında donatının kopması, donatının zeminden sıyrılması ve donatının uzaması gibi kriterler değerlendirilir. Duvar imalatında kullanılacak donatı tipi, yoğunluğu ve dolgu malzemesinin mühendislik parametreleri içsel stabilite bakımından en önemli kriterlerdendir.

İnşaat sahasında yapılması planlanan yol güzergahı boyunca yer alan dolgu birimler üzerinde, duvar yükünden kaynaklanan ortalama 150 kPa gerilme oluşacağı hesaplanmıştır. Kontrolsüz dolgu ve şevlerin üzerine duvar yapılması taşıma kapasitesi, kayma ve global şev stabilitesi problemi oluşturacaktır. Bu problemlerin çözümü için vasıfsız dolgu birimlerin Jet-Grouting yöntemiyle iyileştirilmesi ve şevlerin Fore Kazık ile tutulması amaçlanmıştır. Yol güzergahı boyunca değişik kesitlerde karşılaşılan problemlere göre 3 tip tasarım kesiti oluşturulmuş ve hesaplamalar bu kesitler üzerinde yapılmıştır. Yol güzergahı boyunca yapılması planlanan imalatlara ait boykesit Şekil 1’deki gibidir.



Şekil 1. Yol Güzergahı Boyunca Yapılacak İmalatlara Ait Boykesit

Değişik bilgisayar yazılımları kullanılarak yapılan stabilite hesaplarında mevcut ve iyileştirilmiş zeminleri temsilen kullanılan zemin parametreleri Tablo 1’de görülmektedir.

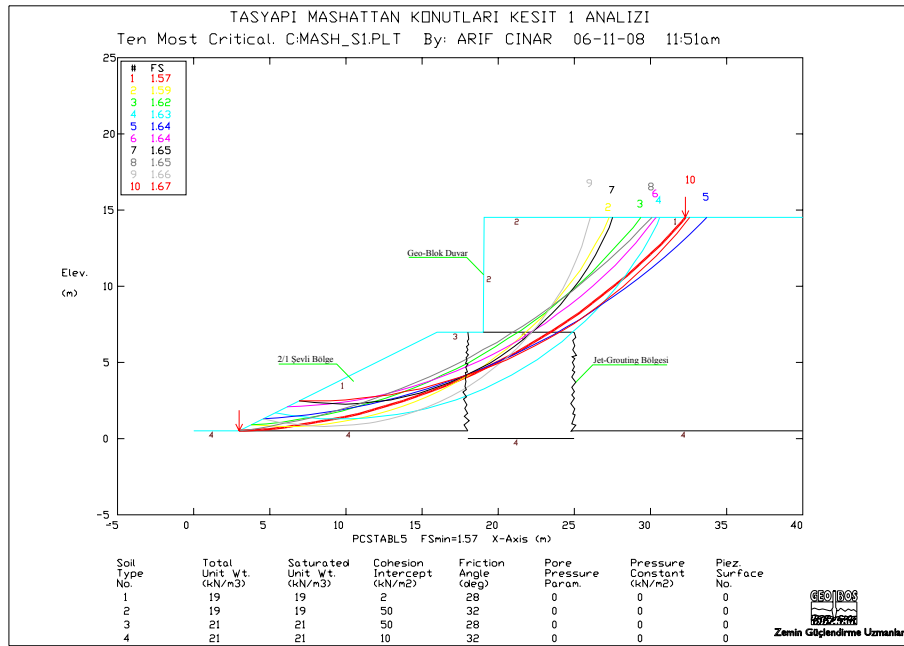
Tablo 1. Zemin Çeşitlerine Ait Parametreler

Zemin Cinsi	Hesap Modeli <sup>(4)</sup>	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (MPa) <sup>(4)</sup>	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Dolgu	Hardening Soil	19	30	2	28
Geotekstil Bölgesi	Hardening Soil	19	50	50	32
Jet-Grouting Bölgesi	Hardening Soil	21	150	50	28
Ayrılmış Grovak	Hardening Soil	21	15	10	32

<sup>(4)</sup> Sonlu Elemanlar Metodunu kullanarak "Gerilme – Deformasyon" davranışını modelleyen Plaxis programında kullanılan değerler.

### 3.1. Jet-Grouting ve GDİ Duvar Kesiti

Bu kesit, dolgu yüksekliğinin 5 m'ye ulaştığı ve dere yatağının bulunduğu bölgede kullanılmıştır. Bu kısımda GDİ duvar yüksekliği 5 m ile 7 m arasında değişmektedir. Planlanan yükseklikteki duvarlardan kaynaklanan düşey gerilmelerin ve şev yüzeyinde oluşacak kayma gerilmelerinin karşılanması amacıyla, bu bölgedeki vasıfsız dolguların değişik karelajlarda yapılacak,  $\phi 60$  cm çapında Jet-Grouting kolonları ile iyileştirilmesi planlanmıştır. Jet-Grouting imalatı ile vasıfsız dolgu birimlerin düşey yöndeki rijitliği arttırılacak ve yatay yönde oluşacak kesme kuvvetleri Jet-Grouting kolonları ile karşılanacaktır. Bu kesitte yapılacak Jet-Grout GDİ duvarın global stabiliteye etkisi STABLE v.6 bilgisayar programı kullanılarak irdelenmiştir (Şekil 2).



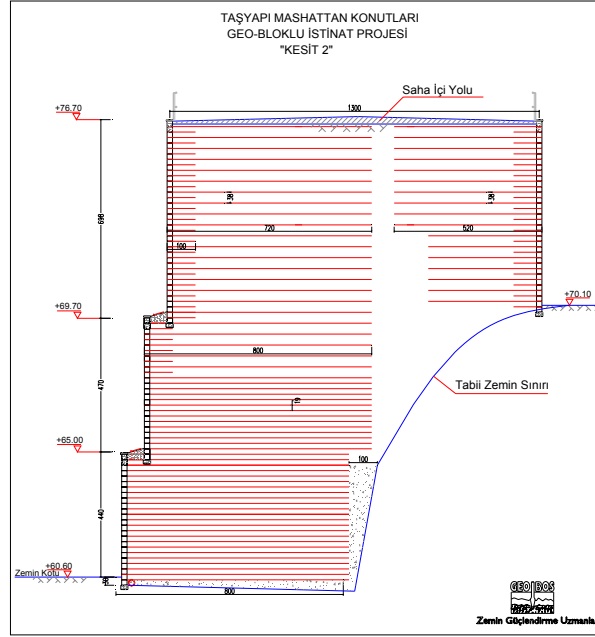
Şekil 2. Kesit-1 İçin Global Şev Stabilitesi Analiz Sonucu

### 3.2. Çok Teraslı GDİ Duvar Kesiti

GDİ duvar tabanının grovak birime oturduğu bölgedir. Bu kesitte duvar yüksekliği 15 m'ye varmaktadır. Yüksek duvar kesitlerinde duvar ön cephe elemanı olan bloklar üzerine birikecek gerilmelerin ve global stabiliteye katkı sağlayacak donatı boyunun azaltılması için, belirli yüksekliklerde duvar aksının geri çekilmesi suretiyle teraslar yapılması uygulamada sıkça rastlanılan tasarım alternatiflerindedir. İncelenen kesitte duvar her kademedede 80 cm geri çekilerek 3 teras oluşturulmuş, iç stabilite, dış stabilite ve dinamik analizler yapılmıştır



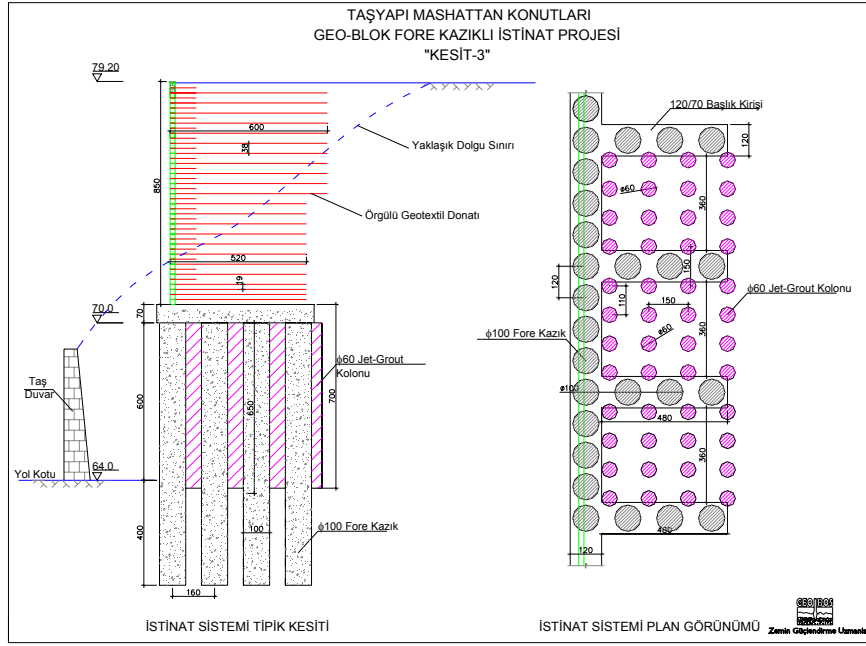
(Şekil 3). Her geotekstil kademesi için yapılan bu analizler sonucunda, kesitte kullanılacak donatı çeşidi, yoğunluğu ve uzunluğu belirlenmiştir.



Şekil 3. Çok Teraslı GDİ Duvar kesiti

### 3.3. Fore Kazık, Jet-Grouting ve GDİ Duvar Kombine Kesiti

Bu kesitte fazla kazı yapılmaması ve sükunette olan şevlerin stabilitesini bozmamak amacıyla donatılı duvar taban kotu vasıfsız ve yer yer bloklu dolgu birimlere gelecek şekilde tasarlanmıştır. Saha dışına daha sonra yapılacak olan imar yolu nedeniyle, mevcut taş duvar yıkılarak GDİ duvar taban kotundan itibaren 6 m daha kazı yapılacaktır. Duvar atındaki birimlerin iyileştirilmesi ve daha sonra yapılacak kazıdan dolayı oluşacak toprak itkilerinin karşılanması için bu kesitte 3 boyutlu “kaset tarzı”  $\phi 100$  cm çapındaki Fore Kazıklı sistem ve aralarında Jet-Grouting Kolonlarının yapılması uygun görülmüştür. Fore kazıkların arasına Jet-Grout kolonları yapılarak VERT (Vertical Earth Reinforcement System) sistemine benzer şekilde yatay toprak itkilerinin karşılanması ve kazıkların etrafındaki vasıfsız dolguların güçlendirilmesi hedeflenmektedir (Şekil 4).



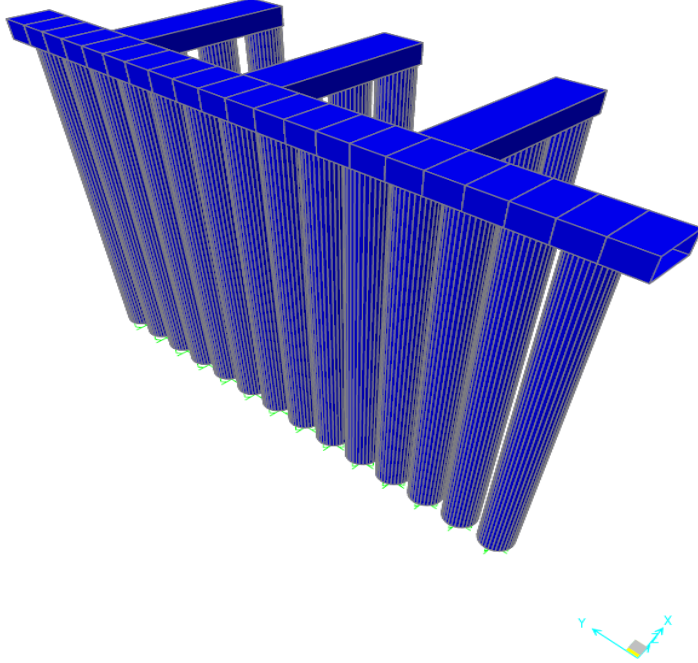
Şekil 4. Kombine Kesit Ve Yerleşim Planı

Fore kazıklı sistemin 3 boyutlu davranışını temsilen SAP2000 bilgisayar programına betonarme kazık ve başlık elemanları, donatılı duvar ve zeminden kaynaklı yatay ve düşey yükler ve zemini temsilen yaylar tanımlanmıştır (Şekil 5). Dolgu zemini temsilen tanımlanan yaylar, bu birimin yatay yatak katsayısına eşit kabul edilmiştir. Mevcut dolgunun yatay yatak katsayısını ve dolayısıyla kazıklara atanacak yay katsayılarını arttırmak amacıyla dolgu zeminin, değişik kareraj ve boylarda yapılacak Jet-Grouting kolonları ile ıslah edilmesi planlanmıştır. Yapılacak imalatlarla;

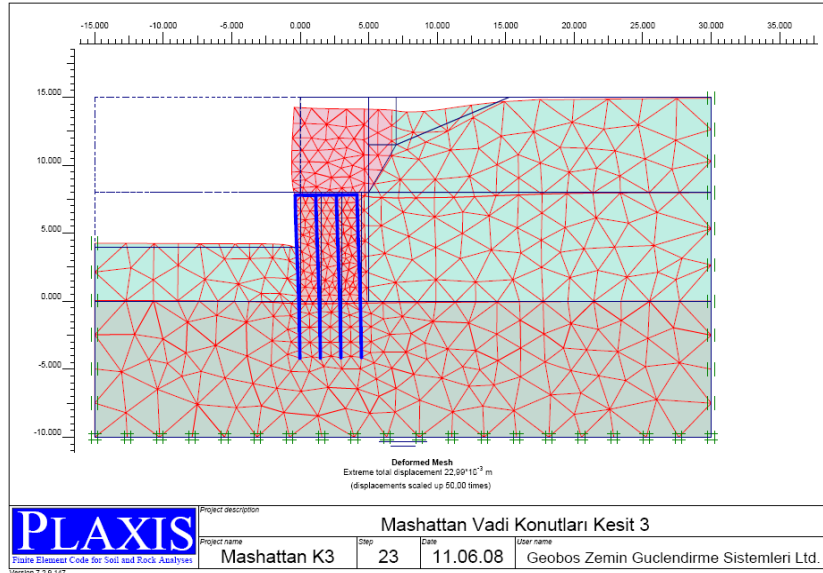
1. Dolgu birimlerde uygulanması sakıncalı olan öngermeli ankraj ve pasif ankraj gibi yatay iksa sistemleri yerine, 15 m yüksekliğindeki toprak yükü 3 boyutlu kazıklı perde ile tutulacak.
2. GDİ duvar aksına dik yönde imal edilecek kazıklar yatay iksa görevi üstlenecek.
3. Kazıklar üzerine yapılacak GDİ duvar ile 3 boyutlu sistem daha rijit bir yapı kazanacak.
4. Kazıklar arasında yapılacak Jet-Grouting kolonları ile düşey yönde rijitlik yaratılacak böylece düşey yüklerden kaynaklanan oturmalar azaltılacak.
5. İmal edilecek Jet-Grouting kolonları ile yatay yönde hareketi sınırlayan daha yüksek deformasyon niteliklerine sahip (yüksek yay sabitleri) birimler oluşturulacaktır.

Kombine sistemin “Gerilme – Deformasyon” davranışı, SAP2000 yazılımına ek olarak, zemin ve betonarme elemanları birlikte modelleyebilen Plaxis v.7.2 yazılımı ile 2 boyutta “Düzlem Deformasyon” (2D – Plane Strain) modellenmiştir. Bu analizde Jet-Grouting yöntemi ile iyileştirilen zemini ve geosentetik donatılı zemini temsilen fiktif koheziona sahip tabakalar tanımlanmıştır. Hesaplamalarda 8 m’lik GDİ duvar, Fore Kazıklar ve Jet-Grouting kolonları gerçekte uyumlu şekilde yapım sırasına “staged construction” göre tanımlanmıştır. Tüm

zemin tabakalarının davranışı “Pekleşen Zemin” (*Hardening Soil*) modeli ile temsil edilmiştir. Analizler sonucunda elde edilen deforme olmuş (*Deformed Mesh*) kesit ve yatay deplasman değeri Şekil 6’te sunulmuştur. Sonlu Elemanlar, “*Limit Equilibrium*” prensiplerine dayanan hesap teknikleri ile yapılan tasarımın kontrol edilmesi açısından çok değerli bir araç olup, özellikle duvar deformasyonları, lokal gerilme birikimleri ve global sistem davranışı açısından önemli bilgiler vermektedir.



Şekil 5. SAP2000 Programında Sistemin 3 Boyutlu Görünüşü



Şekil 6. Plaxis v.7.2 Programında Sistem Kesitinin Görünüşü

#### 4. İMALAT VE KALİTE KONTROL DENEYLERİ

Projelendirme sonrasında yapımı kararlaştırılan tüm imalatlar Jet-Grouting ve GDİ Duvar Kesitinden (Kesit-1) başlamak üzere eşzamanlı olarak imal edilmiştir (Şekil 7-8-9-10).



Şekil 7. Jet-Grouting İmalat Görüntüsü



Şekil 8. GDİ Duvar İmalat Görüntüsü



Şekil 9. Fore Kazık İmalat Görüntüsü



Şekil 10. Genel İmalat Görüntüsü

Yapılan çalışmalarda imalatların projesinde hedeflenen kriterlere uygunluğunu test etmek için saha ve laboratuvarında çeşitli deney ve gözlemler yapılmıştır.

Jet-Grouting imalatına başlamadan önce saha içerisinde 5 adet farklı parametrelere sahip deneme kolonu imal edilmiştir. Prizini alması için beklenen kolonlar, bir hafta sonrasında açılarak çap kontrolü yapılmıştır. Yapılan ölçümlerde kolon çaplarının 60-75 cm arasında değiştiği dolayısıyla hedeflenen çapın tüm kolonlarda oluşturulduğu görülmüştür.

Geotekstil donatılı duvar inşaatı sırasında dikkat edilmesi gereken hususlardan en önemlisi kullanılan dolgu malzemesinin granulometrisi, kıvamı ve sıkıştırma yüzdesidir. Uygulama sahasında kullanılan dolgu malzemesi üzerinde yapılan Kum Konisi ve Standart Proktor deneyi sonucunda ortalama değerler, malzeme Kuru Birim Hacim Ağırlığı,  $\gamma_k = 1,7 \text{ g/cm}^3$ , Optimum Su İçeriği,  $\omega_{opt} = \%11$  ve Sıkıştırma Yüzdesi,  $R = \%96$  olarak bulunmuştur.

Dolgu malzemesinden alınan numuneler üzerinde zemin laboratuvarında yapılan Atterberg Limitleri Deneyi sonucunda Likit Limit,  $LL = \%29$  ve Plastisite İndisi,  $PI = \%11$  bulunmuştur. Aynı numuneler üzerinde yapılan Elek Analizi sonucunda 200 Nolu elekten geçen malzeme oranı,  $-No200 = \%35$  bulunmuştur.

Uygulama sahası ve laboratuvarında yapılan deneyler sonucunda kullanılan dolgu malzemesinin şartnamelerde önerilen sınırlar (Güler E., 2006) içerisinde kaldığı belirlenmiştir.

## 5. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER

Bu çalışmada, yüksek dolgu birimlerin yer aldığı bölgelerde yapılması planlanan istinat yapıları için geliştirilen kombine bir sistemin tasarım yöntemi ve uygulamasına yer verilmiştir. Yatay yönde zemin güçlendirme mantığına dayalı Donatılı Duvar ile düşey yönde zemin güçlendirme mantığına dayalı Fore Kazık ve Jet-Grouting uygulamaları birlikte kullanılarak;

- Farklı oturma ve dönme problemleri nedeniyle yapımına son verilen rijit betonarme istinat duvarlarının yerine, iyileştirilmiş zeminlere oturan, esnek geotekstilli donatılı duvar yapılarak vasıfsız dolgu ve şevler güvenli hale getirilmiştir.
- Dolgu birimlerde yapılamayan öngermeli ve pasif ankraj yerine 15 m yüksekliğindeki toprak yükü yatay iksasız Fore Kazıklı sistemle karşılanmıştır.
- Vasıfsız dolguların hafredilerek inşaat sahasından uzaklaştırılması yerine, yerinde iyileştirilmesi ve duvar arka dolgusu olarak kullanılması sonucu proje maliyetinde % 30 oranında ekonomi sağlanmıştır.
- İnşaat sahasında 3 farklı imalat eş zamanlı yürütülerek zamandan tasarruf sağlanmıştır.
- GDİ duvar cephe elemanları kullanılarak, estetik bir görüntü elde edilmiştir.
- Değişik rijitlikte olan, çekme, basınç ve kesme gerilmeleri altında farklı davranan sistemlerin tasarımında birkaç değişik analiz metoduyla sistemin irdelenmesi önemlidir. Bu amaçla “Deformasyon – Gerilme” ve “Limit Denge” analizleri yapıp kıyaslamalar yapılmalıdır.
- Farklı yüklemeler altında, yatay ve düşey yönde kombine olarak çalışan elemanların davranışı doğru tasarlanıp, yetkin firmalar tarafından uygulanmalıdır.

## KAYNAKLAR

- Briaud J. L., Nicholson P., (2000) “Behavior of Full Scale VERT Wall in Sand”, Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, Vol.126.
- Güler E., (2006) “Geosentetik Donatılı İstinat Duvarı Bir Şartname Taslağı”, İkinci Ulusal Geosentetikçiler Konferansı, İstanbul.
- Ingold, T.S. (1982), Reinforced Earth, Thomas Telford, London.
- Mitchell, J.K. and Christopher, B.R., (1990) “North American Practice in Reinforced Soil Systems” Proceedings of a Conference, Design and Performance of Earth Retaining Structures,, ASCE Geotech. Pub. No. 25, pp 322-346.
- Seed, H.B. and Whitman, R.V.,(1970) “Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads”, Proc. ASCE Speciality Conference on Lateral Stresses and Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, NY, 103-147.
- Segrestin, P. And Bastick, M.J. (1988) “Seismic Design of Reinforced Earth Retaining Walls: The Contribution of Finite Element Analysis”, Proc. Int.Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Kyushu, Japan, 577-582.



# DONATILI KUM ŞEVLERE OTURAN ŞERİT TEMELLERİN SAYISAL ANALİZİ

M. Salih KESKİN<sup>1</sup>

Selçuk BİLDİK<sup>2</sup>

Mustafa LAMAN<sup>3</sup>

## ABSTRACT

In this study, the ultimate bearing capacity of a shallow foundation on geogrid-reinforced sandy slope was investigated using finite element method. In the analyses, the parameters of the distance of the footing from the slope crest, the location of the first layer of reinforcement, the number of reinforcement layer, the vertical spacing of reinforcement layer and the length of the reinforcement layer were investigated. The analyses were performed using small scale and prototype dimensions to investigate the scale effect on the bearing capacity of strip footing. Some practical design parameters were suggested for the relevant foundation engineering applications. Finally, it was concluded that the ultimate bearing capacity values of strip footing on sloping ground can, depending on the reinforcement geogrid arrangement, be significantly increased that of the unreinforced case.

**Key words:** *Shallow foundation, geogrid, bearing capacity, slope*

## ÖZET

Bu çalışmada, geogrid ile güçlendirilmiş şevli zemin üzerine oturan şerit temelin taşıma kapasitesi, sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilmiştir. Analizlerde, temelin şev tepesine olan uzaklığı, ilk donatı derinliği, donatı tabaka sayısı, donatılar arasındaki mesafe ve donatı boyu parametrelerinin taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Analizler küçük ölçekli ve prototip boyutlarda gerçekleştirilerek, şerit temelin taşıma kapasitesine ölçek etkisinin araştırılması amaçlanmıştır. Elde edilen sayısal sonuçlar değerlendirilerek, temel mühendisliği uygulamalarında kullanılmak üzere tasarım parametreleri önerilmiştir. Sonuçta şevli zemine oturan bir şerit temelin nihai taşıma kapasitesinin, uygun donatı yerleşimine bağlı olarak, donatısız duruma göre, önemli mertebelerde arttırılabileceği görülmüştür.

**Anahtar kelimeler:** *Yüzeysel temel, geogrid, taşıma kapasitesi, şev*

<sup>1</sup> Ar. Gör., KESKİN, M.S., Çukurova Üniversitesi, skeskin@cu.edu.tr

<sup>2</sup> İnş. Müh., BİLDİK, S., Çukurova Üniversitesi, sbildik@student.cu.edu.tr

<sup>3</sup> Prof. Dr., LAMAN, M., Çukurova Üniversitesi, mlaman@cu.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Yapı temellerinin bir şev üstüne veya yakınına inşa edilmesi gerektiği durumlar vardır. Yaklaşım dolguları üzerinde oturan köprü ayakları, elektrik direklerinin temelleri vb yapı temelleri bu duruma örnek verilebilir. Bu gibi durumlarda aşağıdaki kaygılar söz konusudur:

- Yanal destekte azalma, taşıma gücü yenilmesini daha olasılıklı hale getirir.
- Temeller, yüzeysel (veya derin) bir heyelanın meydana gelmesi halinde yıkılabilir.
- Yüzeyle yakın zeminler yamaç aşağı yavaşça kayıyor olabilir ve bu kayma temelin yavaşça şev aşağı hareketine neden olabilir. Bu durum özellikle killerde olasıdır (Coduto, 2001).

Temel zeminlerinin problemlili olması durumunda, donatılı zemin uygulaması alternatif zemin iyileştirme tekniklerinden birisidir. Donatılı zemin, çekme dayanımı çok düşük olan zeminlerin, çekme dayanımı yüksek metal şerit, geotekstil veya geogrid gibi malzemeler kullanılarak, bu mukavemet özelliklerinin iyileştirilmesi olarak tanımlanabilir. Donatılı zemin uygulamalarında amaç, zeminin taşıma gücünü arttırmak, beklenen oturma ve deformasyonları azaltmaktır. Bir yapı temelini şevli bir zemin üzerine inşa edildiği durumlarda, taşıma kapasitesi, eğimli olmayan zemine oranla şevin eğimine ve temelin konumuna göre önemli mertebelerde azalabilmektedir. Bu gibi durumlarda taşıma gücünü arttırmak için alınabilecek önlemlerden birisi, temel zemininin geogrid tabakaları ile güçlendirilmesidir. Ayrıca, yol genişletme, göçen şevlerin onarılması gibi değişik mühendislik problemlerinde de donatı ile güçlendirme yapılarak başarılı uygulamalar gerçekleştirilmektedir.

Bu çalışmada, geogrid ile güçlendirilmiş şevli zemin üzerine oturan, şerit temelin taşıma kapasitesi, Plaxis bilgisayar programı kullanılarak analiz edilmiştir. Analizlerde, halen Çukurova üniversitesi İnşaat Mühendisliği Geoteknik Laboratuvarı'nda devam eden bir deneysel çalışmada kullanılan kasanın boyutları, kum zemin ve geogrid parametreleri kullanılmıştır. Analizlerde, temelin şev tepesine olan uzaklığı, ilk donatı derinliği, donatı tabaka sayısı, donatılar arasındaki mesafe ve donatı boyu parametrelerinin taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Ayrıca, şevli zemine oturan şerit temelin taşıma kapasitesine ölçek etkisinin araştırılması amacıyla aynı analizler prototip şev üzerinde gerçekleştirilmiş ve gerekli karşılaştırmalar yapılarak elde edilen optimum geogrid parametreleri sunulmuştur.

## 2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Donatılı şevlerle ilgili önceki çalışmaların birçoğu limit denge esaslı dizayn yöntemlerini geliştirmeye yöneliktir. Örneğin Schneider ve Holtz (1986), Schmertmann vd. (1987), Leshchinsky ve Boedeker (1990), Sawicki ve Lesniewska (1991), Mandal ve Labhane (1992), Lesniewska (1993), Zhao (1996), Michalowsk (1997), Zornberg vd. (1998a,b) gibi. Fakat, güçlendirilmiş şevlere oturan temellerin taşıma kapasitesi ile ilgili çalışmalar sınırlı sayıdadır. Selveaduari ve Gnanendran (1989), geogridlerle güçlendirilmiş bir şev dolgusu üzerine oturan şerit temelin taşıma kapasitesini model deneyler yaparak incelemişlerdir. Fakat bu çalışmada sadece, zemin içerisine yerleştirilen tek bir geogrid tabakası kullanılmıştır. Çeşitli derinliklerde, şev tepesine yakın bir noktaya yerleştirilen şerit temelin yük deplasman davranışı incelenmiştir. Deneysel çalışma sonunda, şev dolgusu üzerine oturan şerit temelin taşıma kapasitesinin geogrid donatı kullanılarak 1.8 kata kadar arttırılabildiği, optimum donatı tabaka derinliğinin, temel genişliğinin 0.5-0.9 katı derinliklerinde elde edildiği belirlenmiştir. Huang vd. (1994), laboratuvarında modelledikleri şerit temel ile yüklenmiş donatılı şev üzerinde bir seri deney gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada donatılı şevin yük altında göçme mekanizması



incelenmiştir. Fakat çalışmada donatı olarak, güçlendirme mekanizması geogridlerden farklı olan fosforlu bronz şeritler kullanılmıştır. Bronz şerit donatılar, zemin içerisine belli açılarla yerleştirilmiş ve bu durumun taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Çalışmadan elde edilen deney sonuçlarından, zemin içerisine 3 donatı tabakası konularak elde edilen taşıma kapasitesi değerinin, donatısız durumda elde edilen değer yaklaşık 3 katı olduğu görülmüştür. Ayrıca, donatının  $30^\circ$  açı ile yerleştirilmesi durumunda taşıma kapasitesi değerinin, donatıların yatay halde yerleştirilmesi durumunda elde edilen değer 1.3 katı olduğu belirlenmiştir.

Lee ve Manjunath (2000), geosentetik kullanılarak güçlendirilmiş şev oturan rijit bir şerit temelin taşıma kapasitesini araştırmak amacıyla deneysel bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada değişik tiplerde geosentetikler kullanılarak göçme mekanizmaları incelenmiş ve optimum geogrid parametreleri için çeşitli öneriler yapılmıştır. Çalışmada, donatı optimum derinliği, temel genişliğinin 0.5 katı değerinde elde edilmiştir. Ayrıca, temelin şev tepesine olan uzaklığının taşıma kapasitesine etkisi araştırılmış ve temelin temel genişliğinin 5 katı kadar uzaklığa konması durumunda şev açısının taşıma kapasitesi üzerinde bir etkisinin kalmadığı görülmüştür. Çalışmada ek olarak sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak analizler gerçekleştirilmiş ve deneysel sonuçlarla belli bir uyum gözlenmiştir.

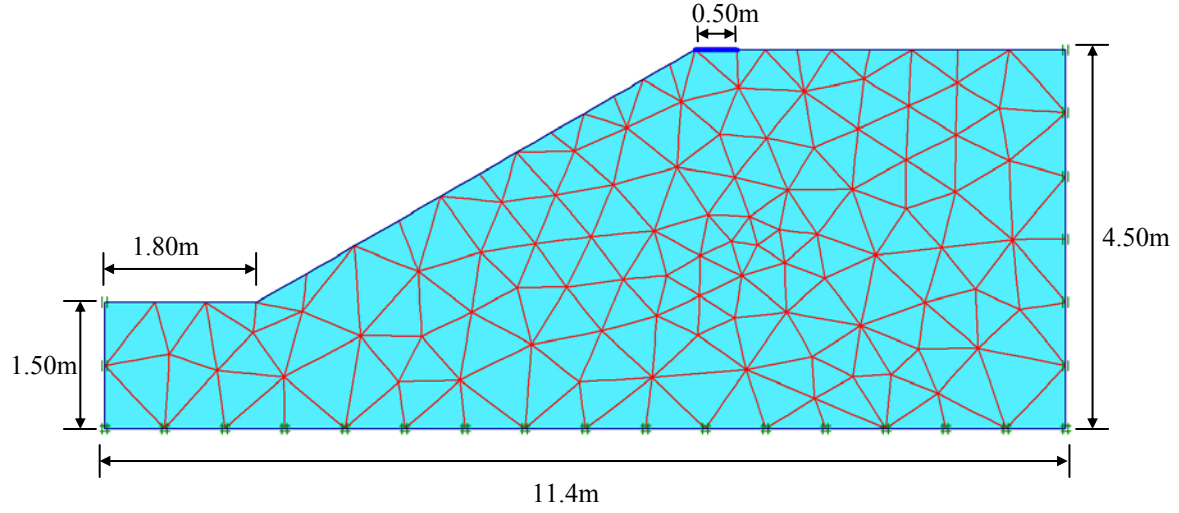
Yoo (2001), donatılı bir şev oturan yüzeysel şerit temelin, taşıma gücü kapasitesini incelemiştir. Hazırlanmış olduğu model üzerinde yapmış olduğu deneysel çalışmaların sonuçlarını, sonlu elemanlar yöntemiyle, bilgisayar ortamında modellemiş ve çıkan verileri, deneysel yollarla bulduğu verilerle karşılaştırmıştır. Ayrıca, kullanmış olduğu donatıların maruz kaldığı gerilmeleri de ölçmüştür. Deneysel çalışmada elde edilen ilk donatı derinliğinin optimum değeri, temel genişliğinin 1.0 katı kadardır. Zemin içerisine tek tabaka donatının optimum derinliğe konması durumunda taşıma gücü kapasitesinin donatısız duruma göre yaklaşık 1.73 kat arttığı görülmüştür.

Bathurst vd. (2003) tarafından, 2 adet büyük ölçekli, geosentetik ile güçlendirilmiş ve 1 adet donatısız kumlu şev oturan şerit temelin kapasitesi ile ilgili deneysel bir çalışma yapılmıştır. Deneylerde, model geometrisi ve yükleme koşulları her 3 deney düzeneğinde de aynı tutularak, iki farklı tipte geogrid kullanılmış ve bu durumun taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Zemin içerisine geogrid yerleştirilmesi durumunda taşıma kapasitesinin donatısız duruma göre 1.6 kat daha güçlü ve rijit geogrid konması durumunda ise, 2.0 kat arttığı tespit edilmiştir.

### 3. SAYISAL ANALİZ

Çalışmada, geogridle güçlendirilmiş kum şev oturan şerit temelin sayısal analizi, sonlu elemanlar yöntemi ile çözüm yapan Plaxis V8.2 bilgisayar programı ile gerçekleştirilmiştir. Sayısal analizler, hem küçük ölçekli ve hem de küçük ölçekli modelin 10 katı boyutlarda oluşturulan prototip modelde iki boyutlu ve düzlem şekil değiştirme koşullarında gerçekleştirilmiştir (Şekil 1). Geometrik modelin genişliği küçük ölçekli modelde 1.14m, prototip modelde 11.4m, toplam zemin yüksekliği ise, küçük ölçekli modelde 0.45m, prototip modelde ise 4.5m'dir. Analizlerde şev açısı  $\beta=30^\circ$  olarak alınmıştır. Zemin ortamı, 15 düğümlü üçgen elemanlarla modellenmiştir. Çalışmada kum, pekleşen zemin olarak adlandırılan (hardening soil) elastoplastik hiperbolik model kullanılarak modellenmiştir. Kum malzemesinin modellenmesinde kullanılan, deneysel olarak belirlenmiş, parametreler Tablo 1'de görülmektedir. Analizlerde kullanılan model temel plakası, kiriş eleman ile modellenmiştir. Kiriş elemanının malzeme özellikleri,  $EI=163\text{kNm}^2/\text{m}$  ve  $EA=3.4 \times 10^5\text{kN/m}$ 'dir. Analizlerde, geogrid donatı tabakalarını modellemek için geotekstil

elemanlar kullanılmıştır. Geogrid donatı tabakalarının EA değeri programa 465kN/m olarak girilmiştir.



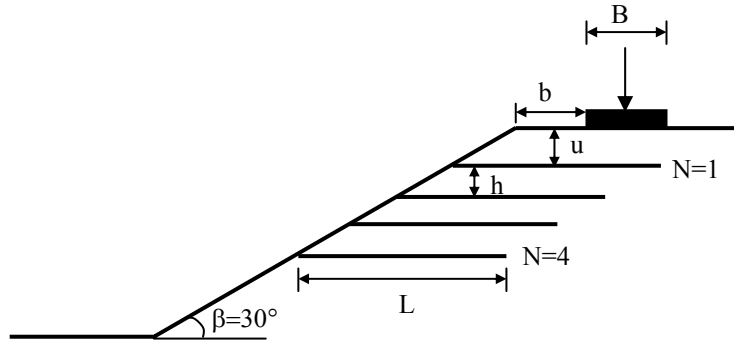
Şekil 1. Prototip Modelde Sonlu Elemanlar Ağı

Tablo 1. Kum İçin Model Parametreleri

Parametre Adı	Simge	Birim	Değeri
Referans basınç değeri	$p^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	100
Birim hacim ağırlığı	$\gamma_n$	kN/m <sup>3</sup>	17.10
Üç eksenli yükleme rijitliği	$E_{50}$	kN/m <sup>2</sup>	28000
Üç eksenli boşaltma-yükleme rijitliği	$E_{ur}$	kN/m <sup>2</sup>	72500
Ödometre yükleme rijitliği	$E_{oed}$	kN/m <sup>2</sup>	28000
Gerilme seviyesine bağlı üs değeri	$m$	-	0.50
Kohezyon	$c$	kN/m <sup>2</sup>	0.30
Kayma mukavemet açısı	$\phi$	(°)	41
Dilatasyon açısı	$\psi$	(°)	11
Poisson oranı	$\mu$	-	0.20
Toprak basıncı katsayısı	$K_0$	-	0.34
Göçme oranı	$R_f$	-	0.90

Sayısal analizlerde, aşağıdaki parametrelerin taşıma kapasitesine etkileri araştırılmıştır (Şekil 2).

