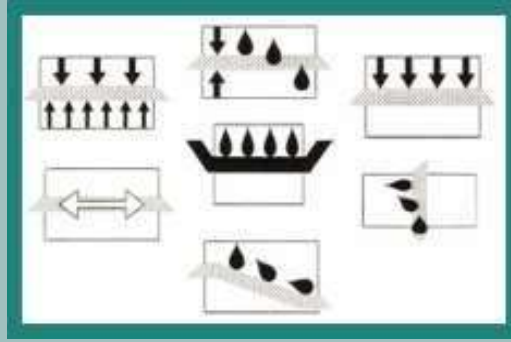




**ULUSLARARASI GEOSANTETİKLER
DERNEĞİ TÜRKİYE ŞUBESİ**

G9

DOKUZUNCU ULUSAL GEOSANTETİKLER KONGRESİ



Editörler

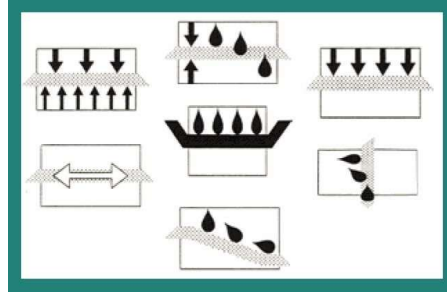
**Prof. Dr. Ayşe EDİNCİLİLER
Prof. Dr. Hakkı Oral ÖZHAN**



**23-24 HAZİRAN 2022
BOĞAZIÇI ÜNİVERSİTESİ
BÜYÜK TOPLANTI SALONU
(ALBERT LONG HALL)
İSTANBUL**

G⁹

DOKUZUNCU ULUSAL GEOSANTETİKLER KONGRESİ



Editörler

Prof. Dr. Ayşe EDİNÇLİLER

Prof. Dr. Hakkı Oral ÖZHAN



23-24 HAZİRAN 2022
BOĞAZICI ÜNİVERSİTESİ
BÜYÜK TOPLANTI SALONU (ALBERT LONG HALL)
İSTANBUL



ULUSLARARASI GEOSENTETİKLER DERNEĞİ TÜRKİYE ŞUBESİ
www.geosentetiklerderneği.org.tr

Boğaziçi University Library Cataloging – in-Publication Data

Ulusal Geosentetikler Konferansı, (2022, İstanbul, Turkey)
Dokuzuncu Ulusal Geosentetikler Konferansı, 23 – 24 Haziran 2022, Boğaziçi
Üniversitesi, İstanbul / Uluslararası Geosentetikler Derneği Türkiye Şubesi

Includes bibliographical references and index.
140p.

ISBN: 978-975-518-442-5

1. Geosynthetics -- Turkey -- Congresses. 2. Geotextiles -- Turkey -- Congresses. I Title.
II. Uluslararası Geosentetikler Derneği Türkiye Şubesi. III. Boğaziçi Üniversitesi

ÖNSÖZ

Uluslararası Geosentetikler Derneği “International Geosynthetics Society (IGS)” kar amacı gütmeyen, geotekstiller, geomembranlar, ilgili ürünler ve benzer teknolojilerin bilimsel ve mühendislik gelişimine odaklanmış 1982 yılında kurulan bir organizasyondur. Bugün 47 ülkedeki örgütlenmesi ve 4000’i aşkın üyesi ile önemli bir meslek örgütü haline gelen IGS’in her geçen gün üye sayısı ve prestiji artmaktadır.

Geosentetikler Derneği “IGS Turkish Chapter” olarak 2001 yılında kurulmuştur. Derneğin ismi 2016 yılında “Uluslararası Geosentetikler Derneği-Türkiye Şubesi (IGS-TŞ)” olarak değiştirilmiştir. Geosentetikler ile ilgili ilk üretimler ve yayınlar 1960’lı yıllarda geosentetiklerin filtre ve donatı olarak kullanılması ile başlamıştır. Dünyada Geosentetikler konusunda çalışan üretici ve uygulamacıları bir araya getiren ilk konferans 1977 yılında Paris’te gerçekleştirilmiştir. 1996 yılında ise Avrupa Bölgesel Konferansları toplanmaya başlamış ve her ikisi de dörder yıllık periyotlarla toplanmaya devam etmektedir.

Ülkemizdeki Birinci Ulusal Geosentetikler Konferansı “G1”, 2004 yılında Boğaziçi Üniversitesi’nde toplanmış ve büyük başarı elde etmiştir. Bu ilgi ve başarı bizi iki yılda bir düzenli olarak konferanslar düzenlemek için cesaretlendirmiştir. Konferanslarda; geotekstil, geogrid, geomembran ve geokompozit ürünleri kapsayan geosentetikler ile ilgilikonularda ülkemizde çalışan üretici, uygulayıcı ve bilim insanlarını bir araya getirerek bilgi ve deneyim birikiminin paylaşılması, karşılaşılan sorunların ve çözüm önerilerinin tartışılması amaçlanmıştır. Ayrıca, 25-28 Eylül 2016 tarihinde Altıncı Avrupa Geosentetikler Konferansı “EuroGeo6”, Ljubljana-Slovenya’da “Ljubljana Exhibition and Convention Centre”de gerçekleştirilmiştir. Kongreye paralel olarak 20 ülkeden 46 firmanın katıldığı bir fuar da düzenlenmiştir. Kongre’ye 54 ülkeden 683 kişi katılmıştır. Katılımcılar arasında 71 kişi ile Türk katılımcılar birinci sırada yer almıştır. Katılımcısayısı bakımından 54 katılımcı ile İtalya ikinci sırada yer almış, Fransa ve Almanya 39 katılımcı ile üçüncü sırayı paylaşmışlardır.

16-21 Eylül 2018 tarihlerinde Kore’nin Seul kentinde 11.Uluslararası Geosentetikler Konferansı “11ICG” düzenlenmiştir. Konferansta 42 ülkeden 451 bildiri sunulmuştur. Türkiye, 22 adet bildiri sunumu ile en fazla bildiri sunumu sıralamasında Kore, Hindistan, Japonya, ABD, Almanya ve Çin’den sonra 7. olmuştur. Bu arada, ülkemizin en üst seviyeden temsiline destek veren katılımcılara teşekkür ederiz.

6-9 Eylül 2020 tarihlerinde Polonya’nın Varşova kentinde gerçekleştirilen Yedinci Avrupa Geosentetikler Konferansı “EuroGeo7”ye, IGS-Türkiye Şubesi olarak önemli bir katılım gösterdik. EuroGep7’de IGS İtalya Şubesi tarafından 2022 yılında Roma’da gerçekleştirilecek olan 12. Uluslararası Geosentetikler Konferansı “12ICG”nin duyurusu yapıldı. Tüm dünyayı sarsan Covid pandemisi nedeni ile 12ICG’nin tarihi 17-21 Eylül 2023 tarihine ertelenmiştir.

Ülkemizde her geçen gün Geoteknik mühendisliği uygulamalarında ve bilimsel araştırmalarda geosentetik kullanımı daha çok tercih edilmektedir. “EuroGeo6”, “11ICG” ve “EuroGeo7”de olduğu gibi Uluslararası ortamda ülkemiz üst sıralarda yer almaktadır. Bu motivasyonla bugün Ulusal Konferanslarımızın Dokuzuncusunu, yani “G9”u düzenlemekteyiz. Bu yılki Konferansımıza gönderilen bildiriler, ülkemizde geosentetiklere olan ilginin arttığını göstermektedir.

Ülkemizde yaşanan Covid pandemisi nedeni her iki yılda bir gerçekleştirdiğimiz Ulusal Geosentetikler Konferansı “G9”u bir yıl gecikme ile 23-24 Haziran 2022 tarinde gerçekleştirebiliyoruz. Uzun bir süreden sonra ilk yüz yüze konferanslardan biri olarak

konferansımıza gösterdiğiniz yoğun ilgi için değerli katılımcılara sonsuz teşekkür ederim. Konferanslarımızın her aşamasında bizleri gönülden destekleyen Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Derneği'ne, kongreyi finansal olarak destekleyen sponsorlara, kongreye özel bir anlam katan davetli konuşmacılara, bilim insanlarına, tasarım ve uygulamada geosentetikleri kullanan tüm mühendislere ve disiplinlerarası çalışan diğer uygulamacılara gösterdikleri ilgiden dolayı yürütme kurulu adına teşekkür eder, konferansın bilim insanları ile endüstriyi biraraya getirerek, birbirlerinin sorun ve imkanlarını tanıyacağı bir ortam oluşturmasını dilerim.

Konferansın gerçekleştirilmesinde büyük desteği olan Boğaziçi Üniversitesi başta olmak üzere katkıda bulunan herkese Yürütme Kurulu adına sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Prof. Dr. Ayşe Edinçliler
Organizasyon Komitesi Başkanı

BİLİM KURULU

Onur AKAY	(G.T.Ü.)
Sami AKBAŞ	(G.Ü.)
Cem AKGÜNER	(T.E.D.Ü.)
Orkun AKKOL	(Orient Research)
Cem AVCI	(B.Ü.)
Cavit ATALAR	(Y.D.Ü.)
Ahmet AYDİLEK	(University of Maryland)
Gökhan BAYKAL	(B.Ü.)
Mehmet BERİLGİN	(Y.T.Ü.)
İlknur BOZBEY	(İ.Ü.C.)
Elif CALLAN	(Geomas)
Elif ÇİÇEK	(H.Ü.)
Özer ÇİNİCİOĞLU	(B.Ü.)
İsmail ÇOKSAYAR	(SAVE)
Ozan	(Geocon)
DADAŞBİLGE	
Tonguç DEĞER	(İstanbul Teknik)
Ayşe EDİNÇLİLER	(B.Ü.)
Ümit ERDOĞAN	(D.E.U.)
Tuğba ESKİŞAR	(E.Ü.)
Erol GÜLER	(George Mason University)
Murat HAMDERİ	(T.A.Ü.)
Nejan HUVAJ	(O.D.T.Ü.)
Volkan KALPAKÇI	(Hasan Kalyoncu Üniversitesi)
Salih KESKİN	(Dicle Üniversitesi)
Bilal KORKMAZ	(Şırnak Üniversitesi)
Sina KIZIROĞLU	(K.G.M.)
Mustafa LAMAN	(Ç.Ü.)
Ali Hakan ÖREN	(D.E.Ü.)
Vehbi ÖZAYDIN	(D.S.İ)
Hakan ÖZÇELİK	(GTM)
Tolga ÖZER	(G.T.Ü.)
Hakkı ÖZHAN	(Yeditepe Üniversitesi)
Onur PEKCAN	(O.D.T.Ü.)
Sedat SERT	(S.A.Ü.)
Aykut ŞENOL	(İ.T.Ü.)
Macit TANYOL	(İstanbul Teknik)
Burak TANYU	(George Mason University)
Serdal TERZİ	(S.D.Ü.)
Erol	(University of Illinois Urbana-Champaign)
TUTUMLUER	
Azim YILDIZ	(Ç.Ü.)
Yüksel YILMAZ	(G.Ü.)

DÜZENLEME KURULU

Ayşe EDİNÇLİLER	(B.Ü.) (Konferans Başkanı)
Hakkı ÖZHAN	(Yeditepe Üniversitesi)
Orkun AKKOL	(Orient Research)
Tonguç DEĞER	(İstanbul Teknik)
Elif CALLAN	(Geomas)
Erkan ERPOLAT	(SOLE)
İlknur BOZBEY	(İ.Ü.C.)
Feyza ÇİNİCİOĞLU	(Özyeğin Üniversitesi)
Ozan	(Geocon)
DADAŞBİLGE	
Erol GÜLER	(George Mason University)
Hakan ÖZÇELİK	(GTM)
Nejan HUVAJ	(O.D.T.Ü.)
Cem AKGÜNER	(T.E.D.Ü.)
Macit TANYOL	(İstanbul Teknik)

TUĞBA ESKİŞAR (E.Ü.)
TOLGA ÖZER (G.T.Ü.)

Dokuzuncu Ulusal Geosentetikler Konferansı

Uluslararası Geosentetikler Derneği Türkiye Şubesi ve
Boğaziçi Üniversitesi

tarafından düzenlenmiştir.

KATKIDA BULUNAN KURULUŞLAR:

GTM GEOSENTETİK VE DUVAR
TEKNOLOJİLERİ MERKEZİ

DESTECH MÜŞAVİRLİK MÜHENDİSLİK
VE PROJE A.Ş.

İSTANBUL TEKNİK



İÇİNDEKİLER

DAVETLİ KONUŞMACILAR

Üretimden Uygulamaya Geogrid <i>Tonguç DEĞER</i>	2
---	---

Geosentetiklerin Fonksiyonları <i>Erol GÜLER</i>	3
---	---

BİLDİRİLER

EPS-Granüler Zemin Ara Yüzey Etkileşiminin Büyük Ölçekli Direkt Kesme Deneyleri ile Araştırılması <i>Tayfun Can GÜR, Havvanur KILIÇ, Murat GÜLEN</i>	5
---	---

Köprü Yaklaşım Dolgularının İmalatında Hibrit Uygulama: Bohça Önyüzlü Geoarme Duvar ve Geofom Geoteknolojilerinin Birlikte Kullanılması <i>A. Tolga ÖZER, Pınar CAYMAZ, Emrah TÜRER, T. Tonguç DEĞER</i>	17
---	----

Hidrasyon Sırasında Geosentetik Kil Örtü Bentonitindeki Değişimlerin Görüntü İşleme Tekniği ile Belirlenmesi <i>Rabia ÖZYANIK, Bilal Enes TAŞKESTİ, Okan ÖNAL, Ali Hakan ÖREN</i>	31
--	----

Laboratuvar Tipi İğneleme Aleti ile Üretilen Geosentetik Kil Örtülerin Hidrolik İletkenlikleri <i>Fatih POLAT, Tuğçe ÖZDAMAR KUL, Ali Hakan ÖREN</i>	46
---	----

Polyester Esaslı Geogridlerin Yansıma Çatlakları Üzerindeki Etkisinin İncelenmesi <i>Gizem Tuğçe ÇİL, Barış BÜYÜK, T. Tonguç DEĞER, Burak EVİRGİN</i>	59
--	----

Entegre Sistem Köprü Kenar Ayakları Yönteminin Geosentetik Donatılı Menfez Yapılarına Uygulanması <i>Erol GÜLER, Hakan ÖZÇELİK</i>	73
---	----

Geosentetik Kil Örtülerin Hacim Değişimlerinin Ödometre Aletinde Belirlenmesi ve Bulguların Hidrolik İletkenlikler ile Karşılaştırılması <i>Nilhan DEMİRCİ, Fatih POLAT, Asena İrem DEMİR, Ali Hakan ÖREN</i>	83
--	----

Prefabrik Betonarme Çift Cidarlı (Double Wall) İstinat Duvarı Geri Dolgusunun Geogridle Güçlendirilmesi Vaka Analizi <i>Hakan ÖZÇELİK, Ülkü KÜÇÜKKAYALAR, Satuğ KÜÇÜKKAYALAR, Merve KORKMAZ</i>	93
--	----

Geogridlerin Karayollarında Tabaka Kalınlıklarını Azaltmak Amacıyla Kullanımının Araştırılması: Adana-Kozan Deneme Yolu Örneği <i>Serdar TERZİ, Mehmet SALTAN, Süleyman GÖKOVA, Fırat ERKMEN, Erol TUTUMLUER, Mustafa KARAŞAHİN, Volkan Emre UZ, Onur PEKCAN, Murat Vergi TACİROĞLU, Şenol ÇÖMEZ, Ahmet SAĞLIK, Muhammet KOMUT, Şenol ALTIOK, Ergun YALÇIN</i>	102
---	-----

Kompozit Geosentetiğin Yolun Taşıma Kapasitesine Etkisi <i>Elif ÇİÇEK, Volkan BÜYÜKAKIN</i>	114
--	-----

<i>Gömülü Borularda EPS Geofoam Blok Kullanılarak Deprem Hasarlarının Azaltılması Dardan PERDİBUKA, Ayşe EDİNÇLİLER, Eren UÇKAN</i>	<i>120</i>
<i>Palyeli Toprakarme Duvarlarda Palye Genişliğinin Duvarın Davranışına Etkisinin Nümerik Analizi Bayram ATEŞ, Erol ŞADOĞLU, Orhun KALYONCU</i>	<i>130</i>

DAVETLİ KONUŞMACILAR

ÜRETİMDEN UYGULAMAYA GEOGRİD

Tonguç DEĞER¹

ÖZET

İklim değişikliğinin etkisiyle birçok alanda olduğu gibi inşaat sektöründe de karbon ayak izi önem kazanmaktadır. Projelerde kullanılan malzemelerin karbon ayak izleri benzer ürünler arasında tercih ölçütü olmakla birlikte, yapılacak projenin alternatif tasarımları arasındaki toplam karbon ayak izi karşılaştırmaları da tasarım alternatifleri arasındaki tercihte maliyet, imalat hızı ve kolaylığı ile birlikte göz önüne alınmaktadır. Geosentetikler çevreci, ekonomik ve uygulanabilir çözümler sunmaları sebebiyle gün geçtikçe kullanımı artan yenilikçi malzemelerdir.

Geosentetikler ayırma, filtrasyon, drenaj, koruma, donatı (takviye), erozyon kontrolü, geçirimsizliği düşük bariyer (engelleme) vb. kullanım amaçlarıyla projelerde yer almaktadır. Bu kullanım amaçlarından önemli biri olan donatı fonksiyonu için en sık kullanılan geosentetik türü geogridlerdir. Göz açıklıkları bileşenlerinin kalınlıklarından daha büyük olan ve düzenli açıklıklara sahip ekstrüzyon, bağlama (yapıştırma), örgü/dokuma vb. yöntemlerle birleştirilmiş çekme elemanlarından oluşan ağ şeklindeki düzlemsel, polimerik (EN ISO 10318-1) yapıdaki malzemeler geogrid olarak tanımlanmaktadır. Ekstrüde geogridler delme ve çekme işlemleri ile yüksek yoğunluklu polietilen (HDPE) ve polipropilen (PP) hammaddelerden, bağlama geogridler polimer şerit, çubuk,bant, vb. malzemelerin birbirine geçtiği noktalarda lazer, ultrasonik kaynak vb. yöntemlerle birleştirilmesi ile, örgü geogridler ise polyester, polivinil alkol vb. yüksek mukavemetli ipliklerden üretilebilmektedir.

Geogridler donatılı toprak duvar ve şevlerde, yol temel/alttemel tabakalarında, dolgu taban iyileştirmelerinde, kolon üstü yük aktarım platformu vb. uygulama alanlarında donatı amacıyla kullanılmaktadır. Uygulama alanı ve geogrid özelliklerine göre geogrid çalışma mekanizması farklılık gösterebilmektedir. Ancak geogrid kullanım amacına göre ilgili şartnamelerde gerekli geogrid karakteristikleri belirlenmiş ve kullanım amacına göre belirlenen bu gerekli karakteristikleri sağladığı sürece farklı geogrid tipleri benzer amaçlar için kullanılabilir.

Geogridler yaklaşık 50 yıldır kullanılmakta olan bir geosentetik türüdür. Bu süre zarfında polimer hammadde ve geogrid üretim teknolojisindeki ilerlemeler geogrid donatıların mekanik, fiziksel, dayanıklılık, vb. özelliklerinde önemli gelişmelere neden olmuştur. Geogridler farklı amaçlarla farklı projelerde doğru tasarlanıp, doğru uygulandıklarında yaratıcı, güvenli, ekonomik ve çevreci çözümler sunmaktadır. Bu konuşmada geogridlerin hammadde, üretim teknolojisi, kalite kontrol, uygulama ve tasarım süreçleri ile bu süreçlerle ilgili güncel teknolojiler ve bilimsel gelişmeler sunulmuştur.

¹ Dr. İnş. Yük. Müh., DEĞER, T., İstanbul Teknik A.Ş., tongucdeger@istanbulteknik.com

GEOSENTETİKLERİN FONKSİYONLARI

Erol GÜLER¹

ÖZET

Geosentetikler, 1970’li yıllardan itibaren geoteknik projelerinde yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Günümüzde artık neredeyse geosentetik kullanılmayan küçük veya büyük bir toprak işi düşünülemez. Bu bakımdan tüm mühendislerin geosentetiklerin fonksiyonlarını bilmeleri ve yararlanabilecekleri noktalarda geosentetikleri kullanabilmeleri önem taşımaktadır. Geosentetikler toprak ile birlikte kullanıldığına göre, toprak bir inşaat malzemesi olarak düşünülebilir mi?

U.S. Geological Survey 2019 yılında sadece A.B.D. de yaklaşık 1.600.000.000 ton kırmataş üretildiğini ve bunun 1.152.000.000 tonunun yol inşaatında kullanıldığını ifade etmektedir. Sanırım dünyada bu kadar büyük miktarlarda kullanılan başka bir inşaat malzemesi yoktur. Tabii yukarıda verdiğim kırmataş miktarına baraj inşaatı, liman inşaatı, geçirimsiz kil tabakaları gibi toprağın inşaat malzemesi olarak kullanıldığı diğer özel imalatlar da dahil edildiğinde inşaat işlerinde kullanılan zemin miktarının daha da büyük olduğu görülecektir. İşte geosentetikler, bu kadar yoğun kullanılan bir inşaat malzemesinin daha efektif kullanılmasına yardımcı olmakta veya bu malzemelerden tasarruf sağlamaktadır. Başlıca geosentetik ürünler şöyle sıralanabilir: geotekstil, geogrid, geomembran, geonet, geokomposit drenaj ürünleri, prefabrik düşey drenler (PVD), geohücre, geosentetik kil örtü (GCL), erozyon kontrol ürünleri, geoköpük, geoboru, düşey geçirimsizlik elemanları, geohasır (geomat) ve çok çeşitli geokompozitler.

Geosentetiklerin kullanımında şüphesiz standartlar da çok önemlidir. Ülkemizin standartlar kurumu olan Türk Standartları Enstitüsü (TSE) hem Avrupa Standartlar Örgütü CEN hem de dünya Standartlar Enstitüsü ISO’nun oy hakkı olan üyesidir. Türkiye’deki kanunlar gereği Avrupa Standartlar Örgütü tarafından yayınlanan EN standartları Türkiye’de resmen geçerli standart olarak kabul edilmektedir. Geosentetikler ile ilgili CEN standartları 189 No.’lu teknik komite ve geosentetikler ile ilgili ISO standartları 221 No.’lu teknik komite tarafından hazırlanmaktadır. Dünyada geosentetikler üzerine yaygın olarak standartlar üreten bir üçüncü kurum da ASTM’dir. Geosentetikler ile ilgili ASTM standartları da D35 numaralı komite tarafından hazırlanmaktadır. ISO 10318-1 standardı, geosentetiklerin işlevlerini tanımlamaktadır.

Geosentetiklerin İşlevleri ISO 10318-1 de şöyle sıralanmaktadır: donatı, gerilme azaltması, geçirimsizlik, ayırma, filtrasyon, drenaj, erozyon kontrol, koruma ve stabilizasyon. Bu çalışmada sıralanmış olan bu işlevler, örneklerle tanıtılmaya çalışılacaktır.

¹ Prof. Dr. GÜLER E. George Mason University, fguler@gmu.edu

BİLDİRİLER

EPS-GRANÜLER ZEMİN ARA YÜZEY ETKİLEŞİMİNİN BÜYÜK ÖLÇEKLİ DİREKT KESME DENEYLERİ İLE ARAŞTIRILMASI

Tayfun Can GÜR¹

Havvanur KILIÇ²

Murat GÜLEN³

ABSTRACT

In geotechnical engineering applications, different geosynthetics are used to ensure the usability of the structure throughout its service life, increase the expected performance and reduce the cost. One of the geosynthetics with different properties that have emerged with current technological developments is the expanded polystyrene (EPS) material, which has a low density and high compressibility. There are usage areas such as road underfill, buried pipe systems, retaining walls, and slope stability. When the usage areas are taken into consideration, it is seen that the EPS material interacts with the soil. It is essential to determine the EPS-soil interface interaction by considering different loading conditions and soil properties in designing these structures. This study determined the interface shear strength parameters of three poorly graded granular soils and two different densities of EPS material by large-scale direct shear box tests. Thus; δ , c_a , and δ/ϕ values were determined for applications with EPS-soil interaction.