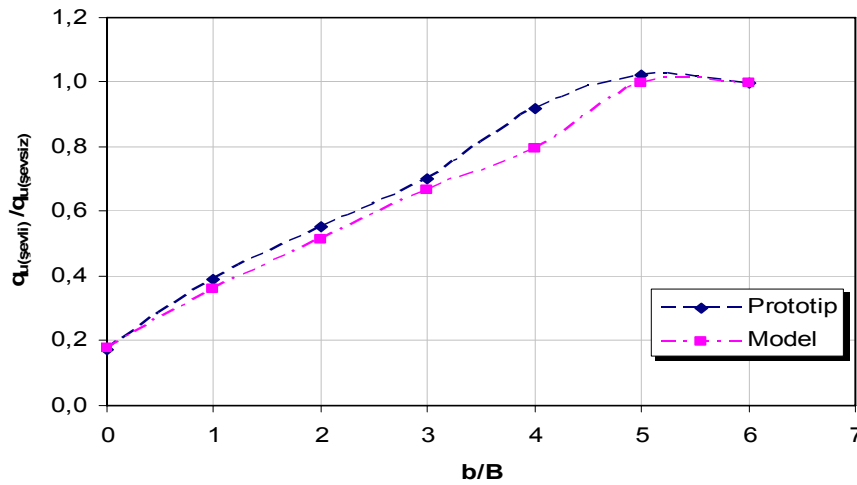
- Temelin şev tepesine olan uzaklığı (b)
- İlk donatı tabakası derinliği (u)
- Donatı tabaka boyu (L)
- Donatı tabakaları arasındaki düşey derinlik (h)
- Donatı tabaka sayısı (N)



Şekil 2. Donatılı Şev Deney Düzeneği

### 3.1. Temelin Şev Tepesine Olan Uzaklığının (b/B) Etkisi

Temelin şev tepesine olan uzaklığının şerit temelin taşıma kapasitesine etkisinin araştırılması amacıyla donatısız durumda model ve prototip üzerinde analizler gerçekleştirilmiştir. Farklı b/B değerleri için (b/B=0, 1, 2, 3, 4, 5 ve 6) taşıma gücü değerleri elde edilmiş ve şevsiz durum için ( $\beta=0^\circ$ ) elde edilen taşıma gücü değeriyle oranlanarak ( $q_{u(\text{şevli})}/q_{u(\text{şevsiz})}$ ) model ve prototipten elde edilen değerler karşılaştırılmıştır (Şekil 3).

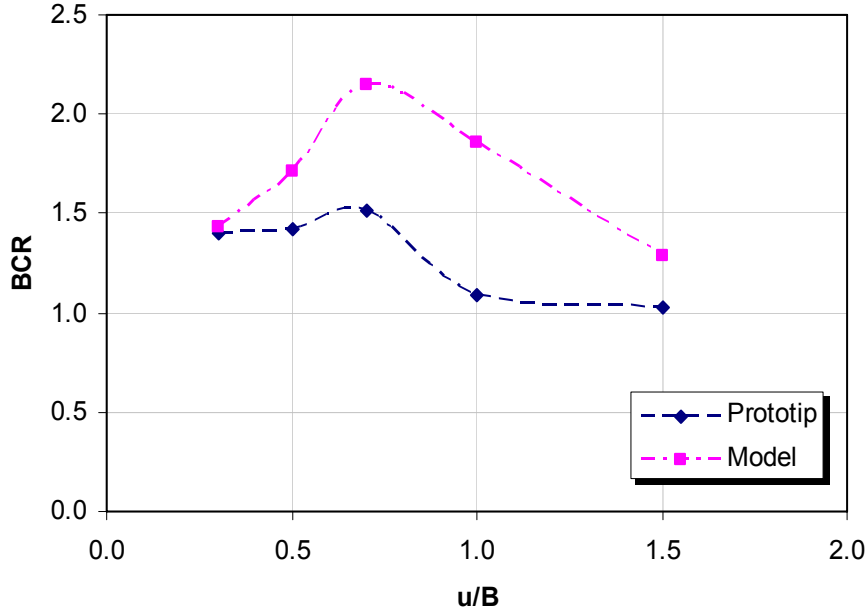
Şekil 3. b/B ile  $q_{u(\text{şevli})}/q_{u(\text{şevsiz})}$  Arasındaki İlişki (donatısız durum)

Şekil 3 incelendiğinde model ve prototip sonuçlarının uyum içerisinde olduğu ve b/B=5 durumunda şev etkisinin ortadan kalktığı görülmektedir.

### 3.2. İlk Donatı Tabakası Derinliğinin (u/B) Etkisi

Bu gruptaki analizlerde, ilk donatı tabakası derinliğinin donatılı kum şevlerin taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. İlk donatı tabakası farklı derinliklerde (u/B=0.3, 0.5, 0.7, 1.0, 1.5) seçilerek analizler yapılmıştır. Analizlerde diğer parametreler, b/B=0, N=1 ve L/B=5

olarak, sabit tutulmuştur. Analizler sonunda model ve prototip için elde edilen  $u/B$  ile  $BCR=q_{u(donatılı)}/q_{u(donatısız)}$  arasındaki ilişki Şekil 4’de görülmektedir.

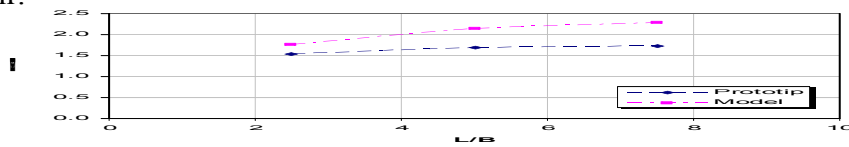


Şekil 4.  $u/B$  ile BCR Arasındaki İlişki ( $b/B=0$ ,  $N=1$ ,  $L/B=5$ )

Şekil 4’den, ilk donatı derinliği için optimum değer hem prototip hem de model için  $u=0.7B$  derinliğinde elde edildiği fakat model analizlerde elde edilen taşıma kapasitesi oranlarının prototipe göre daha büyük olduğu görülmektedir.

### 3.3. Donatı Tabaka Boyunun ( $L/B$ ) Etkisi

Bu gruptaki analizlerde, farklı boylarda ( $L=2.5B$ ,  $5B$ ,  $7.5B$ ) donatı tabakası kullanılarak donatı tabaka boyunun taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Diğer parametreler,  $b/B=0$ ,  $u/B=0.7$  ve  $N=1$  olarak, sabit tutulmuştur. Analizlerden elde edilen sonuçlar Şekil 5’de görülmektedir.

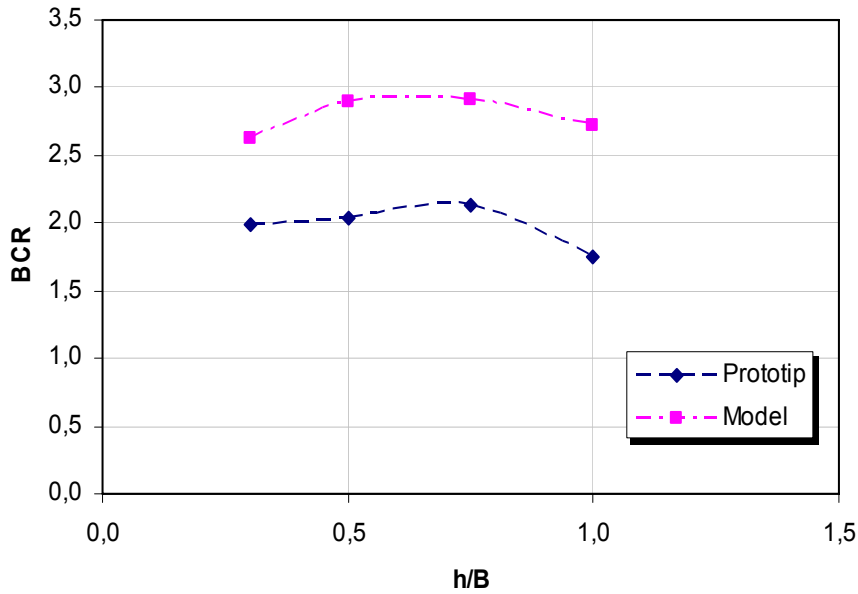


Şekil 5.  $L/B$  ile BCR Arasındaki İlişki ( $b/B=0$ ,  $N=1$ ,  $u/B=0.7$ )

Şekil 5 incelendiğinde, model analizlerde elde edilen taşıma kapasitesi oranlarının prototipe göre daha büyük olduğu görülmektedir. Her iki analizde de donatı boyunun  $7.5B$  seçilmesi durumunda taşıma kapasitesi oranlarının  $L=5B$  seçilmesi durumuna göre bir miktar arttığı görülmektedir. Fakat bu artış değerinin çok fazla olmadığı düşünülerek optimum donatı boyu  $L=5B$  olarak seçilmiştir.

### 3.4. Donatı Tabakaları Arasındaki Düşey Derinliğin ( $h/B$ ) Etkisi

Analizlerde donatı tabakaları arasındaki derinlik farklı değerlerde seçilerek ( $h/B=0.30, 0.5, 0.75, 1.0$ ) taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Diğer parametreler,  $b/B=0$ ,  $N=2$  ve  $L=5B$  olarak, sabit tutulmuştur. Analizler sonunda  $h/B$  oranı ile BCR arasındaki ilişki model ve prototip için Şekil 6'da sunulmuştur.

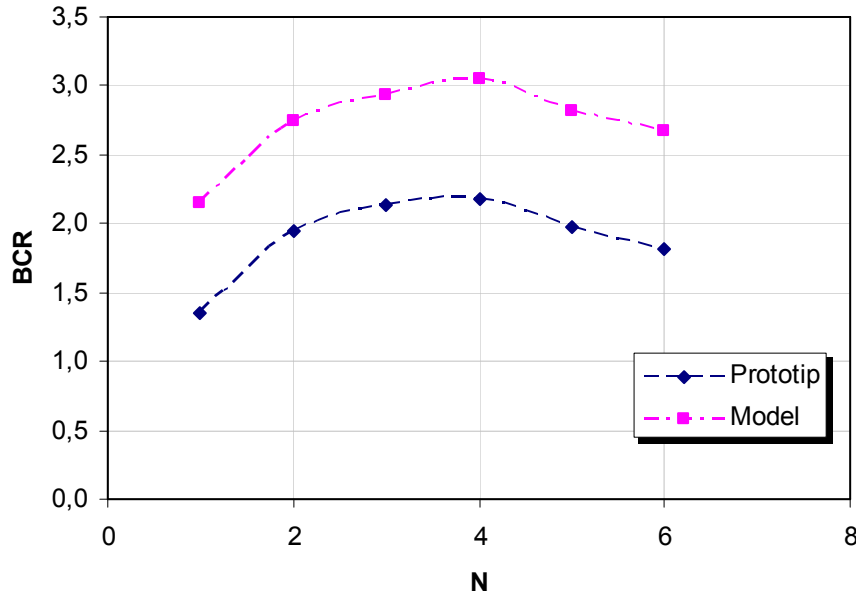


Şekil 6.  $h/B$  ile BCR Arasındaki İlişki ( $b/B=0$ ,  $u/B=0.7$ ,  $N=2$ ,  $L=5B$ )

Şekil 6'dan model analizler sonucu elde edilen BCR değerleri prototip değerlerinden büyük olmasına rağmen donatı tabakaları arasındaki optimum derinlik değerinin her iki analizde de  $h=0.75B$  derinliğinde elde edildiği görülmektedir.

### 3.5. Donatı Tabaka Sayısı ( $N$ ) Etkisi

Bu gruptaki analizlerde, farklı sayıda donatı tabakası kullanılarak donatı tabaka sayısının taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Donatı tabaka sayısı  $N=1$ 'den  $6$ 'ya kadar değiştirilerek gerçekleştirilen analizlerde diğer parametreler,  $b/B=0$ ,  $u/B=0.7$ ,  $h/B=0.75B$  ve  $L=5B$  olarak, sabit tutulmuştur. Analizlerde elde edilen sonuçlar Şekil 7'de görülmektedir.



Şekil 7.  $h/B$  ile BCR Arasındaki İlişki ( $b/B=0$ ,  $u/B=0.7$ ,  $h/B=0.75$ ,  $L=5B$ )

Şekil 7 incelendiğinde, maksimum BCR değerlerinin hem model hem de prototip için  $N=4$  olması durumunda elde edildiği ve model analizler sonucunda elde edilen BCR değerlerinin prototip sonuçlarına göre daha büyük olduğu görülmektedir.

#### 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, yüzeyi  $30^\circ$  açılı ile şevlendirilmiş ve şerit temel ile yüklenmiş kum zeminde, temelin şev tepesine olan uzaklığı ( $b$ ), ilk donatı tabaka derinliği ( $u$ ), donatı tabaka boyu ( $L$ ), donatılar arası mesafe ( $h$ ) ve donatı tabaka sayısı ( $N$ ) parametreleri Plaxis bilgisayar programı kullanılarak sonlu elemanlar yöntemiyle analiz edilmiştir. Analizlerde ölçek etkisinin araştırılması amacıyla küçük ölçekli ve 10 kat büyütülmüş prototip modeller kullanılmıştır. Çalışma sonunda,

- (1) Şevli zemine oturan bir şerit temelin nihai taşıma kapasitesinin, zemin içerisine donatı konularak önemli mertebelerde artırılabilirliği görülmüştür.
- (2) İlk donatı derinliği, donatı tabaka boyu, donatılar arası mesafe ve donatı tabaka sayısının şev oturan şerit temelin nihai taşıma kapasitesini etkileyen önemli parametreler olduğu anlaşılmıştır.
- (3) Model ve prototip analizlerde, temelin şev tepesine olan uzaklığının  $b=5B$  olması durumunda şevsiz durum ile aynı taşıma gücü değerini verdiği görülmüştür.
- (4) İlk donatı tabakası için optimum derinlik, her iki analizde de  $u=0.7B$  olarak bulunmuştur. Bu durumda tek donatılı şevin taşıma kapasitesi donatısız göre model analizlerde 2.15, prototip analizlerde ise 1.50 kat artmaktadır.
- (5) Donatı tabaka boyunun  $L=5B$  ve  $L=7.5B$  seçilmesi durumunda taşıma kapasitesi değerlerindeki artışın yaklaşık %5 olduğu görülmüş ve maliyet de göz önüne alınarak donatı tabaka boyu için optimum değer  $L=5B$  olarak alınması uygun görülmüştür.

- (6) Donatı tabakaları arasındaki mesafe için optimum değer hem model hem de prototip analizlerde  $h=0.75B$  olarak elde edilmiştir.
- (7) Donatı tabaka sayısı için optimum değer hem model hem de prototip analizlerde  $N=4$  olarak belirlenmiştir. Donatı tabaka sayısının  $N=4$  olması durumunda taşıma kapasitesi donatısız duruma göre model analizlerde yaklaşık 3 kat, prototip analizlerde ise 2 kat arttığı görülmüştür.
- (8) Çalışmada, ölçek etkisinin araştırılması amacıyla gerçekleştirilen analizler sonucunda, model ve prototip sonuçları arasında donatılı durumda %50'ye varan farklar olduğu ve model analizlerde daha büyük taşıma kapasitesi değerleri elde edildiği görülmüştür.

## TEŞEKKÜR

Bu bildirinin ikinci yazarı TÜBİTAK tarafından yurt içi yüksek lisans bursu ile desteklenmektedir. İkinci yazar, bu destek için TÜBİTAK'a teşekkürlerini sunmaktadır.

## KAYNAKLAR

- Coduto, D.P., (2000). "Foundation Design: Principles and Practices", 2nd Edition, New Jersey, Prentice Hall.
- Schneider, H.R., Holtz, R.D., (1986). „Design of slopes reinforced with geotextiles and geogrids”, Geotextiles and Geomembranes, 3 (1), 29–51.
- Schmertmann, G.R., Chourery-Curtis, V.E., Johnson, R.D., Bonaparte, R., (1987). "Design charts for geogrid-reinforced soil slopes", Proceedings Geosynthetics '87, Vol. 1, Industrial Fabrics Association Int., St. Paul, Minn., USA, pp. 108–120.
- Leshchinsky, D., Boedeker, R.H., (1990). "Geosynthetic reinforced soil structure. Journal of Geotechnical Engineering", ASCE 115 (10), 1459–1477.
- Sawicki, A., Lesniewska, D., (1991). "Stability of fabric reinforced cohesive soil slopes", Geotextiles and Geomembranes 10, 125–146.
- Mandal, J.N., Labhane, L., (1992). "A procedure for the design and analysis of geosynthetic reinforced soil slopes", Geotechnical and Geological Engineering 10 (4), 291–319.
- Lesniewska, D., (1993). "RES a numerical program for reinforced-soil slopes based on the rigid-plastic theoretical model", Geotextiles and Geomembranes 12 (5), 435–439.
- Zhao, A., (1996). "Limit analysis of geosynthetic-reinforced soil slopes", Geosynthetics International 3 (6), 721–740.
- Michalowsk, R.L., (1997). "Stability of uniformly reinforced slopes", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 123 (6), 546–556.
- Zornberg, J.G., Sitar, N., Mitchell, J.K., (1998a). "Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 124 (8), 670–683.
- Zornberg, J.G., Sitar, N., Mitchell, J.K., (1998b). "Limit equilibrium as basis for design of geosynthetic reinforced slopes", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 124 (8), 684–698.
- Selvadurai, A. P. S., Gnanendran, C. T., (1989). "An Experimental Study of a Footing Located on a Sloped Fill" : Influence of a Soil Reinforcement Layer, Canadian Geotechnical Journal, 26 (3), 467-473.

- Huang, C., Tatsuoka, F., Sato, Y., (1994). "Failure Mechanisms of Reinforced Sand Slopes Loaded with a Footing", *Soils and Foundations*, 24 (2), 27-40.
- Lee, K. M., Manjunath, V. R., (2000). "Experimental and Numerical Studies of Geosynthetic-Reinforced Sand Slopes Loaded with a Footing", *Can. J. Geotech./Rev. Can. Geotech.*, 37(4), 828-842.
- Yoo, C., (2001). "Laboratory Investigation of Bearing Capacity Behavior of Strip Footing on Geogrid-Reinforced Sand Slope", *Geotextiles and Geomembranes*, 19, 279-298.
- Bathurst, R. J., Blatz, J. A., and Burger, M. H., (2003). "Performance of Instrumented Large-Scale Unreinforced and Reinforced Embankments Loaded by a Strip Footing to Failure", *Can. Geotech. J.*, 40, 1067-1083.



# GEOGRİD DONATILI ZEMİNLER ÜZERİNDE YER ALAN EKSANTRİK YÜKLÜ ŞERİT TEMEL

Cavit ATALAR<sup>1</sup> Braja M. DAS<sup>2</sup> Chitta R. PATRA<sup>3</sup> Eun C. SHIN<sup>4</sup>

## ABSTRACT

Laboratory model test results for the ultimate bearing capacity of embedded and eccentrically loaded strip foundations supported by geogrid-reinforced sand and saturated clay are presented. The depth of the foundation was varied from zero to  $B$  (width of foundation). Load to the model foundation was applied with eccentricity ( $e$ ) varying from zero to 15% of the foundation width. Only one type of geogrid, one variety of sandy soil, and one variety of clayey soil was used for the tests. Based on the laboratory test results, empirical relationships called reduction factors were developed that correlate the ratio of the ultimate bearing capacity of an eccentrically loaded foundation with that for a foundation where the load is applied centrally.

## ÖZET

Geogrid-donatılı kum ve suya doymuş kil zeminler üzerinde yer alan gömülü ve eksantrik şerit temellerin toplam taşıma kapasitelerine ait laboratuvar model deney sonuçları verilmektedir. Zemine gömülen temelin derinliği sıfır ile temel genişliği kadar değişik derinlikler için alınmıştır. Model temele uygulanan eksantrik yük, merkezden uzaklığı sıfır ile %15 temel genişliğine kadar alınmıştır. Deneylerde bir tip geogrid, bir çeşit kumlu zemin ve bir çeşit killi zemin kullanılmıştır. Laboratuvar deney sonuçları gözönünde tutularak ampirik ilişkili bir indirgeme faktörleri geliştirilmiştir. Bu faktörler, eksantrik yüklü temelin toplam taşıma kapasitesini, merkez yüklü temele orantı bağıntısı yapmaktadır.

## 1. GİRİŞ

Son otuz yılda geogrid levhaları ile takviye edilmiş kumlu zeminler üzerinde yer alan sığ temellerin toplam taşıma kapasitesi ve emniyetli taşıma kapasitesi için yapılan küçük çaplı laboratuvar model deneyleri yayınlanmıştır (Guido vd.,1986; Khing vd., 1993 ; Omar vd., 1993 ; Yetimoglu vd., 1994; Das ve Omar, 1994; Adams ve Collin, 1977). Shin vd. (1993) ile Das vd. (2000) geogrid levhaları ile takviye edilmiş suya doymuş killi zeminler için taşıma kapasite değerleri yayımlamışlardır. Bu araştırmalar yüzeyde yer alan merkez yüklü temeller için yapılmıştır. Halbuki temel genelde bir kazı yapılarak yüzeyin altında belirli bir mesafede

<sup>1</sup> Doç. Dr. , Yakın Doğu Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Lefkoşa, KKTC, catalar@neu.edu.tr

<sup>2</sup> Prof. Dr. , Henderson, Nevada, USA, brajamdas@gmail.com

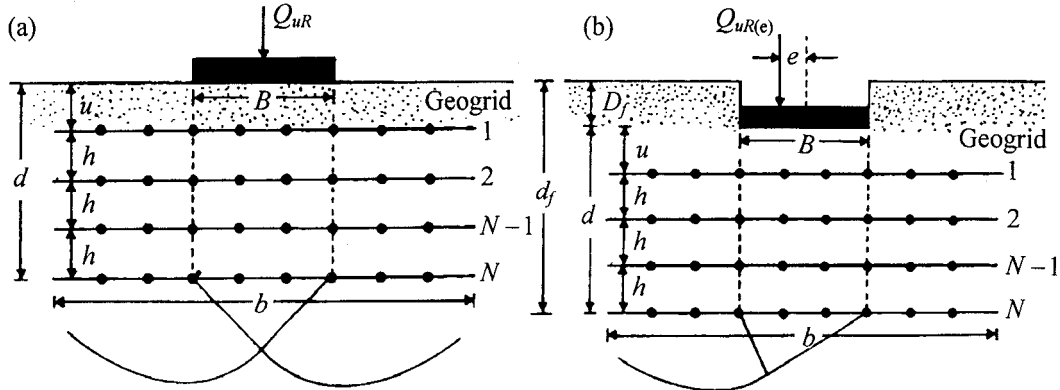
<sup>3</sup> Doç..Dr., PATRA, C.R., National Institute of Technology, Civil Engineering Dept., Rourkela, Orissa, INDIA, crpatra@nitrrkl.ac.in.

<sup>4</sup> Prof. Dr., University of Incheon, Dept. of Civil and Environmental System Eng. Incheon, Korea, ecshin@incheon.ac.kr

gömülü olarak dökülmekte ve merkez yüklü yanında eksantrik yüklü olabilmektedir. Son zamanlarda eksantrik yüklü ve/veya gömülü temellerin oturduğu kumlu ve killi zeminler için de model deneyler yapılmaktadır (Purkayastha ve Char, 1977; Moroğlu ve Uzuner, 2002; Atalar vd., 2004; Patra vd., 2005; Patra vd., 2006a; Patra vd., 2006b; Das vd., 2008). Bu bildiride amacımız, kazı derinliği ve eksantrik yükün etkisini dikkate alarak, geogrid donatılı kumlu ve killi zeminler üzerinde yer alan şerit temellerin emniyetli taşıma kapasitesi değerlendirilmesi için son zamanlarda yapılan model deney sonuçlarını sunmaktır. Bu deneylerde temel derinliğinin ( $D_f$ ), temel genişliğine ( $B$ ) oranı  $D_f/B$  sıfır'dan bir'e değiştirilmiştir.

## 2. GEOGRİD-DONATILI ZEMİN ÜZERİNE OTURAN TEMEL

Takemura vd. (1992) geogrid donatılı kumlu zeminler üzerinde yer alan şerit temellerin emniyetli taşıma kapasitesi değerlendirilmesi için santrifüj deneyleri yaptılar. Model deney sonuçlarına göre yük miktarı maksimuma erişmeden hemen önce temelin altında katı bir zemin bloğu oluşmakta ve bu blok gömülü temel gibi davranış göstermektedir. Bu gözleme dayanarak göçme durumu Şekil 1 de gösterilmiştir. Şerit temelin genişliği  $B$  ile gösterilmektedir. Temel tabanı yüzeyden itibaren  $d_f$  mesafesindedir. Zemin  $N$  adet geogrid levhaları güçlendirilmiştir. Temel tabanının altındaki en üst geogrid levhası temelin alt seviyesinden itibaren  $u$  derinliktedir. En üst geogrid levhasından sonra her bir geogrid levhası eşit aralıklarla ve  $h$  mesafesi ile yerleştirilmiştir. Şerit temelin genişliğine paralel olarak,  $b$  genişliğinde geogrid levhaları yerleştirilir.  $Q_{uR}$ , temelin birim uzunluğu için toplam yüküdür.



Şekil 1. Geogrid donatılı zeminler üzerinde yer alan şerit temelin öngörülen göçme durumu: (a) merkezi yük altında; (b) eksantrik yük altında

Temelin tabanından itibaren ölçülen donatı toplam derinliğini,  $d$ , şu bağıntı ile gösterebiliriz.

$$d = u + (N - 1)h \quad (1)$$

Merkezi yük altında göçme mekanizması Şekil 1a'da ve eksantrik yük altında zeminin göçme yüzeyi 1b'de görülmektedir.  $Q_{uR(e)}$  eksantrik yük ( $e$ ) altında temelin birim uzunluğu için toplam yüküdür.  $D_f$  gömülen temelin yüzeyden itibaren derinliğini gösterir.

$$d_f = D_f + d = D_f + u + (N - 1)h \quad (2)$$

Purkayastha ve Char (1977) donatısız kum üzerinde yer alan eksantrik yüklü şerit temel için duraylılık analizleri neticelerine göre aşağıdaki bağıntıyı önermişlerdi;

$$\frac{q_{u(e)}}{q_{u(e=0)}} = 1 - R_K \quad (3)$$

$R_K$  = indirgeme faktörü,  $q_{u(e)}$  = eksantrik yüklü (e) temelde birim alan için ortalama yük;  $q_{u(e=0)}$  = merkezi yüklü (e=0) temelde birim alan için ortalama yük.

Geogrid donatılı kumlu zemin üzerinde yer alan şerit temelin eksantrik yük altında tahmini toplam taşıma kapasitesini hesaplamak için benzer ilişki geliştirilebilir (Şekil 1b).

$$\frac{q_{uR(e)}}{q_{uR(e=0)}} = \frac{(Q_{uR(e)}/B)}{(Q_{uR(e=0)}/B)} = 1 - R_{KR} \quad (4)$$

$R_{KR}$  = indirgeme faktörü (kum için) ,  $q_{uR(e)}$  = eksantrik yüklü (e) temelde birim alan için ortalama yük (geogrid donatılı zemin);  $q_{uR(e=0)}$  = merkezi yüklü (e=0) temelde birim alan için ortalama yük (geogrid donatılı zemin). Killi zemin deneyleri için benzer ilişki geliştirilebilir.

$$\frac{q'_{uR(e)}}{q'_{uR(e=0)}} = \frac{q_{uR(e)} - \gamma D_f}{q_{uR(e=0)} - \gamma D_f} = 1 - R'_{KR} \quad (5)$$

$R'_{KR}$  = indirgeme faktörü (kil için) ,  $q'_{uR(e)}$  = eksantrik yüklü (e) temelde birim alan için ortalama yük (geogrid donatılı zemin);  $q'_{uR(e=0)}$  = merkezi yüklü (e=0) temelde birim alan için ortalama yük (geogrid donatılı zemin);  $\gamma$  = zemin birim hacim ağırlığı.

### 3. LABORATUVAR MODEL DENEYLERİ

Model deneyler 0.80 m uzunluk, 0.365 m genişlik ve 0.70 m derinliğinde bir kutu içerisinde yapılmıştır. Taşıma kapasitesi deneyleri için kullanılan model temel, 360 mm uzunluğunda 80 mm genişliğinde ve 25 mm kalınlığında yumuşak çelikten yapılmıştır. Temel modelin tabanına tutkalla ince bir kum tabakası yapıştırılarak düzgün olmayan bir yüzey oluşturulmuştur. Temel model üzerine yük verildiği zaman, temel modelin kenarlarının sürtünmesini minimuma indirmek için temel kenarları ve kutu içerisinde sürtünmeyi azaltmak için kutunun içerisi cilalanmıştır. Deney esnasında zemin sıkışmasından dolayı kutunun zarar görmemesi için kutu kenarları desteklerle takviye edilmiştir. Model deneyler için doğal kum ve doğal kil kullanılmıştır.

Kumun dane dağılımı 0.3 mm ile 0.7 mm arasındadır. Efektif boyutu ( $D_{10}$ ) 0.41 mm ve uniformity coefficient ( $C_u$ ) 1.4'dür. Bütün deneyler için kumun ortalama birim ağırlığı 14.81 kN/m<sup>3</sup> ve ortalama sıkıştırma bağıl sıklığı %72 olarak tutulmuştur. Deney esnasında, kesme kutusu deneylerinde kumun ortalama en büyük sürtünme açısı  $\phi' = 42.4$  dür.

Model deneyler için %95, 40 no.lu elek altı ile %83, 200 no.lu elek altı doğal killi zemin kullanılmıştır. Zemin laboratuvarında iyice öğütülerek toz haline getirilmiş ve iyice su ile karıştırılmıştır. Su içeriğinin, her yerinde eşit dağılımı için ıslak zemin bir kaç plastik torbaya yerleştirilerek deneyler için kullanılmadan önce bir kaç gün nemli odada dinlendirilmiştir. Deneyler esnasında sıkıştırılmış killi zemin'in nemli birim ağırlığı = 19.1 kN/m<sup>3</sup>; su içeriği = %23;  $c_u = 15$  kN/m<sup>2</sup> [laboratuvar kanatlı kesici aleti (vane shear test)]; suya doymunluk oranı  $\approx$  %91'dir. Deneyler için TENSAR® biaxial geogrid (BX1100) kullanılmıştır.

Deneylerin başlangıcında 25 mm bölmelerle kum deney kutusuna konular. Her bölme için istenilen birim ağırlığın sağlanması için zemin tartılır ve düz tabanlı ahşap tokmak ile sıkıştırılır. Geogrid levhaları arzu edilen  $u/B$  ve  $h/B$  değerlerine göre kuma yerleştirilir. Model temel yüzeyde ve yüzeyden itibaren en fazla temel genişliği kadar belirli derinliklere yerleştirilir. Temel modele, elektrikli hidrolik kriko vasıtasıyla merkezi veya eksantrik yük uygulanır. Temel oturmaları, temelin her iki kenarına yerleştirilen 0.01 mm'lik hassasiyeti olan iki ölçüm aleti ile ölçülür. Yük küçük artışla uygulanır ve değişiklikler her artışta ölçülür. Toplam yük – oturma eğrisi hesaplanır. Model temelin uzunluğu hemen hemen deney kutusunun enine eşit olduğundan düzlem birim boy değiştirme olmadığını kabul edebiliriz. Deneylerde geogrid donatılı levhalar için aşağıdaki parametreler uygulanmıştır:  $u/B = 0.35$ ,  $h/B = 0.25$  and  $b/B = 5$ . Model deneylerin yapılaş sırası Tablo 1 ve Tablo 2'de gösterilmektedir.