ÖZET

Geoteknik mühendisliği uygulamalarında yapının hizmet süresi boyunca kullanılabilirliğini sağlamak, beklenen performansı sürdürmek ve maliyeti düşürmek için farklı geosentetikler kullanılmaktadır. Güncel teknolojik gelişmelerle birlikte ortaya çıkan farklı özelliklere sahip geosentetiklerden biri de düşük yoğunluklu ve yüksek sıkışabilirliğe sahip genleştirilmiş polistren (EPS) malzemedir. Başta yol alt dolgusu, gömülü boru sistemleri, istinat duvarı, şev stabilitesi vb. uygulamalarda kullanılan bu malzemelerin kullanım alanları dikkate alındığında, EPS malzemenin zeminle etkileşim halinde olduğu görülmektedir. Bu yapıların tasarımında EPS-zemin ara yüzey etkileşiminin farklı yükleme koşulları ve zemin özellikleri dikkate alınarak belirlenmesi oldukça önemlidir. Bu çalışmada, farklı dane çapı dağılımlarına sahip kötü derecelenmiş üç granüler zemin ile iki farklı yoğunlukta EPS malzemenin ara

¹ İnşaat Mühendisi, GÜR, T.C., Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Yüksek Lisans Programı, tayfuncgur@gmail.com

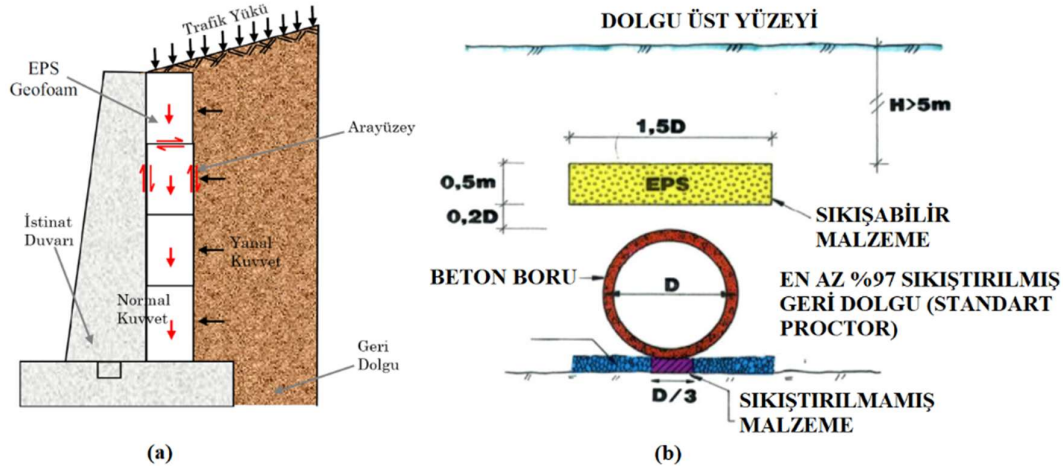
² Doç. Dr., KILIÇ, H., Yıldız Teknik Üniversitesi, kilic@yildiz.edu.tr

³ Araştırma Görevlisi, GÜLEN, M., Yıldız Teknik Üniversitesi, mgulen@yildiz.edu.tr

yüzey kayma mukavemeti parametreleri, farklı düşey gerilmeler uygulanarak büyük ölçekli direkt kesme deneyleri ile belirlenmiştir. Böylece EPS-zemin etkileşiminin olduğu uygulamalar için δ , c_a ve δ/ϕ değerleri tespit edilmiştir.

1. GİRİŞ

EPS (geofoam) düşük birim hacim ağırlığı, sıkışabilirlik ve sönümleme özelliği gibi özellikleri sayesinde geoteknik mühendisliğinde çeşitli alanlarda kullanılmaktadır. Taşıma gücü düşük ve oturma potansiyeli olan zeminler üzerine dolgu yapımında, istinat yapılarına gelen yanal itkilerin azaltılmasında, şev stabilitesinde, gömülü borular üzerinde düşey basınçları zeminde kemerlenme etkisi oluşturarak azaltmada, şişen zeminlerde şişme basıncının yapıya etkisini engellemede, sismik etkiler nedeniyle oluşabilecek kuvvetlerin sönümlenmesinde kullanılmaktadır (Kiriş, 2019; Elragi, 2006). EPS'nin iki farklı kullanım durumu Şekil 1'de sunulmuştur.



Şekil 1. EPS malzemesinin farklı geoteknik uygulamalarında kullanım durumları (a) istinat duvarlarında (b) gömülü boru sistemlerinde (Meguid ve Khan, 2019; Bartlett ve diğ., 2015)

Şekil 1(a)'da EPS malzemesinin istinat duvarlarında yanal toprak basınçlarını azaltmak ve istinat duvarının stabilitesini arttırmak için kullanım durumu gösterilmiştir. Bu uygulamalarda kullanılan EPS malzemenin ideal yoğunluğu ve kalınlığını belirlemek için çalışmalar yapılmıştır (Bartlett ve diğ., 2015; Dave ve Dasaka, 2014). Şekil 1(b)'de gömülü boru sistemlerinde kemerlenme mekanizmasını ortaya çıkartarak boruya etkileyen gerilme ve deformasyonları azaltmak için borunun üzerine yerleştirilmiş EPS'nin kullanımını inceleyen çalışmalar mevcuttur (Khan ve Meguid, 2021; Akınay, 2017; McAfee ve Valsangkar, 2004).

Şekil 1'de görüldüğü gibi EPS malzemesinin farklı kullanım durumlarında EPS malzeme zemin ile etkileşim halindedir. Yapılacak tasarımlarda EPS-zemin ara yüzey etkileşiminin doğru bir şekilde belirlenmesi doğru bir tasarımın ilk koşuludur. EPS-zemin ara yüzey sürtünme mekanizmasını etkileyen parametreleri dikkate alarak ara yüzey kayma mukavemeti parametrelerinin (ϕ , c_a) farklı deneysel koşullar gözetilerek belirlenmesi gerekir. Yapılan çalışmalarda EPS-zemin ara yüzey sürtünmesinin normal gerilme, dane boyutu, dane çapı dağılımı, dane şekli, EPS yoğunluğu vb. bağlı olarak değişkenlik gösterdiği ifade edilmiştir (Xenaki ve Athanasopoulos, 2001; Atmatzidis ve diğ., 2001; Beju ve Mandal, 2018).

Ara yüzey kayma mukavemetine normal gerilmenin etkisi araştırılmış ve bu çalışmalarda ara yüzey kayma mukavemetinin normal gerilme artışı ile paralel olarak arttığı belirtilmiştir (Xenaki ve Athanasopoulos, 2001; Atmatzidis ve diğ., 2001; Ari, 2020). Dane boyutunun değişimi ile EPS-zemin temas yüzeyi değişmekte, dane boyutunun artışı ile EPS-zemin ara yüzeyindeki temas yüzeyi azalmaktadır. Temas yüzeyinin değişimi sonucu elde edilen kayma mukavemeti ve kayma mukavemeti parametrelerinin değişimi direkt kesme deneyleri ile incelenmiştir (Xenaki ve Athanasopoulos, 2001; Atmatzidis ve diğ., 2001). Zemin danelerinin şekilsel özellikleri (küresellik, köşelilik) granüler zeminler için bir özellik olup dane-dane ve dane-ara yüzey etkileşiminde kenetlenme etkisi oluşturarak ara yüzey etkileşimi üzerinde önemli bir rol oynamaktadır. Zeminin dane şeklinin köşeli olması zemin danelerinin, EPS'ye daha kolay batmasını sağlayacağından, ara yüzey kayma mukavemetinin arttığı gözlemlenmiştir (Xenaki ve Athanasopoulos, 2001; Atmatzidis ve diğ., 2001; Ari, 2020; Karademir, 2021). EPS malzemenin yük altındaki davranışını etkileyen en önemli özelliği EPS'nin yoğunluğudur ve EPS'nin yoğunluğu kg/m^3 cinsinden ifade edilmektedir. EPS yoğunluğu arttıkça malzemenin dayanımı ve rijitliği artmakta; sıkışabilirlik özellikleri de azalmaktadır. EPS yoğunluğunun ara yüzey sürtünmesine etkisi farklı araştırmacılar tarafından incelenmiş ve EPS yoğunluğu arttıkça, özellikle yüksek düşey gerilme seviyelerinde, ara yüzey kayma mukavemetinin arttığı ifade edilmiştir (Sheeley, 2000; Negussey ve diğ., 2001; Khan ve Meguid, 2018; Ari, 2020).

Bu çalışma kapsamında, 15 ve 25 kg/m^3 yoğunluğa sahip EPS ile üç farklı kum zeminin ara yüzey kayma mukavemeti, farklı düşey gerilmeler altında büyük ölçekli kesme kutusunda gerçekleştirilen direkt kesme deneyleri ile araştırılmıştır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

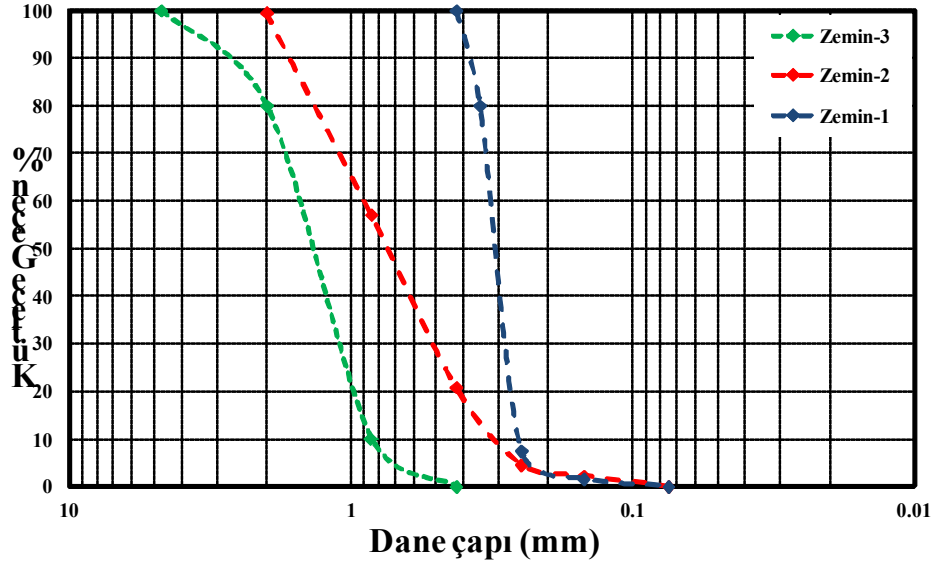
Bu bölümde, bu çalışma kapsamında kullanılan malzemeler, yapılan deneysel çalışmalar ve deney sonuçları değerlendirilerek sunulacaktır.

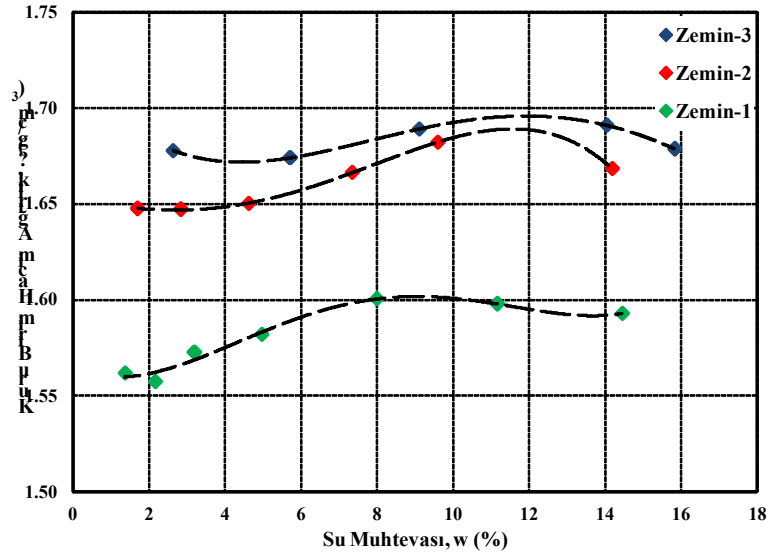
2.1. Malzemeler

EPS-kum ara yüzey deneyleri için 300x300x75 mm boyutlarındaki iki farklı yoğunluğa sahip (15 kg/m^3 ve 25 kg/m^3) EPS ve üç farklı kum zemin kullanılmıştır. Kullanılan EPS blok numunelerinin görünümü Şekil 2'de, kullanılan zeminlere ait granülometri eğrileri Şekil 3'te ve zeminlerin fiziksel özellikleri Tablo 1'de sunulmuştur.



Şekil 2. EPS malzemelerinin genel görünümü





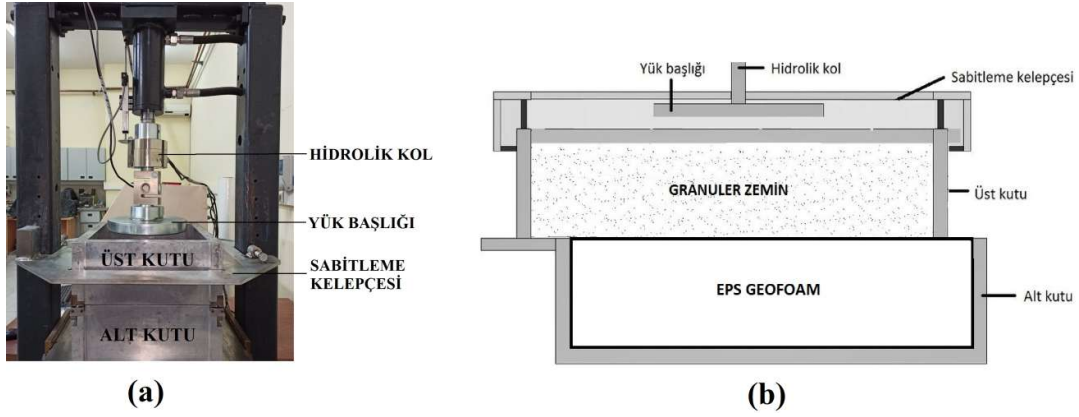
Şekil 4. Kuru birim hacim ağırlık-su muhtevası eğrileri

Şekil 4'te sunulan kompaksiyon eğrilerinden elde edilen kompaksiyon parametreleri ($\gamma_{\max}$, w_{opt}) ve $\gamma_{\max}$ değerlerinin karşılık geldiği D_r (%) değerleri Tablo 2'de sunulmuştur. Dane boyutu arttıkça $\gamma_{\max}$ ve w_{opt} değerleri artmıştır. Kötü derecelenmiş kumların sıkışabilirliği düşük olduğundan tipik kompaksiyon eğrilerinin aksine belirgin bir azalma görülmemiştir. Elde edilen kuru birim hacim ağırlık-su muhtevası eğrileri literatürde kötü derecelenmiş kumlar için sunulan eğrilere benzerlik göstermektedir (Holtz, 1990).

Tablo 2. Kompaksiyon parametreleri

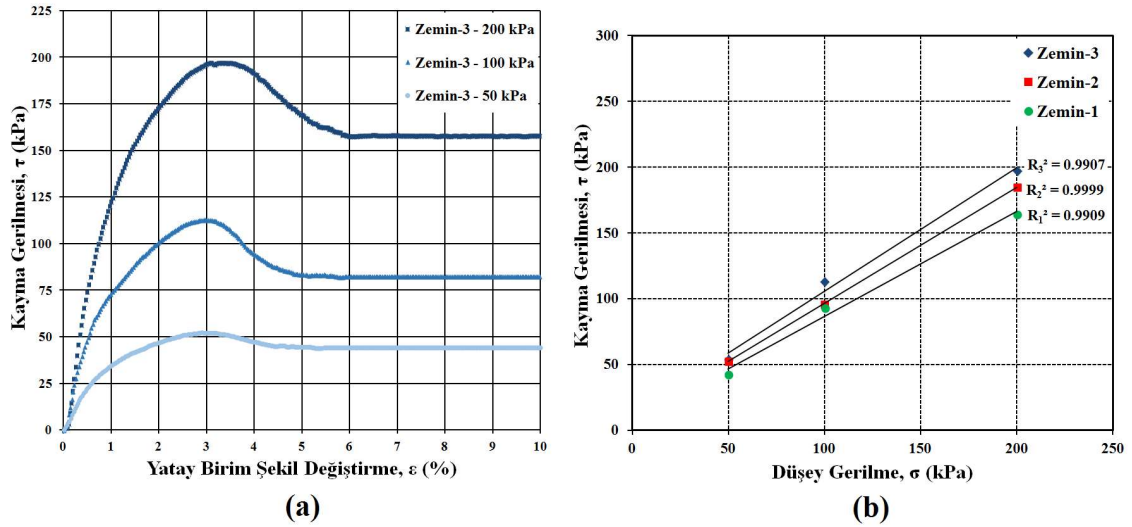
Zemin	w_{opt} (%)	$\gamma_{\max}$ (g/cm ³)	D_r (%)
Zemin-1	9	1.602	73.6
Zemin-2	11.6	1.689	79.7
Zemin-3	12	1.696	74.9

Tablo 2'de sunulan D_r (%) değerleri kullanılarak kum ve kum-EPS direkt kesme deneyleri Şekil 5'te gösterilen, 300x300x150 mm boyutlarındaki büyük ölçekli kesme kutusu kullanılarak sırasıyla ASTM D 3080'e ve ASTM D 5321'e uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Direkt kesme deneyleri, kesme hızı 1 mm/dakika ile %10 yatay yer değiştirmeye karşılık gelen 30 mm yer değiştirmeye kadar sürdürülmüştür. Tüm deneylerde kesme kutusunun alt ve üst yarısının arasındaki 2 mm açıklıktan zemin çıkışı ile meydana gelebilecek sürtünmeyi engellemek için kutudaki açıklık kağıt bant ile bantlanmıştır. Kesme kutusunun içi boş ve açıklığın bantlanmış durumda yapılan deneylerde kayma gerilmesi elde edilmemiştir, dolayısı ile kutu-kutu sürtünmesinin deney sonuçlarına bir etkisi olmadığı söylenebilir.



Şekil 5. Büyük ölçekli kesme kutusu aleti (a) kum deneyleri (b) EPS-kum deneyleri

Kumların kayma mukavemeti parametrelerini belirlemek için yapılan direkt kesme deneyleri sabit 50 kPa, 100 kPa ve 200 kPa düşey gerilme altında gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerden elde edilen gerilme-yer değiştirme ilişkileri benzer olduğundan sadece Zemin-3 için elde edilen gerilme-yatay birim şekil değiştirme ilişkisi Şekil 6a'da ve tüm zeminler için göçme zarfları Şekil 6b'de sunulmuştur.



Şekil 6. Kum için direkt kesme deneyi sonuçları (a) Zemin-3 için gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (b) zeminlerin göçme zarfları

Zemin-3'ün farklı düşey gerilmeler altındaki kayma gerilmesi-birim şekil değiştirme eğrileri benzer davranış göstermiştir. Bu düşey gerilmeler altında pik kayma gerilmelerinin yaklaşık %3 şekil değiştirmede meydana geldiği görülmektedir. 50 kPa, 100 kPa ve 200 kPa düşey gerilmeler için elde edilen rezidüel kayma gerilmeleri sırasıyla %4.5, %5 ve %6 birim şekil değiştirme değerlerinden sonra meydana geldiği tespit edilmiştir. Pik kayma gerilmeleri ve uygulanan düşey gerilmeler ile çizilen Mohr-Coulomb göçme zarflarında yüksek korelasyon katsayısı (R^2) değerleri elde edilmiştir. Deneylerde kullanılan tüm kumlar için pik ve rezidüel durumdaki kayma mukavemeti parametreleri Tablo 3'de sunulmuştur.

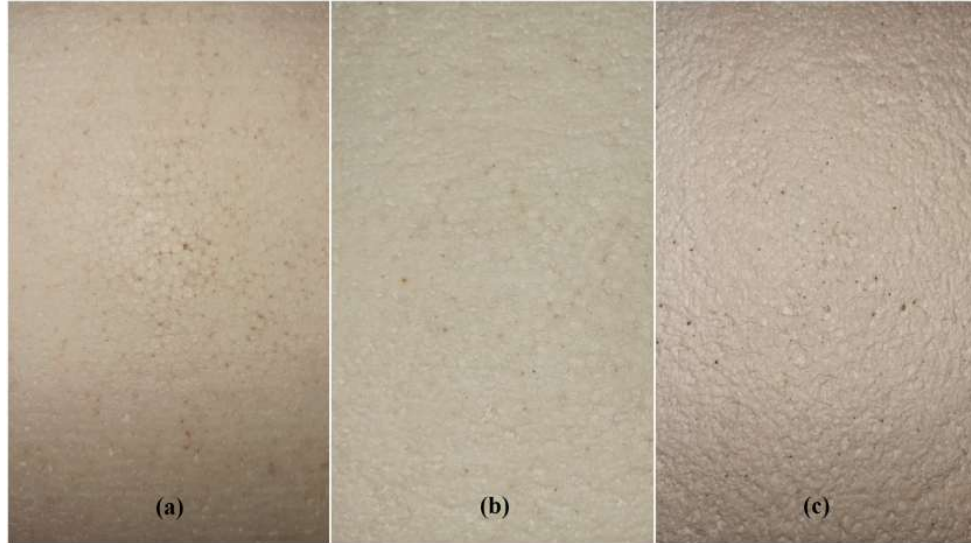
Tablo 3. Kum zeminler için pik ve rezidüel kayma mukavemeti parametreleri

Zemin	Pik Durum			Rezidüel Durum		
	ϕ (°)	c (kPa)	R ²	ϕ (°)	c (kPa)	R ²
Zemin-1	38.54	6.88	0.99	32.65	5.44	0.99
Zemin-2	41.46	8.10	1.00	35.47	6.01	0.98
Zemin-3	43.44	10.45	0.99	37.08	6.75	1.00

Pik ve rezidüel durumda en büyük içsel sürtünme açısı değeri, en büyük dane boyutuna sahip Zemin-3’de görülmüştür. Dane boyutu arttıkça içsel sürtünme açısı değerleri hem pik hem rezidüel durumda artmıştır. Ayrıca dane boyutu arttıkça kohezyon da artmıştır. Elde edilen bu kohezyon değerleri, kullanılan kumların bir özelliği olmayıp kumların sıkışabilirliğinin düşük olması nedeniyle kesme kutusuna yerleştirilmesinde meydana gelmiş olası hatalar sonucunda ortaya çıktığı tahmin edilmektedir.

EPS-kum ara yüzey mukavemetini belirlemek için yapılan direkt kesme deneylerinde, yoğunlukları 15 kg/m³ (EPS15) ve 25 kg/m³ (EPS25) olan 300x300x75 mm boyutlarındaki EPS blok numuneleri, büyük ölçekli kesme kutusunun alt yarısına yerleştirilmiştir. Kesme kutusunun üst yarısına kumlar, tokmak ile tabakalar halinde sıkıştırılarak Tablo 2’de yer alan maksimum kuru birim hacim ağırlık değerlerinde yerleştirilmiştir. Deneylerde 25, 37.5 ve 50 kPa olmak üzere üç farklı düşey gerilme uygulanmıştır.

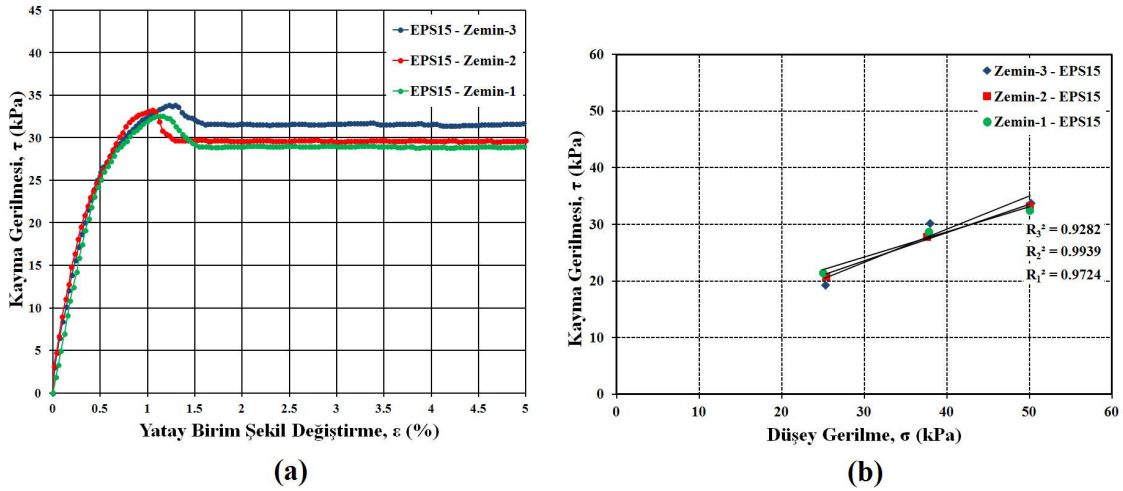
Yapılan kum-EPS ara yüzey direkt kesme deneylerinin sonunda EPS numunelerinin incelenmesi ile kum danelerinin EPS yüzeyine batmasına bağlı yüzeyde kalıcı deformasyonlar oluşturduğu görülmüştür. Dane boyutunun büyümesi ile birlikte batma miktarı artmış ve EPS numunelerinin yüzeyinde daha belirgin deformasyonlar meydana gelmiştir. EPS15 numunelerinin yüzeyinde, kum zeminlerde 50 kPa düşey gerilme altında gerçekleştirilen deneyler sonucunda gelişen farklı deformasyonların genel görünümü Şekil 7’de verilmiştir.