Tablo 1. Donatılı kum'da model deney sırası

Deney no.	$D_f/B$	$N$	$d_f/B$	$e/B$
1—3	0	2, 3, 4	0.6, 0.85, 1.1	0
4—6	0	2, 3, 4	0.6, 0.85, 1.1	0.05
7—9	0	2, 3, 4	0.6, 0.85, 1.1	0.10
10—12	0	2, 3, 4	0.6, 0.85, 1.1	0.15
13—15	0.5	2, 3, 4	1.1, 1.35, 1.6	0
16—18	0.5	2, 3, 4	1.1, 1.35, 1.6	0.05
19—21	0.5	2, 3, 4	1.1, 1.35, 1.6	0.10
22—24	0.5	2, 3, 4	1.1, 1.35, 1.6	0.15
25—27	1.0	2, 3, 4	1.6, 1.85, 2.1	0
28—30	1.0	2, 3, 4	1.6, 1.85, 2.1	0.05
31—33	1.0	2, 3, 4	1.6, 1.85, 2.1	0.10
34—36	1.0	2, 3, 4	1.6, 1.85, 2.1	0.15

Not: Bütün deneyler için;  $u/B = 0.35$ ,  $h/B = 0.25$ ,  $b/B = 5$

Tablo 2. Donatılı kil'de model deney sırası

Deney no.	$D_f/B$	$N$	$d_f/B$	$e/B$
1—5	0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0	0	0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0	0
6—10	0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0	4	1.1, 1.35, 1.6, 1.85, 2.1	0
11—13	0, 0.5, 1.0	2	0.6, 1.1, 1.6	0
14—16	0, 0.5, 1.0	3	0.85, 1.35, 1.85	0
17—19	0, 0.5, 1.0	4	1.1, 1.6, 2.1	0.05
20—22	0, 0.5, 1.0	4	1.1, 1.6, 2.1	0.10
23—25	0, 0.5, 1.0	4	1.1, 1.6, 2.1	0.15
26—28	0, 0.5, 1.0	2	0.6, 1.1, 1.6	0.05
29—31	0, 0.5, 1.0	2	0.6, 1.1, 1.6	0.10
32—34	0, 0.5, 1.0	2	0.6, 1.1, 1.6	0.15
35—37	0, 0.5, 1.0	3	0.85, 1.35, 1.85	0.05
38—40	0, 0.5, 1.0	3	0.85, 1.35, 1.85	0.10
41—43	0, 0.5, 1.0	3	0.85, 1.35, 1.85	0.15

Not: Bütün deneyler için;  $u/B = 0.35$ ,  $h/B = 0.25$ ,  $b/B = 5$

## 4. DENEY SONUÇLARI

### 4.1. Kum Deneyleri (Tablo 2)

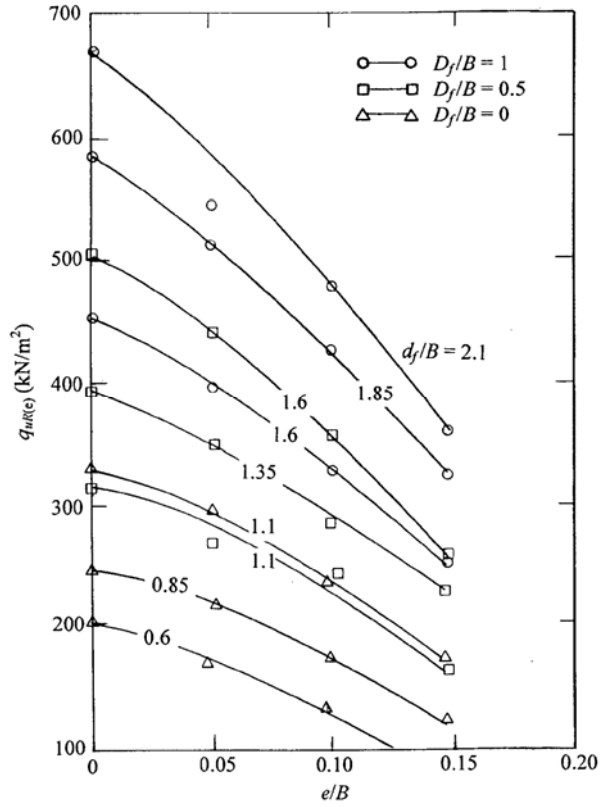
Şekil 2 de  $q_{UR(e)}$ ' nin  $e/B$  ve  $d_f/B$  ye göre değişimlerini göstermektedir.  $D_f/B = 0, 0.5$  ve 1 olarak alınmıştır. Beklendiği gibi  $D_f/B$  (veya  $d_f/B$ ) değerlerine göre,  $e/B$  nin değeri artmakta

ve  $q_{uR(e)}$  in değeri azalmaktadır. Herhangi bir  $D_f/B$  ve  $e/B$  değerine göre,  $d_f/B$  nin artışına bağlı olarak toplam taşıma kapasitesi artmaktadır. Denklem 4'deki indirgeme faktörünü şu şekilde yazabiliriz.

$$R_{KR} = \alpha_1 \left( \frac{d_f}{B} \right)^{\alpha_2} \left( \frac{e}{B} \right)^{\alpha_3} \quad (6)$$

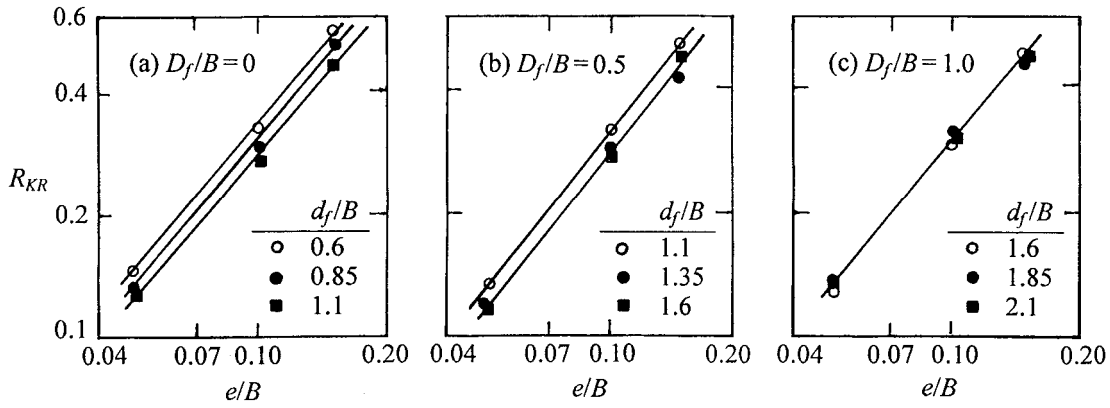
Denklem 6'ya göre indirgeme faktörü

$$R_{KR} \propto \left( \frac{e}{B} \right)^{\alpha_3} \quad (7)$$



Şekil 2.  $q_{uR(e)}$ 'nin  $e/B$  ve  $d_f/B$  ye göre değişimleri [ $D_f/B = 0$  için (Deney 1-12),  $D_f/B = 0.5$  (Deney 13 - 25), ve  $D_f/B = 1.0$  (Deney 25 - 36)]

Şekil 2'deki deneylerden elde edilen toplam taşıma kapasitelerini  $q_{uR(e)}$  kullanarak hesaplanan indirgeme faktörü değerleri Şekil 3a, b ve c'de gösterilmektedir. Bu şekillerden görüldüğü gibi herhangi bir  $D_f/B$  ve  $d_f/B$  değeri için logaritmik çizimde  $e/B$  değerlerine karşılık gelen  $R_{KR}$  değerleri hemen hemen doğrusal bir çizgidir.  $\alpha_3$ 'ün ortalama değeri 1.21'dir. Böylece

Şekil 3.  $e/B$  değerleri karşılığı gelen  $R_{KR}$  değerleri

$$R_{KR} \propto \left(\frac{e}{B}\right)^{1.21} \quad (8)$$

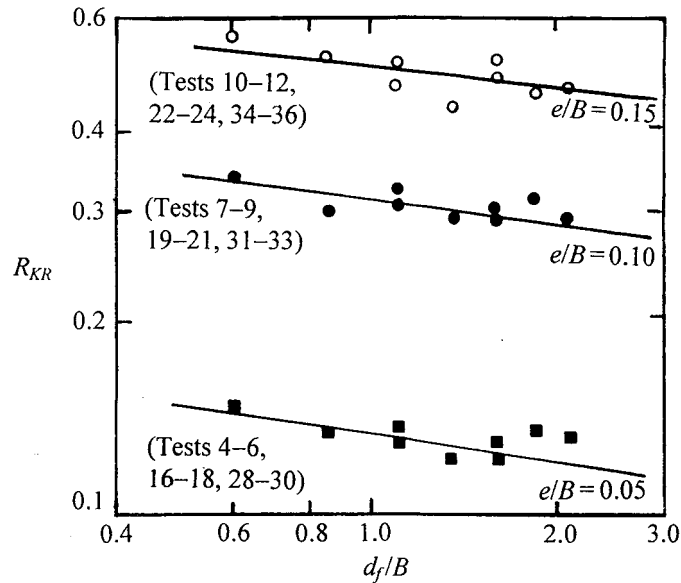
Şekil 4 de  $R_{KR}$ 'nin  $d_f/B$  ve  $e/B$  ye göre değişimlerini göstermektedir.  $e/B = 0.05, 0.10$  ve  $0.15$  olarak alınmıştır. Burada bazı dağınık değerler görülse de ortalama çizgilerin eğimleri bütün  $e/B$  değerlerine göre  $(\alpha_2) -0.12$  dir. Böylece

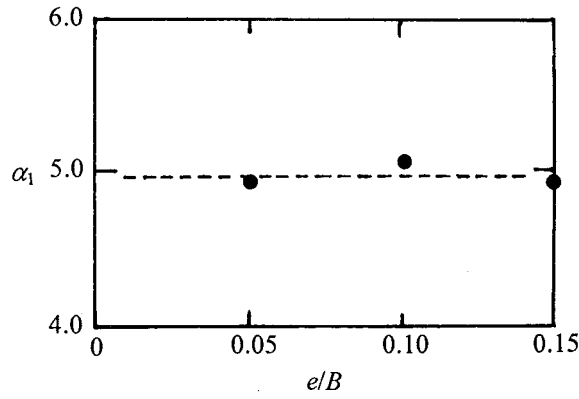
$$R_{KR} = \alpha_1 \left(\frac{d_f}{B}\right)^{-0.12} \left(\frac{e}{B}\right)^{1.21} \quad (9)$$

veya

$$\alpha_1 = \frac{R_{KR}}{\left(\frac{d_f}{B}\right)^{-0.12} \left(\frac{e}{B}\right)^{1.21}} \quad (10)$$

Şekil 4 deki her  $e/B$  nin ortalama çizgilerini kullanarak,  $\alpha_1$  büyüklükleri kendi karşılığı olan  $e/B$  değerlerine göre Şekil 5 de gösterilmektedir.  $\alpha_1$  in ortalama değeri 4.97 dir.

Şekil 4.  $d_f/B$  değerleri karşılığı gelen  $R_{KR}$  değerleri,  $e = 0.05, 0.10$  ve  $0.15$

Şekil 5.  $e/B$  değerleri karşılığı gelen  $\alpha_1$  değerleri

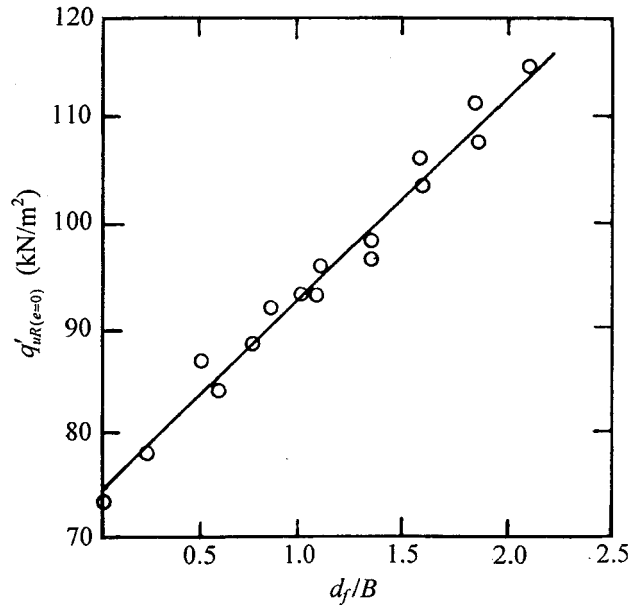
$$R_{KR} \approx 4.97 \left( \frac{d_f}{B} \right)^{-0.12} \left( \frac{e}{B} \right)^{1.21} \quad (11)$$

Deneyler sadece bir model temel ve bir çeşit kumlu zeminde yapılmış,  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  ve  $\alpha_3$  değerleri bu deneylere göre hesaplanmıştır.

#### 4.2. Kil Deneyleri (Tablo 3)

Şekil 6'da 1-16 deneyleri için yapılan  $d_f/B$  değerleri karşılığı gelen ( $e = 0$ ) toplam taşıma kapasitesi  $q'_{uR(e=0)}$  değerlerini göstermektedir. Bu deneyler için

$$q_{uR(e=0)} = 5c_u [1 + 0.25(d_f / B)] \quad (12)$$

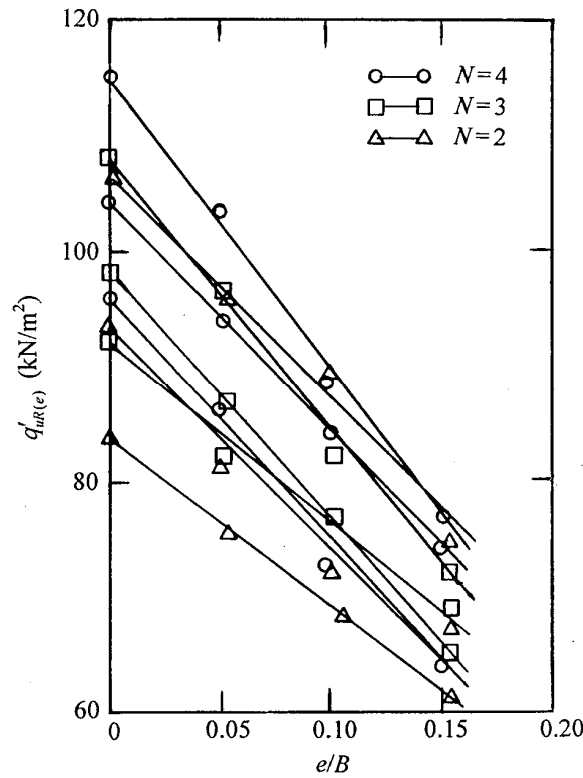
Şekil 6.  $d_f/B$  değerleri karşılığı gelen  $q'_{uR(e=0)}$  değerleri (Deney 1—16)

Şekil 7 donatılı tabakaların sırasıyla  $N = 4, 3$  ve  $2$  değerlerine göre  $q'_{uR(e)}$ , nin  $e/B$  ye göre değişimlerini göstermektedir. Herhangi bir  $d_f/B$  değeri için  $q'_{uR(e)}$ , nin  $e/B$  ye göre değişimi yaklaşık olarak doğrusal bir çizgidir. Buna rağmen indirgeme faktörünü  $R'_{KR}$  şu şekilde yazabiliriz.

$$R'_{KR} = \alpha \left( \frac{e}{B} \right) \quad (13)$$

$\alpha$ ,  $d_f/B$  nin fonksiyonudur. Deneysel çizimleri kullanarak herhangi bir  $d_f/B$  değeri  $\alpha$  nın değerini şu şekilde hesaplayabiliriz.

$$R'_{KR} = \alpha \left( \frac{e}{B} \right) = 1 - \frac{q'_{uR(e)}}{q'_{uR(e=0)}}$$



Şekil 7.  $q'_{uR(e)}$ , nin  $e/B$  ye göre değişimleri,  $N = 4$  ( $d_f/B = 2.1, 1.6$  ve  $1.1$ ),  $N = 3$  ( $d_f/B = 1.85, 1.35$  ve  $0.85$ ), and  $N = 2$  ( $d_f/B = 1.6, 1.1$  ve  $0.6$ )

veya

$$\alpha = \left[ \frac{q'_{uR(e=0)} - q'_{uR(e)}}{q'_{uR(e=0)}} \right] \frac{1}{\left( \frac{e}{B} \right)} \quad (14)$$



Tablo 3, Şekil 7 deki ortalama çizimlerden hesaplanan  $\alpha$  değerlerini vermektedir.  $\alpha$  değeri 1.7 ile 2.2 arasında değişmektedir. Ortalama değeri 2 dir. Böylece

Tablo 3.  $\alpha$  değerleri

$N$	$d_f/B$	$\alpha$
4	1.1	2.2
	1.6	1.9
	2.1	2.25
3	0.85	1.7
	1.35	2.2
	1.85	2.2
2	0.6	1.8
	1.1	2.1
	1.6	1.9

$$\frac{q'_{uR(e)}}{q'_{uR(e=0)}} = 1 - 2.0 \left( \frac{e}{B} \right) \quad (15)$$

(12) ve (15) denklemlerine göre aşağıdaki denlem yazılabilir.

$$q'_{uR(e)} = 5c_u \left( 1 + 0.25 \frac{d_f}{B} \right) \left( 1 - 2.0 \frac{e}{B} \right) \quad (16)$$

## 5.SONUÇLAR

Çoklu tabakalı geogrid-donatılı kum ve suya doymuş kil zeminler üzerinde yer alan gömülü ve eksantrik şerit temellerin toplam taşıma kapasitelerinin belirlenmesi için yapılan laboratuvar model deney sonuçları verilmektedir. Zemine gömülen temelin derinliği sıfır ile temel genişliği kadar değişik derinlikler için alınmıştır. Model temele uygulanan eksantrik yük, merkezden uzaklığı sıfır ile %15 temel genişliğine kadar alınmıştır. Deneylerde bir tip geogrid, bir çeşit kumlu zemin ve bir çeşit killi zemin kullanılmıştır. Model deney neticelerine göre aşağıdaki sonuçlara varılmıştır.

1. Benzer donatı durumlarında eksantrik yüklü temellerin toplam taşıma kapasitesinin oranı, merkez yüklü temelin toplam taşıma kapasitesine bir indirgeme faktörü ile ilişkilidir.
2. İndirgeme faktörü, kumlu zemin üzerindeki temeller için  $d_f/B$  ve  $e/B$  'nin fonksiyonu, killi zemin üzerindeki temeller için sadece  $e/B$  'nin fonksiyonudur.

## KAYNAKLAR

- Adams, M.T. & Collin, J.C. (1977). "Large Model Spread Footing Load Tests on Geogrid-Reinforced Soil Foundations". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 123(1): 66-72.
- Atalar, C., Das, B.M., Patra, C.R. (2004). "Geogrid Donatılı Kumlu Zeminler Üzerinde Yer Alan Şerit Temeller" Birinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, 127-136.

- Das, B.M. & Omar, M.T. (1994). "The Effects of Foundation Width on Model Tests for The Bearing Capacity of Sand With Geogrid Reinforcement", *Geotechnical and Geological Engineering*, 12(2): 133-141.
- Das, B.M., Omar, M.T., Atalar, C. (2000) "Geogrid-Takviyeli Kil Şevlerin Üzerinde Yer Alan Sürekli Temellerin Toplam Taşıma Kapasitesi", *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi, İstanbul*, s.223-232
- Das, B.M., Patra, C.R., Atalar, C., Shin, E.C. (2008). "Ultimate Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Soil" *International Conference on Geotechnical Engineering, Tunisia*, 75-83
- Guido, V.A., Chang D.K., Sweeney, M.A., (1986). "Comparison of Geogrid and Geotextile Reinforced Earth Slabs", *Canadian Geotechnical Journal* 23, pp.435-440.
- Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Cook, E.E. & Yen, S.C. (1993). "The Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand" *Geotextiles and Geomembranes*, 12(4): 351-361.
- Moroğlu, B. ve Uzuner, B.A., (2002). "Donatılı Kuma Oturan Eksantrik Yüklü Model Yüzey Şerit Temelinin Davranışı", *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 9. Ulusal Kongresi, Eskişehir*, s.277-287.
- Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K. & Yen, S.C. (1993). "Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Sand with Geogrid Reinforcement". *Canadian Geotechnical Journal*, 30(3): 545-549.
- Patra, C.R., Das, B.M., Atalar, C. (2005). "Bearing Capacity of embedded strip foundation on geogrid-reinforced sand", *Geotextiles and Geomembranes*, V. 23, 454-462.
- Patra, C.R., Das, B.M., Bhoi, M., Shin, E.C. (2006)a "Eccentrically Loaded Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand", *Geotextiles and Geomembranes*, V. 24, Issue 4, 254-259.
- Patra, C.R., Das, B.M., Atalar, C., Salas, C.O., Shin, E.C. (2006)b "Eccentrically Loaded Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Clay" *Proceedings of the International Conference New Developments in Geoenvironmental and Geotechnical Engineering, Incheon, Republic of Korea*, 440-450
- Purkayashita, R.D. & Char, R.A.N. (1977). "Stability Analysis for Eccentrically Loaded Footings", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 103(66): 647-651.
- Shin, E.C., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C. & Cook, E.E. (1993). "Bearing Capacity of Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Clay", *Geotechnical Testing Journal, ASTM* 17(4): 535-541.
- Takemura, J., Okamura, M., Susmasa, N. & Kimura, T. (1992). "Bearing Capacities and Performance of Sand Reinforced with Geogrids", *In Proc. International Symposium on Earth Pressure Practice*, 1: 695-700. Fukuoka. Balkema.
- Yetimoglu, T. Wu, J.T.H. & Saglamer, A. (1994). "Bearing Capacity of Rectangular Footings on Geogrid-Reinforced Sand", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 120(12): 2083-2089.

# FİBER-KUM-KİL KARIŞIMLARININ SERBEST BASINÇ VE ENDİREKT ÇEKME DAYANIMLARININ İLİŞKİLENDİRİLMESİ

Yüksel YILMAZ<sup>1</sup>

## ABSTRACT

In this study, the effect of fiber content on the unconfined compressive strength and indirect tensile strength of CH type clay having various sand content is investigated. In this context, firstly compaction characteristics of various Sand-Clay mixtures (Sand/Clay = % 0, % 2.5 and % 5.0 by dry weight) are obtained. The mixtures prepared with and without fiber inclusions are compacted at their optimum moisture contents and maximum dry unit weights. Lastly, Sand-Clay mixtures and Fiber-Sand-Clay mixtures are subjected unconfined compression and indirect tensile strength test 24 hours later compaction.

## ÖZET

Bu çalışmada değişik oranlarda kum içeren CH sınıfı bir kilin serbest basınç ve endirekt çekme dayanımlarının fiber katkısı ile nasıl değiştiği araştırılmıştır. Bu bağlamda, öncelikle değişik oranlarda Kum-Kil karışımlarının (ağırlıkça Kum/Kil = % 0, % 2.5 ve % 5.0) kompaksiyon karakteristikleri elde edilmiştir. Hazırlanan Kum-Kil (fiber eklenmeden) ve Fiber-Kum-Kil (ağırlıkça Fiber/Kil oranı % 1 olmak üzere) karışımları optimum su içeriği ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkta sıkıştırılmıştır. Son olarak da Kum-Kil ve Fiber-Kum-Kil numuneleri sıkıştırma işleminden 24 saat sonra serbest basınç ve endirekt çekme dayanımı deneylerine tabi tutulmuşlardır.

## 1. GİRİŞ

Zeminin mühendislik malzemesi olarak kullanılabilmesi (örneğin, toprak barajlarda, karayolu dolgularında, göletlerde, vb.) için zemin özelliklerinin istenilen şartları sağlaması gereklidir. Doğal olarak, proje sahasındaki zeminin mevcut haliyle kullanılması ekonomik açıdan tercih sebebidir. Fakat istenilen özellikleri taşımayan zeminlerin çoğu zaman stabilize edilmesi veya mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesi kaçınılmazdır.

Zeminlerin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesinde kullanılan en yaygın ve genellikle en ekonomik yöntem mekanik stabilizasyondur. Diğer yandan yüksek plastisiteli zeminlerin mekanik stabilizasyonunda katkı maddelerinin kullanılması neredeyse kaçınılmazdır.

<sup>1</sup> Yrd. Doç. Dr. ,YILMAZ, Y., Kırıkkale Üniversitesi Müh. Fak. İnşaat Müh. Böl., yyilmaz@kku.edu.tr

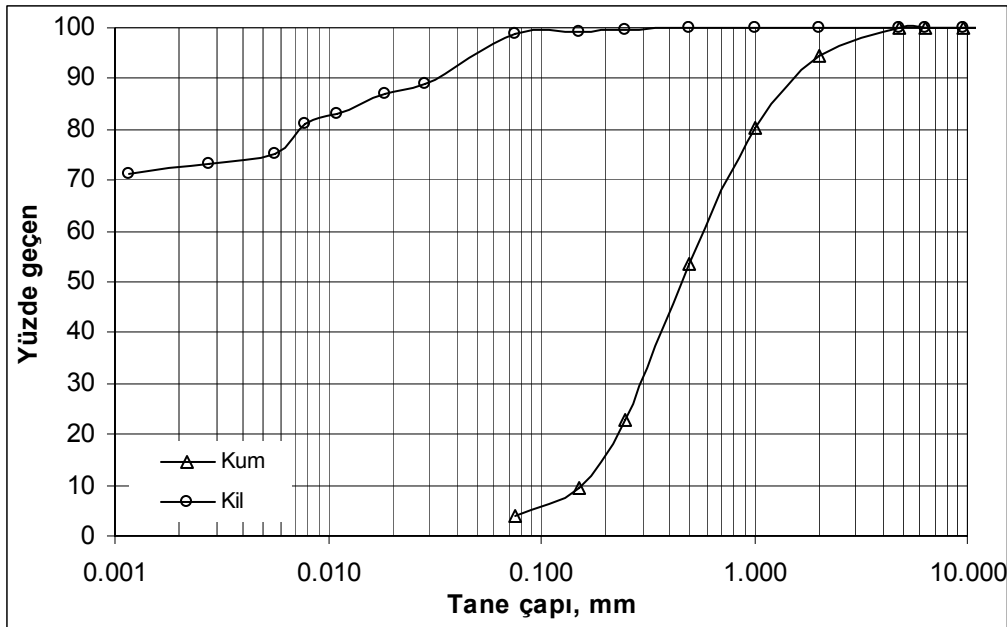
Dolayısıyla kireç, çimento, uçucu kül vb. geleneksel katkı maddelerinin zeminlerin stabilizasyonunda kullanılabilirliğini araştıran sayısız çalışma mevcuttur.

Son zamanlarda daha değişik katkı maddelerinin (örneğin, polipropilen fiber) kohezyonlu zeminlerin stabilizasyonunda kullanılabilirliği bazı araştırmacın dikkatini çekmiştir. Bu araştırmalarda (Al Wahab ve El-Kedrah,1995; Ang ve Erik, 2003; Kumar vd., 2006; Ozkul ve Baykal, 2007; Rafalko vd., 2007) farklı fiziksel özelliklere sahip polipropilen fiber malzemesinin kohezyonlu zemin içerisine değişik oranlarda ve gelişi güzel olarak katılması durumunda zeminin kompaksiyon ve mukavemet karakteristiklerinin nasıl değiştiği incelenmiştir. Bu deneysel çalışmada ise, değişik oranlarda fiber-kum-kil içeren karışımların serbest basınç dayanımları ile indirekt çekme dayanımları arasındaki ilişkiler araştırılmıştır. Deneysel çalışmanın detayı ve elde edilen bulgular sonraki bölümlerde tartışılmıştır.

## 2. ÇALIŞMADA KULLANILAN MALZEMELER

### 2.1 Kum ve Kil

Çalışmada kullanılan kum ve kilin gradasyon eğrileri (Şekil 1), kıvam limitleri ve özgül ağırlıkları sırasıyla ASTM D 422, ASTM D 4318 ve ASTM D 854 standartlarına göre elde edilmiştir. Deney sonuçları Tablo 1’de özetlenmiştir.



Şekil 1. Çalışmada Kullanılan Kil ve Kumun Partikül Boyutu Dağılım Eğrileri.

Ayrıca birleşik zemin sınıflama sistemine (ASTM D 2487) göre kumun ve kilin sınıfı sırasıyla SP ve CH olarak belirlenmiştir (Tablo 1).

Tablo 1. Çalışmada Kullanılan Kil ve Kumun Bazı Fiziksel Özellikleri.

Özellik	Kil	Kum
Tanelerin % 10'nun en büyük çapı, $D_{10}$ (mm)	-	$\approx 0.13$
Tanelerin % 30'nun en büyük çapı, $D_{30}$ (mm)	-	$\approx 0.30$
Tanelerin % 60'nın en büyük çapı, $D_{60}$ (mm)	-	$\approx 0.60$
Üniformluk katsayısı, $C_u$	-	4.62
Eğrilik katsayısı, $C_c$	-	1.15
Likit Limit, LL (%)	118	-
Plastik Limit, PL (%)	34	-
Özgül ağırlık, $G_s$	2.616	2.647

## 2.2 Polipropilen Fiber

Çalışmada 9.0 mm uzunluğunda ağ şekilli F tipi polipropilen fiber kullanılmıştır (Şekil 2). Çalışmada kullanılan fiberin bazı fiziksel özellikleri Tablo 2'de verilmiştir.



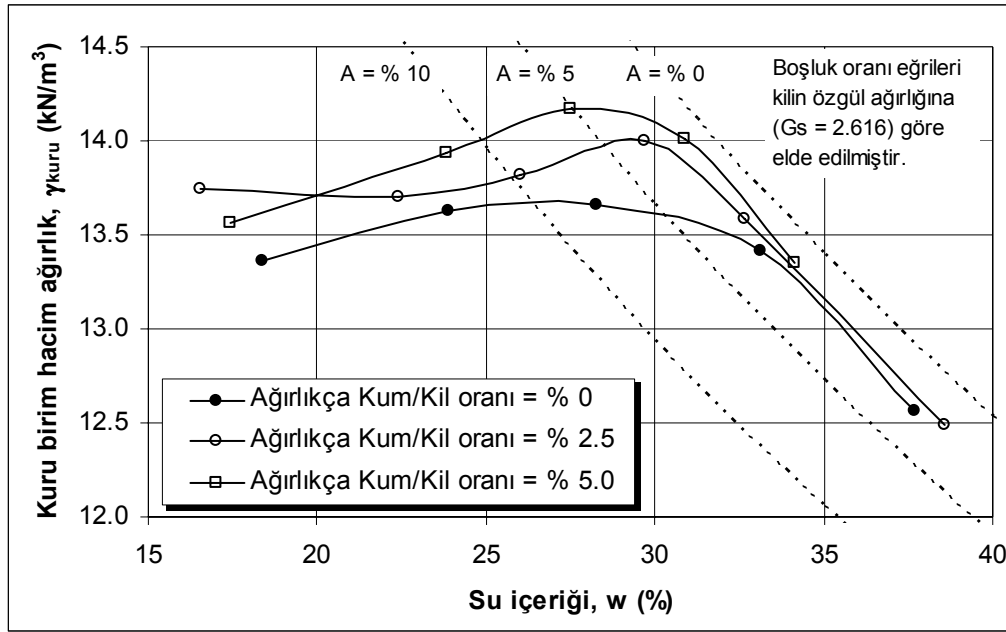
Şekil 2. Çalışmada Kullanılan Polipropilen Fiber

Tablo 2. Çalışmada Kullanılan Ağ Şekilli Fiberin Bazı Fiziksel Özellikleri

Özellik	Değer
İçerik	% 100 saf polipropilen
Görünüş	Ağ şekilli fiber
Uzunluk (mm)	9
Çekme dayanımı (kPa)	400
Young modülü (kPa)	2600
Uzama (%)	15 %
Yoğunluk ( $g/cm^3$ )	0.91

### 3. LABORATUVAR KOMPAKSİYON KARAKTERİSTİKLERİNİN BELİRLENMESİ

Değişik oranlarda Kum-Kil içeren karışımların maksimum kuru birim hacim ağırlıkları ve optimum su içerikleri ASTM D 698 standardına göre elde edilmiştir. Deneylerde önceden belirlenen Kum/Kil oranlarına göre kuru kum ve kuru kil ağırlıkları tartılmıştır. Karışımlara daha sonra toplam kuru ağırlığın % 7'si civarında su eklenerek en az bir gün süre ile ağzı kapalı plastik torbalarda bekletilmişlerdir. Böylece flökülasyonun minimize edilmesi amaçlanmıştır. Daha sonra karışımların su içeriklerini kademeli olarak artırarak standart Proctor kompaksiyon eğrileri elde edilmiştir (Şekil 3).



Şekil 3. Kum-Kil Karışımlarının Standart Proctor Kompaksiyon Eğrileri

Karışımların optimum su içerikleri ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkları Tablo 3'de gösterilmiştir.

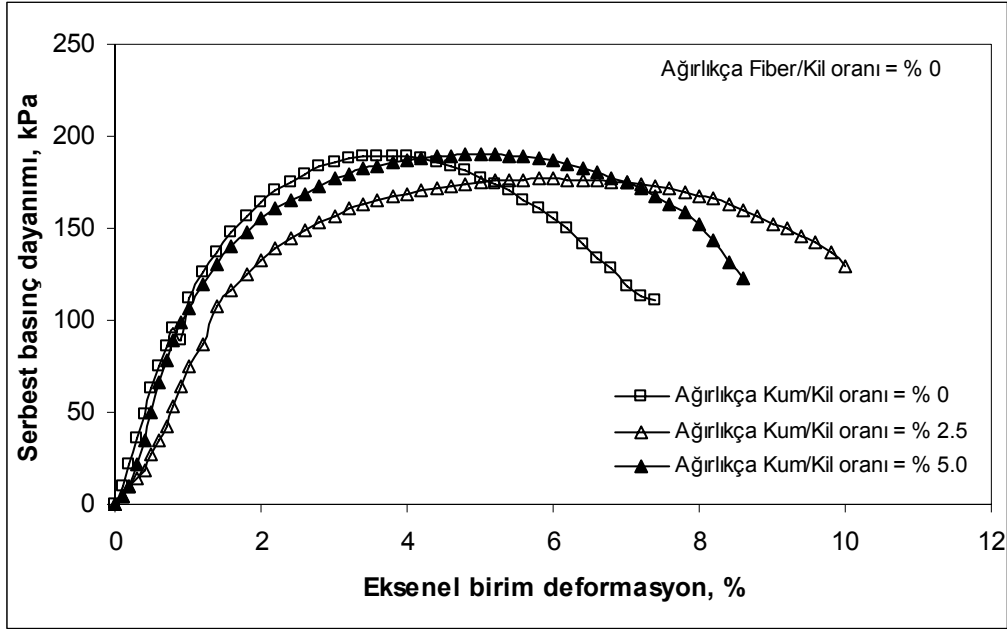
Tablo 3. Kum-Kil Karışımlarının Maksimum Kuru Yoğunlukları Ve Optimum Su İçerikleri

Kum/Kil oranı (%)	W <sub>opt</sub> (%)	γ <sub>dry max.</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
0.0	26.5	13.68
2.5	29.4	13.99
5.0	27.5	14.16

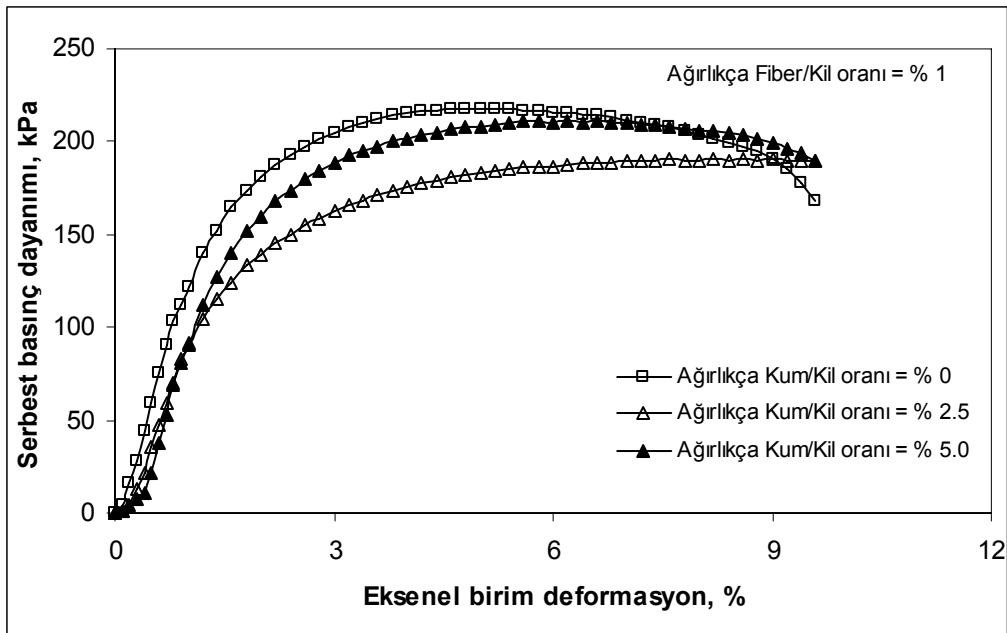
Tablo 3 ve Şekil 3 incelendiğinde genel olarak karışımdaki kum içeriğinin arttıkça karışımın maksimum kuru birim hacim ağırlığının arttığı görülmektedir. Diğer yandan optimum su içeriği, Kum/Kil oranı % 2.5 olan karışım için en yüksek değere ulaşmaktadır.

#### 4. SERBEST BASINÇ DENEYLERİ

50 mm çapında ve 100.5 mm boyunda hazırlanan kum-kil ve fiber-kum-kil karışımlarının serbest basınç deneyleri ASTM D 2166 standardına göre 0.5 mm/min yükleme hızı altında deformasyon kontrollü olarak yürütülmüştür. Optimum su içeriği ve maksimum kuru yoğunlukta dinamik kompaksiyonla sıkıştırılarak hazırlanan numuneler 24 saat bekletildikten sonra serbest basınç deneyine tabi tutulmuşlardır. Karışımların serbest basınçları ile eksenel birim deformasyonları arasındaki ilişkiler Şekil 4 ve Şekil 5’de gösterilmiştir.



Şekil 4. Kum-Kil Karışımlarının Serbest Basınç Dayanımlarının Eksenel Birim Deformasyonla Değişimi.



Şekil 5. Fiber-Kum-Kil Karışımlarının Serbest Basınç Dayanımlarının Eksenel Birim Deformasyonla Değişimi.

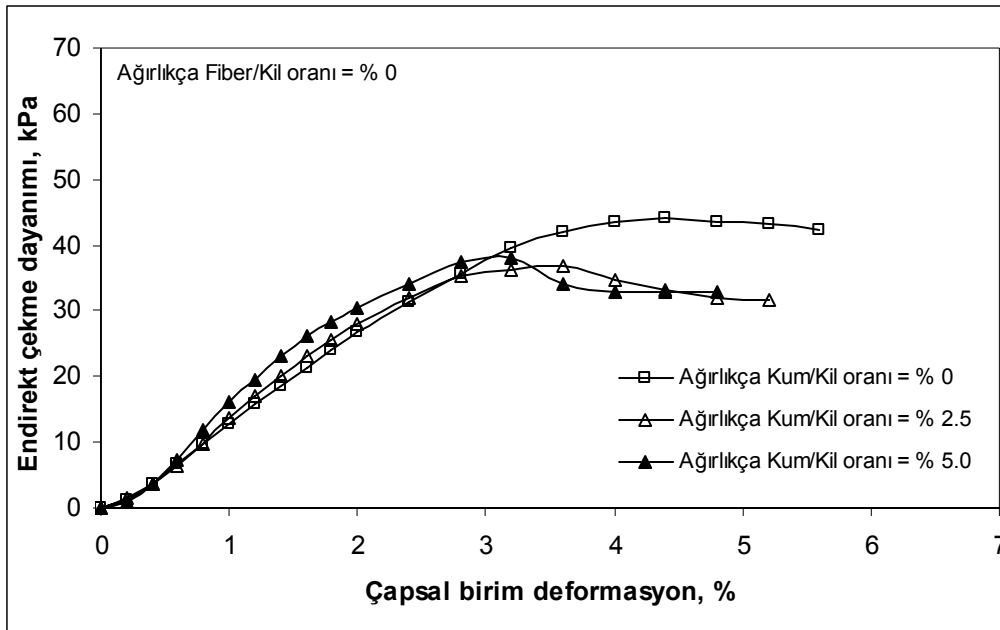
Ayrıca, karışımların maksimum serbest basınç dayanımları ve maksimum serbest basınç dayanımlarının oluştuğu aksel birim deformasyon değerleri Tablo 4’de sunulmuştur. Tablo 4’e göre fiber katkısının hem maksimum serbest basınç dayanımlarının hemde bu dayanımların oluştuğu aksel birim deformasyonları arttırmaktadır.

Tablo 4. Fiber-Kum-Kil Karışımlarının Maksimum Serbest Basınç Dayanımları Ve Maksimum Serbest Basınç Dayanımlarının Oluştugu Aksel Birim Deformasyon Değerleri.

Kum/Kil oranı (%)	Maksimum serbest basınç dayanımı, kPa		Eksel birim deformasyon, %	
	Fiber/Kil oranı = % 0	Fiber/Kil oranı = % 1	Fiber/Kil oranı = % 0	Fiber/Kil oranı = % 1
0.0	189.42	217.80	3.8	4.8
2.5	176.82	190.49	6.0	8.2
5.0	190.07	211.05	5.0	5.8

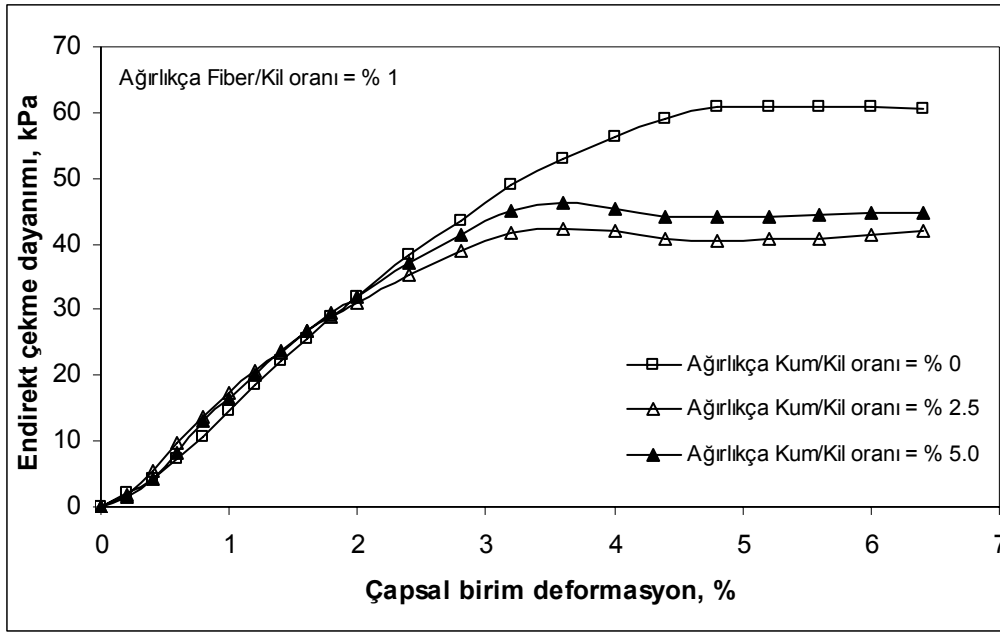
## 5. ENDİREKT ÇEKME DENEYLERİ

50 mm çapında ve 100.5 mm boyunda hazırlanan kum-kil ve fiber-kum-kil karışımlarının endirekt çekme deneyleri 0.5 mm/min yükleme hızı altında deformasyon kontrollü olarak yürütülmüştür. Optimum su içeriği ve maksimum kuru yoğunlukta dinamik kompaksiyonla sıkıştırılarak hazırlanan numuneler 24 saat bekletildikten sonra endirekt çekme deneylerine tabi tutulmuşlardır. Karışımların endirekt çekme dayanımları ile çapsal birim deformasyonları arasındaki ilişkiler Şekil 6 ve Şekil 7’ de gösterilmiştir. Ayrıca karışımların maksimum endirekt çekme dayanımları ve maksimum endirekt çekme oluştuğu çapsal birim deformasyon değerleri Tablo 5’de sunulmuştur.



Şekil 6. Kum-Kil Karışımlarının Endirekt Çekme Dayanımlarının Çapsal Birim Deformasyonla Değişimi.





Şekil 7. Fiber-Kum-Kil Karışımlarının Endirekt Çekme Dayanımlarının Çapsal Birim Deformasyonla Değişimi.

Tablo 5 incelendiğinde karışımların maksimum endirekt çekme dayanımının fiber katkısı ile önemli derecede arttığı görülmektedir. Diğer yandan, fiber katkısının maksimum endirekt çekme dayanımlarının oluştuğu çapsal birim deformasyon değerleri üzerindeki etkisi yok denecek kadar azdır.

Tablo 5. Fiber-Kum-Kil Karışımlarının Maksimum Endirekt Çekme Dayanımları ve Maksimum Endirekt Çekme Dayanımlarının Oluşturduğu Çapsal Birim Deformasyon Değerleri

Kum/Kil oranı (%)	Maksimum endirekt çekme dayanımı, kPa		Çapsal birim deformasyon, %	
	Fiber/Kil oranı = % 0	Fiber/Kil oranı = % 1	Fiber/Kil oranı = % 0	Fiber/Kil oranı = % 1
0.0	44.10	60.72	4.4	4.8
2.5	36.76	51.57	3.6	3.6
5.0	38.02	46.24	3.2	3.6

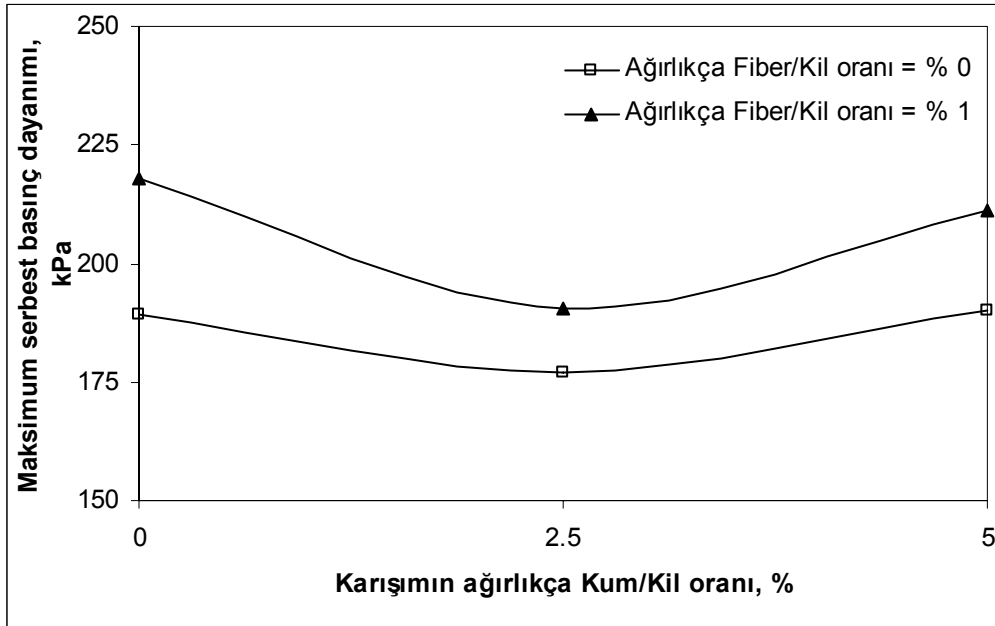
Fiber katkısının yapmış olduğu dayanım iyileştirmeleri her bir karışım için Tablo 6'da ayrıca gösterilmiştir. Tablo 6 incelendiğinde fiber ilave edilmesi durumunda, fiberin endirekt çekme dayanımına olan katkısının serbest basınç dayanımına olan katkısından çok daha fazla olduğu görülmektedir. Karışımdaki kum oranının % 2.5 dan fazla olması durumunda endirekt çekme dayanımının da ani olarak düştüğü açıkça görülmektedir (Tablo 6). Ayrıca karışımdaki kum içeriğinin % 5 olması durumunda, fiberin endirekt çekme dayanımına olan katkısı ile serbest basınç dayanımına olan katkısı aynıdır.

Tablo 6. Fiber Katkısının Maksimum Serbest Basınç Ve Maksimum Endirekt Çekme Dayanımlarına Olan Katkısı

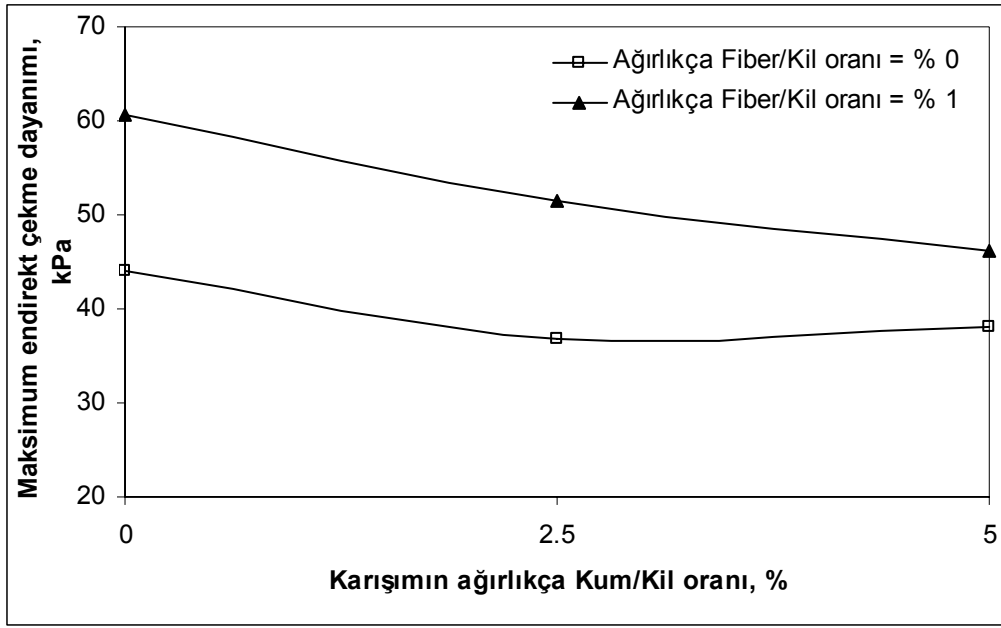
Kum/Kil oranı (%)	Maksimum serbest basınç dayanım artışı %	Maksimum endirekt çekme dayanım artışı %
0.0	15	37.7
2.5	7.7	40.3
5.0	21.6	21.6

Son olarak, karışımların maksimum serbest basınç dayanımlarının ve maksimum endirekt çekme dayanımlarının değişiminin hem karışımdaki fiber yüzdesine göre hem de karışımdaki kum yüzdesine göre nasıl değiştiği Şekil 8 ve Şekil 9'da gösterilmiştir. Şekil 8'e göre kum-kil karışımlarında fiber katkısı olsun yada olmasın, karışımdaki kum miktarı % 2.5 düzeylerine kadar arttıkça karışımın maksimum serbest basınç dayanımı azalma eğilimindedir. Fakat, karışımdaki kum miktarının % 2.5'dan daha fazla olması durumunda karışımın maksimum serbest basınç dayanımı artma eğilimindedir.

Diğer yanda, Şekil 9 incelendiğinde kum-kil karışımlarında fiber katkısı olsun yada olmasın, karışımdaki kum miktarı arttıkça karışımın maksimum endirekt çekme dayanımı azalma eğilimi göstermektedir.



Şekil 8. Fiber-Kum-Kil Karışımlarının Serbest Basınç Dayanımlarının Karışımdaki Kum Oranı İle Değişimi.



Şekil 9. Fiber-Kum-Kil Karışımlarının Endirekt Çekme Dayanımlarının Karışımdaki Kum Oranı İle Değişimi.

## 6. SONUÇLAR

Değişik oranlarda kum (ağırlıkça Kum/Kil = % 0, %2.5 ve %5.0) ve ağırlıkça % 1 fiber (ağırlıkça Fiber/Kil = % 1) olan karışımların serbest basınç dayanımları ve endirekt çekme dayanımları araştırılmıştır. Kum-kil karışımlarının kompaksiyon karakteristikleri incelendiğinde, karışımlardaki kum içeriği arttıkça maksimum kuru yoğunluğun arttığı, fakat optimum su içeriğinin belirgin bir artış ya da azalış eğiliminde olmadığı gözlenmiştir.

Fiber katkısı hem maksimum serbest basınç dayanımını hem de maksimum endirekt çekme dayanımını olumlu yönde etkileyerek arttırmaktadır. İlave olarak, fiberin endirekt çekme dayanımına olan katkısının serbest basınç dayanımına olan katkısından çok daha fazla olduğu görülmektedir. Diğer yandan, fiber katkısı olsun yada olmasın, karışımdaki kum miktarı arttıkça karışımın maksimum endirekt çekme dayanımı azalma eğilimi göstermektedir.

## KAYNAKLAR

- Al Wahab, R. M. and El-Kedrah, M. A., (1995) "Using fibers to reduce tension cracks and shrink/swell in a compacted clay", Geotechnical Special Publication, No.46/1, pp. 791-805.
- Ang, E. C. and Erik L. J., (2003) "Specimen size effects for fiber-reinforced silty clay in unconfined compression", Geotechnical Testing Journal, Vol.26, No.2, pp. 191-200.
- ASTM D 422-63, (2002) "Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils", Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, pp. 1-8.
- ASTM D 698-00a, (2002) "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft<sup>3</sup>(600 kN-m/m<sup>3</sup>))", Annual

- Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, pp. 1-7.
- ASTM D 854-02, (2002) “Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer”, Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, pp. 1-7.
- ASTM D 2166-00, (2002) “Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil”, Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, pp. 1-6.
- ASTM D 2487-00, (2002) “Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)”, Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, pp. 1-12.
- ASTM D 4318-00, (2002) “Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils”, Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, pp. 1-14.
- Kumar, A., Walia, B. S. and Mohan, J., (2006) “Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay”, Construction and Building Materials, Vol.20, No.10, pp. 1063-1068.
- Ozkul, Z. H. and Baykal, G., (2007) “Shear behavior of compacted rubber fiber-clay composite in drained and undrained loading”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.133, No.7, p. 767-781.
- Rafalko, S. D., Brandon, T. L., Filz, G. M. and Mitchell, J. K., (2007) “Fiber reinforcement for rapid stabilization of soft clay soils”, Transportation Research Record, No.2026, pp. 21-29.

# METRO TÜNEL KAPLAMALARINDA AKARYAKITA DİRENÇLİ GEOMEMBRAN UYGULAMASI

Cem B. AVCI<sup>1</sup> Erol GÜLER<sup>2</sup>

## ABSTRACT

The use of geosynthetic materials in tunnel construction serves to minimize the ground water seepage during the construction and the operational stage of underground tunnels. The metro railway tunnels being constructed by the Greater Municipality of Istanbul have been implementing geosynthetic materials as part of the infrastructure requirements for tunnel lining. The tunnel lining requirements may be required to be revised under certain conditions, to ensure additional protection of the tunnel structure. This article describes a case study where the standard tunnel lining requirements were revised to ensure that potential leakage from underground ground storage tanks of a petroleum retail store would not create hazards into the tunnels being constructed underneath the existing retail store. The article describes the site setting where petroleum resistant geomembranes were used together with the testing procedures undertaken for the selected geomembrane.

## ÖZET

Tünel yapımında geosentetik malzemelerin kullanımı, yer altı tünellerinin yapım ve işletim aşaması esnasında yer altı suyu sızıntılarının azaltılmasında önemli bir rol oynar. İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından yapımı devam etmekte olan metro tünellerinde, tünel kaplamasının bir parçası olarak geosentetik malzemeleri uygulanmaktadır. Tünel kaplaması için gerekliliklerin, belirli koşullar altında tünel yapısının ek korumasını sağlamak amacıyla revize edilmesi gerekebilir. Bu makalede, bir akaryakıt istasyonunun yer altı tanklarında potansiyel sızıntıların mevcut istasyonun altında inşa edilmekte olan tünelleri korumak için kaplama standartlarındaki yapılan değişiklikler anlatılmaktadır. Akaryakıt dirençli geomembranların seçimi, geomembran için ele alınan test prosedürleri ile birlikte kullanıldığı saha düzenlemesini sunulmuştur.

## 1. GİRİŞ

Geosentetik malzemelerin kullanımı, Türkiye’de de oldukça yaygınlaşmıştır. Bir geosentetik olan geomembranların uygulama alanlarından biri de tünel kaplamalarıdır (Müller, 2006). Tünel tasarımları; su geçirmeyen ve kimyasallara dirençli olan geomembran malzemelerini içerir. Bu tür malzemeler ile tünellerin tamamen kapsüllenmesi; tünelin her zaman kuru kalmasını sağlamaktadır. Böylece tünel iksası için kullanılan taşıyıcı sistemin uzun sürede tahrip olması engellenmekte ve tünelin uzatılmış bir yaşamı için olanak sağlanmaktadır.

<sup>1</sup> Prof. Dr. , AVCI, Cem B., Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Bebek İstanbul , [avci@boun.edu.tr](mailto:avci@boun.edu.tr)

<sup>2</sup> Prof. Dr. , GÜLER, Erol., Boğaziçi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Bebek İstanbul , [eguler@boun.edu.tr](mailto:eguler@boun.edu.tr)

Yüksek Yoğunluklu Polietilen (HDPE) Düşük Yoğunluklu Polietilen (LLDPE) ve HDPE'den daha fazla esnekliği olan Polivinilklorid (PVC) gibi geomembran malzemeleri tünellerin izolasyonu ile ilgili yapım spesifikasyonlarının gerekliliklerini sağlamaktadır.

Tünel yapımcıları inşaat esnasında ve inşaat sonrasında yer altı suyunun kontrolünde tünel kaplamasının etkinliğini uzun süreden beri bilmektedir (Franzen, T ve Celestino T.B., 2002) Yapımcılar aynı zamanda tünelin birim uzunluğu başına izin verilen maksimum su sızıntı oranlarının (örneğin litre/km cinsinden) azaltılmasında başarılı olmuşlardır (Shapiro ve Greene, 2003).

Belirli koşullar altında, belirgin ve özel tünel kaplamasının kullanımını da gerektirebilecek olan olumsuz çevresel etkiler ile karşılaşabilir. Bazı örnekler; tünel sondajı yapılırken tabii zeminde metan gazı oluşumu ya da tünel yapısına kimyasallar ile kirlenmiş suların girişidir (Edwards, J.S., Whittaker, B.N. ve Durucan, S.,1988). Her iki durumda da, istenmeyen hava ve su girişleri; metro tünellerinin işletim safhaları için olduğu kadar inşaat safhası için de tehlikeli olabilirler (Centeno, R.R., ve Centeno W.F., 1986). Bu çalışma normal şartlarda kullanılması uygun olan PVC geomembranın akaryakıtı karşı düşük dirençli olmasından dolayı malzeme değişikliği gerektiği bir örneği sunmaktadır. Yeni seçilen geomembran için ele alınan test prosedürleri ile birlikte kullanılan akaryakıtı dayanıklı geomembranların uygulanmasını açıklayan bir vaka çalışması sunulmuştur.

## 2. METRO TÜNEL YAPIMI

İstanbul'daki metro yapımı ve işletimleri; İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafında yapılmaktadır. Avrupa yakasındaki mevcut yer altı tünelleri Taksim-4. Levent arası çalışmaktadır. Yapımına 1992 yılında başlanan, Taksim-4.Levent arası metro hattı 16 Eylül 2000 tarihinde hizmete girmiştir ve toplam 8.5 km uzunluğundadır. Bu hattın uzatma çalışmaları 2005 tarihinde başlamıştır. Yeni hat boyu 5 bin 550 metre (Çift tünel) olacak bu güzergahta toplam 5 istasyon hizmet verecektir. İnşa edilecek yeni istasyonlar: 4.Levent – Ayazağa – Sanayi ve Daruşafakka istasyonlarıdır. İmal edilecek tünellerinin çapı 6.50m olup kesit alanı 36 m<sup>2</sup> dir.

Metro güzergâhının genel jeolojik yapısını, Karbonifer yaşlı Trakya Formasyonu üyeleri oluşturmaktadır Bu birim genel olarak kumtaşı, silttaşı, kiltası ve çamurtaşı birimleri ile bunların ardalanmasından oluşmaktadır. Kalınlığı 600–1700 m. arasında değişmektedir. Avrupa yakasının geniş alanlarında yüzeylenen ve İstanbul Paleozoikinin en üst kesimini oluşturan Trakya Formasyonu kireçtaşı mercekli fosfat yumruları içeren çört tabakaları ile başlamaktadır (Köksal, 2004). Bunların üstüne doğru kumtaşı, türbiditik kumtaşı ve çamurtaşlarından oluşan (ince kırıntılı) bir istif şeklinde gelişir. Trakya Formasyonu içerisinde Üst-Kretase volkanizması ile ilişkilendirilen volkanik sokulumlar görülür. Bu formasyonun, yakından incelendiğinde, sık sık kıvrımlandığı, aşırı derecede kırıklandığı ve parçalandığı görülmektedir. Formasyon, yüzeyden ortalama 3 m. derinliğe ulaşan suni bir dolgunun altındadır ve yine yüzeyden 10–15 m. derinliğe kadar orta ve ileri derecede ayrılmıştır.Kumtaşı tabakaları silt taşı veya kil taşı düzeylerine göre daha kalın katmanlıdır (5–50 cm.). Silt taşı ve kil taşı düzeylerinin ortalama kalınlıkları 1–10 cm. arasında değişmektedir. Trakya Formasyonu magmatik sokulumları hariç bölümlerinde genel olarak tünel açımına elverişli bir kaya kalitesi sergiler (Köksal, 2006). Güzergahtaki yeraltı su seviyesi topografik yapıya bağlı olarak Taksim ve 4. Levent bölgeleri hariç yüzeyden itibaren 10 m. derindedir. Taksim ve 4. Levent' te seviye daha düşüktür. Ancak tünellerde su geliri azdır; su geliri kendisine nemlilik, sızma veya damlama şeklinde göstermektedir.

İstanbul Metrosu Tünelleri, Yeni Avusturya Tünel Metodu (N.A.T.M.) yöntemiyle açılmaktadır. Metro tünellerinde kazı, hidrolik darbeli makineler vasıtasıyla yapılmaktadır. Yöntem özünde kazı sonrası oluşacak deformasyonun bir kısmının ana kayaya, bir kısmının ise tahkimat elemanına taşıtılması esasına dayanmaktadır.. Kazı yapılan kayanın stabilitesi, tünel üstündeki örtü kalınlığı, tünel güzergâhı üzerindeki yapıların veya yapılaşmanın niteliği ve projelendirme aşamasında tünel içindeki gerilmelerin özellikle yoğunlaştığı bölgeler; kazı destekleme tipinin belirlenmesinde temel parametrelerdir. Kazı sonrası çelik hasır ve çelik iksa montajı yapıp belirli bir kalınlıkta shotcrete atılır. Daha sonra tekrar kazı ilerletilir. Bir sonraki adımın çelik hasır ve iksa montajıyla birlikte bu iksanın ikinci kat çelik hasır montajı yapılır. Tüm bu işlemlerden sonra ilk iksaya ikinci kat ikinci iksaya ise ilk kat olarak shotcrete atılır ve işlem bu tarzda devam eder. Her iki iksada bir max. 20 adet süren çakılmasına müsaade edilir ve kaya bulonları ise şaşırtmalı çakılır.

### 3. TÜNEL SU GEÇİRİMSİZLİK KAPLAMASI

Her tünel yapımcısı, su geçirmez bir tünelin elde edilmesindeki zorluklar ve riskler ile aşınadır. Esnek olmayan rijit kaplama (beton) ile sızdırmazlık fikrinin çok başarılı olmadığı belirtilmiştir (Edwards, J.S. v.d.,1988); betonun kurumasından ötürü meydana gelen rötre çatlaklarının engellenmesi zordur. Tünel yapımı için esnek kaplamalar (geomembranlar) bu yüzden tercih edilmektedir. Kullanılacak geomembranın aşağıda belirtilen fonksiyonları yerine getirmeleri beklenilir:

- Geomembran geçirimsizdir ve yüzeyinde temas halinde bulunduğu su/toprak karışımı ve bunun içinde var olabilecek kimyasallara karşı dirençli olmalıdır.
- Geomembran uygun bir teknikte birbirlerine kaynatılabilir ve taşıyıcı sistem ile irtibatlandırılabilir.
- Geomembran, betonda oluşabilecek küçük çatlakların üzerine rastlayan bölgelerde, geçirimsizlik ve mukavemetini kaybetmeden fonksiyon görmeye devam etmelidir
- Düşük alev alma özelliğine sahip olmalıdır.
- Nemli ya da ıslak yüzeyler üzerine yerleştirilebilir.

Mevcut durumda tünellerde su izolasyonu amacı ile PVC geomembran kullanılmaktadır. PVC geomembran kullanılmasının ana nedeni, PVC'nin yüksek esnekliğidir. Bu tip geomembranlar kopmadan %300'ün üzerinde deformasyon yapabilmektedirler. Ayrıca, düşük sıcaklıklara, sert suya, yaşlanmaya karşı olan iyi direnci, kolaylıkla kaynaklanabilir ve tamir edilebilir olması ve iyi mekanik ve yüksek yırtılma dayanımı da ek avantajlarıdır (Rollin, A.L., 2004). PVC geomembranın uygulama açısından en büyük avantajları da şu şekilde sıralanabilir: Yerine yerleştirilmesi oldukça kolaydır, kaynak işlemi kolaydır ve hızlı bir biçimde yapılabilir ve nemli/ıslak alanların üzerinde serilebilir: Bunların yanısıra en önemli avantajlarından birisi de diğer bazı tip geomembranların aksine tam düzgün olmayan yüzeylere de uygulanabilmesidir ki, bu tünel işlerinde büyük önem taşır.

Seçilen malzeme, Tablo 1'de gösterilen standartlara uygun olarak tedarik edilmektedir. Membran uygulama esnasındaki işlemler aşağıda belirtilmiştir:

- NATM yapımında kullanılan shotcrete kaplamasına dayanan alt katman yüzey hazırlanması
- Geotekstil katmanın uygulanması
- Su sızdırmazlık geomembranın uygulanması, kaynaklanması ve test edilmesi.

- Tünelin nihai son yüzeyini yapacak olan beton plakların uygulanması

Tablo 1: Metro Tünellerinde Geomembran Kaplaması için Gerekli Özellikler

PVC (POLI-VINIL-KLORİD) YALITIMI ŞARTNAMESİ			
Sıra No	Özellik	Belirtilen Değer	Standart
1	Kalınlık	2.0 mm, min	DIN 53370
2	Çekme mukavemeti	15 N/mm <sup>2</sup> , min	DIN 53455
3	Yenilme durumunda uzama	%250, min	DIN 53455
4	Basınç mukavemeti %20 birim zamanda	2,5 N/mm <sup>2</sup> , min	DIN 53454
5	Yırtılma yayılması mukavemeti	100N/mm, min	DIN 53363
6	Su basıncı altında mukavemeti	10 bar'da 10 saat süreyle geçirimsiz	DIN 16726
7	Kaynaklı ek'in mukavemeti	13,5 N/mm <sup>2</sup> , min	DIN 16726
8	Hızlı yaşlanmadan sonra boyutsal	±%2, max	DIN 16726
9	80°C'de depolama sırasında ve sonrasında malzeme özellikleri		DIN 16726
9.1	Genel görünüm	Kabarcık olmayacak	DIN 16726
9.2	Boyutsal stabilite boyuna ve enine	< %3	DIN 16726
9.3	Çekme mukavemetinde değişim boyuna ve enine	<± %20	DIN 16726
9.4	Birim uzama değişimi boyuna ve enine	<± %20	DIN 16726
9.5	Katlanma -20°C sıcaklıkta	Çatlak olmayacak	DIN 16726
9.6	Su absorpsiyonu	%1 max	DIN 53495
10	Asit ve/veya alkalin eriyiklerde depolandıktan sonraki davranışı		DIN 16726
10.1	Çekme mukavemetinde değişim boyuna ve enine	<± %20	DIN 16726
10.2	Birim uzama değişimi boyuna ve enine	<± %20	DIN 16726
10.3	Katlanma -20°C sıcaklıkta	Çatlak olmayacak	DIN 16726
10.4	Bitümlü Ek'in kesme mukavemeti	100 N/50 mm	DIN 16726
10.5	Zımbalama testi sırasındaki davranışı	750 mm yükseklikten düşüşte zımbalama olmayacak	DIN 50014

#### 4 HİDROKARBONA DAYANIKLI MEMBRAN KAPLAMASI

Belirli koşullar altında, tünel kaplamasına gelen etki sadece temiz su olmayabilir (Stirbys v.d.. 1999). Tünel taşıyıcı kaplamasını çevredeki sudan korumakla görevli olan geomembran olumsuz çevresel etkiler ile de karşılaşabilir. Bu duruma örnek vermek gerekirse; tünel kazısı yapılırken tabii zeminde metan gazı oluşumu ya da yeraltı suyunun kimyasallar ile kirlenmiş olması sayılabilir. Her iki durumda da, istenmeyen hava ve su girişleri; metro tünellerinin işletim safhaları için olduğu kadar inşaat için de tehlikeli olabilirler (Centeno v.d. 1986).

Anılan projedeki metro inşaatı, bir akaryakıt istasyonunun altından geçmektedir. Bu bölgede tünel yerüstünden 28 m derinliktedir. Tünel inşaatı yapılırken, tünelin içinde hidrokarbon



gazının varlığı belirlenmiştir. Bu gazın yer altı suyunun taşıdığı hidrokarbon gazlarının tünelin içine sızması ile meydana geldiği tespit edilmiştir. Bu tespit sonrasında inşaat işi; tünelde tam zamanlı hava izleme seviyeleri, arttırılmış hava sirkülasyonu, yangından korunma önlemlerinin geliştirilmesi ve uygulanması, gerçek zamanlı atlayıcı seviyelerinin görüntülenmesi dahil olmak üzere ilave sağlık ve güvenlik önlemleri ile birlikte gerçekleştirilmiştir.

Akaryakıt istasyonunda yapılan detaylı saha araştırmaları sırasında tesisin 40 yıllık işletme geçmişi sırasında, petrol hidrokarbon sızıntısı meydana geldiği ve alt yüzeye sızdığı tespit edilmiştir. Tünel yapımı öncesinde 15 metre derinlikte yeraltı su seviyesi bulunmasından dolayı tünelin inşa edileceği seviyeye petrokarbon kirliliği intikal etmemiştir, çünkü petrokarbon ürünleri sudan hafif oldukları için yeraltı suyu üzerinde yüzerler. Ancak tünel yapımı etkin yer altı suyu seviyelerini inşaat esnasında aşağıya doğru çekmiş ve çözülmüş gazlar ve kirli yer altı suları tünelin içerisine intikal etmiştir.

PVC geomembranlar jeolojik ortamda karşılaşılabilecek olan asidik ve bazik sulara karşı uygun olsa da, akaryakıtlara karşı direnç kapasitelerini kaybettiği literatürde belirtilmektedir (Rollin, 2004). Bu durumdan dolayı tünel kazısından sorumlu olan inşaat firması; İstanbul Büyükşehir Belediyesi mercilerine tünel kaplama karakteristiklerinin değişmesi için talepte bulunmuştur. Bu talebin nedeni çalışan bir metro hattının tüneline akaryakıt girişinin son derece olumsuz etkilerinin oluşması olasılığıdır: sınırlandırılmış bir alan içerisinde patlayıcı gazların oluşmasından ötürü tünel içerisinde patlamalara karşı tüm patlayıcıların, patlayıcı seviyelerine ulaşmalarına kadar kadar hattın uzun süreli devam etmeyen işletimleri arasında değişecektir.

Mevcut geomembranların incelenmesi sonucunda HDPE geomembranların, hidrokarbonların sızıntılarına karşı yeterli oranda güçlü bir koruma sağlamakla beraber HDPE membranın ve hattın başından itibaren kullanılan PVC geomembranın kaynak sıcaklıklarının farklı olmasından dolayı birleştirme noktalarında sorun olacağı tespit edilmiştir. Alternatif olarak, akaryakıt ve çözücülere karşı direnç ve yüksek akışkanlaştırıcıların emilimini sağlayan bir Elastomerik ürün olarak pazarlanan yüksek kauçuk içeriği eklenmiş bir bileşen ile hazırlanan özel bir PVC geomembran tespit edilmiştir. Ürün akaryakıt ile temas etmesine rağmen membranın orijinal mekanik ve fiziksel özelliklerini koruduğu not edilmiştir.

Bunun dışında, bir PVC esaslı geomembran olarak, manüel sıcak havatabancası ya da tam otomatik kendiliğinden çalışan makine kullanarak kolay kaynaklanabilir bir geomembran olması ve dolayısıyla tünel kaplamasında kullanılan mevcut PVC membranı ile uyumlu olacağı görülmüştür. Yeni membranın tünel içerisinde kullanılan mevcut standartlar ile uyumlu olduğundan ve aynı zamanda akaryakıtı karşı direncinin olduğundan emin olmak için, test işlemi İstanbul Teknik Üniversitesi Kimya Fakültesi Malzeme Bilimi Bölümü'nde yürütülmüştür. Test sonuçları, PVC membranları için Tablo 1'deki 10 maddenin tümünde tatminkar olarak bulunmuştur.

Hidrokarbon testine karşı direnç; çekme mukavemeti ve yüzde uzamasının testini takiben çözücüler ve hidrokarbonlar ile sürekli temasta olacak şekilde membranın bırakılmasını gerektiren ASTM D5322, ENI standartları ENI 0181.00'e dayanarak yürütülmüştür. Testler; saf kurşunsuz benzin ve sentetik çözücüler için uygulanmıştır. Test sonuçları göstermiştir ki; çekme mukavemeti yalnızca %10 oranında düşmüş olup ve hala izin verilen limitlerin üzerindedir ve pirsantaj uzaması; izin verilen sınırların içerisinde kalmıştır.

Bu sonuçlar, yetkililer tarafından onaylanmış ve akaryakıt dirençli geomembran tünelde uygulanmıştır. Bu özel geomembran akaryakıt istasyonunun altında kalan tünel kesiminde uygulanmıştır. Toplam kullanılan özel geomembran alanı 12,000 m<sup>2</sup> olmuştur. Malzemenin düzenli olarak gerçekleştirilen testleri; uygulama aşamaları esnasında da yürütülmüştür ve ilave laboratuvar testleri uygulanmıştır. Uygulamanın fotoğrafları aşağıda verilen fotoğraflarda görülmektedir (Foto 1, 2, 3, 4 ve 5):



Foto 1: Tünelin üst kısmında membran uygulanması. Alt kısımda geotelstil, onun üzerinde geomembran görülmektedir. Membran iki renkli alt kısmında sinyal tabaka (gri) herhangi bir hasar olduğunu göstermek için kullanılan bir kısımdır.



Foto 2. Geomembranların uç kısımları %5 oranında birbiri üzerine bindirilip ekleme yapılmaktadır. Geomembranların uçları sıcak hava uygulanarak birbirlerine kaynatılmaktadır.



Foto 3. Geomembranları birbirine birleştirmek için kullanılan kaynak makinası



Foto 4. Geomembranlar üzerinde teşkil edilen iki kaynak arası arasında bir boşluk bırakılır ve orada basınçlı bir hava verilip herhangi bir kaçak olup olmadığı basınç manometresi ile kontrol edilir. Manometrede bir basınç değişimi olduğu takdirde kaynak işleminin uygun olmadığı kararı verilir ve geomembran kaynakları yeniden yapılır.



Foto 5. Basınç testinin izlenmesi

## 5 SONUÇLAR

Geosentetik malzemelerin kullanımı, Türkiye’de ulaştırma sektörü ile ilişkili işlerde ve tünel kaplamalarını da içeren yapım endüstrisinde yaygınlaşmaktadır. İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından inşa edilen metro tünellerinde, tünel kaplaması için alt yapının bir parçası olarak geosentetik malzemeler uygulanmaya başlamıştır. Tünel kaplama gereklilikleri; tünel yapısının ek korunmasını garanti etmek amacıyla belirli koşullar altında revize edilebilir. Bu makale, bir akaryakıt istasyonu yeraltı tanklarında potansiyel sızıntıların inşa edilmekte olan tüneller için yarattığı tehlikeye karşı önlem olarak revize edilen standart tünel kaplama gerekliliklerini anlatan bir çalışmasıdır. Akaryakıtı dirençli bir kaplama tespit edilmiş ve kimyasallar karşısındaki dayanıklılığına ilaveten mevcut standartların karşılanıp karşılanmadığını doğrulamak için test edilmiştir. Sonuçta yetkili merciler tarafından alternatif bir geomembran uygulaması onaylanmış ve İstanbul Avrupa Yakası Metro Tünellerinin 12,000 m<sup>2</sup> bölümünde uygulanmıştır.

## KAYNAKLAR

- ASTM D5322, Standard Practice for Immersion Procedures for Evaluating the Chemical Resistance of Geosynthetics to Liquids  
Centeno, R.R., ve Centeno W.F., 1986, “Tunelling through Gasoline Contamination: the Caracas Metro Experience” Geo86 Big Digs Around The World, sayfa189-210  
Edwards, J.S., Whittaker, B.N. ve Durucan, S.,1988, “Methane hazards in tunneling operations, 97-110, Tunneling '88”, Ed. M.J. Jones, IMM, Londra, 437 sayfa.