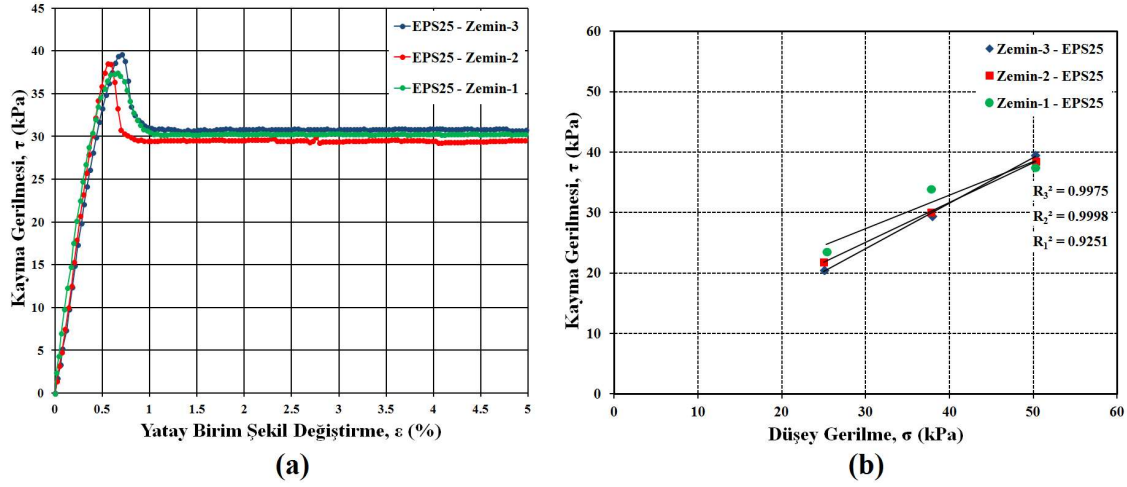
Şekil 7. 50 kPa düşey gerilme altında EPS15 yüzeyinde meydana gelen deformasyonlar (a) Zemin-1 (b) Zemin-2 (c) Zemin-3

Şekil 8’de kum-EPS15, Şekil 9’da kum-EPS25 ara yüzeyi için 50 kPa düşey gerilme altındaki gerilme-yer değiştirme ilişkisi ve Mohr-Coulomb göçme zarfları sunulmuştur. Kum-EPS ara yüzeyi için elde edilen tüm kayma gerilmesi-yatay yer değiştirme grafiklerinde belirgin bir pik ve ardından “yumuşama - strain softening” davranışı ile gelişen rezidüel durum gözlenmiştir. Rezidüel duruma ulaşılması ile birlikte kayma mukavemeti sabit kalmıştır, pik kayma gerilmesinin geliştiği kısmın daha iyi görülmesi için eğriler %5 yer değiştirmeye kadar çizilmiştir. EPS15-kum ara yüzeylerinde pik kayma gerilmesi yaklaşık %1.2, EPS25-kum ara yüzeylerinde ise yaklaşık %0.65 yer değiştirmede görülmüştür. Yüksek korelasyon katsayısı (R^2) değerleri ile çizilen göçme zarflarında, dane boyutunun değişimi ile ara yüzeyde ölçülen kayma mukavemetinde belirgin bir değişim meydana gelmemiştir.

Her iki EPS yoğunluğunda da, 25 kPa düşey gerilme altında en düşük ara yüzey kayma mukavemeti Zemin-3’de görülmüştür. Ancak 50 kPa düşey gerilme altında ise en yüksek ara yüzey kayma mukavemeti Zemin-3’de görülmüştür. Bu davranışın sebebi olarak, Zemin-3 danelerinin EPS’ye batması için diğer zeminlere göre daha yüksek düşey gerilmeye ihtiyaç duyması olduğu düşünülmektedir. EPS yoğunluğunun artması ile özellikle 50 kPa düşey gerilme altında ölçülen kayma mukavemetlerinde artış gerçekleşmiştir. Ancak 25 kPa ve 37.5 kPa düşey gerilme altında kayda değer bir artış görülmemiştir. Şekil 7’deki etkileşim mekanizmaları ve sonuçlar, kum-EPS ara yüzeyinde hem ara yüzey sürtünme açısının hem de adezyonun varlığını göstermektedir.



Şekil 8. Zemin-EPS15 ara yüzeyi deney sonuçları (a) 50 kPa düşey gerilme altında kum-EPS15 için gerilme-yer değiştirme ilişkisi (b) kum-EPS15 için göçme zarfları



Şekil 9. Zemin-EPS25 ara yüzeyi deney sonuçları (a) 50 kPa düşey gerilme altında kum-EPS25 için gerilme-yer değiştirme ilişkisi (b) kum-EPS25 için göçme zarfları

EPS yoğunluğunun artması ile birlikte rezidüel gerilmelerde bir değişim meydana gelmemiştir. Tablo 4’de pik ve rezidüel durum için EPS-zemin ara yüzey kayma mukavemeti parametreleri sunulmuştur. EPS yoğunluğu arttıkça adezyon değerlerinin azalması, zemin danelerinin daha yoğun EPS yüzeyine batma miktarının azalması ile açıklanabilir. EPS yoğunluğunun artması ile birlikte δ/ϕ oranı da artmıştır.

Tablo 4. Kum-EPS15 ve kum-EPS25 ara yüzeyleri için elde edilen kayma mukavemeti parametreleri

EPS	Zemin	Pik Durum				Rezidüel Durum			
		δ (°)	c_a (kPa)	δ/ϕ	R^2	δ (°)	c_a (kPa)	δ/ϕ	R^2
EPS15	Zemin-1	24.02	10.88	0.62	0.97	24.00	7.28	0.74	0.98
	Zemin-2	26.62	8.53	0.64	0.99	30.28	0.97	0.85	0.99
	Zemin-3	30.26	5.84	0.70	0.93	32.26	1.20	0.87	0.95
EPS25	Zemin-1	29.17	10.58	0.76	0.93	24.70	7.88	0.76	0.97
	Zemin-2	33.34	5.36	0.80	1.00	28.65	2.21	0.81	1.00
	Zemin-3	37.00	1.48	0.85	1.00	29.28	2.48	0.79	0.99

DeneySEL sonuçlar, Tablo 5’de literatürde EPS-kum ara yüzeyini direkt kesme deneyleri ile araştıran çalışmalardan elde edilen değerlerle kıyaslanmıştır. Listelenen çalışmalar, belirli sabit kesme hızı ve belirli düşey gerilme altında gerçekleştirilmiş kum-EPS ara yüzey direkt kesme deneyleridir.

Tablo 5. Pik durumda kum-EPS ara yüzeyi için literatürde yer alan direkt kesme deneyi sonuçları

Kaynak	Kesme kutusu boyutları (mm)	Normal gerilme aralığı (kPa)	Dane boyutu bilgileri	Zeminin tanımı	EPS yoğunluğu (kg/m ³)	ϕ (°)	δ (°)	c_a (kPa)	δ/ϕ
Bu çalışma	300x300x150	25 - 50	D ₅₀ =0.31 mm D ₅₀ =0.75 mm D ₅₀ =1.38 mm	Zemin-1 Zemin-2 Zemin-3	15	38.5 41.5 43.4	24.0 26.6 30.3	10.9 8.5 5.8	0.623 0.642 0.697
					25		29.2 33.3 37.0	10.6 5.4 1.5	0.757 0.804 0.852
					10		34 19 0	0 5.5 16.5	-
					20		32 15	0 13	
Xenaki ve Athanasopoulos (2001)	100x100	0-15 15-30 >30 0-35 >35	2-2.35 mm ve 0.15-0.425 mm arası	2 farklı plaj kumu	10 20	31 ve 40 (e=0.72)			
Atmatzidis vd. (2001)	100x100 ve 300x300	5 - 80	0.60 - 0.85 mm arası	Yarı köşeli danelere sahip kum	20	46	38.5	-	0.837
Khan ve Meguid (2018)	100x100x50	18 - 54	0.425 - 0.15 mm arası	İnce daneli silika kumu	15 22 35	41	20 32 38	12 8 2	0.488 0.780 0.927
Beju ve Mandal (2018)	300x300x150	10 - 45	D ₁₀ =0.12 mm D ₅₀ =1.35 mm	Köşeli daneli taş tozu (siltli kum)	12 15 20	36	37.5 38 37.8	4.6 5.1 5.7	1.042 1.056 1.050
AbdelSalam ve Azzam (2016)	100x100x25	10 - 30	-	İyi derecelenmiş iri daneli kum	20	31	33.4	2.4	1.077
Zou (2001)	60x60x40	5 - 40	D ₁₀ =0.25 mm D ₆₀ =0.38 mm	Kötü derecelenmiş silika kumu	20	40	30.1	0	0.753
Ateş (2016)	100x100x50	10 - 40	D ₁₀ =0.62 mm D ₅₀ =0.72 mm	Ottawa kumu (e=0.51, D _r =%86)	19 29	35.9	38 37.4	0 0	1.058 1.042
			D ₁₀ =0.16 mm D ₅₀ =0.40 mm	SP kum (e=0.66, D _r =%86)	19 29	40.2	38.8 39	0 0	0.965 0.970
Ari (2020)	60x60	6.8 - 27.2	2 - 4.75 mm arası	Yuvarlak daneli SP	16 20 30	38	48 47 44	4.5 4.5 5	1.263 1.237 1.158
				Yarı yuvarlak daneli SP	16 20 30	43	52 51 46	5.5 4 8.5	1.209 1.186 1.070
				Çok köşeli daneli kırma taş (SP)	16 20 30	49	54 59 55	7 4.5 7.5	1.102 1.204 1.122

3. SONUÇLAR

Bu çalışmada kapsamında yapılan direkt kesme deneylerine göre aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

1. Kötü derecelenmiş kumların dane boyutu arttıkça pik ve rezidüel durumda içsel sürtünme açısı artmaktadır.
2. EPS-zemin ara yüzeyi için kayma gerilmesi-yatay yer değiştirme grafiklerinde pik ve rezidüel durum oldukça belirgin olarak görülebilmektedir.
3. EPS yoğunluğu arttıkça pik durumda EPS-zemin için ara yüzey sürtünme açısı ve δ/ϕ oranı artmaktadır.

KAYNAKLAR

- AbdelSalam, S.S., Azzam, S.A. (2016). “Reduction of lateral pressures on retaining walls using geofoam inclusion”, *Geosynthetics International*, Vol. 23(6), pp.395-407.
- Akınay, E. (2017). “Sıkışabilir Yatak Malzemesi Kullanımının Gömülü Esnek Boru Davranışı Üzerindeki Etkilerinin İncelenmesi”, Doktora Tezi. Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye.
- ASTM:D698-12, (2012). “Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort”, West Conshohocken, USA.
- ASTM:D3080-11 (2011). “Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained”.
- ASTM:D5321-08 (2008). “Standard Test Method for Determining the Coefficient of Soil and Geosynthetic or Geosynthetic and Geosynthetic Friction by the Direct Shear Method”.
- Ateş, Y. (2016). “Kilitli Eps Blok-Kum Arayüz Kayma Mukavemetinin Laboratuvar Deneyleri İle İncelenmesi”, İstanbul Okan Üniversitesi, İstanbul, Türkiye.
- Atmatzidis, D.K., Missirlis, E.G., Theodorakopoulos, E.B. (2001). “Shear resistance on EPS geofoam block surfaces”, 3rd Annual conference on EPS geofoam.
- Ari, A. (2020). “Kum-geosentetik arayüzeyi kayma direncine fraktal boyutun etkisinin araştırılması”, Yüksek Lisans Tezi. Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye.
- Bartlett, S.F., Lingwall, B.N., Vaslestad, J. (2015). “Methods of protecting buried pipelines and culverts in transportation infrastructure using EPS”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 43(5), 450–461.
- Beju, Y.Z., Mandal, J.N. (2018). “Experimental investigation of shear strength behaviors of stone dust–EPS geofoam interface”, *Journal of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste*, Vol. 22(4), p.04018033.
- Dave, T.N., Dasaka, S. M. (2014). “Surcharge induced earth pressure reduction on the rigid retaining wall using EPS Geofoam”, *Tunneling and Underground Construction*, pp.836-844.
- Elragi, A.F. (2000). “Selected Engineering Properties and Applications of EPS”, Doktora Tezi. State University of New York.
- Holtz, R.D. (1990). “State of the Art Report 8: Guide to Earthwork Construction”, Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC.
- Karademir, T. (2021). “Soil – Geofoam Interface Shear Behavior: Influence of Counterface Soil Type and Loading Conditions”, 14th International Congress On Advances In Civil Engineering.

- Khan, M.I., Meguid, M.A. (2018). “Experimental investigation of the shear behavior of EPS geofoam”, *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, Vol. 4(2), pp.1-12.
- Khan, M.I., Meguid, M.A. (2021). “Evaluating the role of geofoam properties in reducing lateral loads on retaining walls: a numerical study”, *Sustainability*, Vol. 13(9), p.4754.
- Kiriş, H.H. (2019). “Genleştirilmiş polistiren (EPS) köpüğün geoteknikte kullanılması”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye.
- McAffee, R.P., Valsangkar, A.J. (2004). “Geotechnical properties of compressible materials used for induced trench construction”, *Journal of Testing and Evaluation*, Vol. 32(2), pp.143-152.
- Meguid, M.A., Khan, M.I. (2019). “On the role of EPS density on the interface shear behavior of composite geosystems”, *International Journal of Geo-Engineering*, Vol. 10(1), p.6.
- Negussey, D., Anasthas, N., Srirajan, S. (2001). “Interface friction properties of EPS geofoam”, *Proceedings of the EPS geofoam, 3rd International Conference*, Salt Lake City.
- Sheeley, M. (2000), “Slope Stabilization Utilizing Geofoam”, Yüksek Lisans Tezi, Syracuse University.
- Xenaki, V.C., Athanasopoulos, G.A. (2001). “Experimental investigation of the interaction mechanism at the EPS geofoam-sand interface by direct shear testing”, *Geosynthetics International*, Vol. 8(6), pp.471-499.
- Zou, Y. (2001). “Behavior of the expanded polystyrene (EPS) geofoam on soft soil”, Doktora Tezi, Western Sydney University.

KÖPRÜ YAKLAŞIM DOLGULARININ İMALATINDA HİBRİT UYGULAMA: BOHÇA ÖNYÜZLÜ GEOARME DUVAR VE GEOFOM GEOTEKNOLOJİLERİNİN BİRLİKTE KULLANILMASI

A. Tolga ÖZER¹ Pınar CAYMAZ² Emrah TÜRER³ T. Tonguç DEĞER⁴

ABSTRACT

The U48 overpass approach embankments, located near Akyazı in the 6th region of the Northern Marmara Highway (KMO), were constructed with longitudinal slopes of 7.1% and 8.4%. Due to the right-of-way constraints, mechanically stabilized earth wall technology with wrapped around facing was selected to construct approach embankments reaching to a total height of 7.5 m – 8.5 m behind the abutments. Immediately after opening to traffic, steep longitudinal slopes created driving safety concerns and the need for reducing the longitudinal slope to about 5% was inevitable which required approximately 3.5 m high additional fill atop the existing mechanically stabilized earth approach embankments. This additional stress increase in the service loads required special solution to overcome the potential stability losses in both the internal and external stability of the existing approach embankments. Therefore, a portion of the existing approach embankments was removed as a stair-step configuration in a controlled manner to satisfy both the bearing capacity and settlement criteria. The remaining portions of the approach embankments were constructed with expanded polystyrene (EPS) block (geofoam block) technology to provide longitudinal slope of 5% without causing stability issues. The additional stress increase kept in the negligible levels by using geofoam blocks and rehabilitated approach embankments were opened to the traffic in July 2021. The design and construction stages of the first known hybrid bridge approach embankment (mechanically stabilized earth and geofoam blocks) constructed in Turkey are discussed in detail. An instrumentation array consisting of magnet settlement plates was installed to evaluate the long-term performance of the hybrid approach embankment under service loads. The short-term performance of embankments was evaluated.

ÖZET

Kuzey Marmara Otoyolu (KMO) altıncı bölgesi sınırları içerisinde, Akyazı mevkiinde yer alan, toplam iki şerit genişliğindeki U48 üst geçit köprüsü yaklaşım dolgularının boyuna eğimleri 7.1% ve 8.4% olacak şekilde inşa edilmiştir. Köprü kenar ayağı arkasında 7.5 m – 8.5 m yüksekliğe ulaşan yaklaşım dolgularının inşasında, kamulaştırma sınırından dolayı bohça önyüzlü geogrid donatılı duvar (geoarme) teknolojisi tercih edilmiştir. Trafiğe açıldıktan sonra yüksek boyuna eğimin yarattığı sürüş konforunda yaşanan sorunlar nedeni ile dolguların eğimlerinin %5'e düşürülmesi ihtiyacı ortaya çıkmıştır. Bu amaçla mevcut geoarme sistem iç

¹ Doç. Dr., ÖZER, A. T., Gebze Teknik Üniversitesi, tolgaozer@gtu.edu.tr

² İnşaat Mühendisliği Uygulamaları Sorumlusu., CAYMAZ, P., Austrotherm Türkiye, pınar.caymaz@austrotherm.com.tr

³ İnşaat Yüksek Mühendisi, TÜRER, E., emrahturer@gmail.com

⁴ Genel Müdür Yardımcısı, Dr., DEĞER, T. T., İstanbul Teknik, tongucdeger@istanbulteknik.com

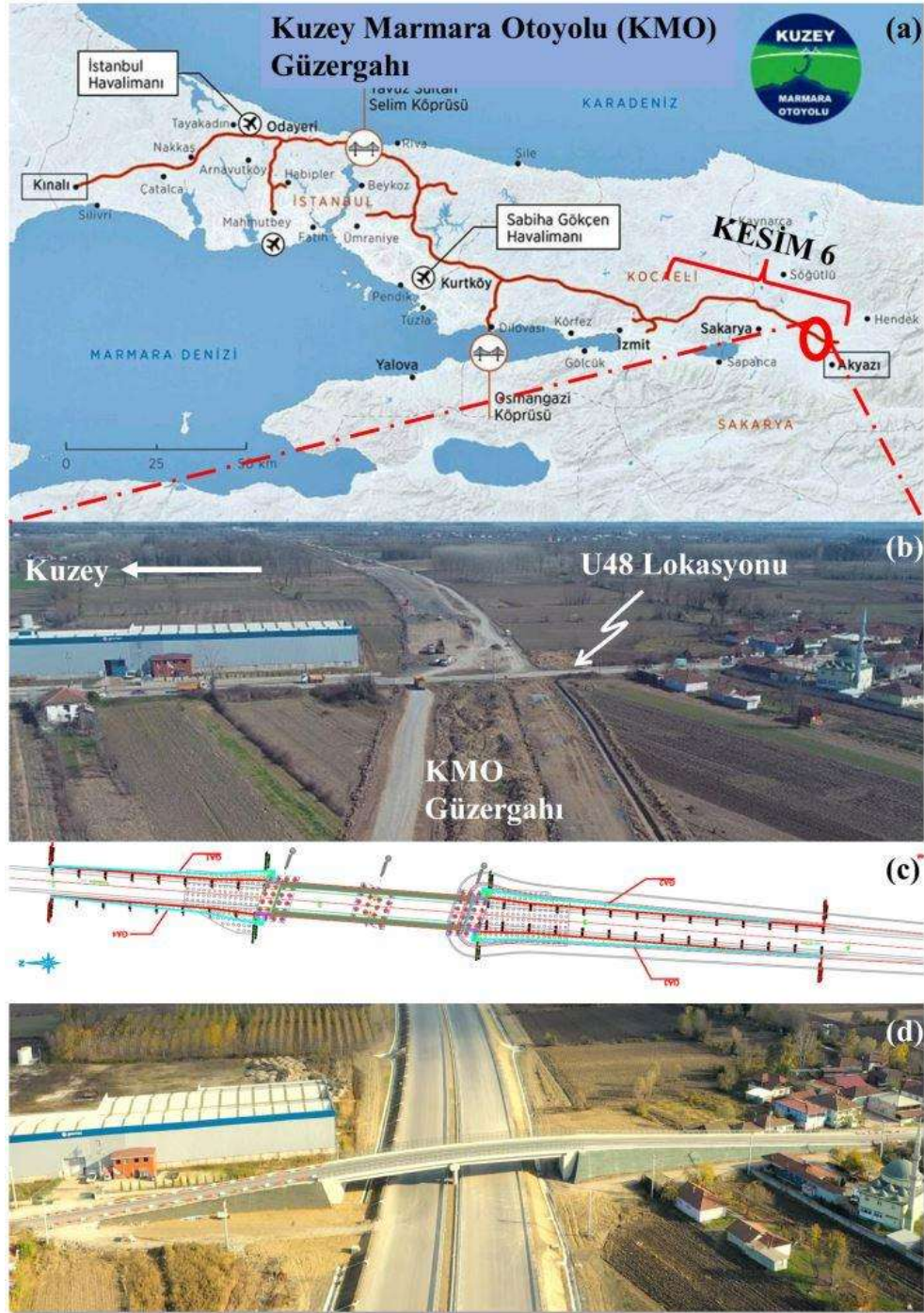
stabilitesi hem de dış stabilite açısından yaratacağı sorunlara karşı özel çözüm gereksinimi ortaya çıkmıştır. Bu amaçla, mevcut geogrid donatılı geoarme yaklaşım dolgusunun bir kısmı üzerine yaklaşık 3.5 m yüksekliğe varan ilave dolgu inşasına ihtiyaç duyulmuştur. Servis yüklerinde oluşacak bu ilave gerilme artışlarının hem mevcut geoarme yaklaşım dolgusunun taşıma gücü ve oturma kriterini sağlamak amacıyla basamak şeklinde kontrollü olarak kaldırılmıştır. Yaklaşım dolgularının geri kalan kısmı ise %5 boyuna eğimi sağlayacak şekilde, ilave gerilme artışlarına sebebiyet vermeden genişletilmiş polistiren (EPS) blok (geofoam blok) teknolojisi ile inşa edilmiştir. Geofoam blokların tercih edilmesi sayesinde ilave gerilme artışları ihmal edilebilir mertebelerde kalarak hibrit yaklaşım dolguları Temmuz 2021’de trafiğe açılmıştır. Ülkemizde bilinen iki farklı geoteknolojinin kullanıldığı ilk hibrit köprü yaklaşım dolgusunun tasarım ve imalat aşamaları kapsamlıca tartışılmıştır. Hibrit yaklaşım dolgusunun inşaat süresince ve sonrasında servis yükleri altında uzun vade performansını değerlendirmek amacıyla oturma plakalarından oluşan bir enstrümantasyon istasyonu kurulmuştur. Bu istasyondan toplanan veriler ışığında kısa vade performans değerlendirmesi ele alınmıştır.

1. GİRİŞ

Marmara Bölgesinin kuzeyinde, doğu-batı istikametindeki transit trafiği yönlendirerek kesintisiz bir ulaşım koridoru oluşturmak ve İstanbul içi ulaşım ağındaki yükü hafifletmek amacıyla Kuzey Marmara Otoyolu (KMO) inşa edilmiştir (Şekil 1). KMO güzergahı Silivrinin batısında Kınalı mevkiinden başlayıp Sakaryanın doğusunda Akyazı İlçesinde sonlanmaktadır. KMO’nun İzmit – Akyazı kesimi arasındaki güzergah (Km: 223+000-Km: 251+111 arası) Kesim 6 olarak adlandırılmıştır (Şekil 1a).