- Franzen, T ve Celestino T.B, 2002 “Lining of Tunnels under Groundwater Pressure”, International Tunelling Association, ITA-AITES Downunder, Cilt 1, sayfa 481-487, EA books, Crows Nest, Australia
- M.D. Köksal, 2004, “İstanbul Metrosu örneğinde yeraltı kaya yapıları için karar sayısı Yaklaşımı” KAYAMEK’2004-VII. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu 2004, Sivas, Türkiye
- M.D. Köksal, 2006, “İstanbul Metro İnşaatı 4.Levent-Şişli Güzerhahında Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik Ölçüm Çalışmaları
- Müller, Werner; 2006 “HDPE Geomembranes in Geotechnics” 486 sayfa, Springer; 1st edition, ISBN-10: 3540372865
- Rollin, A.L., 2004 “Long Term Performance of Polymeric Geomembranes” 57th Canadian Geotechnical Conference Geoquebec 2004, bölüm 5d, sayfa 20
- Shapiro, A.M and Greene, E.A, 2003,”Hydrogeologic Controls on Water Intrusion into Subway Tunnels Constructed in Fractured Rocks Washington D.C. and Maryland U.S.A”. RMZ-Materials and Geoenvironment Cilt. 50 No. 1 sayfa341-344
- Stirbys A. F., Radwanskiz. R., Proctor R. J. Ve Escando R. F. 1999, “Los Angeles metro rail project - geologic and geotechnical design and construction constraints”, International Geological Congress No30, Beijing , CHINA 1999, Cilt 51,no 3 sayfa. 203-224



# PREFABRİK DÜŞEY DRENLİ YUMUŞAK ZEMİNLER ÜZERİNE OTURAN DOLGULARIN İKİ VE ÜÇ BOYUTLU SAYISAL ANALİZİ

Abdulazim YILDIZ<sup>1</sup>

## ABSTRACT

Most embankment analyses are conducted under two dimensional plane strain conditions whereas 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. Different matching methods have been proposed in the literature. In the paper, three different matching approaches were applied to 2D plane strain analysis of the embankment. An anisotropic elasto-plastic model, namely S-CLAY1S was used in the numerical analyses. The equivalent plane strain solutions were verified by comparing the 3D numerical solutions. The most useful and practical matching method was found out based on these numerical solutions.

**Keywords:** Prefabricated vertical drain, Finite element method, Embankment, Soft clay

## ÖZET

Dolgular genellikle 2 boyutlu düzlem şekil değiştirme koşullarda analiz edilir. Fakat düşey drenler ve onun etrafındaki zeminin konsolidasyon davranışı aksenal simetrik bir problemdir. Bu nedenle, dolgu altındaki düşey dren sisteminin eşdeğer düzlem şekil değiştirme koşullara dönüştürülmesi gerekir. Literatürde bu konuda geliştirilmiş farklı eşleme yöntemleri vardır. Bu çalışmada, üç farklı eşleme yöntemi kullanılarak dolgular 2B düzlem deformasyon koşullarda analiz edilmiştir. Sayısal analizlerde zemin davranışı anizotropik elasto-plastik S-CLAY1S modeli ile modellenmiştir. Çalışma sonunda eşdeğer düzlem şekil değiştirme koşullarda gerçekleştirilen çözümler, 3B analiz sonuçları ile karşılaştırılmak suretiyle hem güvenilirlik hem de uygulanabilirlik açısından en uygun eşleme yöntemi belirlenmeğe çalışılmıştır.

**Anahtar kelimeler:** Prefabrik düşey dren, Sonlu elemanlar yöntemi, Dolgu, Yumuşak kil

## 1. GİRİŞ

Yumuşak kil zeminler üzerine inşa edilen dolguların analiz ve tasarımı geoteknik mühendisliğinin en zor ve karmaşık problemlerinden biridir. Yumuşak zeminler taşıma gücü

<sup>1</sup> Yrd. Doç. Dr., Çukurova Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü, azim@cukurova.edu.tr

açısından sorunlu olup yük etkisinde aşırı oturmalara neden olabilirler. Düşük permeabiliteye sahip olması nedeniyle de konsolidasyon oturmalarının tamamlanması uzun yıllar sürebilir. Bu nedenle yumuşak kil zeminler üzerine inşa edilecek dolgulara stabilite ve konsolidasyon için gerekli süre tasarım için gerekli iki ana parametredir. Bu tür problemlerde dolgu altına inşa edilecek düşey drenler yardımıyla konsolidasyon oturmaları hızlandırılabilir ve kısa süre içerisinde stabilite artırılabilir. Son yıllarda düşey dren elemanı olarak kum drenler yerine daha çok prefabrike düşey drenler (PDD) tercih edilmektedir. Bunun nedeni, PDD'lerin kum drenlere göre daha efektif çalışması, ekonomik olması ve arazide basit ekipman ile daha hızlı inşa edilebilmesidir. PDD'ler genellikle plastik bir çekirdek ve onu saran geotekstil filtre malzemesi ile kanal şeklinde imal edilir.

Son yıllarda dolguların analizlerinde sonlu elemanlar yönteminin çok yaygın şekilde kullanıldığı görülmektedir (Bergado vd., 1993; Hird vd., 1995; Indraratna ve Redana, 1997; Borges, 2004; Karstunen vd., 2005). Dolgu geometrisi ve yükleme koşulları ile dolgu altına inşa edilen çok sayıda düşey dren ve etki bölgeleri dikkate alındığında söz konusu problem çok karmaşık bir yapı arz etmektedir. Bu nedenle bu tür problemlerin SEY ile analizlerinin 3 boyutlu (3B) olarak yapılmasını gerektirmektedir. Fakat, 3B analizlerin çok zor ve zahmetli olması nedeniyle pratikte uygulanması çok zordur. Bu nedenle dolgular genellikle iki boyutlu olarak düzlem deformasyon koşullarında analiz edilir. Fakat dolgu altına inşa edilen düşey drenler, silindirik geometriye sahip olması nedeniyle eksenel simetrik koşullara sahiptir. Bu nedenle eksenel simetrik koşullardan düzlem deformasyon koşullarına dönüştürülmesi gerekir ve literatürde bu konuda geliştirilmiş yöntemler mevcuttur (Zeng ve Xie, 1987; Hird vd., 1992; Kim ve Lee, 1997; Indraratna ve Redana, 1997; Chai vd., 2001). Eksenel simetriden eş değer düzlem deformasyon koşullarına dönüştürme için düşey drenler arasındaki aralık ve/veya dren etrafındaki zeminin permeabilitesi ayarlanmaktadır. Dönüştürme yöntemlerinde genellikle birim hücre yöntemi esas alınarak; her bir dren ve onun etki bölgesinin bağımsız çalıştığı, zeminin lineer elastik davranış gösterdiği, permeabilitenin sabit kaldığı, zeminde yanal hareketlerin oluşmadığı gibi birtakım kabuller yapılır. Oysaki yumuşak kil zeminlerde bu kabullerin geçerli olmadığı ve yukarıda da bahsedildiği gibi karmaşık yükleme koşulları ve geometri nedeniyle problemin gerçek boyutlarda ve 2B düzlem deformasyon koşullarında analiz edilmesi gerekmektedir. Dolayısıyla, düşey drenli dolguların gerçek boyutlarda 2B sayısal analizlerinde ileri düzey zemin modelleri kullanıldığında literatürdeki mevcut eşleme yöntemlerinin performansının araştırılması gereklidir.

Bu çalışmada, SEY dayalı Plaxis 8.2 ve Plaxis 3D Foundation bilgisayar programları kullanılarak prefabrik düşey drenler ile iyileştirilmiş yumuşak kil zeminler üzerine oturan dolgular SEY ile iki ve üç boyutlu olarak analiz edilmiştir. Analizlerde zemin davranışı için anizotropik elasto-plastik zemin modeli S-CLAY1S (Karstunen vd., 2005) kullanılmıştır. 3B analiz sonuçları ile onun eş değeri 2B düzlem şekil deformasyon analiz sonuçları karşılaştırılarak eşleme yöntemlerinin geçerliliği araştırılmıştır.

## 2. S-CLAY1S ZEMİN MODELİ

S-CLAY1S (Koskinen vd., 2002) zemin modeli başlangıç anizotropi ve plastik deformasyonlardan kaynaklanan dokusal anizotropiye ilave olarak daneler arasındaki bağ kuvvetlerini dikkate alır. Model, kritik durum zemin mekaniği çerçevesinde geliştirilmiş olup killer için eğrisel bir akma yüzeyini esas alır (Şekil 1a). Model, plastik deformasyonların önemli rol oynadığı normal veya az aşırı konsolide killerde uygulanabilir. S-CLAY1S modeli için akma eğrisi kesilmiş bir elips şeklindedir ve aşağıdaki bağıntı ile tanımlanır:



$$f = (q - \alpha p')^2 - (M^2 - \alpha^2)(p'_m - p')p' = 0 \quad (1)$$

Bu eşitlikte,  $P'_m$  akma eğrisinin boyutunu,  $\alpha$  akma eğrisinin yönelimini tanımlar.  $M$  ise  $\eta = q/p'$  gerilme oranının göçme anındaki değeridir. S-CLAY1S modelinde üç pekleşme kuralı kullanılır. Birincisi, akma eğrisinin boyutundaki değişimi açıklar. İkinci pekleşme kuralı ise plastik deformasyonlar nedeniyle akma eğrisinin eğimindeki değişimi hesaplar.

$$d\alpha = \mu \left[ \left( \frac{3\eta}{4} - \alpha \right) \langle d\varepsilon_v^p \rangle + \beta \left( \frac{\eta}{3} - \alpha \right) |d\varepsilon_d^p| \right] \quad (2)$$

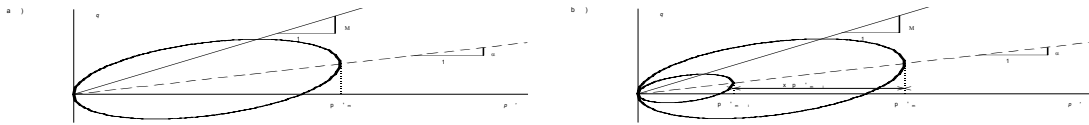
$\mu$  parametresi anizotropideki değişimi dolayısıyla da akma eğrisinin eğimini kontrol ederken  $\beta$  parametresi ise, dönen akma eğrisindeki plastik hacimsel ve kayma deformasyonları arasındaki relatif etkinliği kontrol eder. Bağ kuvvetleri nedeniyle zeminin kazandığı ilave dayanım ise, içsel akma eğrisi kavramı ile açıklanır. İçsel akma eğrisinin şekli ve eğimi, doğal zeminin akma eğrisi ile aynıdır. Fakat, içsel akma eğrisinin boyutunu gösteren  $P'_{mi}$ , doğal zeminin akma eğrisinin boyutunu gösteren  $P'_m$ 'den daha küçüktür ve aşağıdaki bağıntı ile ifade edilir:

$$p'_m = (1 + x)p'_{mi} \quad (3)$$

buradaki  $x$  terimi bağ kuvvetlerinin büyüklüğünü ifade eder (Şekil 1b). Modelde kullanılan üçüncü pekleşme kuralı ise, bağ kuvvetlerinin kademeli olarak bozulması ile ilgilidir:

$$dx = -ax \left[ |d\varepsilon_v^p| + b |d\varepsilon_d^p| \right] \quad (4)$$

$a$  parametresi yük etkisinde bozulma eğiliminde olan bağ kuvvetlerinin bozulma hızını kontrol eder,  $b$  parametresi ise yapının bozulması sırasında plastik hacimsel ve kayma deformasyonları arasındaki relatif etkinliği kontrol eder.



Şekil 1. S-CLAY1S Modeli İçin Akma Eğrileri

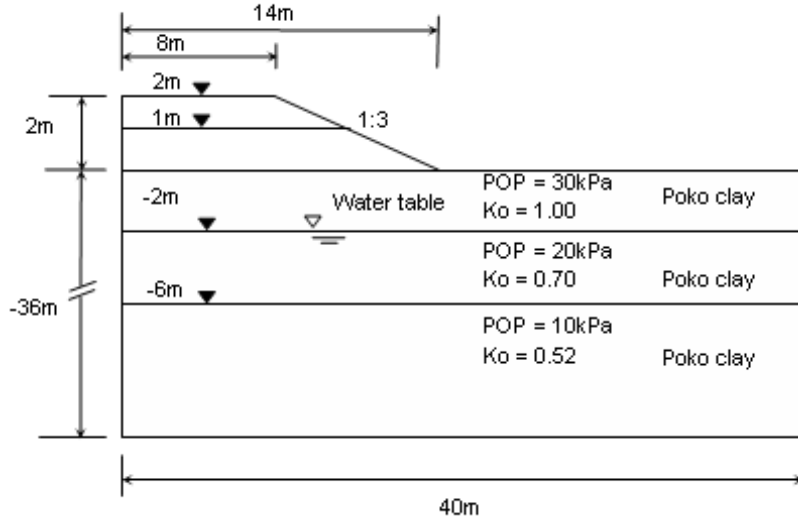
### 3. SAYISAL ANALİZLER

Dolgu altına inşa edilen düşey drenlerin sonlu elemanlar yöntemi ile iki boyutlu olarak doğrudan analiz edilmesi mümkün değildir. Eksenel simetrik koşullara sahip düşey drenlerin düzlem şekil değiştirme koşullarına dönüştürülmesi gereklidir. 3B analizlerin çok fazla işlem hacmi ve zaman gerektirmesi pratik uygulamalar için uygun değildir. Bu nedenle, uygun bir eşleme yöntemi ile düşey drenlerin düzlem şekil değiştirme koşullara dönüştürülmesi gereklidir. Sayısal analizlerde kullanılan referans dolgusu ve dolgunun üzerine oturduğu POKO kili Şekil 2’de görülmektedir (Karstunen vd., 2006). Analizlerde kullanılan S-CLAY1S model parametreleri Tablo 1’de görülmektedir. Dolgu altına inşa edilen düşey drenlerin 15m uzunluğunda, 0.20 m çapında ve drenlerin kare şeklinde 2 m aralıklarla inşa edildiği kabul edilmiştir.

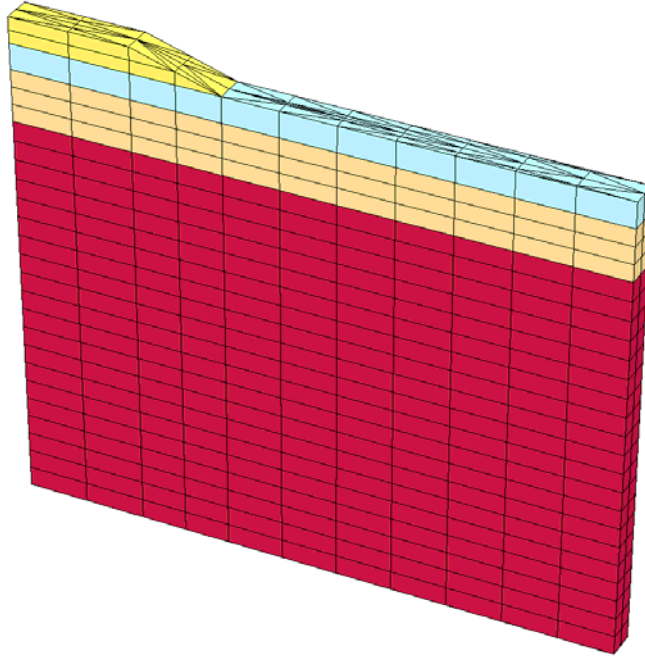
Tablo 1. S-CLAY1S Model Parametreleri

Model	$\lambda_i$	$\kappa$	$v'$	M	$\mu$	$\beta$	a	b	$e_0$	$\alpha_{K0}$	$x_0$
S-CLAY1S	0.26	0.03	0.2	1.2	20	0.76	9	0.2	2.1	0.46	12

Dolgunun granüler malzeme kullanılarak inşa edildiği kabul edilerek Mohr Coulomb zemin modeli ile modellenmiş ve malzeme parametreleri olarak;  $E'=40000 \text{ kN/m}^2$ ,  $v'=0.3$ ,  $\varphi'=38^\circ$ ,  $\psi'=0^\circ$ ,  $c'=1 \text{ kN/m}^2$  and  $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$  değerleri kullanılmıştır. Sayısal analizlerde ilk olarak üç boyutlu (3B), daha sonra ise iki boyutlu (2B) analizler gerçekleştirilmiştir. 3B sayısal analizlerde kullanılan sonlu elemanlar ağı Şekil 3’de görülmektedir. Düşey drenler ve onun etrafındaki örselenmiş bölgenin silindirik geometriye sahip olduğu kabul edilerek dairesel hacim kazık elemanlarla modellenmiştir. Sonlu elemanlar ağı yaklaşık 5000 civarında 3B elemandan oluşmaktadır. Analizlerde gerçek yükleme koşullarını modellemek için dolgu iki tabaka halinde inşa edilmiştir. İlk aşama, dolgunun inşaat aşaması, ikinci aşama ise konsolidasyon aşaması olmak üzere her tabaka 2 safhada analiz edilmiştir. 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 konuda literatürde yapılan araştırmalarda örselenmiş bölgenin çapı ve permeabilitesi ile ilgili farklı oranlar önerilmiştir (Jamiolkowski vd., 1981; Hansbo, 1981; Indraratna ve Redana, 1998; Bergado vd., 1993). Analizlerde, literatürde önerilen bu değerler ve POKO kilinin aşırı derecede hassas ve yumuşak karakterde olduğu da dikkate alınarak örselenmiş bölgenin çapı  $d_s/d_w=4$ , örselenmiş bölgedeki permeabilite ise  $k_r/k_s=20$  olarak alınmıştır. Eksenel simetrik koşullardan düzlem şekil değiştirme koşullara dönüştürme yapmak için üç farklı eşleme yöntemi kullanılmıştır.



Şekil 2. Referans Dolgusu Ve Zemin Profili



Şekil 3. Üç Boyutlu Analizlerde Kullanılan Sonlu Elemanlar Ağı

Hird vd. (1992) tarafından geliştirilen eşleme yönteminde düşey drenler arasındaki aralık ve/veya permeabilite değerleri kullanılarak sistem aksel simetriden düzlem şekil değiştirme koşullarına dönüştürülmektedir. Bu amaçla, geometrik, permeabilite ve birleşik eşleme yöntemleri olmak üzere üç yöntem önerilmiştir. Sayısal analizlerde sonlu elemanlar ağı üzerinde geometrik olarak ayarlama yapılmasına imkân sağladığı için birleşik yöntem kullanılmıştır. Bu yöntemde, düşey drenler arası mesafe önceden seçilmek suretiyle permeabilite değeri aşağıdaki bağıntı kullanılarak düzlem şekil değiştirme koşullarına dönüştürülmektedir.

$$\frac{k_{pl}}{k_{ax}} = \frac{2B^2}{3R^2 \left[ \ln\left(\frac{R}{r_s}\right) + \left(\frac{k_{ax}}{k_s}\right) \ln\left(\frac{r_s}{r_w}\right) - \left(\frac{3}{4}\right) \right]} \quad (5)$$

$B$  = düzlem şekil değiştirme koşullarda birim hücrenin yarı genişliği

$R$  =eksenel simetrik birim hücrenin yarıçapı

$r_w$  = düşey dren yarıçapı

$r_s$  = örselenmiş bölgenin yarıçapı

$k_h$  = örselenmemiş bölgenin yatay permeabilitesi

$k_s$  = örselenmiş bölgenin yatay permeabilitesi

Indraratna ve Redana (1997) tarafından önerilen yöntem ise, Hird vd. (1992) tarafından önerilen yönteme benzer olup eşleme için aşağıdaki bağıntı önerilmektedir.

$$\frac{k'_{hp}}{k_{hp}} = \frac{\beta}{\left[ \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_h}{k'_h}\right) \ln(s) - 0.75 - \alpha \right]} \quad (6)$$

$k_h$  = doğal zeminin yatay permeabilitesi (eksenel simetrik)

$k'_h$  = örselenmiş bölgenin yatay permeabilitesi (eksenel simetrik)

$k_{hp}$  = doğal zeminin yatay permeabilitesi (düzlem şekil değiştirme)

$k'_{hp}$  = örselenmiş bölgenin yatay permeabilitesi (düzlem şekil değiştirme)

$\alpha$  ve  $\beta$  parametreleri ise aşağıdaki bağıntıdan hesaplanmaktadır.

$$\alpha = \frac{2}{3} \frac{(n-s)^3}{(n-1)n^2} \quad (7)$$

$$\beta = \frac{2}{3} \frac{(s-1)}{(n-1)n^2} [3n(n-s-1) + (s^2 + s + 1)] \quad (8)$$

Bu bağıntılarda  $n=R/r_w$  ve  $s=r_s/r_w$  dir. Bu yöntemde, 2B analizler için hem düşey drenlerin hem de onların etrafındaki örselenmiş bölgenin sonlu elemanlar ağında ayrı ayrı modellenmesi gerekmektedir.

Chai vd. (2001) tarafında geliştirilen yöntem yukarıda anlatılan her iki yönteme göre çok daha basittir. Bu yöntemde, düşey drenlerin inşası düşey yöndeki permeabiliteyi arttırdığı ve bu nedenle düşey drenli bölge için eşdeğer bir düşey permeabilite değeri kullanılabilirliği ileri sürülmektedir. Bu eşdeğer düşey permeabilite ( $k_{ve}$ ) için aşağıdaki bağıntı önerilmektedir:

$$k_{ve} = \left( 1 + \frac{2.5l^2}{\mu D_e^2} \frac{k_h}{k_v} \right) k_v \quad (9)$$

$l$  = drenaj uzunluğu

$D_e$  = birim hücrenin çapı  
 $k_h$  = yatay permeabilite  
 $k_v$  = düşey permeabilitedir.

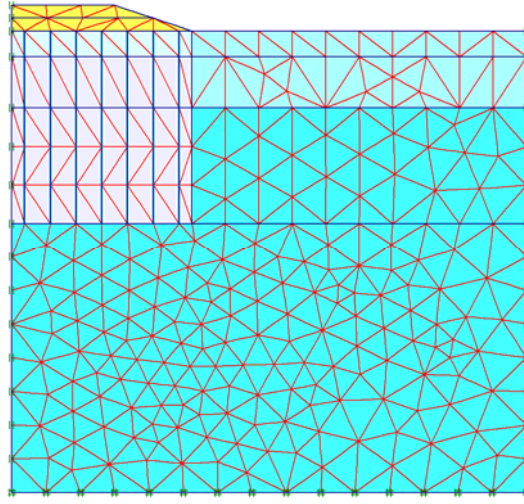
Bağıntıdaki  $\mu$  katsayısı ise aşağıdaki formülden hesaplanmaktadır.

$$\mu = \ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} + \pi \frac{2l^2 k_h}{3q_w} \quad (10)$$

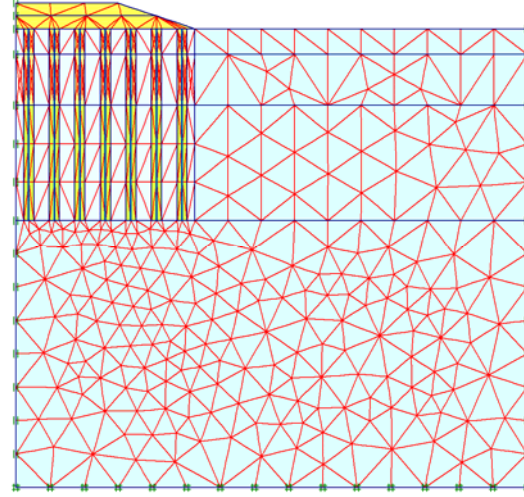
Bu bağıntıda,  $n = D_e/d_w$  ve  $s = d_s/d_w$  dir.

$d_w$  = düşey dren çapı  
 $d_s$  = örselenmiş bölgenin çapı  
 $k_s$  = örselenmiş bölgenin yatay permeabilitesidir.

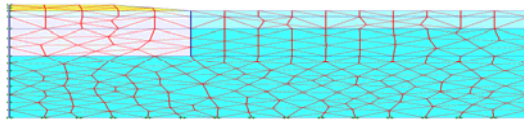
Bu eşleme yönteminde sonlu elemanlar ağında hem düşey drenin hem de örselenmiş bölgenin modellenmesine gerek yoktur. Şekil 4'de 2B düzlem deformasyon koşullarda üç eşleme yöntemi ile gerçekleştirilen sayısal analizlerde kullanılan sonlu elemanlar ağları görülmektedir.



(a) Hird vd. (1992) tarafından önerilen yöntem



(b) Indraratna ve Redana (1997) tarafından önerilen yöntem

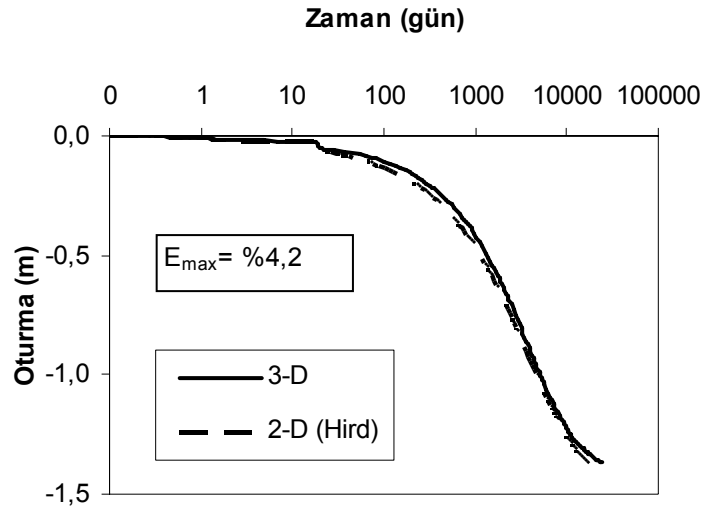


(c) Chai vd. (1992) tarafından önerilen yöntem

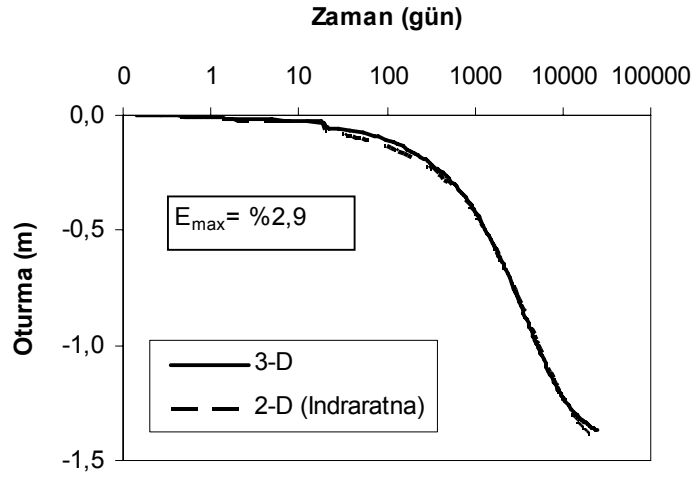
Şekil 4. 2B Düzlem Deformasyon Analizleri İçin Kullanılan Sonlu Elemanlar Ağı

#### 4. SAYISAL ANALİZ SONUÇLARI

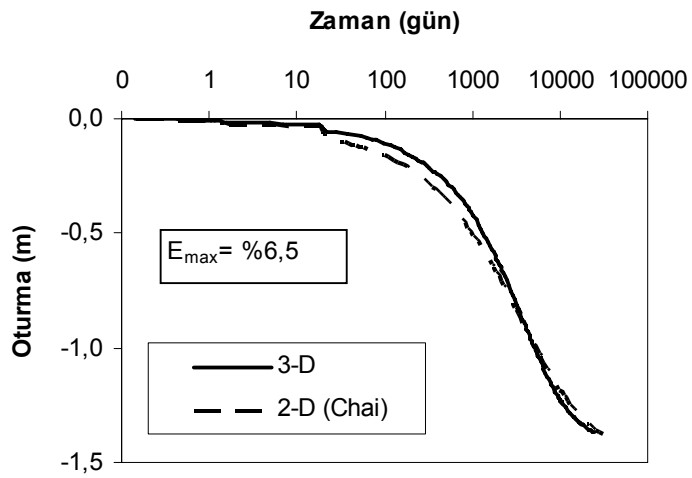
Eşleme yöntemlerinin geçerliliğini araştırmak için üç farklı eşleme yöntemi ile 2B düzlem deformasyon koşullarda yapılan çözümler ile 3B analiz sonuçları Şekil 5 ve 6'da karşılaştırılmıştır. Şekil 5'de dolgunun merkezi altında hesaplanan düşey deplasmanlar karşılaştırılmış ve 2B eşdeğer model ile 3B analiz sonuçları arasındaki uyumun oldukça iyi olduğu görülmektedir. Genellikle düzlem şekil değiştirme koşullardaki konsolidasyon hızı 3B analizlere göre daha hızlıdır. Üç farklı eşleme yöntemi (Hird vd., 1992; Indraratna ve Redana, 1997; Chai vd., 2001) için maksimum hatalar sırasıyla %4.2, %2.9 ve %6.5 olarak hesaplanmıştır. Şekil 6'da ise 6 m derinlikte hesaplanan ilave boşluk suyu basınçları (EPP) karşılaştırılmıştır. Eşdeğer yöntemler ile üç boyutlu analiz sonuçları arasındaki uyum düşey deplasmanlarda görülen uyum kadar iyi değildir. Bunun nedeni eksenel simetriden düzlem deformasyon koşullara dönüştürme yapılabilmesi için geometride ve permeabilitede değişiklik yapılması olarak gösterilebilir. Benzer sonuçlar Hird vd. (1995) tarafından da bulunmuş ve boşluk suyu basınçlarının karşılaştırmasında önemli problemler olabileceği belirtilmiştir.



(a) Hird vd. (1992) tarafından önerilen yöntem



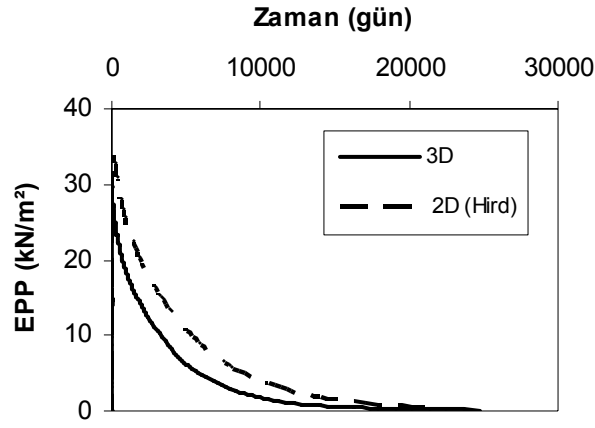
(b) Indraratna ve Redana (1997) tarafından önerilen yöntem



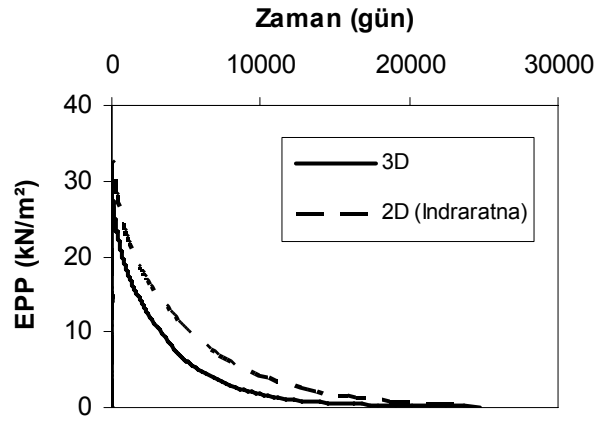
(c) Chai vd. (1992) tarafından önerilen yöntem

Şekil 5. 3B Ve 2B Düzlem Deformasyon Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

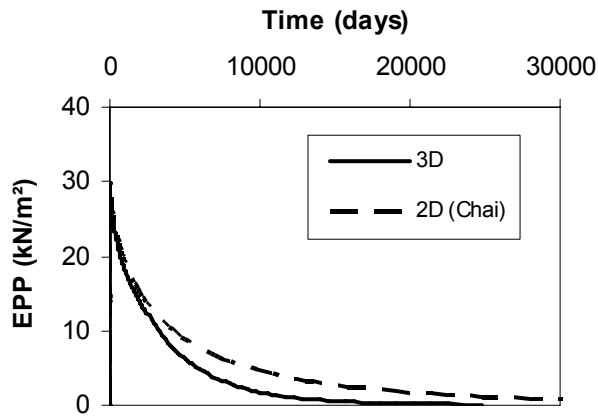




(a) Hird vd. (1992) tarafından önerilen yöntem



(b) Indraratna ve Redana (1997) tarafından önerilen yöntem



(c) Chai vd. (1992) tarafından önerilen yöntem

Şekil 6. 3B Ve 2B Düzlem Deformasyon Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

## 5. SONUÇLAR

Bu araştırmada, düşey drenlerin 2 boyutlu düzlem deformasyon koşullarda analiz edilebilmesi için geliştirilen üç farklı eşleme yönteminin performansı 3B analiz sonuçları ile karşılaştırılarak araştırılmıştır. Sayısal analizlerde, sonlu elemanlar yöntemine dayalı PLAXIS V8.2 ve PLAXIS 3D FOUNDATION bilgisayar programları kullanılmıştır. Zemin davranışı anizotropik elasto-plastik zemin modeli S-CLAY1S modeli ile modellenmiştir. Bu araştırma sonucunda elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- Sayısal analizlerde yumuşak kil davranışı için anizotropik elasto-plastik zemin modeli kullanıldığında, düşey drenlerin iki boyutlu düzlem şekil değiştirme koşullarda analiz edilebilmesi için önerilen üç farklı eşleme yöntemi ile hesaplanan oturmalar üç boyutlu sonuçlar ile oldukça iyi uyum içerisindedir. İlave boşluk suyu basınçları açısından ise 2B ve 3B sonuçlar arasındaki uyum çok iyi değildir. Bunun nedeni eksenel simetriden düzlem deformasyon koşullara dönüştürme yapılabilmesi için düşey drenli bölgenin geometrisinde ve permeabilitesinde değişiklik yapılmasıdır.
- Eşleme yöntemleri içersinde Indraratna ve Redana (1997) tarafından geliştirilen eşleme yöntemi üç boyutlu analiz sonuçları ile en iyi uyumu göstermiştir. Maksimum hata yaklaşık %3 civarındadır. Fakat bu yöntemde düşey dren ve onun etrafında oluşan örselenmiş bölgenin sonlu elemanlar ağı üzerinde ayrı ayrı modellenmesi bu yöntemin pratikliği açısından önemli bir dezavantaj oluşturmaktadır.
- Pratik kullanım açısından en ideal eşleme yöntemi ise, Chai vd. (2001) tarafından geliştirilen eşleme yöntemidir. Bu yöntemde, düşey dren ve onun etrafında oluşan örselenmiş bölgenin sonlu elemanlar ağına modellenmesine gerek olmaması sayısal analizlerde önemli derecede kullanım kolaylığı sağlamaktadır. Fakat hata oranı yaklaşık %6.5 ile diğer yöntemlere göre daha fazladır.
- Hird vd. (1992) tarafından önerilen yöntem ise, sonlu elemanlar modelinde sadece düşey dren elamanın modellenmesi, örselenmiş bölgenin modellenmesine gerek olmaması, eşleme için düşey drenler arası mesafenin kullanıcı tarafından seçilebilmesi ve böylece sonlu elemanlar ağı üzerinde kontrol imkanı sağlaması bu yöntemin en önemli avantajlarıdır. Hesaplanan maksimum hata yaklaşık %4 civarındadır.

## TEŞEKKÜR

Bu bildiri, Çukurova Üniversitesi, Bilimsel Araştırma Proje Birimi tarafından desteklenmiştir (Proje No: MMF2008BAP9). Ayrıca bu çalışma, Avrupa Birliği tarafından desteklenen ve Marie Curie Araştırma-Eğitim işbirliği çerçevesinde yürütülen “Advanced Modelling of Ground Improvement on Soft Soils” adlı proje (Contract No: MRTN-CT-2004-512120) kapsamında gerçekleştirilmiştir.

## KAYNAKLAR

- Bergado, D.T., Mukherjee, K., Alfaro, M.C., Balasubramaniam, A.S. (1993), “Prediction of vertical-band-drain performance by the finite-element method”, *Geotextiles and Geomembranes*, 12, 567-586.
- Borges, J. L. (2004), “Three-dimensional analysis of embankments on soft soils incorporating vertical drains by finite element method”, *Computers and Geotechnics*, 31, 665-676.
- Chai, J. C., Shen, S. L., Miura, N., and Bergado, D. T. (2001), “Simple method of modeling pvd-improved subsoil.” *ASCE J. Geotech. and Geoenv. Eng.*, 127 (11), 965-972.

- Hansbo, S., (1981), "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.
- Hird, C.C., Pyrah, I.C., Russell, D. (1992), "Finite element modeling of vertical drains beneath embankments on soft ground", *Géotechnique*, 42. 499-511.
- Hird, C.C., Pyrah, I.C., Russell, D., Cinicioglu, F. (1995), "Modelling the effect of vertical drains in two-dimensional finite element analyses of embankments on soft ground", *Canadian Geotechnical Journal*, 32. 795-807.
- Indraratna, B., Redana, I.W., (1997), Plane strain modeling of smear effects associated with vertical drains. *J Geotech Geoenv Eng* 123(5),474-478.
- Indraratna, B. & Redana, I.W. (1998), "Laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation", *J. Geotech. and Geoenvironmental Engineering*, 124, 180-184.
- Jamiolkowski M., and Lancellotta R. (1981), "Consolidation by vertical drains: Uncertainties involved in prediction of settlement rates", *Proc. of the 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 4, p. 593-595.
- Karstunen, M., Krenn, H., Wheeler, S.J., Koskinen, M., Zentar, R., 2005. The effect of anisotropy and destructuration on the behaviour of Murro test embankment. *Int J Geomechanics* 5(2), 87-97.
- Karstunen M., Wiltafsky C., Krenn H., Scharinger F., & Schweiger H.F. (2006), "Modelling the behaviour of an embankment on soft clay with different constitutive models", *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 30:953-982.
- Koskinen M., Karstunen M., and Wheeler S.J. (2002), "Modeling destructuration and anisotropy of a natural soft clay", *Proc. of the 5th European Conf. on Num. Meth. in Geotech. Eng. (NUMGE)*, Paris Presses de l'ENPC/LCPC: p. 11-20.
- Kim, Y.T. & Lee, S.R. (1997), "An equivalent model and back-analysis technique for modelling in situ consolidation behavior of drainage-installed soft deposits", *Comp. Geotech.*, 20(2), 125-142.
- Zeng, G.X., Xie, K.H. (1987), "Consolidation analysis of sand drained ground by FEM", *Proc. 8th Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, vol. 1, pp.139-142.



# GEOGRİD DONATILI CURUF DUVARIN SARISMA MASASINDA MODELLENMESİ

Ayşe EDİNÇLİLER<sup>1</sup>

Gökhan BAYKAL<sup>2</sup>

Altuğ SAYGILI<sup>3</sup>

## ABSTRACT

Flexible retaining structures are known with their high performance under earthquake loads. In geogrid reinforced walls the performance of the fill material and the interface of the fill and geogrid controls the performance. Geosynthetic reinforced walls in seismic regions must be safe against not only static forces but also seismic forces. The objective of this study is to determine the behavior of a geogrid reinforced slag wall during earthquake by using shaking table experiments. This study is composed of three parts. In the first part, a case study involving the use of slag from steel industry in the construction of geogrid reinforced wall is presented. In the second part, the physical properties of the slag material are determined. In the last part, the results of shaking table tests conducted using geogrid wall model with slag fill are given.

## ÖZET

Esnek istinat duvarlarının deprem yükleri altında yüksek performans gösterdiği bilinmektedir. Geogrid donatılı istinat duvarlarında, dolgu malzemesi ve geogrid ve dolgu arayüzeyin performansı, duvarın performansını kontrol etmektedir. Sismik bölgelerdeki geosentetik donatılı duvarlar, sadece statik yükler altında değil aynı zamanda sismik yükler altında da güvenli olmalıdır. Bu çalışma, geogrid donatılı curuf duvarın deprem sırasındaki davranışının sarsma masası deneyleri ile belirlenmesini amaçlamaktadır. Çalışma, üç aşamadan oluşmaktadır. Birinci aşamada, çelik endüstrisinden elde edilen curufun dolgu malzemesi olarak kullanıldığı geogrid duvar bir durum çalışması olarak verilmiştir. İkinci aşamada ise, curuf malzemenin fiziksel özellikleri belirlenmiştir. Son aşamada ise, curuf dolgulu geogrid duvar durum çalışması esas alınarak hazırlanan sarsma masası model deneylerinin sonuçları verilmektedir.

## 1. GİRİŞ

Zayıf zeminler üzerine inşa edilen toprak donatılı duvarlar, geleneksel beton donatılı duvarlara göre önemli teknik avantajlara sahiptir. Toprak donatılı duvarlar, esnek davranışları nedeniyle daha büyük deformasyonlara karşı dayanıklıdır.

<sup>1</sup> Doç. Dr., EDİNÇLİLER, A., Boğaziçi Üniversitesi, email: aedinc@boun.edu.tr

<sup>2</sup> Prof. Dr., BAYKAL, G., Boğaziçi Üniversitesi, email: baykal@boun.edu.tr

<sup>3</sup> Dr., SAYGILI, A., Boğaziçi Üniversitesi, email: asaygili@boun.edu.tr

Geçmişteki depremlerden, dinamik yükler altındaki donatılı toprak duvarların çeşitli vaka analizleri mevcuttur. Bu vaka analizlerinden elde edilen bilgiler, donatılı istinat sistemlerine olan güveni arttırmaktadır. Genel olarak, donatılı toprak duvarlar depremlerde oldukça iyi performans göstermektedir. Şiddetli depremlerde donatılı toprak yapıların performansı vaka analizleri ile rapor edilmiştir (Collin ve diğ., 1992; Eliahu ve Watt, 1991; Franlenberger ve diğ., 1996; Kutter ve diğ., 1990; Ling ve diğ., 2001; Tatsuoka ve diğ., 1995; White ve Holtz, 1997).

Geogrid donatılı duvarların performansını, dolgu malzemesinin ve dolgu ve geogrid arayüzeyi performansı kontrol etmektedir. Mevcut endüstriyel atıklar, donatılı istinat duvarlarında dolgu malzemesi olarak kullanılabilir. Bu tür malzemelerin kullanımı, doğal kaynakların kullanılmasına olan ihtiyacı ortadan kaldırmakta ve aynı zamanda endüstriyel atıkların depolanması ile ilgili sorunları da ortadan kaldırmaktadır. Bu çalışma, geogrid donatılı curuf duvarın sismik yükler altındaki davranışının incelenmesini amaçlamaktadır. Sarsma masası deney sonuçlarından geogrid ve curuf arasında kenetlenme probleminin oluşup oluşmayacağı araştırılmıştır. Model deneylerinde, Karadeniz bölgesinde bulunan Karabük şehrindeki vadiye inşa edilen curuf duvarda kullanılan curuf malzeme kullanılmıştır.

## 2. SARSMA MASASI MODELLERİ

Literatürde, geosentetik donatılı duvarların deprem sırasındaki davranışının incelendiği birçok sarsma masası model çalışması mevcuttur. Sakaguchi (1996), 1.5 metre yüksekliğindeki geogrid duvar modelini sarsma masasında test etmiştir. Sarsma masası modeli, beş katman geogrid donatı ve hafif bloklarla inşa edilmiştir. Donatılı bölgenin büyük duvar yerdeğiştirmelerin oluşmasından sonra bile donatı katmanlarına karşı akma yüzeyinin herhangi bir işaret vermeden tek parça olarak kesildiğinin gözlemlendiği belirtilmiştir.

Matsuo ve diğ. (1998) altı adet geosentetik donatılı istinat duvarını sarsma masası deneyleri ile test etmişlerdir. Modellerinde, deprem sırasındaki davranışları ve donatı mekanizmasını belirleyebilmek için geogrid donatı boyu, duvar yüksekliği, duvar kaplama tipi, duvar eğimi gibi değişkenlerle çalışmışlardır.

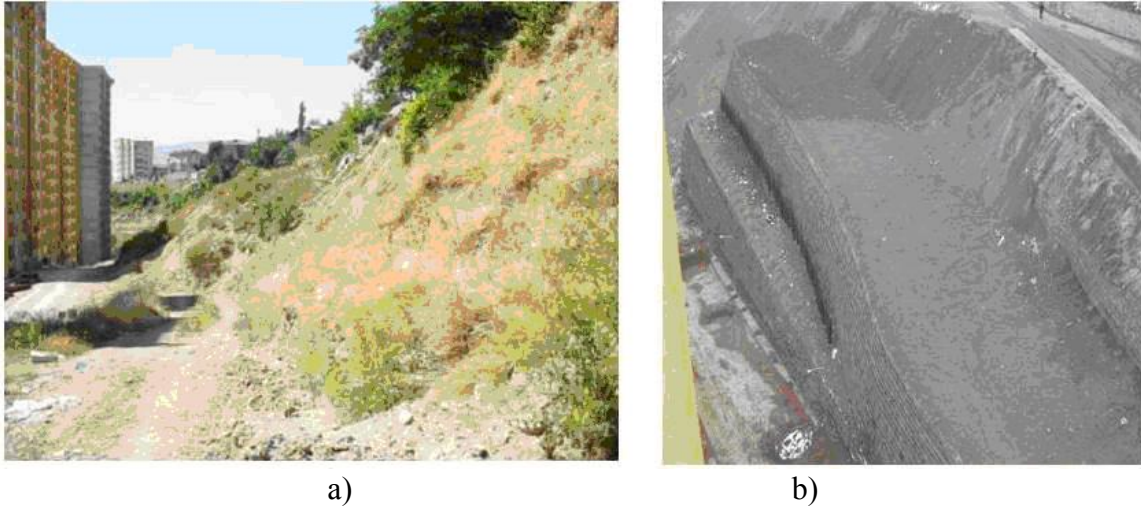
Büyük boy sarsma masası deneyleri, Lina ve diğ. (2005) tarafından rapor edilmiştir. Üç büyük ölçek 2.8 metre yüksekliğinde modüler-blok geosentetik-donatılı toprak duvarlar Kobe depremi hareketine maruz bırakılmıştır. Her bir duvar, tek boyutlu 0.4g ve 0.86g arasında değişen yatay maksimum ivme ile sarsılmıştır. Donatılı toprak istinat duvarları, simule edilen depremler altında ihmal edilebilir deformasyonlar göstermiştir.

Laboratuvar ve matematik modeller, donatılı istinat duvarlarının davranışını analiz etmek için kullanılmaktadır. Genel olarak bu amaçla kullanılan laboratuvar modelleri, sarsma masası ve santrifüj testleridir. Özellikle yapı modellerini analiz etmek amaçlı olarak dizayn edilen sarsma masaları, bir takım adaptasyonlarla geoteknik modelleri analiz etmek için de kullanılabilir (Fukutake ve diğ., 1990; Richards ve diğ., 1991). Geoteknik problemlerin santrifüj ve sarsma masası testleri için genel problem numunenin içine konulacağı kutunun dizayn edilmesidir. Basit, rijit kenarlı kutu numunenin üniform olarak deforme olmasına müsaade etmeyecektir. Bu problemin üstesinden gelebilmek için, çeşitli araştırmacılar “kesme kutusu (shear stack)” konseptinin çeşitli varyasyonlarını kullanmıştır. Numunelerin içine yerleştirileceği kutular, rijit kenarlı kesme kutuları ve esnek, katmanlı kesme kutuları olarak iki gruba ayrılmaktadır. Esnek kenarlı kesme kutusu, lastik tabakaları ve metal katmanların

üstüste yerleştirilmesinden oluşmaktadır. Taylor ve diğ. (1994), 1.2 metre uzunluğunda, 0.6 metre genişliğinde ve 0.9 metre yüksekliğinde esnek kesme kutusu geliştirmişlerdir (Taylor ve diğ., 1994). Sismik yükler altında kuru kum kullanarak çeşitli deneyler gerçekleştirmişlerdir. Yatay yönde, tutarlı ivme değerleri ölçülmüştür. Ölçülen ivmelerin düşey profilde sinüzoidal olması gerekmektedir. Taylor ve diğ. (1994) tarafından yapılan çalışmalar sonucunda kesme kutusunun arazi şartlarını temsil edebildiği belirtilmiştir.

### 3. GEOGRİD DONATILI CURUF DUVAR

Bu çalışmanın birinci ve ikinci aşamasında, Karabük şehrindeki vadide inşa edilen geogrid donatılı curuf duvarın özellikleri ve duvar inşaatında kullanılan curufun malzeme özellikleri verilmektedir. Vadide yüksek katlı binalar inşa edilmiştir. Vadi yamacının stabilite sorunu heyelan tehlikesi yaratmaktadır (Şekil 1a). Duvarın inşa edildiği zemin profili, en altta ayrışmış kiltası, üzerinde 10-15 metre kalınlığında aşırı derecede ayrışmış kiltası ve en üstte 3 metre kalınlığa kadar yamaç molozundan oluşmaktadır. Şevin üst bölümünde ve alt bölümde yol bulunmaktadır. Stabilite sorunları nedeniyle üst yolda kaymalar mevcuttur. Bu bölgedeki stabilite sorununu çözmek için geogrid donatılı curuf duvar inşa edilmiştir (Şekil 1b). Geogrid donatılı curuf duvarın tipik kesiti Şekil 2’de verilmektedir. 300 metre uzunluğunda inşa edilen duvar boyunca maksimum kot farkı 25 metreye ulaşmaktadır. Şekil 1b’de verilen kesitte, altta, 8.40 metre yükseklik x 15.40 metre uzunlukta, üstte 8.00 metre yükseklik x 10.00 metre uzunlukta olan iki adet geogrid duvar dizayn edilmiş olup, duvarların inşaatı tamamlanmıştır. Çekme mukavemetleri 45, 60, 90 kN/m olan geogridler, 0.4 metre aralıklarla yerleştirilmiştir. Maksimum yüksekliği 16 metre olan toplam 3000 metrekare geogrid duvarın inşaatı tamamlanmıştır. Geogrid duvar, birinci derece deprem bölgesinde bulunmaktadır. Duvarın deprem yükleri altındaki davranışı limit denge analizi ile gerçekleştirilmiştir (Baykal ve diğ., 2008).

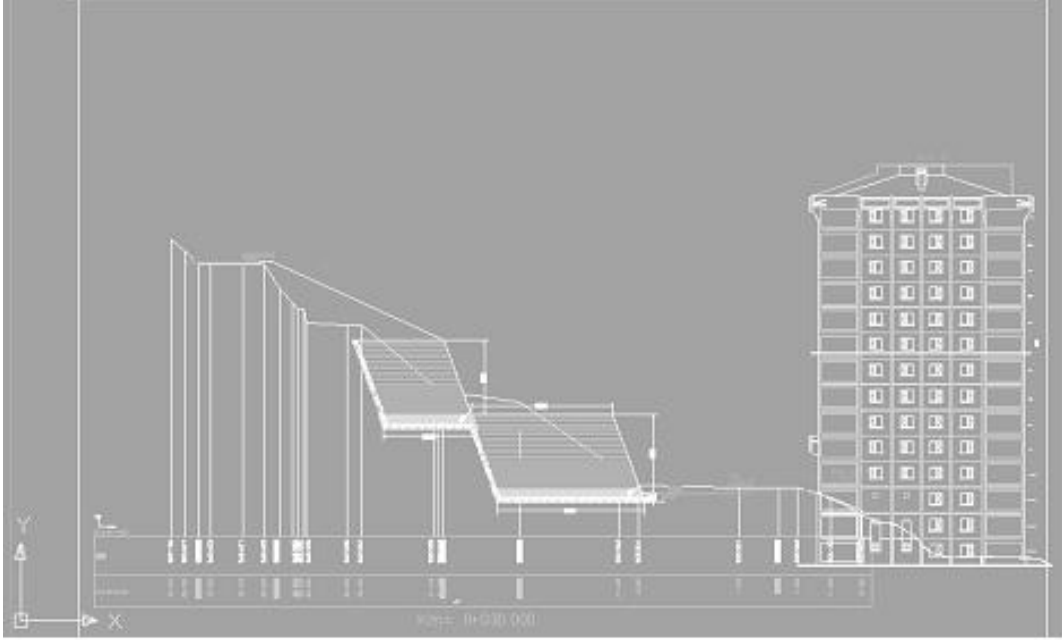


Şekil 1. Geogrid Donatılı Curuf Duvarın Bulunduğu Alan (a) ve Duvar İnşaatı (b)

#### 3.1. Malzeme Özellikleri

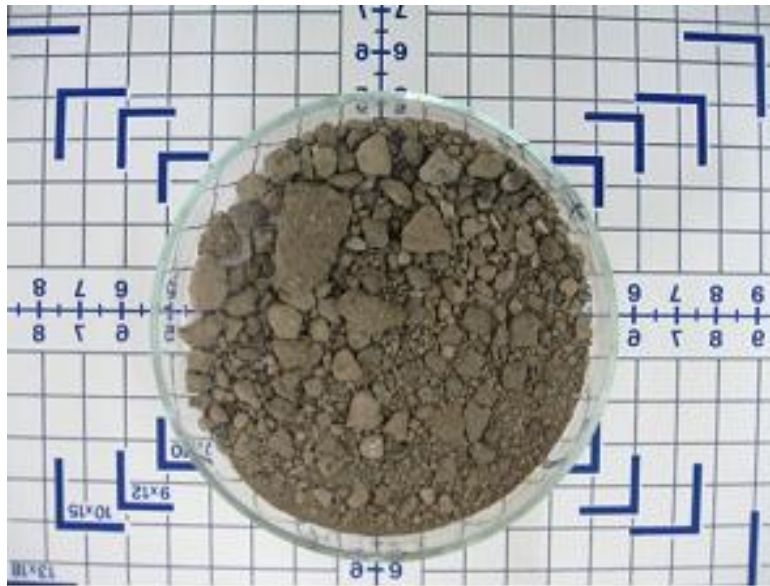
Şekil 1b’de verilen Geogrid donatılı duvar inşaatında kullanılan yüksek fırın curufu ve geogrid, sarsma masası modellerinde de kullanılmıştır. Curuf malzeme, Karadeniz bölgesinde bulunan Kardemir Demir ve Çelik Ltd. Şirketi’nden elde edilmiştir. Yüksek fırın curufu,

içinde silikatlar, alüminasilikatlar, kalsiyum-alümina silikatlar bulunan metalik olmayan bir malzemedir. Bu çalışmada kullanılan açık havada soğutulmuş yüksek fırın curuf numunesi Şekil 3’de verilmektedir.



Şekil 2. Geogrid Duvarın Tipik Bir Kesiti (Baykal ve diğ., 2008)

Optimum su muhtevası, %10 ve yüksek fırın curufunun maksimum kuru birim hacim ağırlığı ise  $23.1 \text{ kN/m}^3$  olarak bulunmuştur. Optimum su muhtevasında hazırlanan numuneler,  $30 \times 30 \times 30 \text{ cm}$  boyutlarındaki büyük boy kesme deneyi aletinde test edilmiştir. Numuneler, kesme kutusu içinde standart kompaksiyon enerjisi ile sıkıştırılmıştır. Sıkıştırılmış yüksek fırın curufunun büyük boy kesme kutusu deneylerinden, içsel sürtünme açısı 49 derece olarak bulunmuştur. Zeminin içsel sürtünme açısı ise 53 derecedir.



Şekil 3. Yüksek Fırın Curufu



#### 4. SARSMA MASASI MODELLERİ

Bu çalışmada Bristol Üniversitesi'nde Taylor ve diğ. (1994) tarafından gerçekleştirilen çalışmalardaki bilgi ve tecrübe kullanılarak kesme kutusu dizayn edilmiştir (Şekil 4). Kesme kutusunun uzunluğu 1.45 metre, genişliği 0.75 metre, yüksekliği ise 0.78 metredir. Sekiz adet kauçuk katman özel olarak dizayn edilmiş ve imal ettirilmiştir. Sekiz adet alüminyum kutu çerçeve ile kauçuk katmanlar üst üste yerleştirilmiştir. Kauçuk çerçeveler, zemin numunesinin serbest hareket edebilmesine müsaade ederken, alüminyum çerçeveler numunenin yatay sınırlarını oluşturmaktadır. Çerçevelerin boyutu ve malzeme özellikleri Gazetas (1982)'de belirtilen başarı kriterlerini sağlayacak şekilde sonlu elemanlar modelleri sonucunda belirlenmiştir. Gazetas (1982) tarafından, kesme kutusunun sağlaması gereken iki temel performans kriteri; zemin ve kesme kutusuna doğru herhangi bir yatay düzlemdeki yanal hareketin uniform olması ve kesme kutusu derinliği boyunca yanal hareketlerin sinüzoidal profil takip etmesi olarak belirtilmektedir.

Geogrid donatılı curuf numunelerin sarsma masası deneylerinde, Edinçliler ve diğ. (2007) tarafından dizayn edilen ve daha önce farklı araştırma projelerinde de kullanılan esnek kenarlı kesme kutusu kullanılmıştır. Kesme kutusu, sınır şartları tek boyutlu zemin profilini temsil etmekte olup, yüksek deformasyon değerlerine kadar, simule edilen sismik yükler altında zemin numunesinin serbest olarak deforme olmasına müsaade etmektedir.

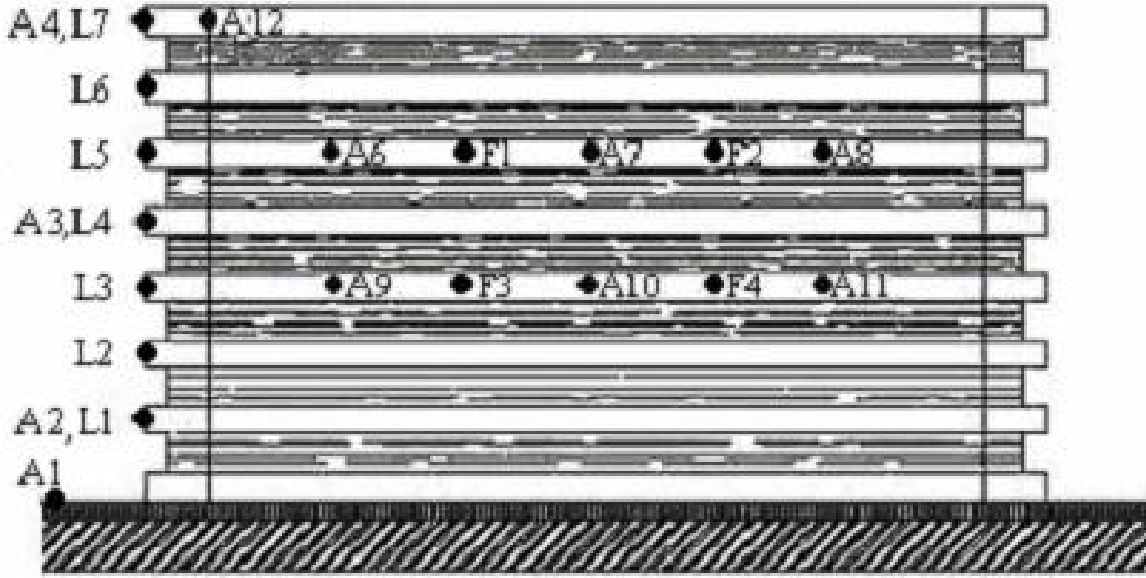


Şekil 4. Sarsma Masası Deney Düzenegi

#### 4.1. Deney Düzenegi

Kum ve curuf malzeme, kesme kutusunun içinde standart kompaksiyon enerjisine denk bir enerji uygulanarak sıkıştırılmıştır. Alt seviyedeki geogrid katmanı, tabandan 0.3 metre yukarıda yerleştirilmiştir. Üst seviyedeki geogrid, alt seviyedeki geogridin üzerine 0.10 metre kalınlıkta sıkıştırılmış curuf yerleştirildikten sonra konmuştur.

Deney ölçüm sistemi, 11 adet akselerometre (A1, A2, A3, A4, A6, A7, A8, A9, A10, A11 ve A12), sekiz adet LVDT- deplasman sensörü (bir adet masanın üzerinde, yedi adet kesme kutusunun üzerinde) ve uygulanan düşey kuvvetleri ölçmek için farklı iki seviyedeki geogrid katmanının üzerine yerleştirilen dört adet kuvvet sensöründen oluşmaktadır (Şekil 5). Bir adet akselerometre sarsma masasının üzerine (A1) monte edilmiştir. Kesme kutusunun ön yüzüne tabandan birinci, dördüncü ve sekizinci alüminyum çerçevelere üç adet akselerometre (A2, A3, ve A4), alt geogrid seviyesine ön yüzden 0.24 metre, 0.72 metre ve 1.20 metre uzaklıklarda üç adet akselerometre (A9, A10 ve A11) yerleştirilmiştir. Aynı akselerometre konfigürasyonu üst geogrid seviyesinde de uygulanmıştır (A6, A7 ve A8). Üst geogridin üzerine yerleştirilen curuf malzeme sıkıştırılmıştır. En son aşamada, numunenin üzerine düzey basınç uygulanmasını mümkün kılacak hava yastıkları yerleştirilerek Şekil 4'de görüldüğü gibi kesme kutusu deneye hazırlanmıştır.



Şekil 5. Deney Ölçüm Sistemi

Sarsma masası deneyleri için kullanılan yükleme sistemi, Edinçliler ve diğ. (2007) tarafından geliştirilmiştir. Yükleme sisteminde, kesme kutusu uzun kenarının bulunduğu her iki kenarda yatay yönde hareket edebilme kapasitesine sahiptir. Kesme kutusunun iki yanında sarsma masasına monte edilen alüminyum çubuk, hareket edebilen küçük millerle desteklenmiştir. Sarsma masası deneylerine başlamadan önce hava yastıklarına 40 kPa basınç uygulanmıştır. Daha sonra, kesme kutusu yanlarda bulunan ve bir boru üzerinde yatay yönde sürtünmesiz olarak hareket imkanı olan sisteme sabitlenmiştir. Bu durumda, sarsma masası hareketine bağlı olarak, masanın üzerindeki deney düzenegi de aynı hareketleri yapabilme kapasitesine sahip olmaktadır (Şekil 4). Yükleme mekanizması daha önceki deneylerde de kullanılmış olup, başarılı sonuçlar elde edilmiştir (Edinçliler ve diğ., 2007).

## 4.2. Deneysel Çalışma

Bu çalışmada, Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Ana Bilim Dalı'nda bulunan 3.0 metre x 3.0 metre ebatlarında olan tek eksenli sarsma masası kullanılmıştır. Büyük boy tek eksenli sarsma masasında numuneleri 10 ton'luk bir kuvvete kadar, 0-50 Hz'lik frekans aralığında test etmek mümkündür.

Geogrid donatılı curuf duvarın dinamik davranışını daha iyi anlayabilmek için,  $\frac{1}{4}$  azaltılmış ölçekte sarsma masası deneyleri gerçekleştirilmiştir. Ölçek kuralına göre, orjinal ElCentro deprem kaydı  $\sqrt{4}$  oranında azaltılarak uygulanmıştır. Model çalışmalarında, 0.3g ve 0.6g maksimum ivmelerde ElCentro deprem kaydı kullanılmıştır.

Toplam olarak dokuz farklı model test edilmiştir. Birinci aşamadaki modeller; uniform kum (Model 1), sadece curuf (Model 2), kesme kutusunun arka tarafında katlanmış olarak iki tabaka geogridin kullanılması (Model 3a), Model 3a ile aynı konfigürasyonda düşey basınç uygulanmadan (Model 3b), herhangi bir katlama olmadan kenarlardan kesilmiş olan iki tabaka geogrid yerleştirilmesi (Model 4) olarak belirlenmiştir. Model 1'den Model 4'e kadar ElCentro depremi 0.3g'lik maksimum ivme ile uygulanmıştır. İkinci aşamadaki deneylerde, 0.6g'lik maksimum ivme kullanılmıştır. 5a, 5b, 6a, 6b, ve 6c modellerinden Model 5'de katlanmış geogrid, Model 6'da kenarlardan kesilmiş iki tabaka geogrid kullanılmıştır. Harfler, deneylerdeki tekrarları göstermektedir. Maksimum ivmeler ve maksimum ivmelere karşı gelen (t) değerleri Tablo 1'den Tablo 6'ya kadar verilmektedir.

## 5. DENEY SONUÇLARI

Amplifikasyon faktörü (yapıdaki maksimum ivmenin maksimum taban ivmesine oranı), ElCentro Deprem kaydı için (0.3g) ve deprem genliği artırılarak (0.6g) hesaplanmıştır. Çeşitli zamanlardaki taban ivmesinin maksimum değerleri değerlendirmelerde gözönüne alınmıştır.

Tablo 1. Kesme Kutusunun Üzerinde Ölçülen Maksimum İvme Değerleri (0.3g)

Model No.	Taban ivmesi		Kesme Kutusundaki İvmeler								
	A1		A2 (Alt)		A3 (Orta)			A4 (Üst)			
	Zaman (Sn)	İvme (g)	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.
1	1.39	0.32	1.29	0.35	1.07	1.12	0.39	1.18	2.95	0.35	1.06
2	2.31	0.31	2.31	0.31	1.00	1.61	0.34	1.10	1.64	0.42	1.35
3a	1.64	0.30	1.64	0.31	1.03	1.64	0.34	1.13	1.64	0.38	1.27
3b	2.32	0.26	1.46	0.26	1.00	2.32	0.29	1.12	2.32	0.33	1.27
4	2.31	0.27	2.32	0.28	1.04	2.32	0.31	1.15	2.33	0.35	1.30

Tablo 2. Üst Geogrid Seviyesindeki Maksimum İvme Değerleri (0.3g)

Model No.	Taban İvmesi		Üst Seviyedeki İvmeler								
	A1		A6		A7			A8			
	Zaman (Sn)	İvme (g)	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.
1	1.39	0.32	2.94	0.34	1.06	2.94	0.35	1.09	2.94	0.33	1.03
2	2.31	0.31	1.64	0.33	1.07	1.64	0.34	1.10	1.64	0.33	1.06
3a	1.64	0.30	1.64	0.34	1.13	1.64	0.34	1.13	1.64	0.34	1.13
3b	2.32	0.26	2.32	0.29	1.12	2.32	0.30	1.15	2.32	0.28	1.08
4	2.31	0.27	2.32	0.31	1.15	2.32	0.32	1.19	2.32	0.30	1.11

Tablo 3. Alt Geogrid Seviyesindeki Maksimum İvme Değerleri (0.3g)

Model No.	Taban İvmesi			Alt Seviyedeki İvmeler							
	A1		A6			A7			A8		
	Zaman (Sn)	İvme (g)	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.
1	139	0.32	1.31	0.32	1.00	1.31	0.33	1.03	1.31	0.34	1.06
2	2.31	0.31	2.28	0.31	1.00	2.28	0.33	1.06	2.28	0.33	1.06
3a	1.64	0.30	1.64	0.32	1.07	1.04	0.32	1.07	1.64	0.32	1.07
3b	2.32	0.26	2.31	0.27	1.04	2.32	0.27	1.04	2.32	0.29	1.12
4	2.31	0.27	2.32	0.29	1.07	2.32	0.31	1.15	2.32	0.31	1.15

Tablo 4. Kesme Kutusunun Üzerinde Ölçülen Maksimum İvme Değerleri (0.6g)

Model No.	Taban İvmesi			Kesme Kutusundaki İvmeler							
	A1		A2 (Alt)			A3 (Orta)			A4 (Üst)		
	Zaman (Sn)	İvme (g)	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.
5a	2.23	0.64	2.29	0.66	1.03	2.29	0.76	1.19	2.29	0.84	1.39
5b	1.64	0.59	1.66	0.63	1.07	1.66	0.72	1.22	1.66	0.84	1.42
6a	1.10	0.61	1.04	0.61	1.00	1.10	0.63	1.03	1.11	0.75	1.23
6b	2.32	0.61	2.31	0.62	1.02	2.31	0.69	1.13	2.33	0.78	1.28
6c	2.32	0.61	2.32	0.65	1.07	2.46	0.73	1.20	2.46	0.90	1.48

Tablo 5. Üst Geogrid Seviyesindeki Maksimum İvme Değerleri (0.6g)

Model No.	Taban İvmesi			Üst Seviyedeki İvmeler							
	A1		A6			A7			A8		
	Zaman (Sn)	İvme (g)	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.
5a	2.23	0.64	2.29	0.75	1.17	2.29	0.78	1.22	2.29	0.77	1.20
5b	1.64	0.59	1.66	0.74	1.25	1.66	0.76	1.29	1.66	0.75	1.27
6a	1.10	0.61	1.11	0.62	1.02	1.11	0.63	1.03	1.11	0.61	0.98
6b	2.32	0.61	2.33	0.68	1.10	2.31	0.71	1.16	2.33	0.66	1.08
6c	2.32	0.61	2.46	0.74	1.21	2.46	0.77	1.27	2.46	0.73	1.20

Tablo 6. Alt Geogrid Seviyesindeki Maksimum İvme Değerleri (0.6g)

Model No.	Taban İvmesi			Alt Seviyedeki İvmeler							
	A1		A9			A10			A11		
	Zaman (Sn)	İvme (g)	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.	Zaman (Sn)	İvme (g)	Amp.
5a	2.23	0.64	2.29	0.69	1.08	1.29	0.71	1.11	2.29	0.72	1.13
5b	1.64	0.59	1.66	0.71	1.20	1.66	0.72	1.22	1.66	0.72	1.22
6a	1.10	0.61	1.11	0.61	0.98	1.10	0.62	1.01	1.10	0.64	1.05
6b	2.32	0.61	2.33	0.66	1.08	2.32	0.67	1.10	2.32	0.68	1.11
6c	2.32	0.61	2.32	0.68	1.11	2.32	0.71	1.16	2.32	0.71	1.11

Maksimum ivmeler, ElCentro depremi kaydı uygulandığında (0.3g)  $t=1.04$  ve  $t=2.94$ sn zaman aralıklarında, 0.6g'lik ElCentro depremi uygulandığında ise, maksimum ivmelerin,  $t=1.02$  ve  $t=2.29$  sn zaman aralıklarında gerçekleştiği görülmektedir. Amplifikasyon faktörleri, 0.3g için 1.00 ve 1.35 sn, 0.6g için ise 0.98 ve 1.48sn arasında değişmektedir. Curuf ve kum numunelerle gerçekleştirilen sarsma masası model deneyleri sonuçlarından, curuf malzemenin

kullanıldığı durumda çerçevenin en üstünde daha yüksek amplifikasyon değerleri gözlenmiştir. Curufun yüksek rijitliği yüksek amplifikasyona neden olmaktadır.

## 6. SONUÇLAR

Geosentetik donatılı duvarlarda atık malzemelerin veya geri kazanımlı malzemelerin potansiyel kullanımı araştırıldığında kullanılacak kompozit duvar modelinin bütünlüğünün deprem sırasındaki performansının araştırılması açısından bu çalışmada gerçekleştirilen model pratik bir yaklaşım olarak kullanılabilir. Deney sonuçlarından, kenetlenme problemi ve curufun segregasyonu görülmemektedir. Yüksek ivmelerde bile (0.6g), curuf dolgu ve geogrid arasındaki kompatibilitenin bozulmadığı görülmüştür. Genel sonuç olarak, mevcut spesifikasyonlara göre dizayn edilen geogrid curuf duvarın deprem yükleri altında başarılı olduğu gözlenmiştir.

## KAYNAKLAR

- Baykal, G., Saygılı, A., ve Engin, T., (2008) "Blast Furnace Slag-Geogrid Wall Construction", International Conference on Engineerind and Waste Management, Hong Kong.
- Collin, J.G., Chouery-Curtis, V.E., ve Berg, R.R., (1992) "Filed Observations of Reinforced Soil Structures Under Seismic Loading", Earth Reinforcement practice, International Symposium on Earth Reinforcement Practice, IS Kyusku'92, Balkema, Vol.1, pp.223-228.
- Edinçliler, A., Baykal, G., ve Erdik, M., (2007) "Shaking Table Modelling of Solid Waste Landfills", Project Report, TÜBİTAK-MAG, Project No. 03I010.
- Eliahu, U., Watt, S., (1991) "Geogrid-Reinforced Wall Withstands Earthquake" Geotechnical Fabric Report, Vol.9, No.2, pp.8-13.
- Franlenberger, P.C., Bloomfield, R.A., ve Anderson, P.L., (1996) "Reinforced Earth Walls Withstand Northridge Earthquake" Earth Reinforcement, Third International Symposium on Earth Reinforcement, IS Kyushu'96, Balkema, Vol.1, pp.345-350.
- Fukutake, K., Ohtsuki, A., ve Shamoto Y, (1990) "Analysis of Saturated Dense Sand – Structure System and Comprarison with Results from Shaking Table Test", Earthquake and Structural Dynamics, Vol. 19, 977-992.
- Gazetas, G., (1982) "Vibrational Characteristics of Soil Deposits With Variable Wave Velocity", Int. Journal of Numerical and Anal. Math. in Geomechanics, pp:1-6.
- Kutter, B.L., Casey, J.A., ve Romstad, K.M., (1990) "Centrifuge Modelling and Field Observations of Dynamic Bahaivor of Reinforced Soil and Concrete Cantilever Retaining Walls", Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, May 20-24, Vol.3, pp.663-672.
- Ling, H.I, Lechchinsky, D., ve Chou, N.N.S., (2001) "Post-earthquake Investigation on Several Geosythetic-reinforced Soil Retaining Walls and Slopes During the Ji-Ji Earthquake of Taiwan, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.21, No.4, pp.29313.
- Ling, H.I.Y., Mohri, Y., Leshchinsky, D., Burke, C., Matsushima, K., ve Liu, H., (2005) "Large Scale Shaking Table Tests on Modular – Block Reinforced Soil Retaining Walls", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE Vol.131, No.4, pp.465-476.

- Matsuo, O.T., Tsutsumi, T., Yokoyama, K, ve Saito,Y., (1998) “Shaking Table Tests and Analysis of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Geosynthetics International, Vol.5, No.1-2, pp.97-126.
- Richards, R., Elms, D.G., ve Budhu, M., (1991) “Dynamic Fluidization of soils”, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 116, No.5, 740-759.
- Sakaguchi, M., (1996) “A Study of the Seismic Behavior of Geosynthetics Reinforced Walls in Japan”, Geosynthetics Int., Vol.3, No.1, pp.13-30.
- Tatsuoka, F., Koseki, J., ve Tateyama, M., (1995) “Performance of Geogrid-reinforced Soil Retaining Walls During the Great Hanshin-Awaji Earthquake, January 17, 1995”, First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, IS Tokyo’95, Balkema, Vol.1, pp.55-62.
- Taylor, C.A., Dar, C.A., ve Crewe, A.J., (1994) “Shaking Table Modelling of Seismic Geotechnical Problems”, Proc. 10 th European Conference on Earthquake Engineering, Vienne, Austria, Rottersa:AA, Balkema, 441-446.
- White, D.M. ve Holtz, R.D., (1996) “Performance of Geosynthetic-reinforced Slopes and Walls During the Northridge, California Earthquake of January 17, 1997”, Earth Reinforcement, Third International Symposium on Earth Reinforcement, IS Kyushu’96, Balkeme, Vol.2, pp.965-972.