Ana güzergah üzerinde Km: 247+923.960’da KMO’yu kuzey-güney yönünde kesen, ilçe içi ulaşımı sağlayan yolun (Şekil 1b) hizmetine devam edebilmesi için iki açıklıklı, bir gidiş, bir geliş olmak üzere toplam iki şeritten oluşan U48 üst geçit köprüsü inşa edilmiştir (Şekiller 1c ve 1d). Köprü’nün orta ve kuzey kenar ayakları 44 m derinliğinde, 1.2 m çapında fore kazıklardan oluşan derin temel sistemi üzerine inşa edilmişlerdir. Güney kenar ayağı ise, 40 m derinliğinde, 1.2 m çapında fore kazıklardan oluşan derin temel sistemine sahiptir. Kenar ayaklardan yaklaşık 30 m geriye kadar olan kesimde 2 m x 2 m karelaja sahip, 1.0 m çapında derin karıştırma kolonlardan oluşan zemin ıslahı uygulaması yapılmıştır (Şekil 1c). Güney kenar ayak arkasında yüksekliği 8.5 m (boyuna eğim %7.1) ve kuzey kenar ayak arkasında ise yüksekliği 7.5 m (boyuna eğim %8.4) olan köprü yaklaşım dolguları bohça ön yüzlü geoarme duvar teknolojisi ile inşa edilmişlerdir (Şekil 1d). Köprü trafiğe açıldıktan sonra yaklaşım dolgularındaki yüksek boyuna eğiminden dolayı sürüş konforunda yaşanan sorunlar nedeni ile dolguların eğimlerinin %5’e düşürülmesi ihtiyacı ortaya çıkmıştır.

Yaklaşım dolgularının boyuna eğimlerinin %5’e düşürülmesi için mevcut geoarme sistem üzerine yer yer yaklaşık 3.5 m ilave dolgu yapılması gerekmektedir. Bu dolguların geleneksel yöntemlerle inşa edilmesi durumunda hem mevcut bohça ön yüzlü çift yönlü geogrid donatılı geoarme köprü yaklaşım dolgularının iç duraylılığı hem de sistemin dış stabilitesi açısından özel mühendislik çözümüne ihtiyaç duyulmuştur. Bu amaçla ülkemizde ilk defa yol dolgusu olarak 2017 yılında kullanılmaya başlayan ve çeşitli yol ve otoyol dolgularının inşasında kullanılan (Özer ve diğ., 2017; Özer ve Akınay, 2017; Özer ve Akınay 2019; Özer, 2020 ve 2021) geosentetik ailesi ürünlerinden hafif ve kapalı gözenekli yapıya sahip geofoam bloklar tercih edilmiştir. Geofoam bloklar ve bohça ön yüzlü çift yönlü geogrid donatılı geoarme teknolojilerinin birlikte kullanıldığı ülkemizdeki bilinen ilk hibrit köprü yaklaşım dolgusunun inşaat adımları kapsamlıca ele alınmıştır.



Şekil 1. Kuzey Marmara Otoyolu (KMO) Güzergahı U 48 Köprüsü Yer Bulduru Haritası (a) Kesim 6: İzmit – Akyazı Arası (b) U48 İnşaatı Öncesi (c) Akyazı U48 Köprüsü Plan Görüntüsü (d) U48 Köprü Yaklaşım Dolgularının Bohça Önyüzlü Geogrid Donatılı Geoarme Duvar Teknolojisi ile İnşa Edilmesi

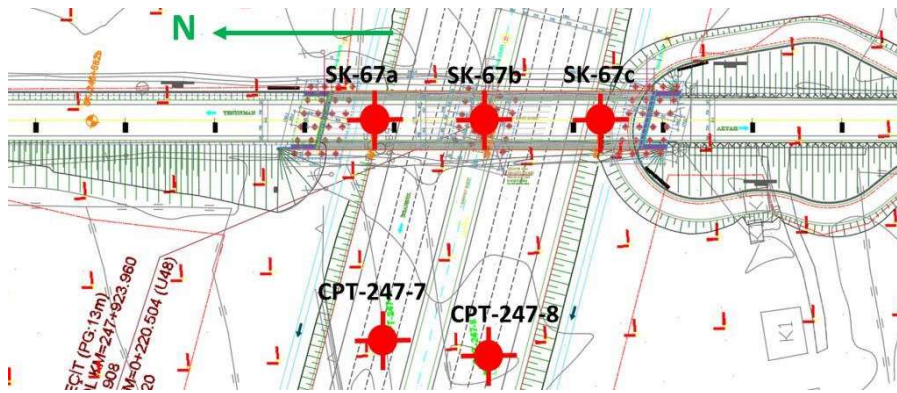
2. YEREL ZEMİN KOŞULLARI

U48 Sahasında her bir kenar ayak ve orta ayakta olmak üzere derinlikleri 45 m – 50 m arasında değişen toplam 3 adet Standart Penetrasyon Testi (SPT) sondajları ve otoyol güzergah çalışmaları kapsamında U48 yakınlarında yapılan yaklaşık 21 m derinlikte 2 adet Piezecone

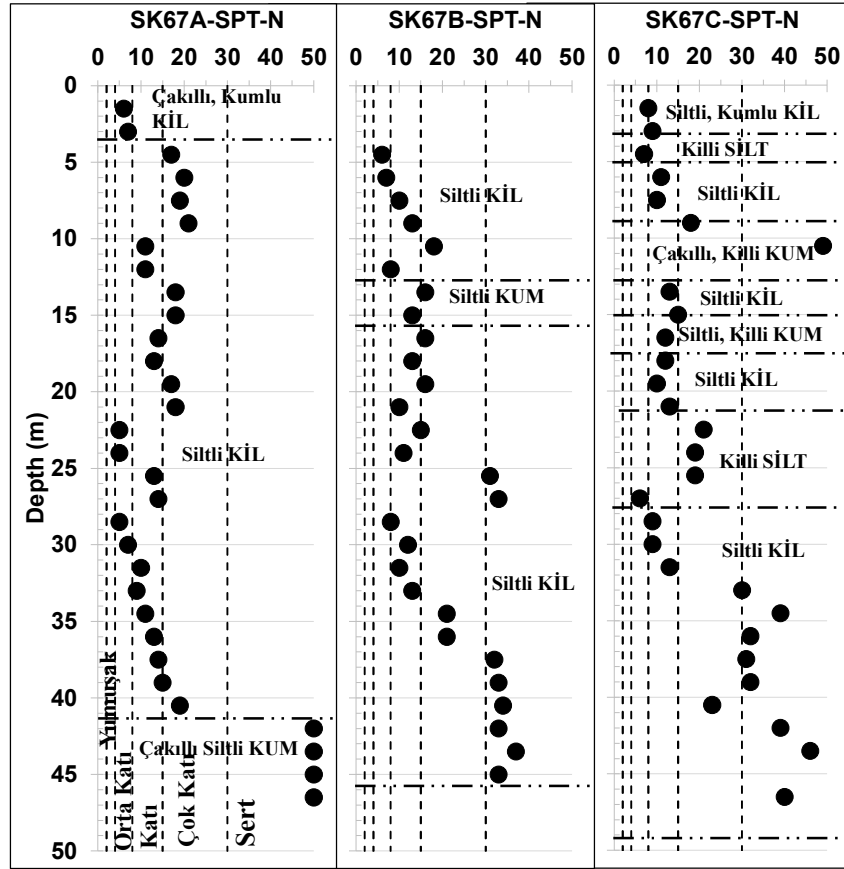
(CPTu) penetrasyon testleri yapılmıştır (Şekil 2). SPT sondajlarını takiben her bir kuyuda Pressiyometre (PMT) testleri yapılmıştır. Bu kapsamlı arazi çalışmalarına ek olarak zemin sınıflandırması, kademeli yüklemeli (IL) konsolidasyon deneyleri ve konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) üç eksenli basınç deneylerinden oluşan laboratuvar test programı KMO Geoteknik tasarım ekibi tarafından yapılmıştır. Tüm bu veriler hibrit köprü yaklaşım dolgularının tasarımı kapsamında kullanılmak üzere KMO Yönetimi tarafından sağlanmıştır.

SPT sondajlarına göre yeraltı su seviyesinin 3.0 m - 7.5 m arasında değiştiği, sahadaki hakim zeminin siltli kil olduğu, yer yer killi silt, çakıllı killi kum, siltli killi kum ve çakıllı kumlu kil bantlarının yer aldığı görülmektedir (Şekil 3). SPT vuruş sayıları (N) yaklaşık 42 m den sonra refüze ($N > 50$) değerlerine erişmekte olup, bu derinliğe kadar sahadaki killerin kıvamı SPT vuruş sayılarına göre genel olarak orta katı – katı bandında yer almaktadır (Şekil 3). CPTu sonuçlarından elde edilen uç drenç, q_c , sürtünme direnci, f_s ve boşluk suyu basıncı, u_2 profilleri Şekil 4’de verilmiştir. Birbirine yakın iki farklı lokasyonsa yapılan CPTu sonuçları birbirlerine yakın, tekrar edilebilir, sonuçlar vermiştir (Şekil 4). Ayrıca Robertson (1990) Zemin Davranış Tipi (SBT) İndeksi (I_c) sınıflandırma sistemine göre ilk 21 m için profilin killi silt – siltli kil – kil olduğu, yer yer siltli kum – kumlu silt – kum bantları geçişleri olduğu görülmekte olup (Şekil 4) SPT sondajlarından alınan örselenmiş zemin numuneleri üzerinde yapılan sınıflandırma deneyleri ile uyumlu sonuçlar göstermiştir (Şekil 3).

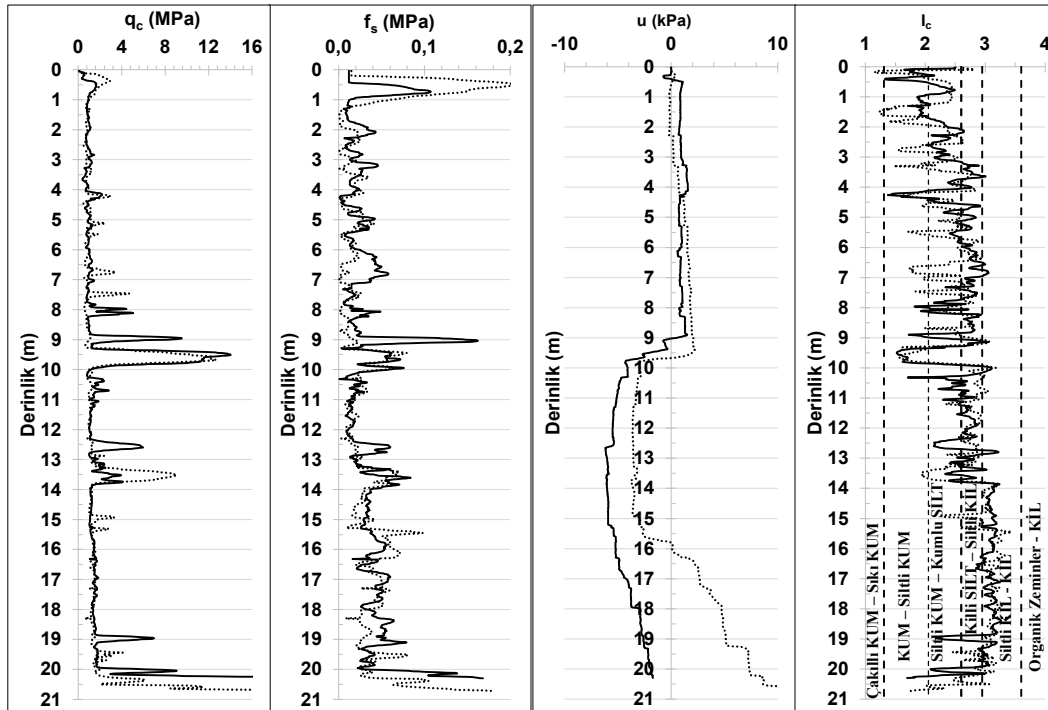
SPT sondajları sonrası kuyu içerisinde yapılan PMT deneyleri, SPT ve CPTu korelasyonları ve örselenmemiş numuneler üzerinden laboratuvar da konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) üç eksenli basınç deneyleri neticesinde oluşturulan drenajsız kayma mukavemeti (c_u) profilleri ise Şekil 5’de sunulmuştur. Drenajsız kayma mukavemeti profillerinden yerel zemin koşullarının kıvamının yaklaşık 35 m derinliğe kadar orta katı – katı arasında değiştiği, 35 m’den sonra ise çok katı’dan sert kıvama ulaştığı görülmüştür (Şekil 5). CPTu korelasyonları ve örselenmemiş numuneler üzerinden laboratuvar da IL konsolidasyon deneyleri neticesinde oluşturulan yerel zeminlerin konsolidasyon özellikleri profilleri ise Şekil 6’da sunulmuştur. Sahadaki ince daneli zeminlerin normal konsolide (NC) olduğu belirlenmiştir (Şekil 6).



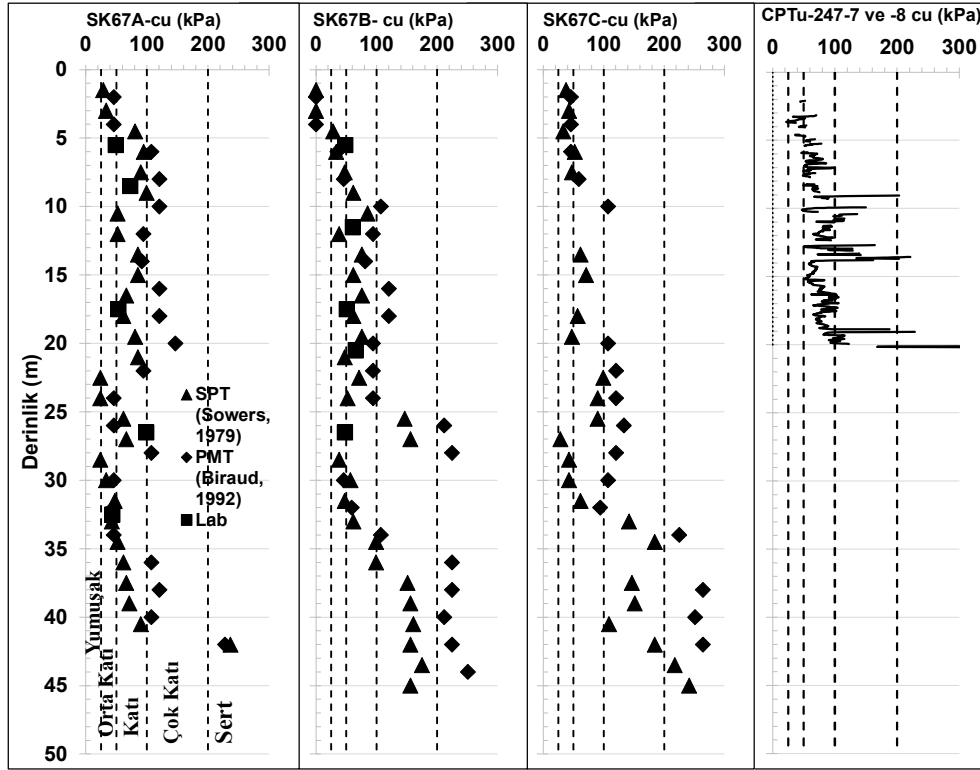
Şekil 2. KMO U 48 Köprüsü SPT Sondajları ve CPTu Deneyleri Yerleşim Planı



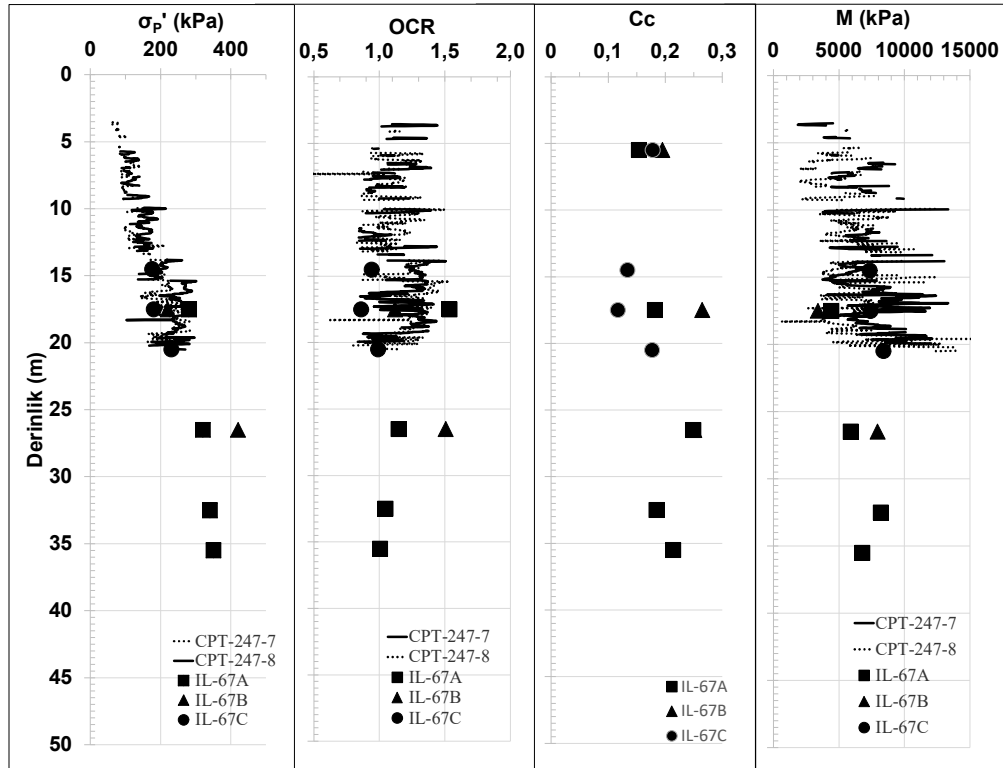
Şekil 3. KMO U48 Köprüsü SPT Sondaj Profilleri



Şekil 4. KMO U48 Köprüsü CPTu Profilleri ve Robertson (1990) Zemin Davranış Tipi (SBT) İndeksi (I_c) Sınıflandırması (CPT-247-7 Profili sürekli çizgi ve CPT-247-8 Profili kesikli çizgi olarak sunulmuştur)



Şekil 5. KMO U48 Köprüsü Drenajsız Kayma Mukavemeti (c_u) Profilleri (SPT (Sowers, 1979), PMT (Briaud, 1992), CPTu Korelasyonları ve Laboratuvar UU Deney Sonuçları)



Şekil 6. KMO U48 Köprüsü Konsolidasyon Özellikleri (CPTu Pre-consolidation Stress (Agaib and Mayne, 2019) ve Konsolidasyon Modülü, M (Mayne, 2016) Korelasyonları ve Laboratuvar IL Deney Sonuçları)



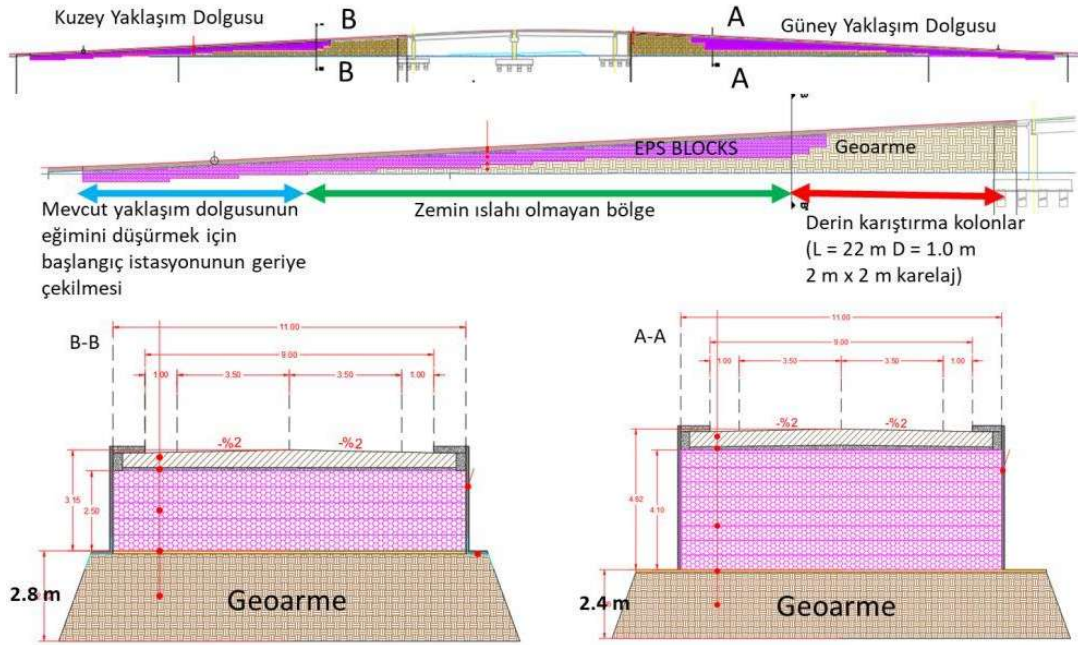
Şekil 8. KMO U48 Köprüsü, İnşaat Sonrası

4. PROJE TASARIMI VE MALZEME ÖZELLİKLERİ

Yaklaşım dolgularının boyuna eğimlerinin %5'e düşürülmesi için mevcut geoarme sistem üzerine yer yer yaklaşık 3.5 m ilave dolgu yapılması gerekmektedir. Bu dolguların imalatında bir önceki bölümde bahsi geçen stabilite kayıplarının yaşanmaması için geofoam blok teknolojisinden faydalanılmıştır. Geofoam blokların otoyol uygulamalarında kullanılmasına yönelik çeşitli tasarım şartnameleri mevcuttur (NRL, 1992; Stark ve diğ., 2004a ve 2004b; EUMEPS, 2014).

Dünyada ilk defa 1972 yılından itibaren kullanılmaya başlanan geofoam blok teknolojisi, pek çok ülkede kullanılan, olgunlaşmış bir geoteknolojidir (Aabøe, 2019). Ülkemizdeki ilk geofoam blok yol dolgu Nisan 2017'de trafiğe açılmıştır (Özer ve Akınay 2019). Bu uygulama ile geofoam teknolojisi ülkemiz koşullarına uyarlanarak tasarım mühendislerimizin çözüm yelpazesine yeni bir geoteknoloji tanıtılmıştır. Uygulama ve teknik altyapısının 2017'deki proje sayesinde oluşturulduğu geofoam teknolojisinin ülkemizdeki ilk otoyol dolgularında kullanımı ise Mayıs 2019'da KMO kapsamında İstanbul Havalimanı kavşağında inşa edilen dolgu ile hayata geçmiştir (Özer, 2021; 2020). Karayolları Genel Müdürlüğü (KGM) bünyesindeki ilk geofoam blok uygulaması ise Ekim 2019'da trafiğe açılmıştır (Özer, 2021; 2020).

Ülkemizdeki inşa edilen diğer geofoam blok yol ve otoyol dolgularında olduğu gibi, bu vaka analizinde de NCHRP (Stark ve diğ., 2004a ve 2004b) şartnamesine göre tasarım yapılmıştır. Tasarımın ilk aşamasında hibrit yaklaşım dolgusunun dış stabilitesi ele alınmıştır. Dış stabilite analizlerine göre, zemin ıslahı yapılmayan bölgeler için (Şekil 8), izin verilebilir oturma kriterini sağlayacak bohça ön yüzü çift yönlü geogrid donatılı geoarme köprü yaklaşım dolgularının yükseklikleri her bir yaklaşım dolgu için ayrı ayrı belirlenmiştir (Şekil 9). Eğimi %5'e düşürmek amacıyla gerekli olan hafif dolgu malzemesinin imalatı için mevcut geoarme yaklaşım dolgusunun dış stabilite kriteri uyarınca basamaklı şekilde kontrollü olarak kazılması planlanmıştır (Şekil 9). NCHRP (Stark ve diğ., 2004a ve 2004b) tasarım şartnamesine göre yapılan iç stabilite analizleri neticesinde trafik yükleri ve ölü yükler altında sistemde kullanılacak olan geofoam blok yoğunluğu 24 kg/m^3 (ASTM D6817, 2021'e göre EPS22 olarak sınıflandırılmaktadır) olarak seçilmiştir.