# RİJİT KOLONLAR ÜZERİNDE İNŞA EDİLEN GEOSENTETİK DONATILI YÜK TRANSFER PLATFORMLU DOLGULARIN 2B VE 3B ANALİZLERİ

Mehmet M. BERİLGİN<sup>1</sup> Tuncer B. EDİL<sup>2</sup> İ. Kutay ÖZAYDIN<sup>3</sup>

## ABSTRACT

Use of column-supported embankments for construction over soft ground is increasing due to the increasing demands for accelerated construction. Furthermore, such an approach results typically in a more reliable solution in terms of controlling settlements. To minimize differential settlement between the support columns and the ground between them, a geosynthetic-reinforced load transfer platform (GRLTP) is typically placed at the base of the embankment. Most numerical analyses of such platforms have been two-dimensional (plane strain) with some adjustments, e.g., reducing column rigidity proportional to column spacing. The column-GRLTP system is numerically modeled using the 3-dimensional version of PLAXIS, a widely used numerical analysis code, for different column lengths, spacings, and rigidities for a set of typical soft ground parameters. The calculated arching ratios are compared with those from the 2-dimensional modeling using the same parameters and with those reported in the literature. A higher arching ratio is obtained from the 3-dimensional analysis compared to 2-dimensional analysis even after making an adjustment by reducing column rigidity in the latter.

## ÖZET

Yumuşak zemin çökeller üzerinde hızlı dolgu inşaatı talebinin artması dolayısı ile rijit kolonların kullanımı son yıllarda yaygınlaşmaktadır. Ayrıca bu yaklaşım oturmaların kontrol edilmesi bakımından çok daha güvenli sonuçlar sağlamaktadır. Doğal zemin ve rijit kolonlar arasında farklı oturmaları en aza indirmek için dolgu tabanına geosentetik donatılı yük transfer platformu (GDYTP) yerleştirilmektedir. Böyle platformların analizleri için genellikle bazı basitleştirici düzenlemelerle (örneğin kolonların rijitliklerin orantısal azaltımı gibi) iki boyutlu (düzlem şekil değiştirme) analizleri yapılmaktadır. Bu bildiride Kolon-GDYTP sistemi sayısal olarak farklı uzunluk ve rijitlikler için 2 ve 3 boyutlu olarak modellenmiş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Bunun için iki ve üç boyutlu PLAXIS programlarından yararlanılmıştır. Üç boyutlu analizlerden hesaplanan sonuçlar aralıklı kolonlarda rijitlik düzenlemesi yapılarak hesaplanan halde iki boyutlu analiz sonuçlarından daha yüksek kemerlenme oranı elde edilmiştir.

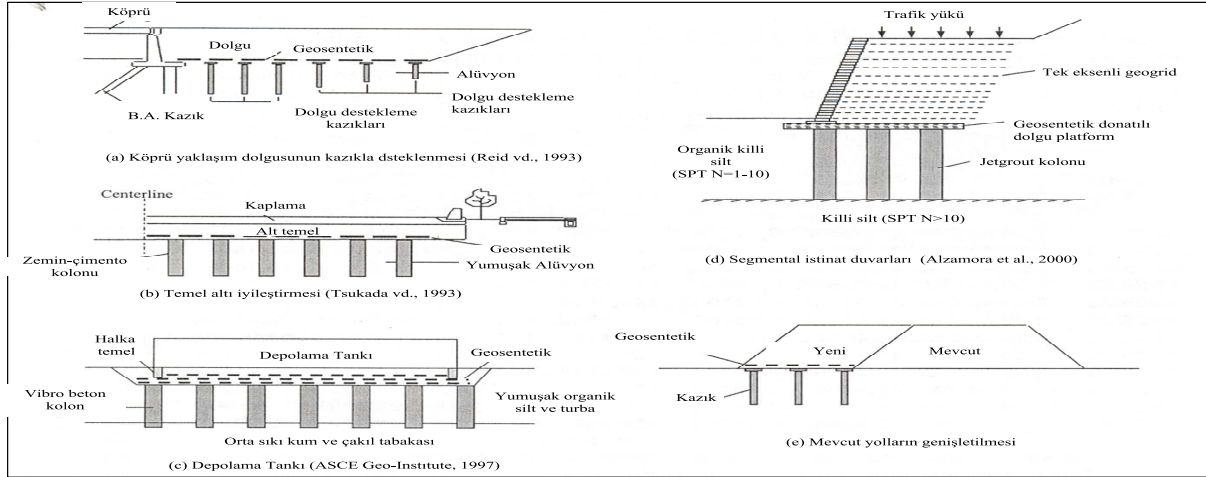
<sup>1</sup> Doç.Dr.,BERİLGİN, M.M., Yıldız Teknik Üniversitesi, berilgen@yildiz.edu.tr

<sup>2</sup> Prof. Dr.,ÖZAYDIN, İ.K., Yıldız Teknik Üniversitesi, ozaydin@yildiz.edu.tr

<sup>3</sup> Prof.Dr.,EDİL, T.B., University of Wisconsin-Madison, edil@engr.wisc.edu

## 1. GİRİŞ

Yumuşak zeminler üzerinde inşa edilecek dolgularda taşıma gücü ve deformasyon ile diğer duraylılık problemlerini (yanal yayılma, yerel göçme vs.) çözmek için çeşitli iyileştirme yöntemleri geliştirilmiştir. Bu yöntemler içinde geosentetik donatılı yükleme platformlu kazık/kolon temel uygulaması, özellikle inşaat süresini kısaltması, yüksek güvenilirlik ve mevcut makina ve ekipmanlarla inşa edilebilmesi nedenlerinden dolayı yumuşak zeminler üzerinde inşa edilen dolgularda kullanımını cazip hale getirmektedir (Abdullah, 2006). Bu avantajlarından dolayı son yıllarda kullanımı hızla artmıştır (Şekil 1). Rijit kolonlar ile desteklenen geosentetik donatılı yükleme platformu ile iyileştirme yöntemi, sadece kemerlenme etkisi ile dolgu yüklerini kazıklara aktaran alışlagelmiş kazıklı dolgu inşa yönteminin geliştirilmiş bir uygulaması olup dolgu altında geosentetik donatılar kullanılmaktadır. Bu donatılar sayesinde dolgu yükleri daha fazla oranda kolonlara aktarılmakta, aynı zamanda zemine aktarılan yük miktarı azalmakta ve bu nedenle dolgu altında oluşacak farklı oturmalar azalmaktadır. Dolgu altında geosentetik donatılar kullanılması ayrıca yumuşak zemine yerleştirilen kolonların aralığının azalmasını sağlayacağından inşaat maliyetinde de azalmaya yol açacaktır. Geosentetik kullanılması alışlagelmiş kazıklarla karşılaştırıldığında gerekli kazık alanında %10-%25 azalma sağlayacağı (Love ve Milligan, 2003) ve bu azalmanın toplam kazık alanının dolgu taban alanına oranı olarak bakılırsa %50-%70 olabileceği Han ve Gabr (2002) tarafından belirtilmektedir.



Şekil 1. Rijit kolonlar ile desteklenen yükleme platformu uygulamaları (Han ve Gabr, 2002)



Bu çalışmada geosentetik donatılı yük transform platformuna (GDYTP) sahip, temel zemini rijit kolonlar ile iyileştirilmiş bir dolgunun davranışının 2 boyutlu (2B) ve 3 boyutlu (3B) sayısal analizler ile araştırılması amaçlanmıştır. Bunun için nonlineer elastoplastik zemin davranışı gözönüne alınarak 2B ve 3B sonlu elemanlar analizleri yapılmıştır.

## 2. SAYISAL MODEL

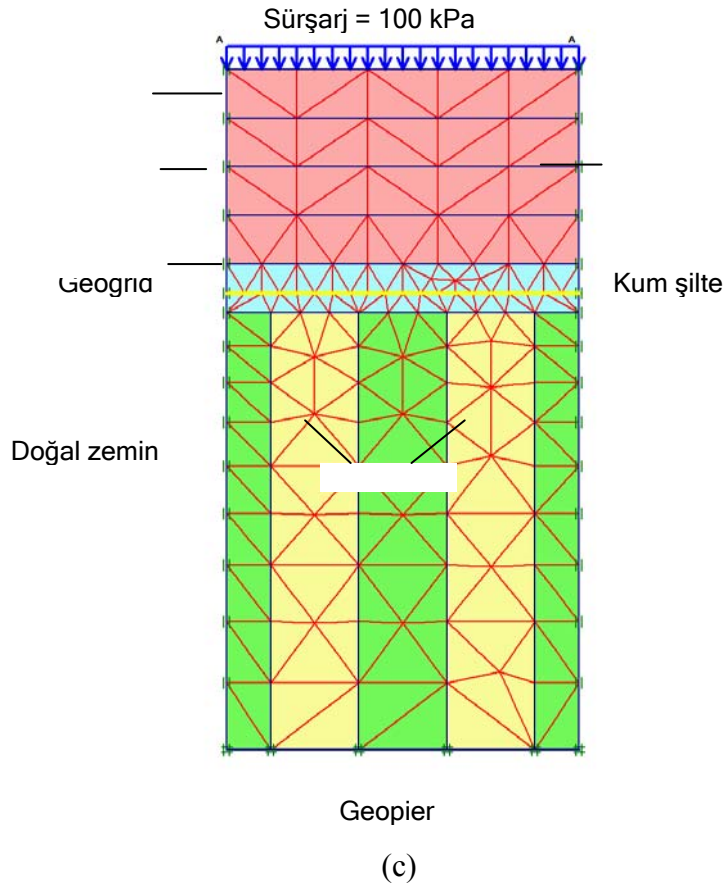
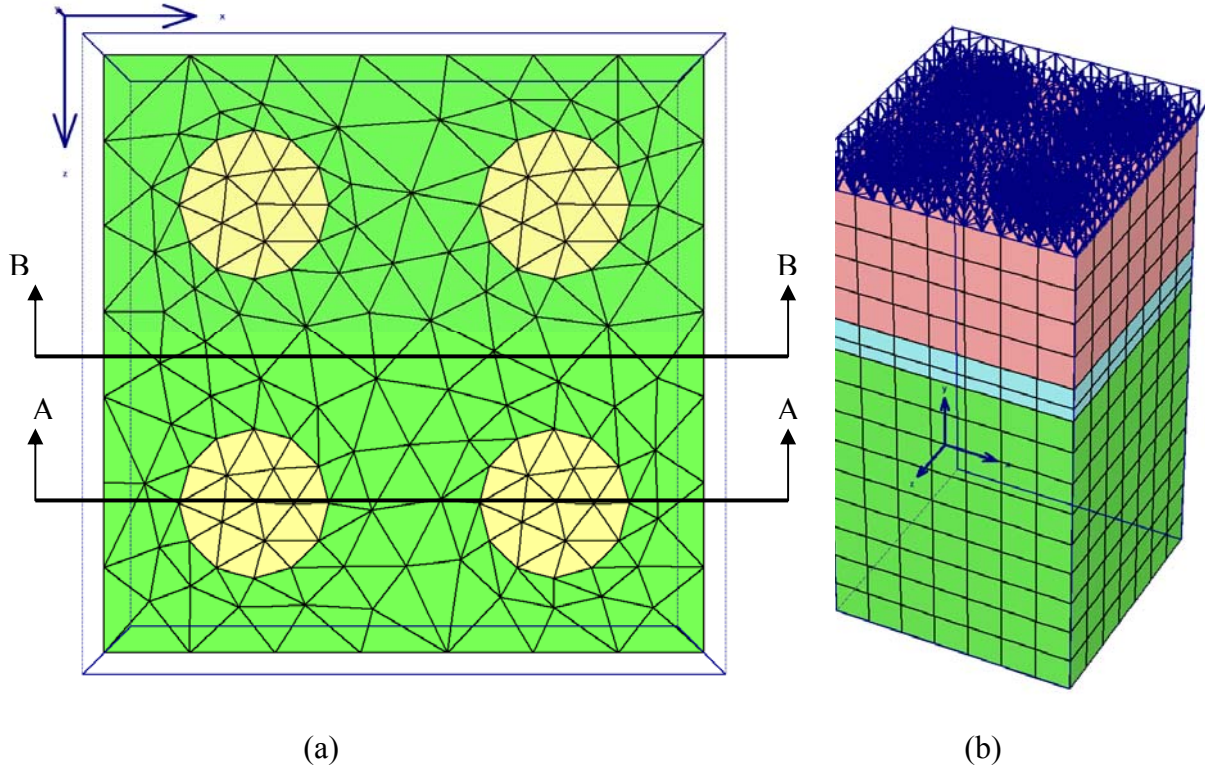
Bu çalışmada temel zemini rijit kolonlar ile iyileştirilmiş GDYTP li bir dolgunun 2B ve 3B sayısal analizleri sonlu elemanlar yöntemi ile gerçekleştirilmiştir. 2B sayısal analizler için PLAXIS V8.5, 3B analizler için ise PLAXIS 3D Foundation paket programları kullanılmıştır. Modellerde 2 m kalınlığında bir dolgu ve onun üzerinde 100 kPa'lık bir sürşarj yükü gözönüne alınmıştır. Şekil 2'de görüldüğü gibi 2 m dolgu altında 0.50 m kalınlığında bir geogrid donatı içeren bir GDYTP ve onun altında 0.90 m çapında Geopier (sıkıştırılmış taş) kolonlar ile iyileştirilmiş bir matris zemin bulunmaktadır. Sayısal analizlerde göz önüne alınan zemin elemanlar için kullanılan malzeme parametreleri Tablo 1'de sunulmuştur. Sayısal analizlerde dolgu için Mohr Coulomb (MC) malzeme modeli kullanılırken doğal zemin, Geopier kolon ve GDYTP destekli dolgu için hiperbolik modelin gelişmiş hali olan Hardening Soil (HS) Model gözönüne alınmıştır.

Tablo 1. 2B ve 3B analizlerde zemin elemanlar için kullanılan malzeme parametreleri

Parametre		Birim	Doğal Zemin	GDYTP'li dolgu	Geopier kolon	Dolgu
Malzeme bünye modeli	-	-	HS <sup>1</sup>	HS	HS	MC <sup>2</sup>
Doğal birim hacim ağırlık	$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>3</sup>	16	16	21	19
Suya doymuş birim hacim ağırlık	$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	16.4	17	21	20
Referans Young modülü	$E_{50}^{ref}$	MPA	1.2, 2.4, 4.8, 9.6	90	96	30
Ödometre modülü	$E_{oed}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	1.2, 2.4, 4.8, 9.6	90	96	-
Unloading-reloading modulus	$E_{ur}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	6, 12, 24, 48	270	288	-
Referans kohezyon	$c^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	12	10	10	10
Kayma mukavemeti açısı	$\phi$	°	29	30	48	25
Dilatansi açısı	$\psi$	°	0	0	0	-
Poisson oranı	$\nu_{ur}$	-	0.2	0.2	0.2	0.35
Referans gerilme	$p^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	100	100	100	-
Hiperbolik model üstel parametresi	m	[ - ]	0.9	0.5	0.5	-
Sükunetteki toprak basıncı katsayısı	$K_0^{nc}$	[ - ]	0.515	0.5	0.275	-

<sup>1</sup> Hardening Soil Model, <sup>2</sup> Mohr Coulomb Model

2B modellerde düzlem şekil değiştirme idealizasyonu yapıldığı için dairesel enkesite sahip Geopier elemanlar bir duvar gibi modellenmektedir. Bu durumda birim duvar uzunluğu içinde Geopier kolon ve doğal zemin bulunacağından Geopier elemanların rijitlik değerlerini düzeltmek gerekmektedir. Burada bu düzeltme işlemi Pham et al. (2004) 'un önerdiği



Şekil 2. SE Modeller (a) 3B model (plan) (b) 3D model (kesit) (c) 2B model

$$E_{eq} = \frac{E_g A_g + E_s A_s}{A_t} = E_g \left\{ \frac{\pi D}{4S} \left( 1 - \frac{1}{n} \right) + \frac{1}{n} \right\} \quad (1)$$

eşitliği gözönüne alınarak yapılmıştır. Burada  $E'$ ler elastisite modülünü,  $A'$ lar enkesit alanını göstermekte olup  $g$  indisi Geopier'i,  $s$  indisi ise Geopier'i çevreleyen doğal zemini sembolize etmektedir.  $A_t$  toplam en kesit alanını,  $n$  Geopier ile komşu zemin rijitlik oranını ( $n=E_g/E_s$ ),  $D$  kolon çapını ve  $S$  kolon aralığını göstermektedir.

GDYTP'nin içerdiği geogrid eleman 2B modelde aksenal doğrultuda basınç kuvveti almayan düzlem levha eleman olarak modellenmiştir. 3B modelde ise geogrid eleman plak eleman olarak modellenmiş ve doğrusal olmayan malzeme modeli tanımlanarak aksenal doğrultularda basınç almayacak şekilde modellenmiştir. Sayısal analizlerde yükleme koşulları ve geogrid donatı ile komşu zemin arasındaki etkileşimi modellemek için ara yüzey eleman kullanımı gerekirken burada göz önüne alınan modelde geogrid eleman ile zemin arasında ideal bir aderans sağlanmış olduğu varsayımı ile arayüz eleman kullanılmamıştır.

2B model için geogrid elemanlar için aksenal rijitlik,  $EA= 8000$  kN/m alınmış olup 3B model için aynı aksenal rijitliği vermek üzere 2 mm kalınlık ve 4 GPa elastisite modülü gözönüne alınmıştır. Her iki model için geogrid eleman ağırlığı ihmal edilmiştir.

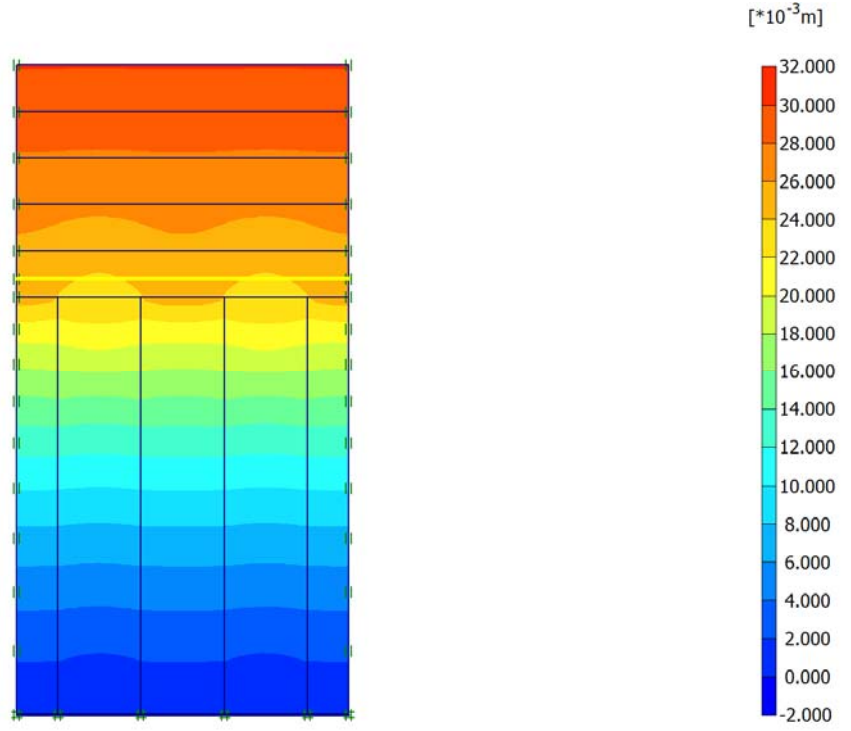
Sayısal analizler geopier/zemin rijitlik oranı  $n= 10, 20, 40$  ve  $50$  değerleri için yapılmıştır. Tüm analizlerde  $Ko=1$  alınarak hesaplanan başlangıç gerilme değerleri ile başlanılmış ve drenajlı malzeme durumu gözönüne alınmıştır.

### 3. ANALİZ SONUÇLARI

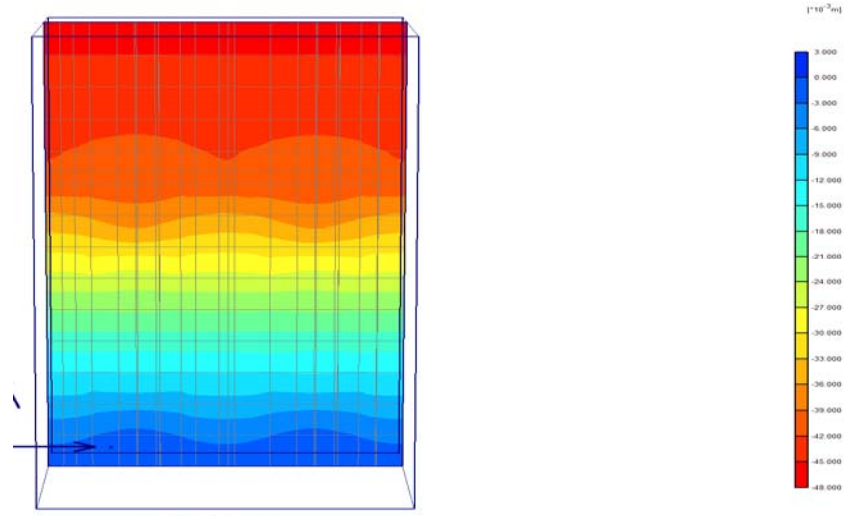
Geopier elemanlar üzerinde inşa edilmiş GDYTP'li bir dolgunun davranışını araştırmak için farklı rijitlik oranlarında yapılan 2B ve 3B sayısal analizler ile aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

#### 3.1 Farklı oturmalar

2B ve 3B analizlerden elde edilen düşey yer değiştirme dağılımı (rijitlik oranı  $n=20$  için) Şekil 3'de gösterilmiştir. Şekil 3a ve 3b karşılaştırılırsa 3B model ile aynı yükleme ve malzeme özellikleri için hesaplanan oturmaların bir miktar daha fazla olduğu görülmektedir.



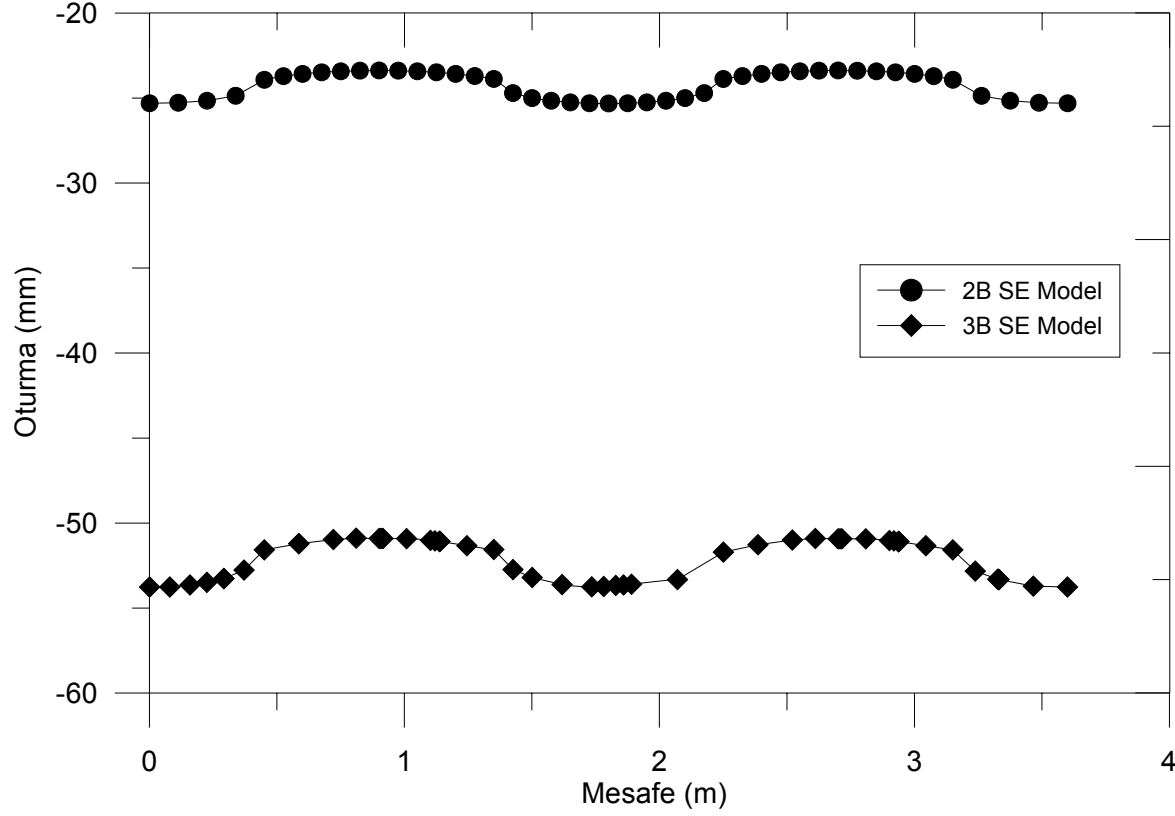
Şekil 3a. 2B analizde düşey yer değiştirme dağılımı (n=20)



Şekil 3b. 3B analizde düşey yer değiştirme dağılımı (n=20, Kesit A-A)

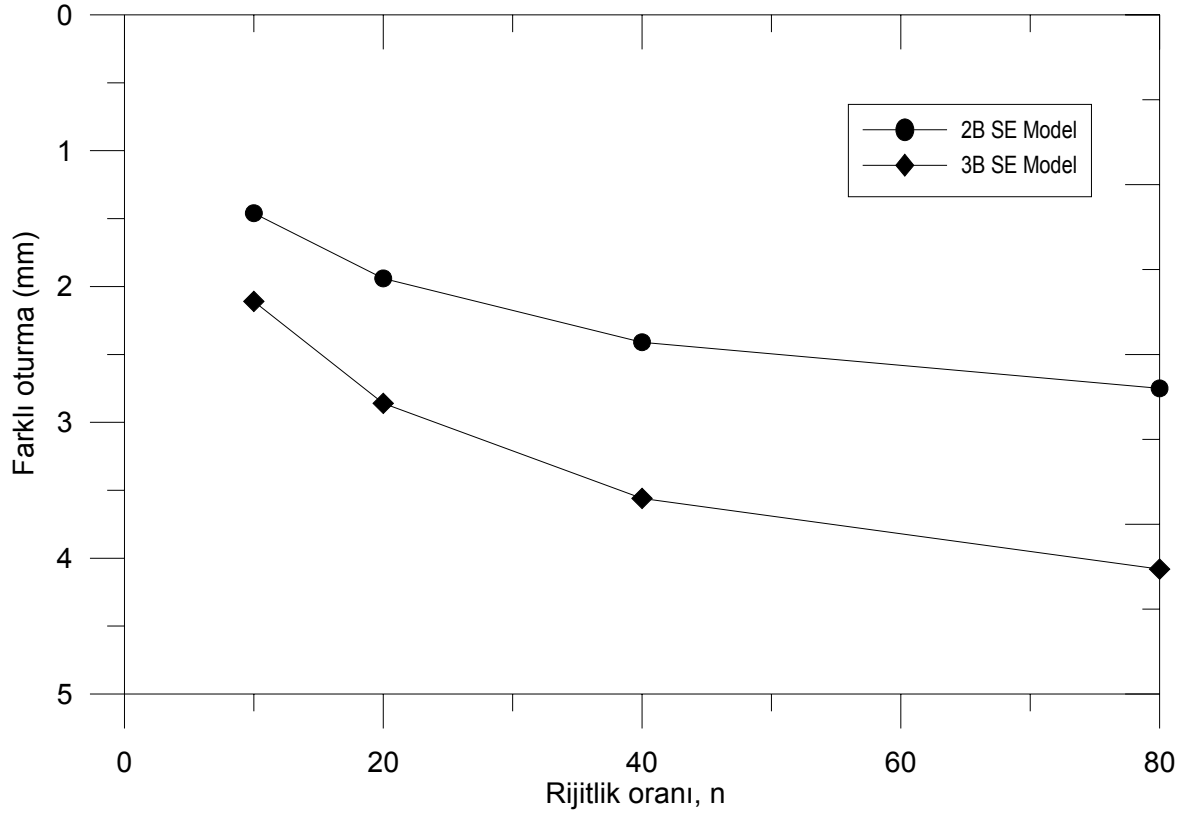
Şekil 4'de aynı rijitlik oranı (n=20) için doğal zemin ve geopier elemanların üst yüzeyi seviyesinde meydana gelen oturmaların yatay eksen boyunca değişimi görülmektedir. Bu

şekilden de görüleceği gibi 2B modelde rijitlik düzeltmesi yapıldığı halde meydana gelen düşey yer değiştirmeler 3B modelden elde edilenlerden daha küçüktür.



Şekil 4. Geopier elemanların üst yüzey seviyesinde oturmalarının karşılaştırılması

Şekil 5'de ise farklı rijitlik oranları için 2B ve 3B SE modellerden elde edilen geopier ve komşu zemin arasındaki farklı oturma değerleri gösterilmiştir. Farklı oturma değerleri analiz sonucunda geopier eleman üzerinde oluşan minimum ve doğal zemin üzerindeki maksimum düşey yer değiştirme değerlerinin farkı alınarak bulunmuştur. Bu şekilden görüldüğü gibi 3B modellerden elde edilen farklı oturma değerleri 2B modellerden elde edilen değerlere göre daha büyüktür.

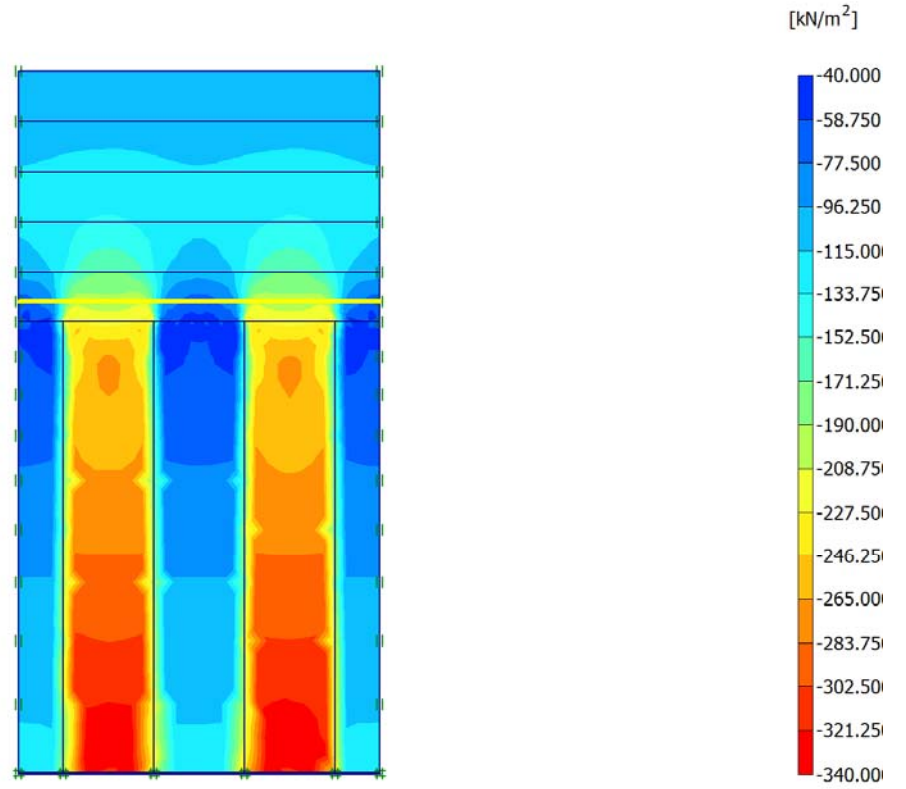


Şekil 5. 2B ve 3B analizlerde elde edilen farklı oturmaların rijitlik oranına göre değişimi

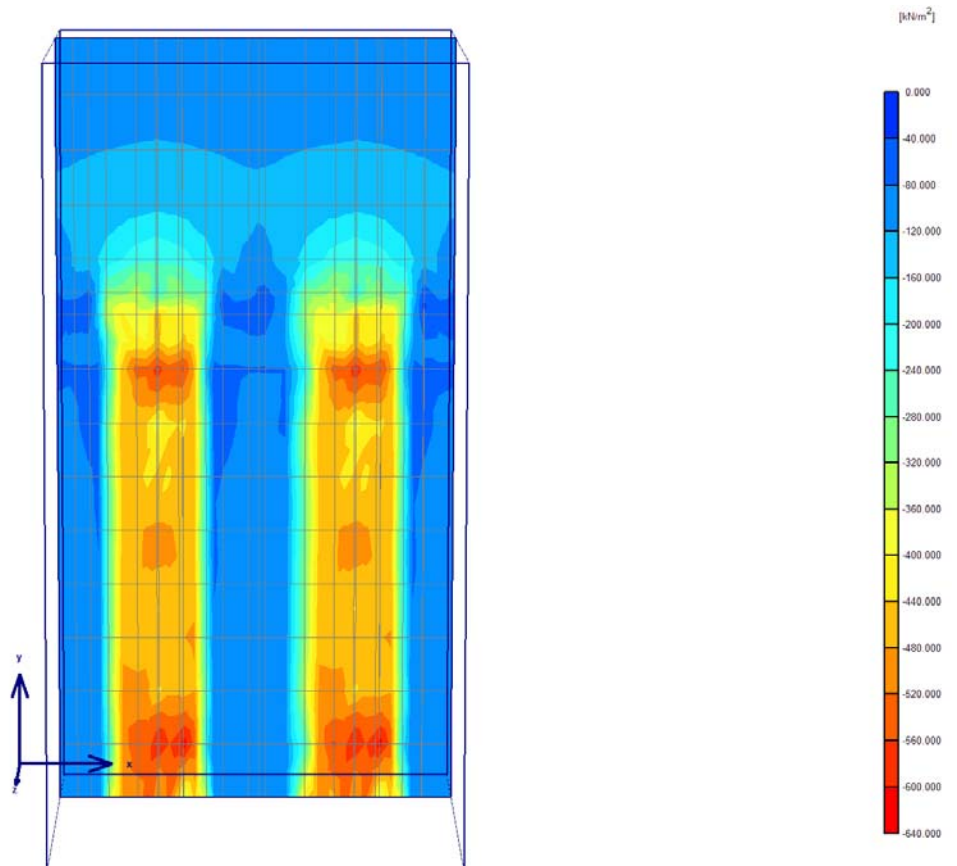
### 3.2. Gerilme Oranı

2B ve 3B sayısal modellerde farklı rijitlik oranları için hesaplanan düşey gerilme dağılımlarının bir örneği (n= 20 için) Şekil 6a ve Şekil 6b'de sunulmuştur. Aynı rijitlik oranı (n=20) için geopier üst yüzeyi seviyesinden geçen eksene göre düşey gerilme dağılımı 2B ve 3B analiz sonuçlarına göre Şekil 7'de gösterilmiştir. Bu şekillerden görüldüğü gibi 3B modelde maksimum düşey gerilme 2B modele göre daha büyüktür.

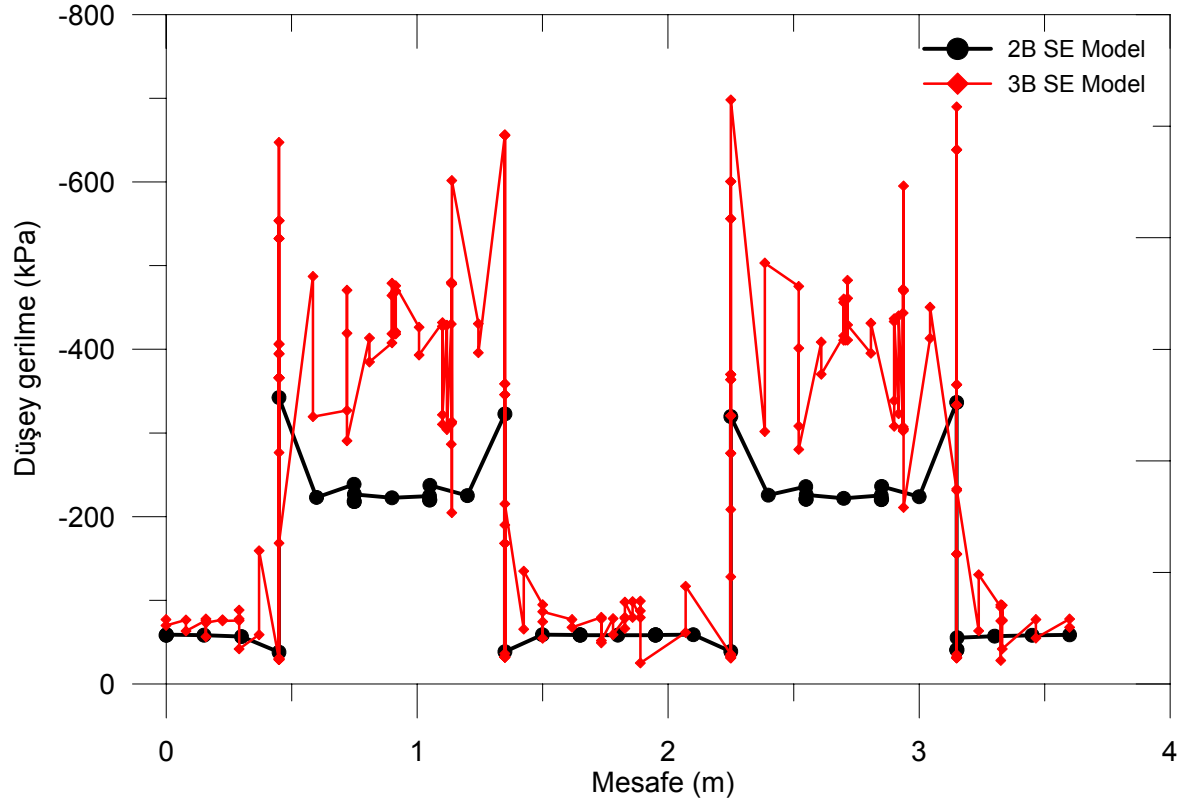
Geopier elemanlarda oluşan gerilme konsantrasyonu değerlerini elde etmek için GDYTP altında zemin yüzeyi seviyesinde geopier eleman ve doğal zemin düşey gerilme değerlerinin ortalamalarının oranı dikkate alınmıştır. Farklı rijitlik oranı için 2B ve 3B modeller ile elde olunan gerilme konsantrasyonu değerleri değişimi Şekil 8'de verilmiştir.



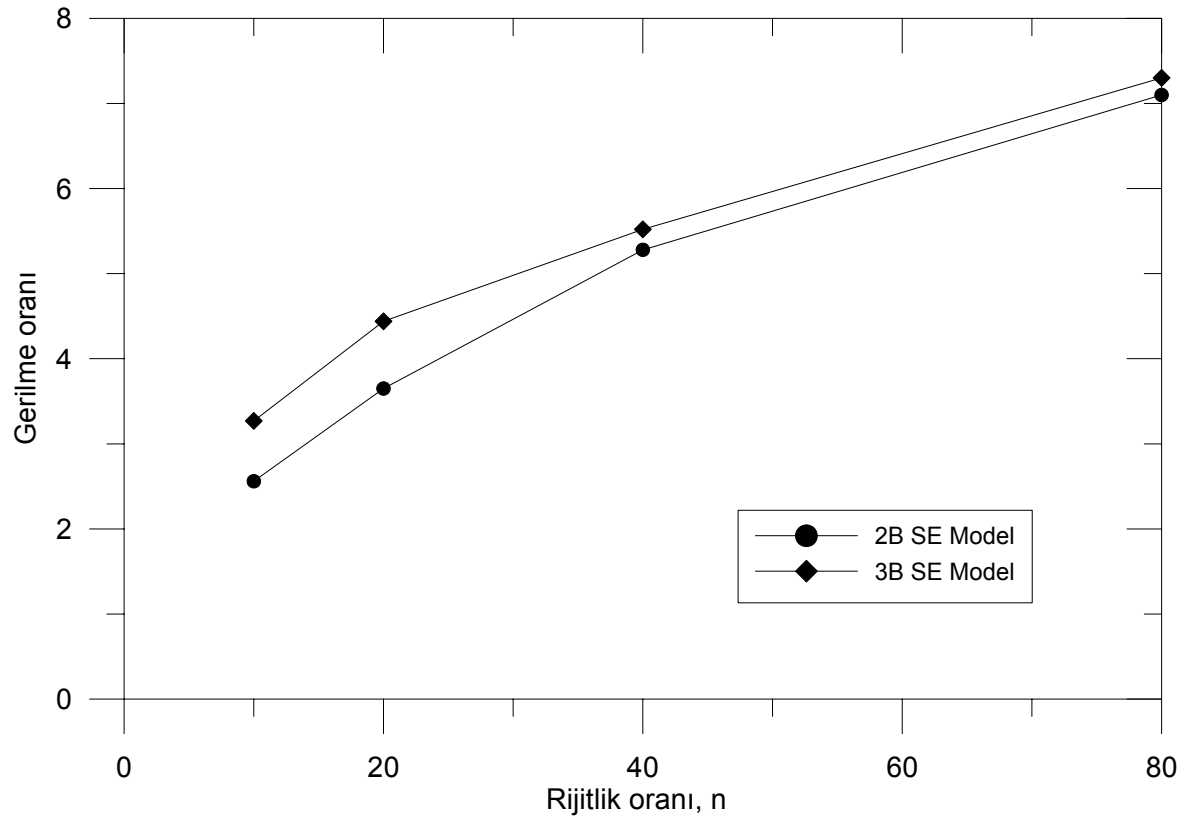
Şekil 6a. 2B analiz ile hesaplanan düşey gerilme dağılımı (n=20)



Şekil 6b. 3B analiz ile hesaplanan düşey gerilme dağılımı (n=20, Kesit A-A)



Şekil 7. Geopier elemanlarda oluşan düşey gerilmelerin karşılaştırması (n=20 için)



Şekil 8. Geopier elemanlarda oluşan gerilme konsantrasyonunun rijitlik oranı ile değişimi (n=20 için)



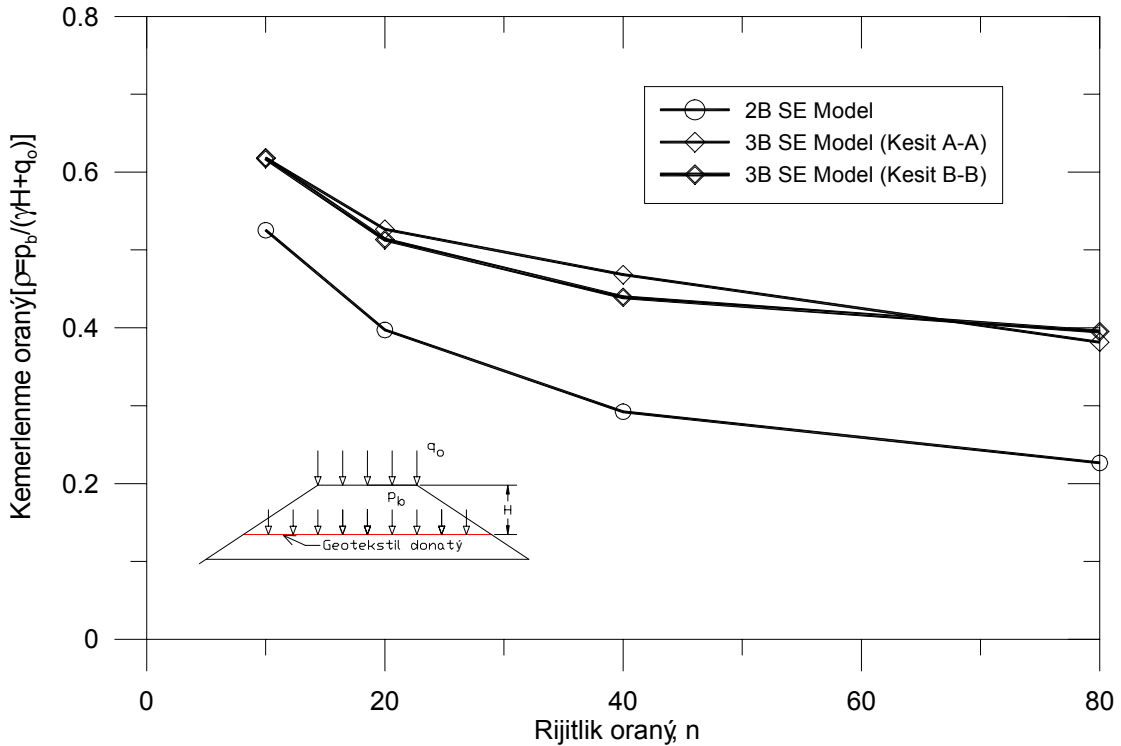
### 3.3 Kemerlenme Etkisi

Kemerlenme etkisi McNulty (1965) tarafından tanımlanan:

$$\rho = \frac{p_b}{\gamma H + q_0} \quad (2)$$

eşitliğinden yararlanılarak göz önüne alınmıştır. Burada  $\rho$  =zemin kemerlenme oranı,  $p_b$ = geosentetik donatı üzerindeki basınç (Han and Gabr, 2002),  $\gamma$  = dolgunun birim hacim ağırlığı,  $H$ =dolgu kalınlığı ve  $q_0$  = dolgu üzerindeki uniform sürşarjı göstermektedir. Bu formüle göre kemerlenme oranı değeri 0 ile 1 arasında değişmektedir. Zemin kemerlenmesinin %100 olarak tanımlandığı tam kemerlenme durumunda  $\rho=0$ , kemerlenmenin hiç olmadığı durumda ise  $\rho=1$  olmaktadır.

Şekil 9'da (2) eşitliği yardımı ile geopier elemanlar arasındaki doğal zeminin üsy yüzeyi seviyesinde dolgu ve sürşarj yüklerinden dolayı meydana gelen ortalama gerilme değeri dikkate alınarak hesaplanan kemerlenme oranı değerinin rijitlik oranı değerine göre değişimi gösterilmiştir. Şekilde ayrıca 3B sayısal modelde iki geopier eleman ortasındaki (Şekil 2.2'de A-A kesiti) kemerlenme oranı yanında dört geopier elemanın ortasında (Şekil 2.2'de B-B kesiti) kemerlenme oranı değerinin rijitlik oranı ile değişimi sunulmuştur. Şekil 9'dan görüldüğü gibi 3B sayısal modellerde 2B sayısal modellerden hesaplanan kemerlenme oranından daha yüksek değerler elde edilmektedir. Başka bir deyişle 2B modellerde rijitlik düzeltilmesi yapıldığı halde 3B modellerden daha fazla kemerlenme oluşmaktadır.



Şekil 9. Kemerlenme oranının rijitlik oranı ile değişimi.

## 4. SONUÇLAR

Temel zemini Geopier elemanlar ile iyileştirilmiş GDYTP'li dolgular için yapılan lineer olmayan elasto-plastik 2B ve 3B SE analizleri sonucunda aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- 1) Rijitlik oranı (geopier kolon rijitliğinin doğal zemin rijitliğine oranı) arttıkça geopier ve ona komşu zemin arasındaki farklı oturma değeri artmaktadır.
- 2) Rijitlik oranı değerleri arttıkça geopier kolon ve doğal zeminde üst yüzeyleri seviyesinde oluşan gerilme değerlerinin birbirine bölünmesi ile elde olunan gerilme oranı değerleri artmaktadır.
- 3) Yukarıda belirtildiği gibi geogrid üzerinde 2D ve 3D analizler ile hesaplanan düşey efektif gerilmenin aynı seviyede dolgu ağırlığı ve dolgu üzerindeki sürşarj dolayısı ile oluşan basınca oranı olarak tanımlanan kemerlenme oranı değeri ise rijitlik oranı arttıkça azalmaktadır.
- 4) Farklı rijitlik değerleri için yapılan 2B analizlerde 3B analizleri ile hesaplanan değerlere oranla aynı malzeme parametreleri için daha küçük farklı oturma, gerilme oranı ve kemerlenme oranı değerleri elde edilmiştir. Bu durum 2B düzlem şekil değiştirme idealizasyonu ile yapılan analizlerde Geopier elemanlar için yapılan rijitlik düzeltilmesinin yeterli olmadığını, bu konuda yeni düzenlemelere ihtiyaç olduğunu göstermektedir.

## KAYNAKLAR

- Abdullah, C.H., (2006), "Evaluation Of Load Transfer Platforms And Their Design Methods For Embankments Supported On Geopiers", Doktora tezi, University of Wisconsin Madison.
- Han, J. and Gabr, M.A. (2002). "Numerical analysis of geosynthetics-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 2, 129-138.
- Love, J., Milligan, G. (2003). "Design methods for basally reinforced pile-supported embankments over soft ground." *Ground Engineering*, 39-43.
- McNulty, J.W. (1965), "An Experimental study of arching in sand." *Technical Report No. I-674*, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi.
- Pham, H.T.V., Suleiman, M.T., and White, D.J. (2004). "Numerical analysis of geosynthetic – rammed aggregate pier supported embankments." *Geotechnical Special Publication No. 126, ASCE, Vol. 1*, 657-664.

# KONUTLARDA GEOSENTETİK DONATILI MODÜLER BETON BLOK ÖN YÜZEYLİ İSTİNAD SİSTEMLERİ UYGULAMALARI VE DİKKAT EDİLMESİ GEREKEN HUSUSLAR

Samim Togan ALPER<sup>1</sup> Şükrü TIRNAKLI<sup>2</sup>

## 1. GİRİŞ

Geosentetik donatılı istinad duvar sistemleri, dünyada otuz yılı aşkın bir süredir ülkemizde ise 1996 yılından beri yaklaşık oniki yıldır başarı ile uygulanmaktadır. Geosentetik donatılı istinad sistemleri Türkiye’ de de uluslararası platformla paralel olarak ilk kez ulusal karayolları (TCK) projelerinde uygulanmış ve genellikle büyük altyapı projelerinde yer bulmuştur. Geosentetik donatılı istinad sistemleri büyük altyapı projelerinde ve yetkin ana müteahhit ve kontrol mekanizmalarının bulunduğu yol, baraj, sanayi sitesi gibi altyapı ağırlıklı projelerde uygulandığı zaman, uygun dolgu malzemesi ve makina bulma, planlama, üretim verimliliği gibi konular kolaylıkla halledilebilmekte ve bu tip sistemlerin hem üretim hızı, hem güvenilirliği, hem de ekonomikliği bir avantaj getirmektedir. Bu avantajların yanında, estetik görüntüsündeki artılar, esnek uygulama ve mimari beklentilere kolay uyulanabilme özelliğinden dolayı modüler beton blok yüzeyli geosentetik donatılı istinad sistemleri altapı projelerinden sonra konut, sanayi tesisi, AVM gibi projelerde de talep edilmeye ve kullanılmaya başlanmıştır.



<sup>1</sup> ALPER, S.T. M.S., P.E., Geoduvar Ltd. Şti.

<sup>2</sup> TIRNAKLI, Ş. M.Eng., SAMS Ltd. Şti.

Konut, Konut sitesi, AVM gibi projelerde geosentetik donatılı istinad duvarı uygulamalarının müşteri beklentileri ve sistemlerden beklenen performans kriterlerini tam olarak sağlaması bu tip sistemlerin sağlıklı bir şekilde uygulanabilmesi ve tercih edilen sistemler olarak yaygınlık kazanması açısından çok önemlidir. Daha önce farklı inşaat sistemlerinde gördüğümüz gibi (örneğin betonarme prefabrik taşıyıcı sistemler) yetkin kişiler tarafından irdelenmeden sadece bilgisayar programlarına yada daha önceden oluşturulmuş ön analiz cetvellerine dayanılarak yapılan hesaplar ve uygulamalar deprem bölgesi olan ülkemizde bu tip yapıların özellikle deprem yükleri altında beklenen performansı gösterememesi ve hatta yıkılarak can ve mal kayıplarına neden olmuştur. Tabii bu sonuç can ve mal kayıplarının yanında bu tip sistemlerin de haksız bir olumsuz üne kavuşmasına neden olmuş ve aslında hem kalite kontrolü hem de üretim verimliliği açısından çok faydalı olan bu sistemlerin yayılmasını ciddi şekilde tökezletmiş ve yavaşlatmıştır.

Geosentetik donatılı istinad duvarı sistemlerinin de bu şekilde hatalı yada eksik uygulamaları bu tür sistemlerin gelişmesi ve yayılmasını hem yavaşlatıp hem de geciktireceğinden, inşaat maliyetleri, üretim verimliliği ve toptan kalite yönetimi açısından ulusal inşaat sektörümüzün bir kaybı olacak, aynı zamanda Türkiye de zaten henüz yeterince yayılmamış olan geosentetik kullanımı açısından da negatif etkiler doğuracaktır.

Aslında tüm projelerde dikkat edilmesi gereken hususlar olup özellikle konut ve site gibi dar alanda birçok farklı grup ve işlevin yer aldığı projelerde özellikle dikkat edilmesi gereken noktaları aşağıda inceleyelim.



## 2. DOLGU MALZEMESİ TEMİNİ

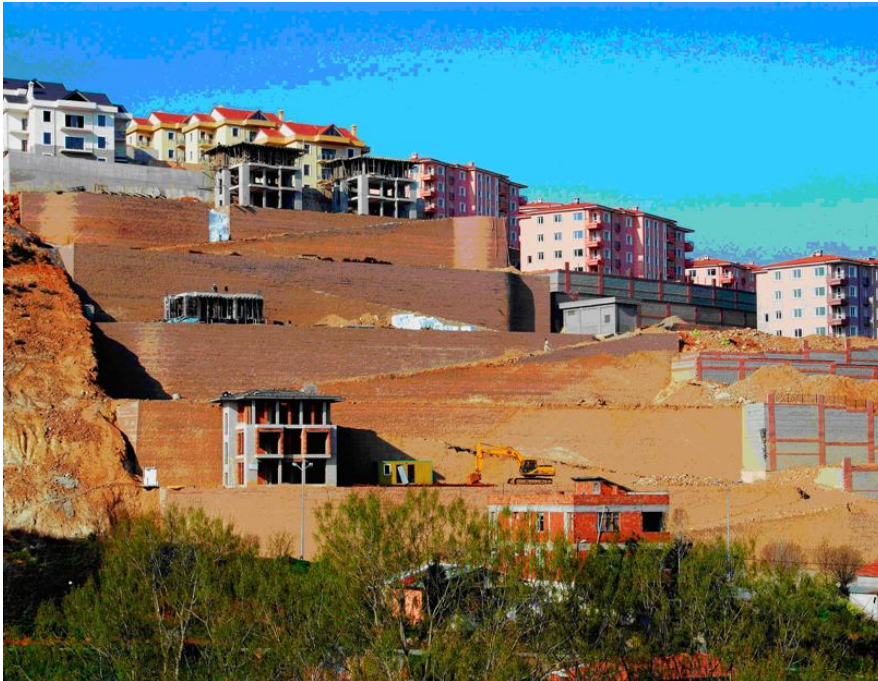
Çoğu karayolu, ulaşım yada büyük altyapı yatırımında proje ile beraber dolgu temin sahaları, döküm alanları ve geçici kazı dolgu malzemesi depolama alanları tespit edilmiş ve bu alanların kullanım ve yönetimi projenin bir parçası olarak analiz ve bütçelerde yer almıştır. Dolayısı ile bu tür projelerde istinad uygulamaları esnasında kullanılacak dolgu önceden seçilebilir, depolanabilir yada kullanım öncesi gereken işlemlerden (kurutma gibi) geçirilebilir.

Ancak, konut ve özellikle büyük konut sitesi projeleri genellikle şehir merkezi yada gelişme alanının içinde olup bu alanlara ek dolgu getirilmesi yada alandaki fazla dolgunun proje lokasyonundan uzaklaştırılması ve bir döküm alanına atılması çoğunlukla projeler için karşılanamaz bir maliyet oluşturmaktadır. Bu nedenle bu tür projeler genellikle kazı ve dolgu miktarları eşitleyecek şekilde projelendirilmekte ve zaten sıkışık olan proje alanında kazılan toprağın eş zamanlı olarak bir bölgede dolgu olarak kullanılması öngörülmektedir.

Bu tür projelerde uygulanacak olan geosentetik duvar sistemlerinin uygulayıcıları şantiyede ve uygulamanın başında mutlaka geoteknik konusunda deneyimli bir inşaat mühendisi yada jeoloji mühendisi bulundurulmalıdır. Bu mühendis, dolgu için gelen malzemenin uygunluğunu, hem dolgu tipi hem de o anki fiziksel durumu açısından irdelemeli; uygun olmayan malzemenin eğer uygun hale getirilebilecek ise geçici müdahale alanına sevk edilerek gereken işlemin yapılmasını sağlamalı yada bu dolgu malzemesini kabul etmeyerek başka bir noktaya dökülmesini sağlamalıdır. Bu noktada özellikle altyapı ve geoteknik konusunda uzman olmayan genel müteahhitler ve /veya mal sahipleri genellikle dolgu malzemesinin kullanılmaması konusunda oluşan ek maliyetlerden dolayı hassasiyet gösterebilmekte ve ısrarcı olabilmektedirler.

Bu konuda geosentetik donatılı sistemlerin sağlığı açısından ve mühendislik etiği paralelinde kesinlikle ödün verilmemeli ancak yine geoteknik mühendisliğinin izin verdiği çerçeve içinde uygunsuz dolgu için ek işlem alternatifleri yada kullanım alanları oluşturulmalı ama uygunsuz dolgu kesinlikle geosentetik donatılı istinad sistemi ana dolgusu içinde kullanılmamalıdır.

Proje ve iş akışını aksatmamak için eğer eş zamanlı kazı ve dolgu yapılacaksa mutlaka en az bir adet ekstra kazı alanı ve bir adet uygunsuz dolgu malzemesi döküm alanı üretime başlamadan önce tespit edilmelidir.



Yine özellikle bu tür projelerde dolgu malzemesi farklılık gösterdikçe gerekirse malzeme sınıflaması ve sıkışma parametreleri için ek testler yapılarak malzemenin şartnamede

belirtilen ve tasarıma esas alınan derecede sıkıştırılması sağlanmalıdır. Bu işlemler esnasında oluşacak kazı ve dolgu metrajlarındaki farklar zaman geçirmeden mal sahibi yada ana müteahhite bildirilerek tüm proje için kazı ve dolgu metrajlarındaki dengelemenin tekrar yapılması için gerekli revizyonlar bu aşamada yapılmalıdır.

### 3. ALTYAPI İNŞAATLARI

Konut sitesi gibi yoğun yerleşimin olduğu projelerde su, elektrik , doğalgaz, fiberoptik, pis su, yağmur suyu drenajı gibi bir çok altyapı ağı kurulması ve uygulanması gerekmektedir. Aslında tüm istinad duvar sistemi uygulayıcılarının, ama özellikle görece olarak yeni ve performans beklentisi çok yüksek olan geosentetik donatılı duvar uygulayıcılarının bu sistemleri doğru incelemesi çok önemlidir. Öncelikle geosentetik donatılı duvar sistemlerinin uygulanmasına başlamadan mutlaka tüm altyapı sistem proje ve kotlarının belirlenmiş olması projenin sağlıklı yürümesi açısından çok önemlidir. Geosentetik donatılı duvar uygulamacısı mutlaka bu projelere hakim olmalı ve gereken noktalarda altyapı sistemlerini duvar ile beraber eş zamanlı olarak uygulatmalı, diğer noktalarda gereken rezervasyonları yapmalı ve özellikle duvar önünde ve duvara paralel geçecek altyapı kazılarını istinad sistemi uygulamasından önce kontrollü bir şekilde yaptırmalı ve geri doldurtmalıdır.

Proje uygulama esnasında olacak altyapı değişiklikleri ve bu değişikliklerin duvar sistemlerini nasıl etkileyeceği mutlaka uygulayıcı tarafından irdelenmeli ve proaktif olarak çözüm üretilmelidir. Mal sahibi yada ana müteahhit açısından altyapıdaki revizyon yada imalat kaçınılmaz olduğundan bu konuda duvar uygulamacısının reaktif kalması geosentetik donatılı duvar sisteminin uzun süreli sağlıklı performans göstermesi açısından gereksiz bir risk oluşturacak ve belkide müdahale sonrası duvarın tekrar inşası gerekebilecektir. Dolayısı ile istinad duvarı uygulamacısının tüm proje tamamlanana kadar koordineli bir şekilde projenin içine bulunması ve gelişme ve revizyonları takip etmesi çok önemlidir.



#### 4. ALÇAK DUVARLAR VE DAR ALANLAR

Özellikle konut sitelerinde ana ve görece olarak yüksek duvarların yanında peyzaj amaçlı yada küçük kot farklarını tutmak için kullanılan yüksekliği iki metrenin altında istinad duvarlarına sıkça rastlanılmaktadır. Bu tip duvarlar çoğunlukla dolgu zeminlere oturduklarından maliyet olarak daha ekonomik olsa da betonarme istinad sistemleri ile inşaatı, eşit olmayan yük dağılımı ve bundan kaynaklı oturmaya karşı göstereceği dönme riski açısından uygun değildir. Dolayısı ile bu tür duvarlarda çoğunlukla geosentetik donatılı istinad sistemleri için tercih edilen uygulama alanları olmaktadır. Bu tür duvarlarda dikkat edilmesi gereken husus, özellikle arkasında dar alan olan bölgelerde bu dolguların, dar alanlarda hareket edebilecek uygun silindirlerle sıkıştırılması için makinaların uygulama öncesi temin edilmesidir. Eğer uygun makinalar önceden temin edilemez ise özellikle duvarların da alçak olmasından doğan yersiz bir cesaret ile, bu tür duvarlar tam sıkıştırılmadan inşa edilmeye çalışılmakta bu da duvarların uzun süreli performansını negatif olarak etkilemektedir.

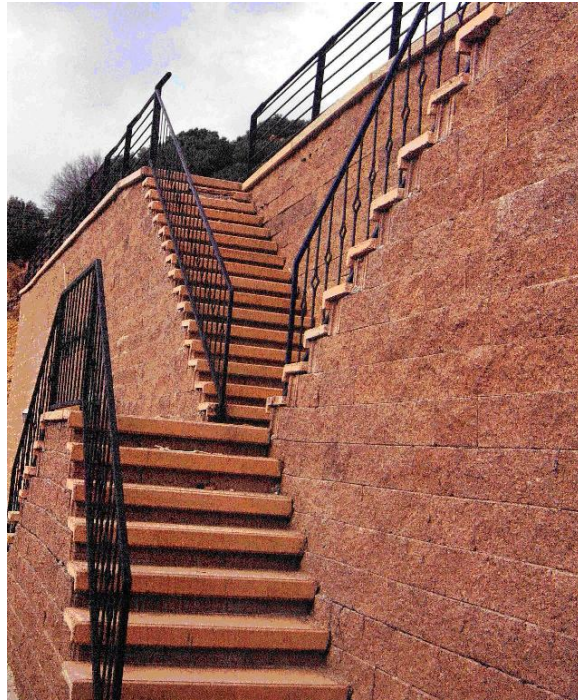
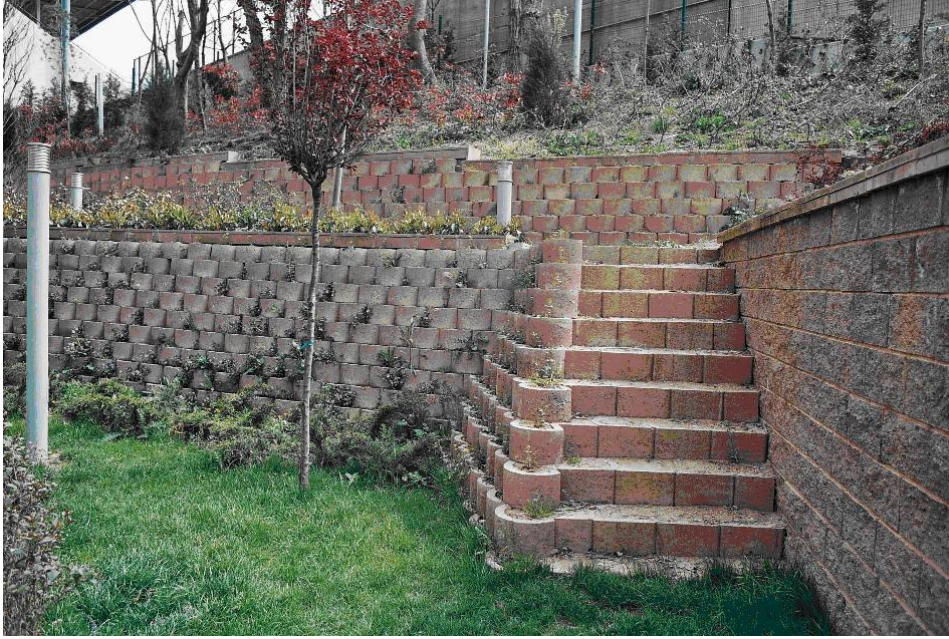


#### 5. DRENAJ TEDBİRLERİ

Geosentetik donatılı istinad duvar sistemlerinin doğru çalışabilmesi için efektif bir drenaj sistemi çok önemlidir. Konut projelerinde her bir duvar arkası drenaj borularının sağlıklı bir şekilde projenin ana drenaj ağına bağlandığı dikkatle kontrol edilmelidir. Bu tür projelerde bazen site drenaj sistemleri uygulaması sonradan gelmekte dolayısı ile istinad sistemi drenaj boruları geçici olarak sahada ucu açık bırakılmakta ve daha sonra drenaj ağına bağlanmak üzere mal sahibine yada ana müteahhite teslim edilmektedir. Bu şekilde teslim edilen drenaj borularının akibeti mutlaka o boru drenaj sistemine bağlanana kadar takip edilmeli ve uygulayıcının görev kapsamında olmasa dahi drenaj borusunun ağa bağlanması ve özellikle çalışır durumda olması mutlaka sağlanmalıdır.

## 6. ESNEK UYGULAMALAR

Bunun yanında bu tip duvarlarda mimari beklentilere de cevap verecek esnek uygulamalar önerilmeli duvarın yatay da ve düşeyde eğimleri ve doğrultuları ile oynanarak bu tür modüler duvarların mimari esneklik avantajı öne çıkarılmalıdır. Modüler blok ön yüzeyli geosentetik donatılı istinad sistemleri aynı zamanda istinad sistemlerine merdivenlerin entegre edilmesi açısından da çok avantajlı sistemlerdir. Özellikle bu tür ara duvarlarda merdivenleri dahil etmek hem estetik hem de maliyet açısından net avantajlar yaratmaktadır. Bu nedenle geosentetik duvar uygulamacılarının bünyelerinde bu tür alternatifleri geliştirecek peyzaj ve proje mimarlarını buldurmasında yarar vardır.



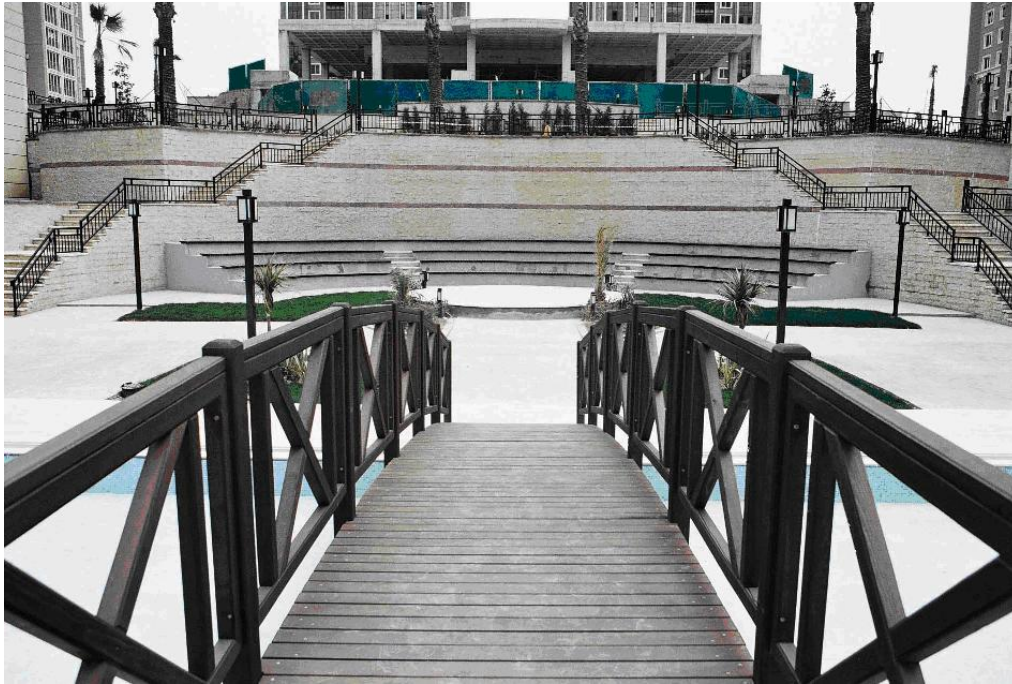


## 7. PROJE REVİZYONLARI

Özellikle konut ve AVM tipi projeler çok hızlı gelişen ve uygulama esnasında projenin de son ana kadar devamlı değiştiği yatırımlar olup, bu konuda uygulamacının da gereken hassasiyeti göstermesi çok önemlidir. Geosentetik duvar uygulayan gurubun mutlaka proje değişikliklerini takip etmesi; ona göre uygulama ve detay proje ve tasarım hesaplarını revize etmesi, bu değişikliği tolere edip edemeyeceğini hızla analiz ederek ana müteahhit yada mal sahibine bildirmesi gerekmektedir. Bu nedenle özellikle çok parçalı bir çok duvar olan site şantiyelerinde iyi donanımlı bir şantiye proje ekibini de sahada bulundurmalıdır. Bu tür çok değişiklik olan projelerde evrakların iyi ve doğru şekilde takip edilmesi ve son revizyonlarının sahada kullanılmasının sağlanması çok önemlidir.

## 8. SONUÇ

Ülkemizde büyük altyapı projelerinde gösterdiği iyi performans paralelinde talebi artan geosentetik donatılı, beton blok ön yüzeyli istinad duvar sistemleri hızla konut, site, AVM tipi projelerde de yer bulmakta ve yayılmaktadır. Bu sistemin ve dolayısı ile projelerde geosentetik kullanımının artabilmesi için bu tür duvar uygulamalarının beklenen performansı göstermesi, uygulamacılarının da bu tür duvarlardan beklenen estetik, esneklik, kalite, hız kriterlerine uygun duvarlar tasarlaması ve uygulaması gerekmektedir. Özellikle konut tipi çok adetli ve dağınık duvar uygulamalarında doğru dolgu malzemesi seçimi, diğer guruplarla koordinasyon ve üretim planlaması bu beklentilere cevap verebilmek için en önemli kriterler olup bu kriterleri sağlamak için de geosentetik istinad sistemi uygulamacılarının şantiye ortamında mutlaka geoteknik konusunda uzman bir mühendis, iyi bir teknik ekip ve merkezde de hızlı revizyonların altından kalkabilecek bir tasarım ofisi bulundurmaları şart olup bunun yanında esnek alternatifler sunabilecek mimari personel bulundurmalarında da yarar vardır.



Ülkemizde yeni yayılan ve ülke ekonomisi ve inşaat verimliliği açısından çok avantajlı olan bu sistemin hızla yayılmasını sağlamak için bu tür sistemlerin hatalı uygulanmasına izin vermeyecek şekilde örgütlenmek ve uygulamacıların da iyi bir oto kontrol mekanizması ile çalışması sistemin gelişerek yayılması için çok önemlidir.

**ALFABETİK DİZİN**

<b>Adı, SOYADI</b>	<b>Sayfa No</b>
<i>Pelin AKLIK</i>	61
<i>Togan ALPER</i>	167
<i>Franz ASCHAUER</i>	61
<i>Cavit ATALAR</i>	101
<i>Cem B. AVCI</i>	71, 121
<i>Gökhan BAYKAL</i>	145
<i>Mehmet B. BERİLGEN</i>	155
<i>Bora BERK</i>	81
<i>Selçuk BİLDİK</i>	91
<i>Murat BOSTANCIOĞLU</i>	13, 27
<i>Arif ÇINAR</i>	81
<i>Braja M. DAS</i>	101
<i>Ahmet DEMİR</i>	1
<i>Kaan DOĞANIŞIK</i>	81
<i>Tuncer B. EDİL</i>	155
<i>Ayşe EDİNÇLİLER</i>	145
<i>Tuğba ESKİŞAR</i>	49
<i>Erol GÜLER</i>	71, 121
<i>Celil GÜMÜŞER</i>	13, 27
<i>M. Salih KESKİN</i>	91
<i>Mustafa LAMAN</i>	1, 91
<i>İ. Kutay ÖZAYDIN</i>	155
<i>Hakkı ÖZHAN</i>	71
<i>Murat ÖRNEK</i>	1
<i>Chitta R. PATRA</i>	101
<i>Osman PEKARUN</i>	81
<i>Erol ŞADOĞLU</i>	39
<i>Altuğ SAYGILI</i>	145
<i>Eun C. SHIN</i>	101
<i>Ahmet ŞENOL</i>	13, 27
<i>Şükrü TIRNAKLI</i>	167
<i>Bayram Ali UZUNER</i>	39
<i>Abdulazim YILDIZ</i>	1, 131
<i>Yüksel YILMAZ</i>	111
<i>H. Recep YILMAZ</i>	49
<i>Uğur E. YURTCAN</i>	49