Şekil 9. KMO U48 Köprüsü Hibrit Yaklaşım Dolgusu Tasarım Kesitleri

5. İMALAT AŞAMALARI

Hibrit köprü yaklaşım dolgularının imalatı için öncelikle kazı planında verildiği şekilde (Şekil 9) mevcut geoarme dolguda kontrollü kazı gerçekleştirilerek (Şekil 10a -10d) geofoam blok dizilimi için hazır hale getirilmiştir (Şekil 10e). Kazı yüzeyi istenilen kota eriştikten sonra, hibrit yaklaşım dolgusunun geofoam bloklardan teşkil edilecek kesimi için 10-15 cm kalınlığında temel tesviye kum (iyi derecelendirilmiş kum) tabakasının serilmesi ile imalata başlanmıştır (Şekil 11a). Temel tesviye kumunun serilmesinin ardından, 50 cm yüksekliğinde, 125 cm genişliğinde ve 250 cm uzunluğundaki geofoam bloklar kullanılarak blok yerleşimi yapılmıştır. Blok yerleşimi sırasında herhangi bir katmanda yer alan blokların uzunlamasına olan aksları, komşu sıralarda yer alan blokların uzunlamasına olan akslarına dik olacak şekilde şaşırtılarak yerleştirilmiştir (Şekil 11c-d). Ayrıca herhangi bir sıradaki blokların düşey birleşim yerleri komşu sıradaki blokların düşey birleşim yerleri ile sürekli olmayacak şekilde şaşırtılmıştır (Şekil 11).

Son sıra geofoam blok imalatını takiben, betonarme yük yayma platformu imalatı için donatılar yerleştirilerek (Şekil 12a) betonarme yük yayma platformu imal edilmiştir (Şekil 12b). Betonarme yük yayma platformunun imalatını takiben Karayolları Teknik Şartnamesine (KTŞ) uygun plent-mix temel (PMT) malzemesi (Şekil 12c) serme-sıkıştırma prosedürü ile yerleştirilmiştir. PMT yük yayma platformunun üzerine önden yüklemeli kepçeler vasıtası ile itilerek yerleştirilerek, imalat sırasında hiçbir şekilde araç ya da iş makinelerinin direkt olarak betonarme yük yayma platformunun üzerinden geçmemesi sağlanmıştır (Şekil 12c). Daha sonra, esnek üst yapının son katmanını oluşturan bitümlü sıcak karışım (BSK) uygulaması yapılmıştır (Şekil 12d). Geofoam blok dolgu şevlerinin doksan derece dik eğimli teşkil edildiği durumlarda geleneksel olarak blokları dış etkenlerden korumak adına prekast betonarme paneller kullanılmaktadır. U48 sahasındaki imalat koşulları göz önüne alındığında doksan derece dik eğimli kısımların dış etkenlerden korunması için püskürtmeli beton uygulaması tercih edilmiştir (Şekil 12e).



Şekil 10. KMO U48 Köprüsü Güney Geoarme Yaklaşım Dolgusunun Kontrollü Olarak Kazılması (a) Kazı Öncesi (b-d) Kontrollü Kazı İşlemi (e) Kazı İşleminin Tamamlanması



Şekil 11. KMO U48 Köprüsü Geofabric Blok Yerleşimi (a-d) Blokların Yerleşim Planına Göre Sahada Dizilimlerinin Yapılması



Şekil 12. KMO U48 Köprüsü Esnek Üstyapı İmalatı (a-b) Betonarme Yük Yayma Platformu
(c) PMT Serme-Sıkıştırma (d) BSK ve (e) Püskürtme Beton İmalatları

7.SONUÇLAR

Ülkemizde geoarme ve geofoam teknolojilerinin birlikte kullanıldığı bilinen ilk hibrit köprü yaklaşım dolgusu inşa edilmiştir. Geofoam bloklar kullanılarak sistemde herhangi bir iç ve dış duraylılık kaybına sebebiyet vermeyecek şekilde mevcut geoarme yaklaşım dolgularının eğimleri yol sürüş güvenliğini sağlamak amacıyla %5'e düşürülmüştür.

İnşaat sonrasında geofoam blokların deformasyonlarının izin verilebilir elastik limit deformasyonunun altında kaldığını gösterilmiştir. Trafiğe açıldıktan sonra geçen yaklaşık 350 gün boyunca toplanan veriler kullanılarak yapılan uzun vade projeksiyon, yapının ekonomik ömrü boyunca beklenen sünme deformasyonlarının izin verilebilir sınırlar içerisinde kalabileceğini göstermiştir.

Bu vaka analizinde geofoam blokların geoarme sistemler ile kullanılarak köprü yaklaşım dolgularında ve otoyol dolgularında hibrit geoteknoloji olarak tasarlanabileceğini göstermektedir. Bu çalışma sonuçları, sadece rehabilitasyon projelerinde değil aynı zamanda yerel zemin koşullarına göre iki farklı geosentetik teknolojisinin bir arada hibrit bir çözüm olarak tasarlanabilmelerine ışık tutmaktadır.

KAYNAKLAR

- Aabøe, R., Bartlett, S. F., Duškov, M., Frydenlund, T. E., Mandal, J. N., Negussey, D., Özer, A. T., Tsukamoto, H., Vaslestad, J., (2019). "Geofoam Blocks in Civil Engineering Applications". In: Arellano D., Özer A., Bartlett S., Vaslestad J. (eds) Proceedings of 5th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications (EPS2018), Kyrenia, May 9-11, 2018, 3-38.
- Agaiby S.S. and Mayne P.W., (2019). "CPT Evaluation of Yield Stress Profiles in Soils" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 145, No.12, pp.1-15.
- ASTM Standard D1621, (2016). "Standard Test Method for Compressive Properties Of Rigid Cellular Plastics". American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA.
- ASTM Standard D6817, (2021). "Standard Specification for Rigid Cellular Polystyrene Geofoam". American Society for Testing and Materials, Pennsylvania, USA.
- Bartlett, S., Negussey, D., Kimble, M., and Sheeley, M., (2000). "Use of geofoam as super-lightweight fill for I-15 reconstruction", Transportation Research Record 1736, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Briaud J.L., (1992). "The Pressuremeter" A.A. Balkema, Rotterdam.
- European Manufacturers of Expanded Polystyrene (EUMEPS), (2014). "EPS White Book, EUMEPS Background Information on Standardisation of EPS" Version: 15/10/2014.
- Farnsworth, C. B., Bartlett, S. F., Negussey, D., and Stuedlein, A. W., (2008). "Rapid construction and settlement behavior of embankment systems on soft foundation soil", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.134 (3), 289-301.
- Mayne, P., (2006). "In-situ test calibrations for evaluating soil parameters" Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Volume 3., pp.1-57.
- Norwegian Road Research Laboratory (NRRL), (1992). "Use of Expanded Polystyrene in Road Embankments-Design, Construction and Quality Assurance". Public Roads Administration, Oslo, Norway.
- Özer, A. T., (2021). "Geofoam: The use of EPS Blocks in Civil Engineering Applications", Austrotherm Turkey, İstanbul, Turkey. ISBN: 978-605-69266-1-7.
- Özer, A. T., (2020). "Geofoam: İnşaat Mühendisliğinde EPS Blok Uygulamaları", Austrotherm Türkiye, İstanbul, Türkiye, ISBN: 978-605-69266-0-0

- Özer, A. T. ve Akınay, E., (2019). “First geofoam roadway embankment application of Turkey”, In: Arellano D., Özer A. T., Bartlett S., Vaslestad J. (eds) Proceedings of 5th International Conference on Geofoam Blocks in Construction Applications (EPS2018), Kyrenia, May 9-11, 2018, 71-80.
- Özer, A. T., Akınay, E. Ve Türer, E., (2018). “Geofoam Blokların İstinat Duvarı Uygulamalarında Kullanılması”, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 17. Ulusal Konferansı, 26-28 Eylül 2018, İstanbul Üniversitesi, İstanbul.
- Özer, A. T. ve Akınay, E., (2017). “Geofoam Blok Yol Dolgusunun Kısa Vade Performansının Aletsel Gözlemler Işığında Değerlendirilmesi”, Uluslararası Katılımlı 7. Geoteknik Sempozyumu, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Kasım 22-24, pp. 891-902.
- Özer, A. T., Danyıldız, E., Akınay, E., Laçın, L., Alioğlu, Ö. K., İnallı, D., Vanlı, S., Dönmez, Ç., Özaydın, İ. K., Çelik, A., İreç, U., Tuğral, M. A., Marangoz, D. ve Marangoz, K., (2017). “Geofoam Blokların Gömülü Boru Hatları Üzerine İnşa Edilecek Yol Dolgularının İnşasında Kullanılması: Bir Vaka Analizi”, Yedinci Ulusal Geosentetikler Konferansı, G7 2017, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, Mayıs 11-12, pp. 137-152.
- Robertson, P. K., (1990). “Soil Classification Using the Cone Penetration Test”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, pp.151 – 158.
- Sowers, G. F., (1979). “Introductory Soil Mechanics and Foundations,” 4th edition, Macmillan, New York.
- Stark, T.D., Arellano, D., Horvath, J.S. ve Leshchinsky, D., (2004a). “Geofoam Applications in the Design and Construction of Highway Embankments”. NCHRP Web Document 65 (Project 24- 11), Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Stark, T.D., Arellano, D., Horvath, J.S. ve Leshchinsky, D., (2004b). “Guideline and Recommended Standard for Geofoam Applications in Highway Embankments”. NCHRP Report 529, Transportation Research Board, Washington, D.C.

HİDRASYON SIRASINDA GEOSENTETİK KİL ÖRTÜ BENTONİTİNDEKİ DEĞİŞİMLERİN GÖRÜNTÜ İŞLEME TEKNİĞİ İLE BELİRLENMESİ

Rabia ÖZYANIK¹

Bilal Enes TAŞKESTİ²
Ali Hakan ÖREN⁴

Okan ÖNAL³

ABSTRACT

This study investigated the swelling behavior of bentonite in geosynthetic clay liner (GCL) during hydration and its effect on hydraulic conductivity. For this purpose, GCL, which contains sodium bentonite, was used (Na-GCL). Firstly, the amount of water absorbed from the subsoil by the GCL hydrated for 26 days on compacted silty sand was determined. At the same time, the changes in the gaps between the bentonite grains in the GCL was investigated with the help of an image acquisition unit set up in a dark room. In addition, at the end of the hydration, GCL was subjected to the hydraulic conductivity test. As a result of the hydration experiments, it was observed that there are still unclosed gaps, and their possible effects on the hydraulic conductivity was determined by performing permeability test. Furthermore, existing gaps affecting the hydraulic conductivity in the GCL were also digitized using MATLAB software. Finally, it was observed that fiber bundles caused these gaps; therefore, the swelling of the bentonite could not close them.

ÖZET

Bu çalışmada geosentetik kil örtü (GKÖ) içerisinde bulunan bentonitin hidrasyon sırasında sergilediği şişme davranışı ve bunun hidrolik iletkenlik üzerine etkisi incelenmiştir. Bunun için sodyum bentonit içeren GKÖ kullanılmıştır (Na-GKÖ). Sıkıştırılmış siltli kum üzerinde 26 gün hidrate edilen GKÖ'nün önce zamana bağlı olarak alt zeminden emdiği su miktarı belirlenmiştir. Bu sırada karanlık bir odaya kurulan görüntü alma birimi yardımıyla GKÖ içerisindeki bentonit daneleri arasındaki boşluklar değişimi incelenmiştir. Ayrıca hidrasyon sonunda GKÖ hidrolik iletkenlik deneyine tabi tutulmuştur. Hidrasyon deneyleri sonucunda hala kapanmayan boşluklar olduğu gözlenmiş ve bunların hidrolik iletkenlik üzerine olası etkisi permabilite deneyi ile belirlenmiştir. GKÖ içerisindeki hidrolik iletkenliği etkileyen mevcut boşluklar MATLAB yazılımı kullanılarak da sayısallaştırılmıştır. Nihai olarak bu boşluklara lif demetlerinin yol açtığı ve bu nedenle şişen bentonitin bu boşlukları kapatamadığı görülmüştür.

¹ İnşaat Mühendisi, ÖZYANIK, R., Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Programı, ozyanik.rabia@ogr.deu.edu.tr

² İnşaat Yüksek Mühendisi, TAŞKESTİ, B.E., Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Programı, bilalenes.taskesti@ogr.deu.edu.tr

³ Doç. Dr. ÖNAL, O., Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, okan.onal@deu.edu.tr

⁴ Doç. Dr., ÖREN, A.H., Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, ali.oren@deu.edu.tr

1. GİRİŞ

Geosentetik kil örtüler (GKÖ), örgülü ve örgüsüz iki geotekstilin arasına sodyum (Na^+) bentonit yerleştirildikten sonra genellikle iğneleme yöntemi ile fabrika ortamında üretilen kompozit malzemelerdir. İçerisinde bulunan Na-bentonit'in yüksek şişme kapasitesi GKÖ'nün düşük hidrolik iletkenlik değerine sahip olmasını sağlamaktadır. Bu özelliklerinden dolayı günümüzde GKÖ'ler gölet tabanları, maden sahaları ve atık depolama alanlarında, üzerine kurulu oldukları ve çevrelerindeki zeminlerin, aynı zamandayeraltı sularının kirlenmesini önlemek amacıyla kullanılan bariyer işlevi gören malzemelerdir.

Sahaya nakledildiğinde doğal su içeriğinde olan GKÖ'nün sahadaki uygulaması sıkıştırılmış alt zemin üzerine serilerek yapılır. Bu iki malzeme arasındaki emme kuvveti ilk temasa geçtikleri anda çok yüksek olduğu için GKÖ alt zeminden bünyesine hızla su almaya başlar ve hızla su içeriğinde artış gözlenir (Meer ve Benson 2007). Bu artış miktarı GKÖ ve alt zemin arasındaki emme kuvveti farkı azaldıkça azalır ve GKÖ nihai su içeriğine ulaşır. GKÖ nihai su içeriğine ulaşana kadar GKÖ içindeki bentonit daneleri şişerve daneler arasındaki boşluklar zamanla azalır. Böylelikle GKÖ'nün hidrolik iletkenlik değeri de zamanla azalır.

GKÖ'nün alt zemin ile arasındaki su alışverişi literatürde hidrasyon olarak tanımlanmıştır ve sıkıştırılmış alt zemin üzerine yerleştirilen GKÖ'nün hidrasyon performansları laboratuvarında saha koşulları temsil edilerek yapılabilmektedir (Anderson ve diğ. 2012; Rayhani ve diğ. 2011; Rowe ve Abdelatty 2012). Önceden hidrasyona tabi tutulan GKÖ'lerin hidrolik iletkenlik üzerine olumlu etkisi olduğu literatürde çeşitli çalışmalarda ortaya konmuştur. Genel olarak önden hidrate edilen GKÖ'lerin başlangıç hidrolik iletkenliğinin hidrasyona maruz kalmayan GKÖ'lerden daha düşük değerde olduğu görülmüştür (Bouazza vd. 2017; Bradshaw vd. 2013; Meer ve Benson 2007; Özdamar Kul ve Ören 2018; Rowe ve Abdelatty 2012). Diğer yanda, bazı durumlarda GKÖ'lerin hidrasyona maruz kalmasına rağmen yüksek hidrolik iletkenliğe sahip olduğu belirlenmiştir. Bu durumun alt zemin su içeriği, alt zemin tipi ve minerolojisi, GKÖ tipi, çevresel koşullar gibi bazı faktörlerden oluşabileceği vurgulanmıştır (Anderson vd. 2012; Barclay ve Rayhani 2013; Bouazza vd. 2017; Özdamar Kul ve Ören 2019; Rayhani vd. 2011; Rowe ve Abdelatty 2012; Sarabian ve Rayhani 2013). Fakat, Na-bentonitin GKÖ içerisindeki dağılımı, hidrasyon sonrası GKÖ içindeki boşlukların zamana bağlı olarak ne oranda kapandığı gibi konularla ilgili çalışmalar kısıtlıdır (Rowe vd. 2017). Bu verileri elde edebilmek için görüntü alma tekniklerinin kullanılabileceği düşünülmektedir.

Görüntü işleme teknikleri pek çok alanda oldukça yaygın kullanılmaktadır. Görüntü elde etme tekniklerinin ve görüntü işlemenin geliştirilmesi matematiksel tanımlayıcıların kullanılmasına yönelik sistematik bir yaklaşımı kolaylaştırır (Santmarina ve Cho 2004). Kamera ile yoğun ışık kaynağı altında elde edilen görüntüler çeşitli programlar kullanılarak katmanlar, alanlar vb. gibi öğelere dönüştürülerek sayısallaştırılabilmektedir. Dolayısıyla bu teknik GKÖ içerisindeki bentonitin dağılımını ve alt zeminden su alarak yaptığı yanal şişme davranışının zamana bağlı değişimini görüntülemek için de kullanılabilir.

Bu çalışmada GKÖ'nün hidrasyon sırasındaki bentonit danelerinin şişmesi ve daneler arasındaki boşlukların ne derecede kapandığı zamana bağlı olarak incelenmiştir. GKÖ, sıkıştırılmış alt zemin üzerinde hidrate edilmiş ve hidrasyon sırasında belirli aralıklarla çıkarılarak su içeriğindeki değişim izlenmiştir. Bunun yansıra, GKÖ yüksek frekanslı LED ışığın üzerindeki cam üzerine yapılan özel bir ölçümlene maskesi üzerine yerleştirilmiştir. GKÖ'nün üst kısmından ise yüksek çözünürlüğe sahip dijital kamera ile karanlık çözünürlüklü görüntüler alınmıştır. Daha sonra çekilen görüntüler MATLAB yazılımında özel bir kodlama yapılarak işlenmiş ve GKÖ içerisindeki boşluk miktarı zamana bağlı olarak sayısallaştırılarak ortaya konmuştur.

2. MALZEME VE YÖNTEM

2.1. Malzemeler

Bu çalışmada yerel bir firmadan tedarik edilen sodyum GKÖ (Na-GKÖ) kullanılmıştır. Na-GKÖ granüler formda sodyum bentonit içerirken iğneleme yöntemiyle üretilmiştir. Bu GKÖ'nün malzeme karakterizasyon parametrelerinin sonuçları Karakuş vd. (2022)'de raporlanmıştır.

Aydın atık depolama sahası yakınlarından alınan doğal zemin, GKÖ'lerin hidrasyonunda alt zemin olarak kullanılmıştır. Alınan doğal zemin malzemesi, Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırılması'na (USCS) göre siltli kum (SM) olarak sınıflandırılmıştır. Zeminin sahip olduğu ince malzeme oranı ise %42 olarak belirlenmiştir. Kıvam limitleri deneyleri sonucunda, zeminin likit limit değeri %31 olarak belirlenmiştir. Bu zemin plastik olmayan bir davranış sergilemektedir. Zeminin özgül ağırlığı ise 2.67' dir.

Görüntü elde etme işlemleri için 24.2 megapiksel çözünürlükte CMOS sensöre sahip CANON EOS 750 dijital SLR fotoğraf makinası kullanılmıştır.

2.2. Yöntemler

GKÖ'lerin BABBK'si ASTM standartlarında önerilen şekilde hesaplanmıştır (ASTM:D5993-99 2010).

Alt zemin olarak kullanılan siltli kumun elek analizleri, kıvam limiti deneyleri ve özgül ağırlıkları ASTM standartlarına göre yapılmıştır (ASTM:D422-63 2007; ASTM:D4318-05 2005; ASTM:D854-14 2014). Siltli kumun plastik olmayan davranışından dolayı likitlimiti BS 1377-2:90 (1990) standardına göre belirlenmiştir.

Siltli kumun sıkıştırma davranışı Standard Proctor enerjisi kullanılarak ve ASTM:D698-12 (2012)'ye göre belirlenmiştir. Siltli kum örnekleri farklı su içeriklerinde hazırlanmış ve 24 saat plastik poşet içerisinde bekletilmiştir. Kompaksiyon deneyine başlamadan önce, bekletilen numune tekrar su içeriğinin homojen hale gelmesi için karıştırılmış ve 110 mm çapında ve 127 mm yüksekliğinde PVC kalıp içerisinde içinde standart Proctor enerjisi altında sıkıştırılmıştır. Deney sonucunda optimum su içeriği ve maksimum kuru birim hacim ağırlığı sırasıyla %12 ve 18.3 kN/m³ olarak belirlenmiştir.

2.3. GKÖ Numunelerinin Hazırlanması

Hidrasyon sırasında boşlukların net biçimde görülebilmesi için birim alan başına bentonit kütlesi (BABBK) düşük olan bir GKÖ ile çalışılmıştır. Bunun için rulodan 120 mm çapında birçok numune kesilmiş ve BABBK'leri ASTM'de önerildiği gibi hesaplanmıştır (ASTM:D5993-99 2010). Daha sonra bu GKÖ'ler BABBK'lerine göre ayrılmış ve Na-GKÖ'den BABBK'si 4.0 kg/m^2 olan numune üzerinde hidrasyon çalışması gerçekleştirilmiştir.

GKÖ'nün içerisine Şekil 1'de gösterildiği gibi 100 mm çapında bir daire çizilmiş ve görüntü alma esnasında GKÖ'lerin düzeneğe her defasında aynı doğrultuda yerleştirilmesini sağlamak için belirli noktalara numaralar verilmiştir.



Şekil 1. GKÖ'nün hidrasyon öncesi genel görünümü

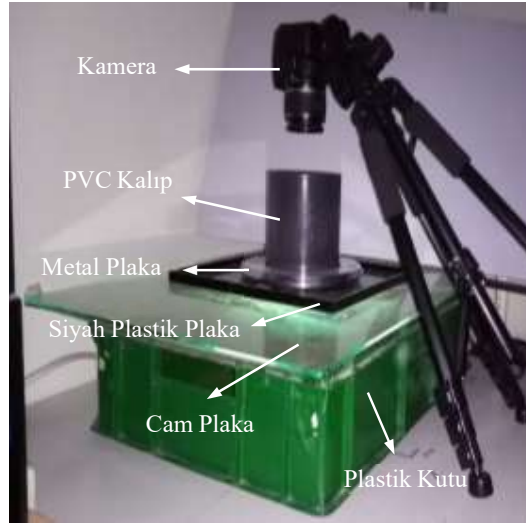
2.4. Hidrasyon Deneyleri

Hidrasyon deneylerinde alt zemin olarak kullanılan siltli kum, optimum su içeriğinin %2 ıslak tarafında kalacak şekilde hazırlanmış ve PVC kalıp içerisinde sıkıştırılmıştır (%14). Sıkıştırılan zeminin üzerine sırasıyla BABBK'si ayarlanmış GKÖ örgüsüz geotekstil tarafı alt zemine temas edecek şekilde koyulmuş ve ardından polyoksimetilen malzemesinden yapılmış başlık GKÖ'nün üzerine yerleştirilmiştir. PVC kalıbın her iki tarafı da plastik poşetler ile sıkıca sarılmıştır. O-halkalar ile plastik poşetlerin PVC kalıp yüzeyine sıkıca tutturulması sağlanarak deney düzeneğine hava giriş ve çıkışları önlenmiştir. Böylelikle deney sırasında olası bir su buharlaşma durumu ortadan kaldırılmıştır. Deney boyunca GKÖ üzerine 1 kPa gerilme uygulanmıştır. Belirli zaman aralıklarında GKÖ kalıptan çıkarılarak önce ağırlığı tartılmış, sonra görüntüsü alınarak tekrar deney sistemine yerleştirilmiştir. Hidrasyon deneyleri 26 gün sürmüştür.

2.5. Görüntü Alma Birimi

Görüntü alma birimi karanlık bir odaya kurulmuştur. İçinde LED ışık kaynağı bulunan bir kutu üzerine cam plaka yerleştirilmiştir (Şekil 2). Işıkın konsantrik bir alan içerisinden yayılmasını sağlamak için cam plakanın altına ortasında 100 mm çaplı dairesel boşluk

bulunan kalın bir karton plaka yapıştırılmıştır. Cam plakanın üstüne yine ortasında 100 mm çaplı dairesel boşluk bulunan kare şekilli siyah plastik plaka yapıştırılmıştır (Şekil 2). Şekil 1’de gösterilen GKÖ’nün üzerine çizilmiş dairesel alan, siyah plaka içerisindeki aynı kesit alanına sahip dairesel boşluğa yerleştirilmiştir. GKÖ’nün örgülü geotekstil tarafının aşağıya (ışık kaynağına) örgüsüz geotekstil tarafının da yukarıya (kameraya doğru) bakacak şekilde yerleştirilmesine dikkat edilmiştir. GKÖ’nün siyah plaka ile tam olarak temasını sağlamak ve kenarlardan ışık geçişini engellemek için üstüne ortasında 100 mm çaplı boşluğa sahip metal bir plaka yerleştirilmiştir. Böylece, GKÖ 120 mm çaplı kesilmiş olduğundan, metal plaka GKÖ’ye kenarlarından yeterince baskı uygulayabilmiştir. Bu plaka üzerine de ışığın dağılmasını önlemek ve karanlık ortamı pekiştirmek için hidrasyonda kullanılan PVC kalıp yerleştirilmiştir. Dijital kamera tripoda yerleştirildikten sonra Şekil 2’de gösterildiği gibi konumlandırılmış ve tripod ayakları sabit hale getirilmiştir.



Şekil 2. GKÖ’nün fotoğraf çekimlerinde kullanılan görüntü alma düzeneği

2.6. Hidrolik İletkenlik Deneyleri

Hidrasyondan sonra GKÖ numuneleri hidrolik iletkenlik deneyine tabi tutulmuştur. Permametre düzeneği 100 mm çapa müsaade ettiği için hidrolik iletkenlik deneyinden önce GKÖ çapı 100 mm’ye düşürülmüştür. Deneylerde GKÖ’nün alt ve üst yüzlerine homojen süzdürme sağlamak için polipropilen örgüsüz geotekstil konulmuş ve bu şekilde esnek duvarlı permametre hücresinin alt başlığı üzerine yerleştirilmiştir. Üst başlık da yerleştirildikten sonra, kenardan sızmayı önlemek için GKÖ bentonit ile yanlardan (Na-bentonit ile) sıvanmıştır. Daha sonra lateks membran geçirilmiş ve O-halkalarla başlıklara tutturulmuştur. Hortum bağlantıları yapılmış ve permametre hücresi kapatılarak hücreye su doldurulmuştur.

Hidrolik iletkenlik deneyleri ASTM:D6766’da belirtilen deney metodolojisi takip edilerek ve geri basınç uygulanmadan yapılmıştır. Bu nedenle büret poliüretan hortumla permametre girişine bağlanmış ve GKÖ’den süzülen suyu toplamak için de permametre

çıkış ağzı ölçekli mezür içine yerleştirilmiştir. Süzdürme yönü yukardan aşağı olacak şekilde permametreye su verilmiştir. Deney boyunca hücre basıncı 35 kPa olarak uygulanmıştır. Çözelti sıvısı olarak deiyonize (damıtık) su kullanılmıştır. Hidrolik iletkenlik deneyi sonlandırılmadan önce GKÖ'de akışın hangi bölgesinde gerçekleştiğini saptamak için boya testi uygulanmıştır. Permametre hücresinin giriş kısmına bağlı olan büret içine Rhodamine damlatılarak deney sıvısı pembe renge döndürülmüş ve çıkış vanasından Rhodamine sıvısı süzülürken çıkış vanası kapatılmıştır. Esnek duvarlı permametre hücresi içerisinden GKÖ çıkarılarak üzerindeki pembe renkli noktalar/bölgeler akışın geçtiği yerler olarak belirlenmiştir. Son olarak hidrolik iletkenlik deneyinden çıkarılan GKÖ görüntü alma düzeneğine yerleştirildikten sonra nihai görüntüsü tekrar alınmıştır.

3. GÖRÜNTÜ ELDE ETME VE GÖRÜNTÜ İŞLEME

Görüntü elde etme, içerisinde pek çok değişken bulunduran bir işlemdir. Sayısal olarak değerlendirebilecek uygun bir pozun elde edilebilmesi için kameranın optimum değerde kalibre edilmesi gerekmektedir. Böylelikle alınan görüntüler ulaşmak istenen sayısal değeri vermek için uygun poz oluşturur. Doğru bir poz elde etmek için yapılması gereken başlıca kamera ayarları f durağı (diyafram açıklığı), deklanşör hızı, ISO (hassasiyet) ayarı olmaktadır. GKÖ ile çekim yaparken karanlık bir ortamda sadece GKÖ altından aydınlatılarak çekim yapılmıştır.

“f” durağı kameranın diyafram açıklığının bir ifadesi olup diyaframın ne kadar geniş olduğunu belirtir. Bu değer diyafram açıklığının ve alan derinliğinin bir fonksiyonu olmaktadır. Diyafram açıklığı arttıkça f durak değeri küçülür ve alan derinliği de aynı şekilde azalır. f durak derinliği azaldıkça lensten geçişine izin verilen ışık miktarı %50 oranında artmaktadır. GKÖ içerisindeki boşluklardan geçen ışığı mümkün olduğunca fazla toplayabilmek için diyafram en açık konuma getirilmiştir. Bu değer 18-55 mm lens için 33 mm odak uzunluğunda f/4.5'dir. Yakın mesafe çekim yapıldığı için GKÖ bu konumda kameranın sağladığı yeterli alan derinliğinin içinde kalmaktadır. Böylece görüntüler istenilen netliği sağlamaktadır.

Deklanşör hızı, ışığın bir aralıktan geçmesine izin verilen süredir. Kameranın çekim süresince ışığı toplamak için kullandığı süreyi belirtir. Bu süre boyunca deklanşör açık kaldığından ışığın lens içinden geçerek toplanmasına izin verir. Deklanşör hızının uzun tutulması daha fazla ışığın geçmesi anlamına gelirken hızlı hareket eden cisimlerin görüntüsünü alırken bulanıklığın oluşmasına sebep olur. Bu durumda hızlı hareket eden bir cismin görüntüsünü alırken deklanşör hızı mümkün olduğunca kısa tutulmalıdır. GKÖ sabit bir nesne olduğu için deklanşör hızı mümkün olduğu kadar uzun tutulmuş ve GKÖ içerisinden geçen ışığın toplanması sağlanmıştır.

ISO değeri, sensörün ışığa olan hassasiyetini belirler. ISO ayarı yükseltildiğinde sensörün ışık emme için hassasiyeti artar, görüntü için gerekli olan ışık miktarı azalır. Eğer diyafram açıklığı ve deklanşör hızı uzun ise yüksek ISO değerlerinde görüntüde bozulmalar olur. GKÖ görüntüsü alınırken diyafram açıklığı fazla ve pozlama süresi uzun olduğu için görüntüde bozulmayı önlemek için ISO değeri düşük ayarlanmıştır.

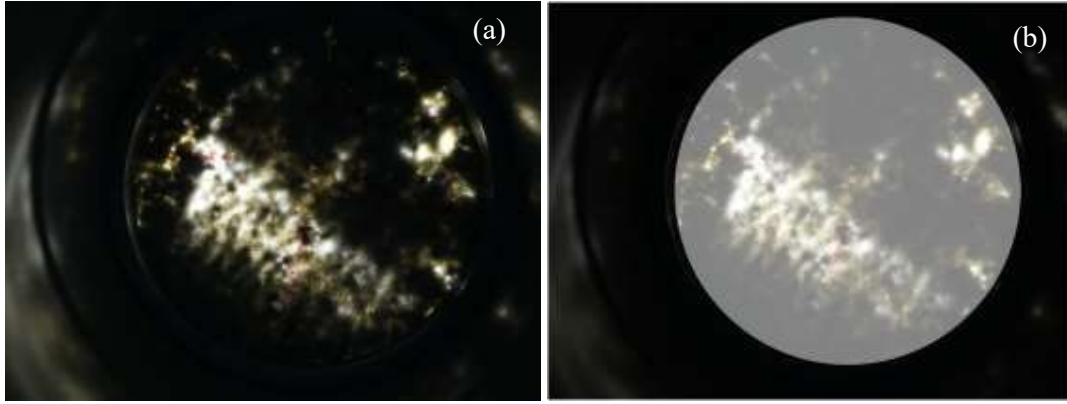
Yukarıda verilen bilgiler göz önüne alınarak yapılan ön çalışmalar neticesinde çekim yaparken kamera ayarları ISO hızı 200, f durağı f/4, poz süresi 30 saniye olacak şekilde

ayarlanmıştır. Flaşsız, merkezi ağırlıklı ortalama ile çekim yapılmıştır. Fotoğraf makinesinin poz süresinin 30 saniye ve lens açıklığının mevcut odak için mümkün olan en geniş açıklık olarak seçilmesi ile GKÖ'nün içerisinden sızan ışık ışınlarının bu süre boyunca eklenik olarak toplanarak sensör tarafından yakalanması sağlanmıştır. Bu sayede karanlık odada konumlandırılan görüntü alma düzeneğinde GKÖ'ye penetre ederek karşı tarafa geçebilen ışık ışınları kümülatif olarak toplanarak sayısallaştırılabilmektedir. İnsangözü ışınları eklenik olarak toplayamadığı için (karanlık ortamlarda sadece lens açıklığı adapte olabilir) görüntü alımı esnasında çoğu zaman sızan ışık çiplak göz ile gözlemlenememiştir.

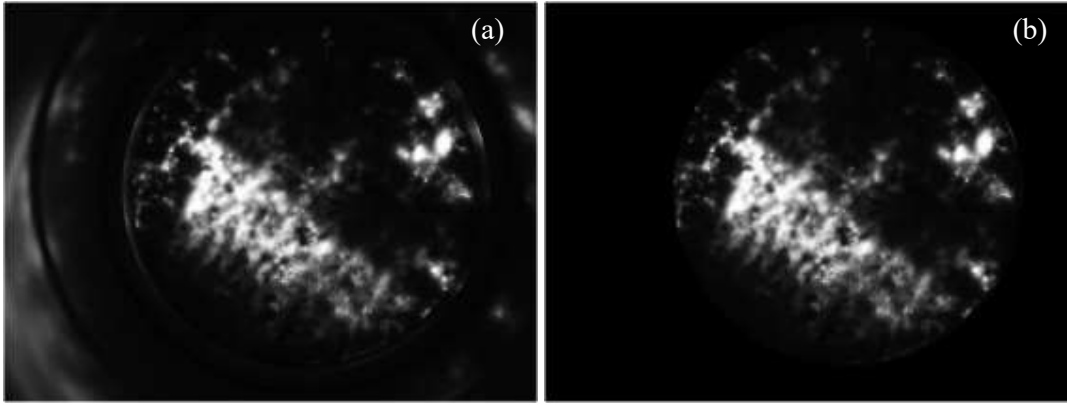
GKÖ'deki bentonit parçacıklarının oluşturduğu daneli yapı nedeniyle tamamen kapalı alanlardan ışık geçememektedir. Diğer bir deyişle, GKÖ içerisinden süzülen yoğun ışık bentonit daneleri arasındaki boşluğu ortaya çıkarmaktadır. Bundan dolayı alınan görüntülerde aydınlık alanlar, içerisinde hiç bentonit bulunmayan veya az miktarda bentonit parçacığının bulunduğu bölgeleri temsil etmektedir. Bu durumda varlığından eminolunan iki alan ortaya çıkmaktadır. Biri tamamen bentonitle kaplanmış "kapalı" alan (K), diğeri ise hiç bentonit bulunmayan "açık" alandır (A). GKÖ'nün kısmen bentonit daneleri ve/veya polimer ile işgal edildiği alanlar da bulunmaktadır. Işık, az miktardaki bentonit danesinin etrafından geçerken bu daneyi de aydınlatmaktadır. Benzer şekilde jelformundaki polimerin içinden de geçebilmektedir. Ancak bu aydınlatılmış alanlar tam parlak olmayıp açık alanlara kıyasla daha koyu gözükmemektedir. Bu alanlar da "kısmen kapalı" olarak tanımlanmıştır (KK).

Elde edilen görüntüler MATLAB'de bir program yazılarak analiz edilmiştir. Bunun için GKÖ içinden süzülen ışığın miktar ve yoğunluğu sayısallaştırılmıştır. MATLAB, açık (A) ve kapalı (K) alanların sayısal değerini belirlemek için kullanılmıştır. Bu iki sayısal alan değerinin farkı da kısmen kapalı (KK) alan değerini vermektedir.

Görüntü işleme 5 adımda gerçekleştirilmiştir. Bunlar görüntüyü elde etme, ön işleme, bölütleme, çıkarım ve yorumlamadır. Sayısal resim elde edildikten sonraki aşama bu görüntüyü kullanmadan önce daha başarılı bir sonuç elde edebilmek amacıyla görüntünün bazı ön işlemlerden geçirilmesidir. Bu amaçla daha sonra bölütleme işleminde (binarizasyon) görüntüdeki her pikselin parlaklık değeri belirlenir. Sayısal görüntünün her bir pikselinin sahip olduğu parlaklık değeri gri seviyeler olarak adlandırılır. Gri seviye sınırlarında siyah ve beyaz olmak üzere iki renk vardır. Bu ikisi arasında kodlanan görüntülere ise gri-ton görüntüler adı verilir. Bu tip görüntülerde her bir piksel 256 farklı gri ton karşılığı (parlaklık seviyesi) değerlerden oluşur ve gri değer aralığı $G = \{0, 1, 2, \dots, 255\}$ biçiminde ifade edilir. 0 gri seviyesi siyah renge, 255 gri seviyesi ise beyaz renge ve bu değerler arasındaki gri seviyeler ise gri tonlara karşılık gelir. Her bir pikseldeki parlaklık değerinin kodlandığı bit sayısına göre gri seviye aralığı belirlenir. Bu değerlerle görüntünün piksel boyutlarında gri seviye matris formu oluşturulmuş olur. GKÖ'nün bulunduğu alan dışındaki alanların bu işlemde dikkate alınmaması için Şekil 3a'da gösterilen orijinal görüntüye maskeleme yöntemi uygulanmıştır. Bu işlemde merkez koordinatları ve çapı belirlenen GKÖ dışındaki alanlar tamamen 0 (siyah) değerine sahip olacak şekilde matris formunda bir maske uygulanmıştır (Şekil 3b). Buna örnek bir uygulama Şekil 4'te verilmiştir. Şekil 4a'da orijinal görüntünün gri seviyeye çevrilmiş haligösterilirken, maske uygulandıktan sonra Şekil 4b'deki görüntü elde edilmektedir.



Şekil 3. MATLAB’de maske işlemi: a) Orjinal, b) maske uygulanmış görüntü



Şekil 4. Görüntünün gri seviyeye çevrilmesi işlemi: a) Maske uygulanmadan önceki gri seviye hali, b) maske uygulandıktan sonraki gri seviye görüntüsü

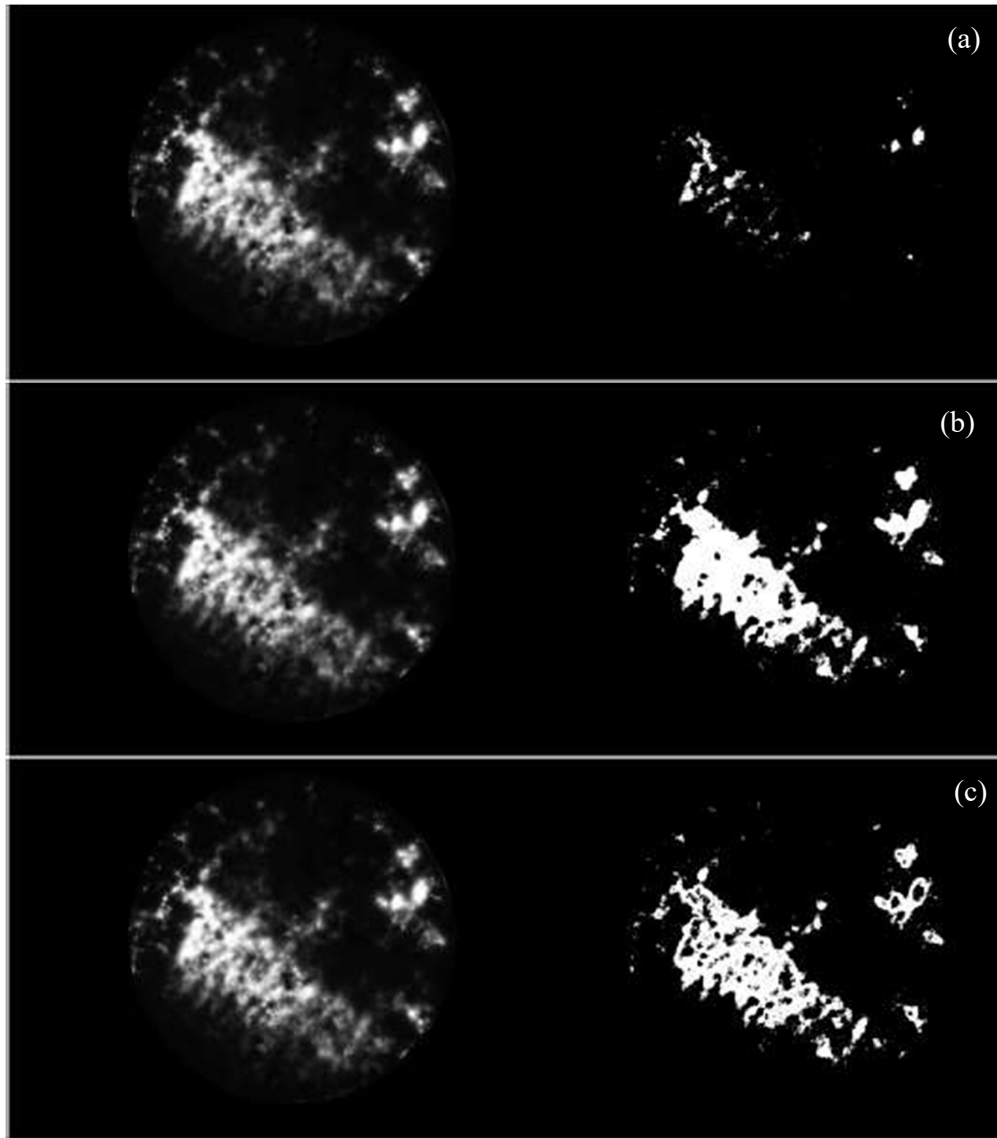
Her bir pikselin gri seviye değeri MATLAB programıyla belirlendikten sonra, görüntünün hangi gri seviyeler arasında yer aldığını görmek için histogramının belirlenmesi görüntü açısından bilgi vermesi için çok önemli olmaktadır. Karanlık bir görüntüde gri değerler histogramın alt ucunda, aydınlık bir görüntüde gri değerler histogramın üst ucunda olmaktadır. Koyu (karanlık) bir görüntünün histogram grafiği düşük gri seviye bölgesine yığılacaktır. Aksi durumda, parlak (açık renk) düzgün bir görüntünün histogram grafiğinin yüksek gri seviye bölgesine yığılacağı görülebilir.

Eşikleme (binarizasyon) nesnelerin arka plandan ayrılması, diğer bir deyişle en basit bölütleme (segmentasyon) yöntemidir. Bir görüntüyü her biri içerisinde farklı özelliklerin tutulduğu anlamlı bölgelere ayırmak olarak da tarif edilebilir. Örneğin, görüntü içerisinde benzer parlaklığa sahip alanlar olabilir. Bu alanları belirlemek için en kolay yol histogramdan göreceli olarak belirlenen bir T eşik değeri ile görüntüdeki piksel değerlerini karşılaştırmaktır.

Eşikleme yöntemleri; bütünsel ve yerel uyarlamalı olmak üzere ikiye ayrılır. Bütünsel eşikleme yöntemleri tüm görüntü için tek bir eşik değeri hesaplar. Eşik değerinden daha koyu gri seviyesine sahip olan pikseller baskı (siyah) olarak etiketlenir. Aksi takdirde arka plan (beyaz) olarak etiketlenir. Diğer yandan yerel uyarlamalı eşikleme yöntemleri bir

pikselin komşuluğundaki bilgileri temel alarak her bir piksel için bir eşik değeri hesaplar (Trier ve Jain 1995). Bu çalışmada bütünsel eşikleme yöntemi kullanılmıştır.

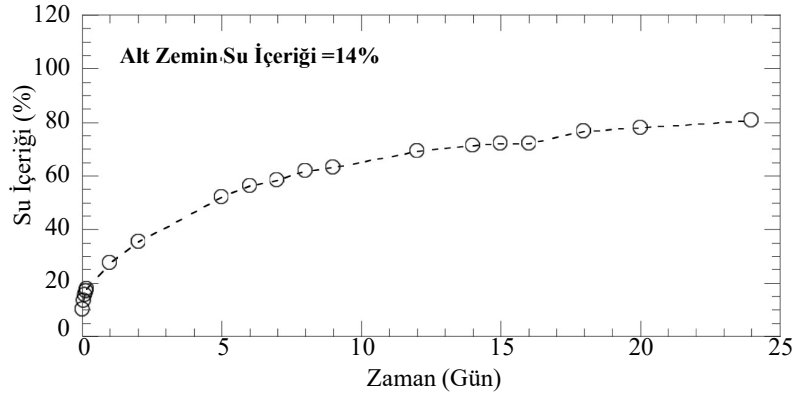
Optimum eşik değeri deneme yanılma veya histogram inceleme ile belirlenebilir. Bu çalışma kapsamında yukarıda bahsedilmiş olan K ve A alanlarının hesaplanması için iki farklı eşik değeri belirlenmiştir. Bu değerler elde edilen görüntülerden en doğru sonucu almak için deneme yanılma yolu ile elde edilmiştir. Eşik değeri uygulandıktan sonra beyaz alanlar (arka plan) boşlukların alanını vermektedir. İlk olarak A'nın alanı için 0.9375 eşik değeri (Şekil 5a), A ve kısmen kapalı (KK) alanların toplamını (A+KK) belirlemek için 0.3320 eşik değeri uygulanmıştır (Şekil 5b). Bu iki alanın farkı da Şekil 5c'deki KK'yi vermektedir. Nihai olarak Şekil 3b'deki maske alanından Şekil 5b gösterilen A+KK alanı çıkarıldığında bentonitle kaplı (K) alan miktarı belirlenebilmektedir. Bu çalışmada bentonitin şişmesi ve boşlukları kapatması durumu $(A+KK) / \text{Toplam Alan}$ oranı ile ifade edilmiştir.



Şekil 5. Eşik değeri uygulanmış görüntüler: a) A, b) A+KK, c) KK

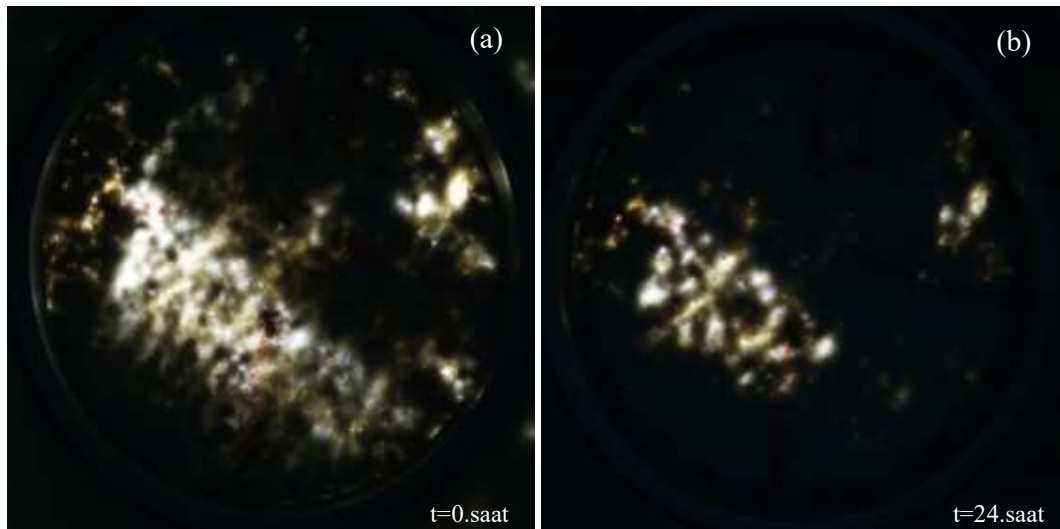
4. BULGULAR VE TARTIŞMA

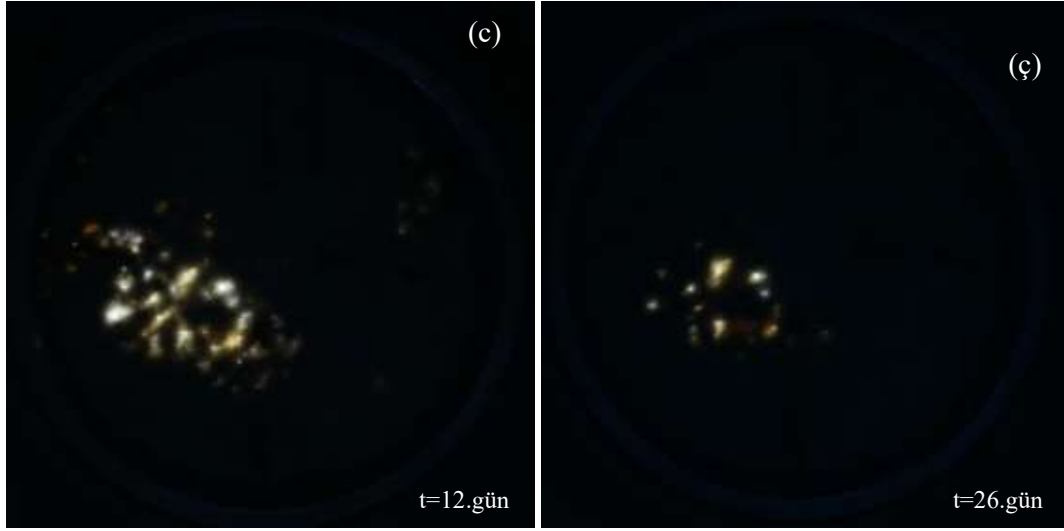
Hidrasyon deneyinde kullanılan GKÖ'nün su içeriğinin zamana bağlı değişimi Şekil 6'da gösterilmiştir. GKÖ'lerin su içeriği, GKÖ ile sıkıştırılmış alt zemin arasındaki emmebasıncı farkından dolayı hidrasyonun ilk 7 gününde hızla artmıştır. Daha sonra bu farkın azalması ile hidrasyon hızı da azalmıştır. Bir süre sonra GKÖ su içeriğinde önemli bir değişiklik ölçülmemiştir.



Şekil 6. GKÖ'nün su içeriğinin hidrasyon sırasında değişimi

Belirli zaman aralıklarında görüntüleri alınan GKÖ'nün bazı fotoğrafları Şekil 7'de verilmiştir. Hidrasyon öncesinde Na-bentonit'in geotekstiller arasındaki dağılımı boşluklu yapıdadır (Şekil 7a). Bundan dolayı kamera ile alınan görüntüde ışığın geçtiği alanlar belirgin şekilde parlak gözükmemektedir. Hidrasyonun üzerinden bir gün geçtiğinde bentonitin 1 kPa düşey gerilme altında yanal olarak şişerek boşlukları kapatmaya başladığı görülmüştür (Şekil 7b). Su içeriğinin önemli miktarda arttığı ilk 7 gün sonunda bentonit parçacıkları arasındaki boşluklar önemli ölçüde kapanmıştır (Şekil 7c). Bu andan deneyin tamamlandığı 26. güne kadar boşluklar kapanmaya devam etmiş, ancak 26 gün sonunda hala parçacıklar arası boşluklar kaldığı görülmüştür (Şekil 7ç).



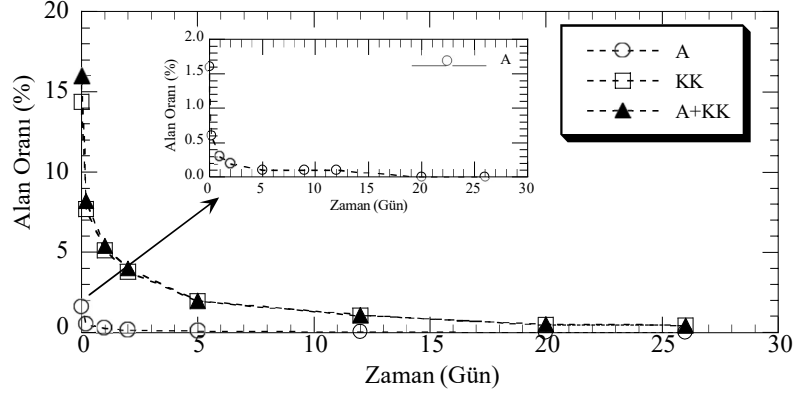


Şekil 7. GKÖ'nün SLR kamera ile görüntüsü (BABBK=4 kg/m²) a) 0. saat, b) 24. Saat, c) 12. Gün, ç) 26. Gün

A, KK ve A+KK alanlarının GKÖ'nün toplam alanına oranları belirli zaman aralıklarında çekilmiş görüntüler üzerinde MATLAB'de yazılan program ile analiz edilerek belirlenmiştir. Bu değerler, Tablo 1'de gösterilmektedir. Ayrıca, bu oranların zamana bağlı değişimleri Şekil 8'de gösterilmiştir. Şekil 8'den de görülebileceği gibi alan oranlarının tümü ilk iki gün içinde hızla azalmıştır. İkinci günden yedinci güne kadar azalma oranları düşmüş ve yedinci günden sonra bu oranlarda neredeyse bir değişim gözlenmemiştir. Hidrasyon deneyi sonunda (A)/Toplam Alan değeri %1.6'dan %0.012 değerine ulaşırken (Şekil 8 içindeki küçük grafik) KK alanının oransal değeri %14.437'den %0.432'e düşmüştür. Dolayısıyla (A+KK)/Toplam Alan değeri de zamanla azalmıştır. Bu durum bentonitin bünyesine su alıp şişerek zaman içinde GKÖ içerisindeki boşlukları doldurduğunu net bir şekilde göstermektedir. Hidrasyonla birlikte yanal olarak genişleyen bentonit parçacıkları daha üniform bir görüntüye kavuşmuştur.

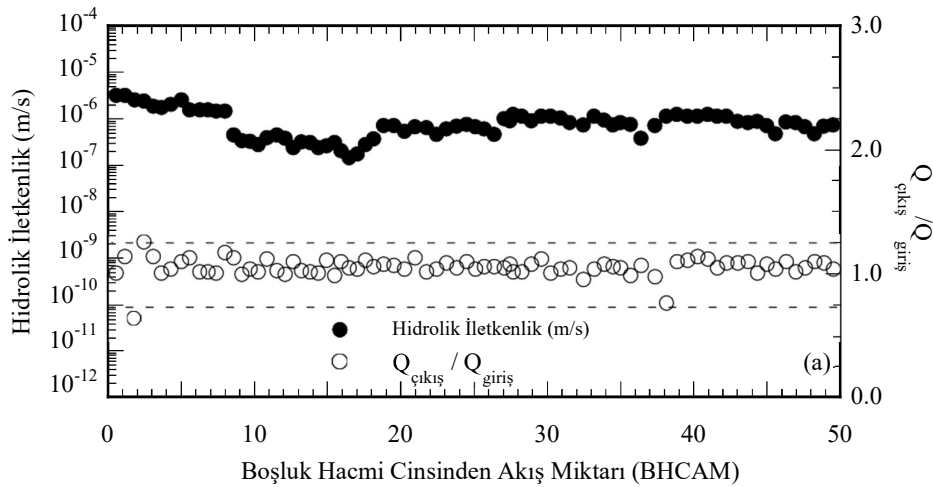
Tablo 1. MATLAB programıyla elde edilen alan oranlarının zamanla değişimi

Zaman (gün)	Açık Alan (A) / Toplam Alan (%)	Kısmi Kapalı Alan (KK) / Toplam Alan (%)	(A+KK) / Toplam Alan (%)
0	1.600	14.437	15.974
0.2	0.531	7.691	8.222
1	0.292	5.122	5.414
2	0.179	3.794	3.973
5	0.068	1.943	2.011
12	0.051	1.051	1.102
20	0.019	0.482	0.501
26	0.012	0.432	0.444



Şekil 8. A, KK ve A+KK alanlarının GKÖ'nün toplam alanına oranlarının zamanla değişimi grafiği

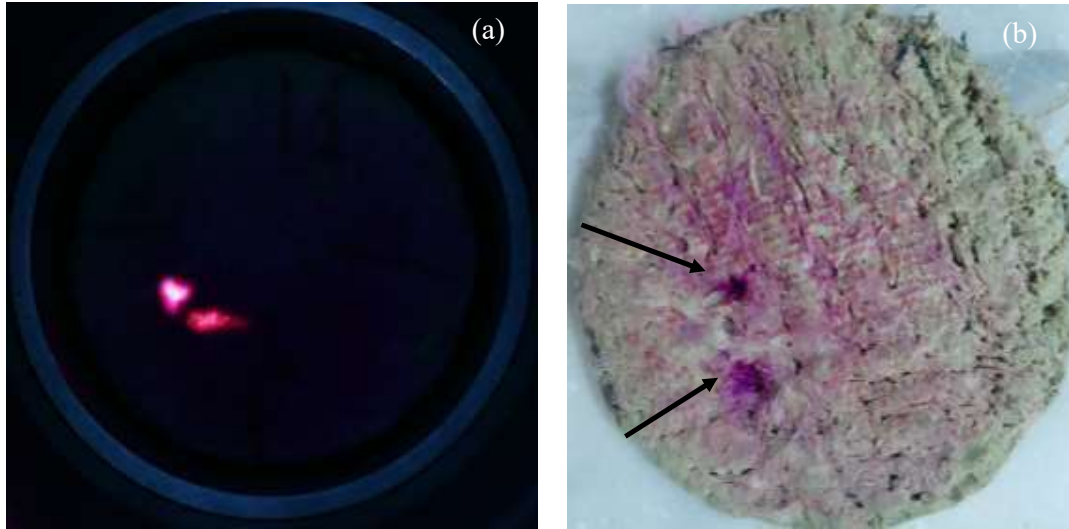
Şekil 7ç'de gösterilen ve oransal olarak 0.432%'lük bir değere sahip KK alanının hidrolik iletkenliğe etkisi olup olmadığını belirlemek için hidrasyon sonrasında bu numune hidrolik iletkenlik deneyine tabi tutulmuştur. Şekil 9'da görüldüğü üzere, hidrolik iletkenlik değerleri 2.0×10^{-6} m/s ile başlamış ve zaman içerisinde üç kat azalarak 6.0×10^{-7} m/s değerine ulaşmıştır. Deney sırasında hidrolik iletkenliğin bir miktar azalması suyun GKÖ içinden akışı sırasında bentonit parçacıklarının bir miktar daha hidrasyona uğradığını göstermektedir. Permametrenin çıkış ağzına bağlı mezürde toplanan sıvının bulanık olduğu gözlemlenmiştir. Bu durum akış esnasında sızma kuvveti nedeniyle kapanmayan boşluklardan bentonit parçacıklarının süpürülmüş olduğunu göstermektedir. Elde edilen nihai geçirgenlik değeri Na-GKÖ'ler için raporlanan 2.0×10^{-11} m/s değerinden 5 mertebe, çevre koruma ajansları tarafından geçirimsiz bariyerler için önerilen 1.0×10^{-9} m/s değerinden 600 kat daha yüksektir. Dolayısıyla Şekil 7ç'de gösterilen boşlukların GKÖ'nün hidrolik iletkenliğini kontrol ettiği ve yüksek ölçülmesine sebep olduğu söylenebilmektedir. Yine de bu durumu teyit edebilmek ve akışın nereden gerçekleştiğini belirlemek için Rhodamine ile boya deneyi yapılmıştır.



Şekil 9. Hidrasyon sonrası GKÖ'nün hidrolik iletkenlik davranışı

Hidrolik iletkenlikten hemen sonra GKÖ görüntü alma sistemine yerleştirilmiş ve kameranın diğer ayarları sabit kalmak kaydıyla ISO ayarı 800 yapılarak görüntüsü alınmıştır (ISO 200'de tamamen karanlık görüntü elde edilmiştir). Şekil 10a'dan da görülebileceği gibi boşlukların sayısı azalmış, ancak çapı büyümüştür. Sayıca azalmanın hidrolik iletkenlik sırasında meydana gelen hidrasyondan kaynaklandığı düşünülmektedir. Boşluk çapındaki artış ise erozyon nedeniyle GKÖ'den bentonit parçacıklarının süpürüldüğünü göstermektedir.

Karanlık odada görüntüsü alındıktan sonra GKÖ'nün lifleri bistüri yardımıyla kesilmiş ve örgülü geotekstil GKÖ'den çıkarılmıştır. Akışın hızlı gerçekleştiği bölgelerin daha koyu boya rengine sahip olduğu Şekil 10b'den görülmektedir. Bunlar ayrıca lif demetlerinin yoğun olduğu ve şişen bentonitin kapatamadığı alanları göstermektedir. Lif demetlerinin varlığı GKÖ boyunca suyu ileten mikro kanalların oluşmasına sebep olmakta ve bentonit şişmesine rağmen bu boşlukları tam olarak kapatamamaktadır. Bu durum GKÖ üretiminde ortaya çıkması muhtemel bir durum olarak göz önüne alınmalıdır.



Şekil 10. GKÖ'nün hidrolik iletkenlik sonrası: a) karanlık oda görüntüsü ve b) örgülü geotekstil kesilip çıkartıldıktan sonraki görüntüsü

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada GKÖ içindeki bentonitin hidrasyon sırasında sergilediği şişme ve yayılma davranışı gözlenmiştir. Bunun için kamera ve ışık birimlerinden oluşan görüntü alması sistemi karanlık bir odaya kurulmuştur. Sıkıştırılmış siltli kum tabakası üzerine yerleştirilen GKÖ'nün hidrasyonu ise belirli zaman aralıkları ile yapılan ağırlık ölçümleri ile belirlenmiştir. Bu esnada GKÖ'nün görüntüleri alınarak içindeki bentonit partiküllerinin oluşturduğu daneli yapı arasındaki boşlukların kapanması zamana bağlı olarak izlenmiştir.

GKÖ'nün hidrasyon sırasında su içeriği ilk 7 gün içerisinde hızla artmış ve sonrasında bu artış yavaşlamıştır. Hidrasyon davranışı 26 gün boyunca izlenmiştir. GKÖ'nün görüntü

alma sisteminde çekilen fotoğraflarından daneler arası boşlukların zamanla azaldığı görülmüştür. Bu azalma MATLAB’de yazılan bir program vasıtasıyla sayısallaştırılmıştır. Hidrasyon sonunda daneler arasında hala kapanmayan boşluklar olduğu görülmüştür. Bu boşlukların hidrolik iletkenlik üzerine etkisi olup olmayacağını belirlemek için GKÖ permabilite deneyine tabi tutulmuştur. Hidrolik iletkenlik bariyerler için izin verilen değerin üzerinde ölçülmüş (6.0×10^{-7} m/s) ve yapılan boya testi ile buna varlığını koruyan daneler arası boşlukların yol açtığı görülmüştür. Deney sonrasında GKÖ’nün geotekstil bileşenlerinin birbirini bağlayan lifleri kesilmiş ve lif demetlerinin GKÖ’de bu boşluklara sebep olduğu ve hidrasyon sırasında şişen bentonitin bunları kapatamadığı gözlenmiştir. Bu çalışmada oluşturulan görüntü alma birimi sayesinde boşlukların varlığı ve bunun sonuçlar üzerindeki etkisi başarılı bir biçimde ortaya konmuştur.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma TÜBİTAK 119R044 numaralı proje kapsamında desteklenmektedir. TÜBİTAK’a verdiği bu destek için teşekkürü bir borç biliriz.

KAYNAKLAR

- Anderson, R., Rayhani, M. T., and Rowe, R. K. (2012). “Laboratory investigation of GCL hydration from clayey sand subsoil.” *Geotextiles and Geomembranes*, Elsevier Ltd, 31, 31–38.
- ASTM:D5993-99. (2010). “Standard Test Method for Measuring Mass Per Unit of Geosynthetic Clay Liners.” ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 99(Reapproved 2009), 1–4.
- ASTM:D6766-12. (2014). “Standard Test Method for Evaluation of Hydraulic Properties of Geosynthetic Clay.” ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 1–9.
- ASTM:D698-12. (2012). “Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort.” ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 3, 1–13.
- ASTM D2487-17. (2017). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017, www.astm.org. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D854-14. (2014). “Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.” ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 1–8.
- Barclay, A., and Rayhani, M. T. (2013). “Effect of temperature on hydration of geosynthetic clay liners in landfills.” *Waste management & research : the journal of the International Solid Wastes and Public Cleansing Association, ISWA*, 31(3), 265– 72.
- Bouazza, A., Ali, M. A., Gates, W. P., and Rowe, R. K. (2017). “New insight on geosynthetic clay liner hydration: the key role of subsoils mineralogy.” *Geosynthetics International*, 24(2), 139–150.
- Bradshaw, S. L., Benson, C. H., and Scalia, J. (2013). “Hydration and cation exchange during subgrade hydration and effect on hydraulic conductivity of geosynthetic clay liners.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(4), 526– 538.

- Karakuş, Y., Taşkesti, B. E., and Ören, A. H. (2022). "Combined influence of subsoil water content and mass per unit area on cation exchange behavior of geosynthetic clay liners." *Geotextiles and Geomembranes*.
- Meer, S. R., and Benson, C. H. (2007). "Hydraulic Conductivity of Geosynthetic Clay Liners Exhumed from Landfill Final Covers." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(5), 550–563.
- Ören, A. H., Taşkesti, B. E., and Özdamar, T. (2022). "Evaluating the Hydration and Hydraulic Performance of a Geosynthetic Clay Liner (GCL) in Terms of Bentonite Mass per Unit Area." *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, Springer International Publishing, 4.
- Özdamar Kul, T., and Ören, A. H. (2018). "Geosentetik kil örtü hidrasyon yönteminin alt zemin koşullarına bağlı olarak değerlendirilmesi." *Teknik Dergi/Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers*, 143(29), 8385–8410.
- Özdamar Kul, T., and Ören, A. H. (2019). "Hydration of geosynthetic clay liners (GCLs) on compacted zeolite." *Geosynthetics International*, 26(1).
- Rayhani, M. T., Rowe, R. K., Brachman, R. W. I., Take, W. A., and Siemens, G. (2011). "Factors affecting GCL hydration under isothermal conditions." *Geotextiles and Geomembranes*, Elsevier Ltd, 29(6), 525–533.
- Rowe, R. K., and Abdelatty, K. (2012). "Effect of a Calcium-Rich Soil on the Performance of an Overlying GCL." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(4), 423–431.
- Rowe, R. K., Brachman, R. W. I., Hosney, M. S., Take, W. A., and Arnepalli, D. N. (2017). "Insight into hydraulic conductivity testing of geosynthetic clay liners (GCLs) exhumed after 5 and 7 years in a cover." *Canadian Geotechnical Journal*, 1138(March), 1118–1138.
- Sarabian, T., and Rayhani, M. T. (2013). "Hydration of geosynthetic clay liners from clay subsoil under simulated field conditions." *Waste Management*, Elsevier Ltd, 33(1), 67–73.
- Trier, ØOsivind Due, and Jain, A. K. (1995). "Goal-Directed Evaluation of Binarization Methods." *IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence*, 17(12), 1191–1201.

LABORATUVAR TİPİ İĞNELEME ALETİ İLE ÜRETİLEN GEOSENTETİK KİL ÖRTÜLERİN HİDROLİK İLETKENLİKLERİ

Fatih POLAT¹

Tuğçe ÖZDAMAR KUL²

Ali Hakan ÖREN³

ABSTRACT

Recent studies on needle-punched geosynthetic clay liners (GCLs) showed that the hydraulic conductivity of GCLs is affected by the fiber density which holds the woven and nonwoven geotextile together in the structure. These fibers in the GCL structure create preferential flow paths and caused to increase in hydraulic conductivity. In this study, the influence of fiber density on the hydraulic conductivity of GCLs was investigated. A laboratory-type needle-punching machine was designed and manufactured to produce the GCL samples at desired needle-punching densities (5, 10 and 15 pcs/cm²). During the manufacturing of artificial GCLs (Y-GCL), the same materials (i.e. geotextiles and bentonite) as the original GCL product were used. The visual observations showed that the needle-punching density of the original GCL was close to those of Y-GCLs which have high needle-punching densities (~15 pcs/cm²). In the content of this study, Y-GCLs produced by a laboratory needle punching machine and original GCLs were subjected to the hydraulic conductivity tests with different concentrations of calcium chloride solutions (15 mM, 30 mM, and 50 mM CaCl₂). Results showed that the hydraulic conductivity behaviors of Y-GCLs were quite similar to those of original GCLs. This shows that the quality of GCL samples produced by the laboratory-type needle-punching machine was close to the fabrication. Thus, it is thought that the produced laboratory-type needle-punching machine will provide convenience to the researchers during the sample preparation for detailed investigations.

ÖZET

İğneleme yöntemi ile üretilen geosentetik kil örtüler (GKÖ) ile son yıllarda yapılan çalışmalarda örgülü ve örgüsüz geotekstili bir arada tutan liflerin yoğunluğunun GKÖ'lerin hidrolik iletkenliklerini etkilediği görülmüştür. GKÖ içerisindeki bu lifler tercihi akış yolları oluşturarak permeabiliteyi artırıcı bir etki yaratmaktadır. Burada sunulan çalışmada GKÖ'lerdeki lif yoğunluğunun hidrolik iletkenlik üzerindeki etkisi incelenmiştir. Çalışma kapsamında istenilen iğneleme yoğunluklarında (5, 10 ve 15 adet/cm²) GKÖ'lerin

¹ İnşaat Mühendisi, POLAT, F., Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Programı, fatih.polat@ogr.deu.edu.tr

² Dr. Araştırma Görevlisi, ÖZDAMAR KUL, T Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, tugce.ozdamar@deu.edu.tr

³ Doç. Dr., ÖREN, A.H., Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, ali.oren@deu.edu.tr

üretilebilmesi için laboratuvar tipi iğneleme aleti tasarlanmış ve imal edilmiştir. GKÖ imalatında yerel bir firmadan temin edilen orijinal GKÖ için kullanılan materyaller (tekstiller ve bentonit) kullanılmıştır. GKÖ'ler görsel olarak incelendiğinde yüksek iğneleme yoğunluğundaki (~15 adet/cm²) yapay GKÖ'lerin (Y-GKÖ) orijinal GKÖ'nün iğneleme yoğunluğuna daha yakın olduğu gözlemlenmiştir. Laboratuvar tipi iğneleme aleti ile üretilen Y-GKÖ'ler ve orijinal GKÖ farklı konsantrasyonlardaki kalsiyum klorür çözeltileri (15 mM, 30 mM ve 50 mM CaCl₂) ile hidrolik iletkenlik deneylerine tabi tutulmuştur. Elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında Y-GKÖ'lerin ve orijinal GKÖ'lerin CaCl₂ çözeltileri ile hidrolik iletkenlik davranışlarının oldukça benzer olduğu görülmüştür. Bu durum laboratuvar tipi iğneleme aleti ile fabrikasyon üretimine yakın kalitede örnekler üretildiğini göstermektedir. İmal edilen laboratuvar tipi iğneleme aletinin araştırmacılara detaylı çalışmalar için örnek hazırlama aşamasında kolaylık sağlayacağı düşünülmektedir.

1. GİRİŞ

Geosentetik kil örtüler (GKÖ), geotekstiller arasına konulan bentonitin çeşitli yöntemlerle (ısıtılma işlemi, iğneleme vb.) birleştirilmesi ile üretilen kompozit malzemelerdir (Koerner 2005). GKÖ içinde bulunan bentonit, montmorillonit grubundan yüksek su tutma kapasitesine sahip bir kildir. Kolay uygulanabilirliği, kendini yenileyebilme özelliği ve su ile düşük geçirimsizliğe sahip olması GKÖ'lerin bariyer malzemesi olarak kullanımına olanak sağlamaktadır. Bu sebeple günümüzde GKÖ'ler yaygın olarak atık depolama alanları ve maden sahalarında yer altı suyunu zararlı kirlenmelerden korumak amacıyla geçirimsiz bariyer malzemesi olarak kullanılmaktadır (Benson, Ören, ve Gates 2010; Jo ve diğ. 2001; Ruhl ve Daniel 1997; Shackelford ve diğ. 2000).

GKÖ'lerin bariyer performansı hidrolik iletkenlik deneyleri ile belirlenmektedir (Ören ve Demirkıran 2015; Özdamar Kul ve Ören 2018; Petrov ve Rowe 1997). Literatürde yapılan çalışmalarda GKÖ'lerin hidrolik iletkenliklerinin birçok faktörden etkilendiği belirlenmiştir. GKÖ içerisindeki bentonitin tipi, kalitesi, polimer katkısı ve oranı, birim alan başına düşen bentonit kütlesi ile süzdürme sıvısının cinsi ve içeriği bu faktörlerden bazılarıdır (D. Kolstad, Benson, ve Edil 2004; Lee ve Shackelford 2005; Petrov, Rowe, ve Quigley 1997). GKÖ'lerin hidrolik iletkenliğini etkileyen en önemli unsurlardan biri de üretim sırasında iğnelenme sebebi ile oluşan liflerin yoğunluğu ve lif demetleridir (Rowe ve diğ. 2017; Salemi ve diğ. 2018). Gerek laboratuvarı yeni GKÖ'ler üzerinde yapılan çalışmalarda gerekse arazide belirli süreler (örneğin; 2-5 yıl) kullanıldıktan sonra çıkarılan GKÖ'ler üzerinde yapılan deneylerde GKÖ'lerin lif yoğunluğunun hidrolik performansları açısından önemli etki taşıdıkları vurgulanmıştır (Rowe ve diğ. 2017; Scalia ve Benson 2010, 2011).

Rowe ve diğ. (2017), 5 ve 7 yıl süreyle sahada kullanılmış GKÖ'ler üzerinde yaptıkları çalışmalarda GKÖ'lerin lif yoğunluğunu ve lif demeti kalınlıklarını görüntüleyip sayısallaştırmışlardır. Yazarlar, GKÖ'ler üzerinde 10 mM kalsiyum klorür (CaCl₂) çözeltisi ile yaptıkları hidrolik iletkenlik deneylerinde lif yoğunluğunun ve lif demeti kalınlığının artışının hidrolik iletkenlikte artışa sebep olduğunu göstermişlerdir.

Salemi ve diğ. (2018) ise aynı bentonit ve aynı geotekstilleri kullanarak farklı iğneleme yoğunluklarında (15, 30, 45 ve 60 adet/cm²) GKÖ'ler üretirmişlerdir. GKÖ üretimi fabrika ortamında gerçekleşmiş olup, iğnelenme yoğunluğu birim alan (cm²) başındaki iğneleme

adedini temsil etmektedir. Araştırmacılar daha sonra hazırlattıkları bu örnekleri sabit duvarlı permeametre hücrelerinde hidrolik iletkenlik deneylerine tabi tutmuşlardır. Hidrolik iletkenlik deneylerinde süzdürme sıvısı olarak saf su kullanılmasına rağmen araştırmacılar tüm örneklerde yüksek hidrolik iletkenlik değerleriyle ($>10^{-7}$ m/s) karşılaşmışlardır. Bununla birlikte çalışma sonucunda en yüksek hidrolik iletkenlik değerleri en fazla lif yoğunluğuna sahip örneklerde elde edilmiştir.

Literatürde yapılan çalışmalarda genel olarak GKÖ'lerin lif yoğunluğunun örneklerin bariyer performansını önemli ölçüde etkilediği gözlemlenmiştir. Ancak konu üzerine yapılan çalışma sayısı oldukça kısıtlı olmakla beraber GKÖ'lerin lif yoğunlukları net olarak bilinmemektedir. Bununla birlikte literatürdeki çalışmalardan sadece Salemi vd. 2018 yılında yaptığı çalışmada lif yoğunluğu detaylı olarak incelenmeye çalışılmıştır. Bu çalışmada da elde edilen hidrolik iletkenlikler bariyer limitinin ($>10^{-9}$ m/s) oldukça üstündedir. Dolayısı ile GKÖ'lerdeki lif yoğunluğunun etkisinin daha fazla çalışma yapılarak irdelenmesi gerekmektedir.

Burada sunulan çalışmada, GKÖ'lerin üretimi sırasında uygulanan iğneleme adedinin (diğer bir ifadeyle iğneleme yoğunluğunun) GKÖ'lerin hidrolik iletkenlikleri üzerindeki etkisi incelenmiştir. Çalışma kapsamında GKÖ'lerin istenilen iğneleme yoğunluklarında (5, 10 ve 15 adet/cm²) üretilebilmeleri için laboratuvar tipi iğneleme aleti tasarlanmış ve imalatı yapılmıştır. Esnek duvarlı permeametre hücreleri içerisinde yapılan hidrolik iletkenlik deneylerinde süzdürme sıvısı olarak farklı konsantrasyonlardaki (15, 30 ve 50 mM) CaCl₂ çözeltileri kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlar iğneleme yoğunluğuna ve süzdürme sıvısının konsantrasyonuna bağlı olarak irdelenmiştir.

2. MALZEME VE YÖNTEM

2.1. Malzemeler

2.1.1. Laboratuvar tipi geosentetik kil örtü iğneleme aleti

Yapay GKÖ'lerin istenilen iğne yoğunluğunda üretilebilmesi amacıyla laboratuvar tipi geosentetik kil örtü iğneleme aleti tasarlanmıştır (Şekil 1). İğneleme aleti konveyör bant, iğneleme sehpa ve mekanik aksamdan oluşmaktadır. Konveyör bant sisteminin oluşturulabilmesi için öncelikle iki adet L profil birleştirilerek 600 mm uzunluğunda ve 230 mm genişliğinde konveyör bant kasası ile 180 mm genişliğinde bir bant imal ettirilmiştir. Daha sonra bandın kasasında çeşitli bağlantı delikleri açılarak rulmanlar montajlanmış ve konveyör bant sistemi tamamlanmıştır. İğneleme hareketinin yapılabilmesi için hareketli kol mekanizması tasarlanmış ve gerekli aksamlar (çeşitli dişliler ve zincir) temin edilerek sisteme adapte edilmiştir.

Kullanılan mekanik kol, içerisinde bulunan yay sistemi sayesinde aşağı ve yukarı yönde hareket edebilme özelliğine sahiptir. Kolun sahip olduğu bu hareket serbestliği kullanılan dişliler ve zincir yardımı ile GKÖ'nün iğnelenmesi ve bant üzerinde ilerleyebilmesi için kullanılmıştır. Tasarlanan sistemde, kol üzerine operatörün uygulayacağı kuvvet ile gerçekleşecek olan aşağı yöndeki hareketinin mekanizma içerisindeki yayı sıkıştırarak GKÖ'nün iğnelenmesini sağlaması hedeflenmiştir. Kol üzerine uygulanan kuvvetin kaldırılması ile ise mekanizmanın yukarı yönde hareket etmesi (yay ilk boyuna döneceğinden) ve GKÖ'nün bant üzerinde ilerlemesi sağlanmıştır. GKÖ'nün bant üzerindeki hareket miktarının (bant adımı) ayarlanabilmesi için mekanizmanın düşey hareket genliği değiştirilebilir nitelikte tasarlanmıştır. Bu tasarım laboratuvarında GKÖ üretimi sırasında

uygulanacak olan iğneleme yoğunluğunun istenilen oranlarda değiştirilebilmesine olanak sağlamıştır.



Şekil 1. Laboratuvar tipi iğneleme aletinin farklı açılardan görünümü

Daha sonra GKÖ'lerin iğneleme yöntemi ile birleştirilmesi işlemi için kullanılabilecek iğneler araştırılmıştır. Bu amaçla uluslararası iğne üretimi yapan bir firma ile görüşülmüş ve GKÖ üretimi için ters çentikli iki farklı iğne tedarik edilmiştir. İğnelerin temin edilmesinin ardından iğne tablası tasarımı ile ilgili çalışmalar yapılmıştır. İğne ebatları dikkate alınarak iğnelerin rahat yerleştirilebilmesi için çelik rijit levha üzerine 2 mm çapında delikler açtırılarak iğneleme tablası imalatı gerçekleştirilmiştir. Üretim sırasında farklı iğneleme yoğunluklarının ve iğneleme desenlerinin kullanılabilmesi için iğneleme tablasındaki delikler yatayda 2 mm, düşeyde 2.5 mm aralıklarla 3 sıra olacak şekilde konumlandırılmıştır. Üretim sırasında kullanılan iğneleme tablası ve ters çentikli iğneler Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil 2. Laboratuvar tipi iğneleme aletinde kullanılan parçalar a) iğneleme tablası ve b) ters çentikli iğneler

2.1.2. Geosentetik Kil Örtü

Çalışma kapsamında yapay ve orijinal GKÖ kullanılmıştır. Orijinal GKÖ Türkiye'deki yerel bir üreticiden temin edilmiştir. Bu GKÖ'nün birim alan başına bentonit kütlesi rulo genelinde 4.7-6.0 kg/m² arasında değişkenlik göstermektedir (ASTM: D5993 2014). GKÖ'ler içerisinde yer alan bentonitin bazı karakteristik özellikleri laboratuvarında belirlenmiştir. Bu kapsamda bentonitin likit limit değeri %222, plastik limit %51 (ASTM D4318-10 2005) ve özgül ağırlık değeri 2.71 (ASTM: D854-10 2010) bulunmuştur.

2.1.3. Çözeltiler

Çalışma kapsamında deney sıvısı olarak deiyonize su (DS) ve kalsiyum klorür çözeltileri (CaCl₂) kullanılmıştır. CaCl₂ çözeltileri olarak 15 mM, 30 mM ve 50 mM konsantrasyonları seçilmiştir. Bu konsantrasyonların elde edilebilmesi için toz halindeki kalsiyum klorür DS içerisinde çözdürülmüştür. Hazırlanan çözeltilerin kalsiyum konsantrasyonları ICP analizleri yapılarak teyit edilmiştir.

2.2. Yöntemler

2.2.1. Yapay GKÖ Üretimi

Yapay GKÖ'lerin üretimi için üretici firmadan orijinal GKÖ üretiminde kullanılan örgülü ve örgüsüz geotekstiller temin edilmiştir. Tekstillerin arasına konulacak bentonit ise orijinal GKÖ'nün içerisinden çıkarılarak kullanılmıştır. Fabrikasyon üretimi sırasında tekstillerin gerdirilmesi amacıyla kullanılan rulo sistemi laboratuvarında kasnak çerçeve sistemi ile temsil edilmeye çalışılmıştır. Yapay GKÖ'lerin üretimi için öncelikle örgülü geotekstil, kasnağın dış çerçevesine yerleştirilmiş, daha sonra üzerine orijinal GKÖ'deki MPUA değerini sağlayacak miktarda bentonit serpilmiş ve üzerine örgüsüz geotekstil eklenmiştir. İç çerçeve sisteme adapte edildikten sonra gergi vidaları sıkılarak örnek gerginliği ayarlanmıştır.

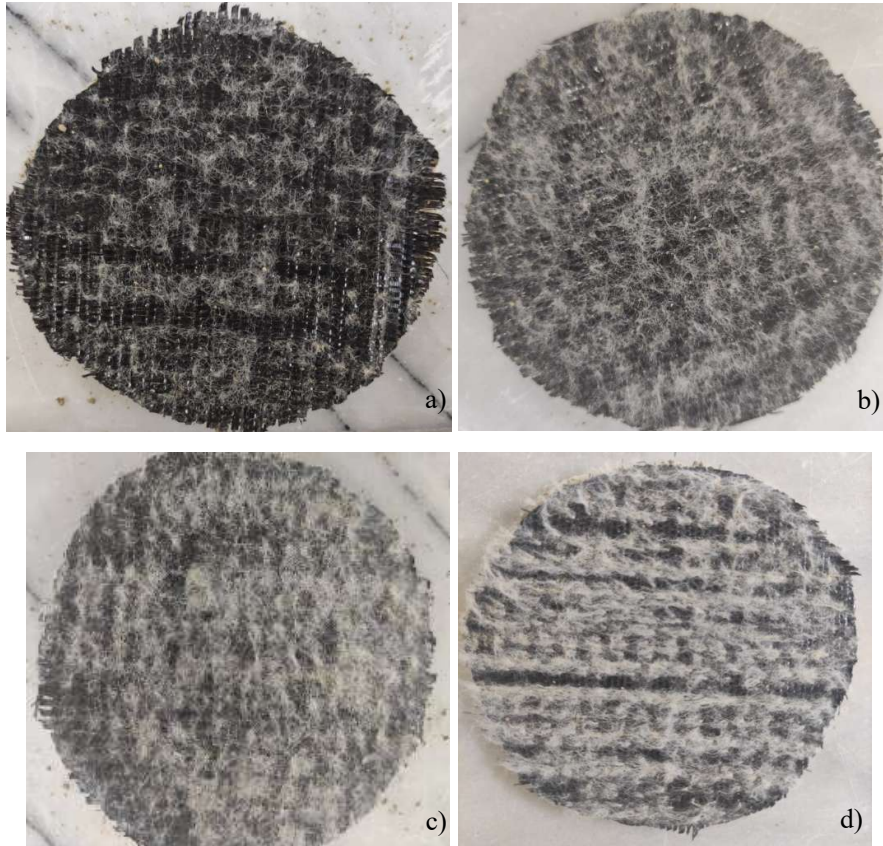
Kasnak sistemine yerleştirilen örnek daha sonra endüstriyel üretimde kullanılan yağmurlama yöntemine benzer şekilde içerisinde DS bulunan püskürteç yardımıyla nemlendirilmiştir. Hazırlanan örnek laboratuvar tipi iğneleme aleti konveyör bandının üzerine yerleştirilmiş ve iğneleme ünitesine denk gelecek şekilde konumlandırılmıştır. İmalat açısından gerekli kontroller yapıldıktan sonra iğneleme işlemine geçilmiştir. İğnelemenin gerçekleştirilmesi için mekanik kol aşağı-yukarı yönde hareket ettirilmiştir. Kolun aşağı yöndeki hareketiyle GKÖ'nün iğnelenmesi gerçekleşirken yukarı yöndeki hareketi ile konveyör bandın ilerlemesi sağlanmıştır. Yapay GKÖ üretimi sırasında çekilen bazı fotoğraflar Şekil 3'te sunulmuştur.



Şekil 3. Laboratuvar koşullarında örnek yapay GKÖ üretimi

Laboratuvar ortamında üretilen GKÖ'lerde 3 farklı iğneleme yoğunluğu (düşük, orta ve yüksek) hedeflenmiştir. Bu kapsamda gerekli iğne dizilimi gerçekleştirilerek kasmağın bir kez üretimden geçmesi sonucu birim alan (cm^2) başına yaklaşık 5 adet iğneleme yapıldığı belirlenmiştir. İğnelenme tablasının dizilimi ve GKÖ'nün bant üzerindeki yürüme adımı göz önünde bulundurulduğunda, 5 adet/ cm^2 iğnelenme sırasında hiçbir iğnenin aynı yeri tekrar iğnelemesi mümkün olmamaktadır. Böylece GKÖ üretimi sırasında 5 adet/ cm^2 (düşük yoğunluk) iğnelenme ile minimum lif demeti oluşumu sağlanmıştır. Kasmağın sistemden ikinci kez geçirilmesi ile orta yoğunluklu (~ 10 adet/ cm^2), üçüncü kez geçirilmesiyle ise yüksek yoğunluklu (~ 15 adet/ cm^2) iğneleme işlemleri gerçekleştirilmiştir.

Birim alan başına gelen iğneleme miktarları üretim sırasındaki toplam kol iniş sayısı ve tabladaki iğne sayısının çarpımının iğnelenen alana bölünmesiyle matematiksel olarak da kontrol edilmiştir. Metnin genelinde ifade kolaylığı açısından birim alandaki iğneleme yoğunluğuna (adet/ cm^2) bağlı olarak hazırlanan yapay GKÖ'ler Y5 (5 adet/ cm^2), Y10 (10 adet/ cm^2) ve Y15 (15 adet/ cm^2) olarak adlandırılmıştır. Unutulmamalıdır ki endüstriyel üretim sırasında kullanılan iğne adedi ve iğneleme hızları göz önüne alındığında aynı nokta üzerinde sayısız iğneleme gerçekleşebilmektedir. Bu durum GKÖ içerisinde yüksek yoğunlukta lif demetlerinin oluşmasına sebebiyet verebilmektedir. Dolayısı ile laboratuvarda gerçekleştirilen yapay GKÖ üretimlerinde de tekrarlanan iğnelemelerin kullanıldığı (Y10 ve Y15) durumların fabrikadaki imalatı daha iyi yansıtaacağı düşünülmektedir. Bu durumun resmedilebilmesi açısından Şekil 4'de farklı iğneleme yoğunluğunda hazırlanan yapay GKÖ'ler ile orijinal GKÖ'nün fotoğrafları sunulmuştur.



Şekil 4. Deneylerde kullanılan yapay ve orijinal GKÖ'ler a) Y5, b) Y10, c) Y15, ve d) Orijinal

2.2.2. Serbest Şişme Deneyi

Şişme indisi deneyleri ASTM:D5890-11, (2011)'e göre DS ve kalsiyum klorür çözeltileri kullanılarak yapılmıştır. GKÖ içerisinde çıkarılan bentonitler önce etüvde kurutulmuş ardından havanda dövülerek toz haline getirilmiştir. Toz halindeki bentonit, No. 200 standart elekten elenmiş ve deney için 2 g ayrılmıştır. Ardından 100 mL'lik cam mezür 90 mL seviyesine kadar kullanılacak sıvı (DS veya CaCl_2 çözeltileri) ile doldurulmuştur. Deney için kullanılacak bentonit, ASTM D5890'a uygun koşullarda 0.1 gram atımlarla bu sıvıların içerisinde dökülmüş ve ardından sıvı seviyeleri 100 mL'ye tamamlanmıştır. Şişme indisi değerleri 24 saat sonunda mezürlerden okunmuştur.

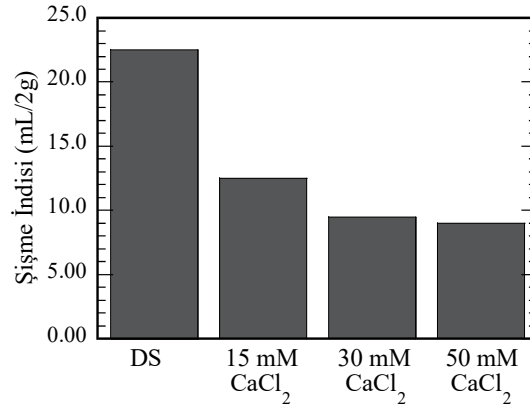
2.2.3. Hidrolik İletkenlik Deneyi

GKÖ'ler esnek duvarlı permametre hücreleri içerisinde 35 kPa'lık hücre basıncı altında hidrolik iletkenlik deneylerine tabi tutulmuşlardır (ASTM:D6766-12 2014). Bu amaçla GKÖ'ler 100 mm çapında kesilmiştir. Kesilen örneklerin ağırlıkları tartılmış; yükseklik ve çapları kumpas yardımı ile ölçülmüştür. Örnek çeperinden bentonit kaybının önlenmesi için GKÖ örneklerinin çevresi bentonit pastası ile sıvanmıştır. Daha sonra GKÖ'ler iki adet örgüsüz geotekstil arasına yerleştirilmiş ve permametre hücresi alt ve üst başlıklarının arasına konmuştur. Sistemde çeperden sızdırmanın engellenmesi için örnek çevresi bentonit ile sıvanmış üzerine lateks membran geçirildikten sonra alt ve üst başlığa üçer adet O-halka geçirilmiştir. Hidrolik iletkenlik deneyi başlatılmadan önce giriş vanası açık, çıkış vanası kapalı olacak şekilde her örnek 24 saat deney sıvısı ile hidrasyona bırakılmıştır. Bu sürenin sonunda çıkış vanaları açılarak deneyler başlatılmış ve çıkış sıvıları 100 mL cam mezür içerisinde toplanmıştır.

3. BULGULAR VE TARTIŞMA

3.1. Şişme indisi

GKÖ içerisinde çıkarılan bentonitler ile yapılan şişme indisi deney sonuçları Şekil 5'de verilmiştir. Bentonitin şişme indisi DS içerisinde 22.5 mL/2g iken 15 mM, 30 mM ve 50 mM CaCl_2 çözeltilerinde sırasıyla 12.5 mL/2g, 9.5 mL/2g, ve 9.0 mL/2g bulgulanmıştır. Şekil 5'de görüleceği gibi CaCl_2 konsantrasyonun arttıkça bentonitin şişme indisi değerleri azalmıştır. Bu durum çözeltideki kalsiyum iyonlarının bentonitin şişmesini kısıtlamasından kaynaklanmaktadır. Bentonitin içindeki sodyum (Na^+) iyonları çözeltideki Ca^{2+} iyonları ile yer değiştirmekte ve bentonit daneciklerinin etrafındaki adsorbe su tabakasının büzülmesine neden olmaktadır (Jo ve diğ. 2001; D. C. Kolstad, Benson ve Edil 2004). Bentonit daneleri arasındaki suyun bu hareketi şişmeyi negatif yönde etkilemekte ve şişme indisi değerini düşürmektedir.



Şekil 5. GKÖ içerisindeki bentonitin farklı sıvılardaki şişme indisi değerleri

3.2. Hidrolik İletkenlik

Çalışma kapsamında orijinal ve yapay GKÖ'ler üzerinde farklı CaCl₂ konsantrasyonlarda 12 adet hidrolik iletkenlik deneyi gerçekleştirilmiştir. Gerçekleştirilen hidrolik iletkenlik deneylerinin sonuçları Tablo 1'de özetlenmiştir.

Tablo 1. Hidrolik iletkenlik deneylerinin özeti

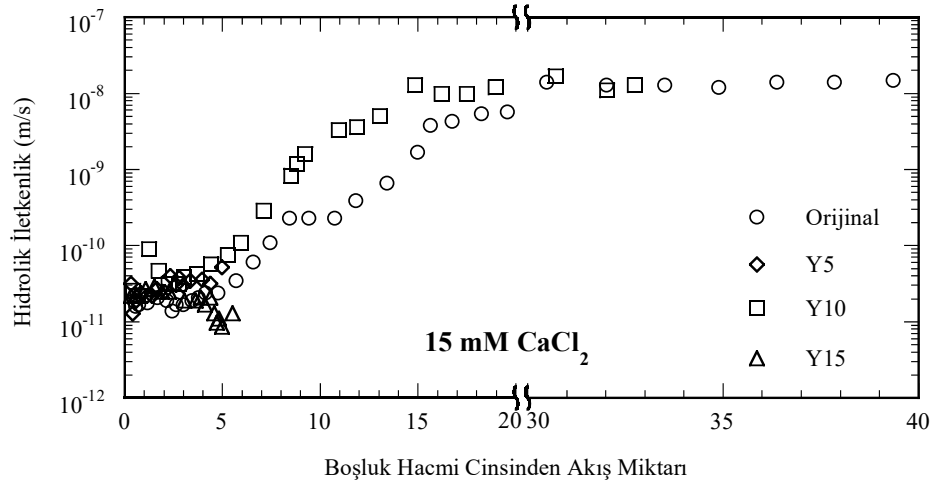
Örnek Adı	BABBK (kg/m ²)	Deney Sıvısı	Deney Süresi (Gün)	BHCAM	Hidrolik İletkenlik (m/s)
Orijinal	5.00	15 mM CaCl ₂	240	40	1.5×10^{-8}
Y5	5.57	15 mM CaCl ₂	*	6.4	5.8×10^{-11}
Y10	4.89	15 mM CaCl ₂	177	33	1.3×10^{-8}
Y15	5.17	15 mM CaCl ₂	*	5.7	1.7×10^{-11}
Orijinal	4.92	30 mM CaCl ₂	136	43	1.5×10^{-8}
Y5	5.06	30 mM CaCl ₂	119	35	1.6×10^{-8}
Y10	4.76	30 mM CaCl ₂	105	39	4.1×10^{-9}
Y15	5.33	30 mM CaCl ₂	130	31	4.2×10^{-9}
Orijinal	5.16	50 mM CaCl ₂	52	38	1.4×10^{-8}
Y5	5.65	50 mM CaCl ₂	*	8.9	6.1×10^{-10}
Y10	5.30	50 mM CaCl ₂	108	30	7.0×10^{-9}
Y15	6.02	50 mM CaCl ₂	*	7.1	9.3×10^{-11}

*Deneyler devam etmektedir.

3.2.1. 15 mM CaCl₂ çözeltisi ile hidrolik iletkenlikler

Orijinal ve yapay GKÖ'lerin 15 mM CaCl₂ çözeltisi ile yapılan hidrolik iletkenlik deney sonuçları boşluk hacmi cinsinden akış miktarının (BHCAM) fonksiyonu olarak Şekil 6'da verilmiştir. Şekil 6'dan da görülebileceği gibi orijinal ve yapay GKÖ'lerin hidrolik iletkenlik deneylerinde yaklaşık olarak 5 BHCAM'ye kadar benzer bir davranış gözlemlenmiş olup hidrolik iletkenlik değerleri $\sim 5.0 \times 10^{-11}$ m/s bulgulanmıştır. Ancak GKÖ örneklerinin

içerisinden geçen akış miktarı arttıkça (>5 BHCAM) orijinal GKÖ ile Y10'nun hidrolik iletkenliklerinde yaklaşık 2500 katlık bir artış gözlemlenmiştir. Y5 ve Y15 ile yapılan deneyler henüz devam etmekte olup örneklerin içerisinden geçen akış miktarı 5 BHCAM'yi bir miktar geçmiştir. Son okumalar dikkate alındığında bu örneklerin hidrolik iletkenlik değerlerinin de artma eğiliminde olduğu görülmüştür. Diğer yanda, hidrolik iletkenlik açısından fiziksel stabilitenin sağlandığı orijinal GKÖ ve Y10'un nihai hidrolik değerleri sırasıyla 1.5×10^{-8} ve 1.3×10^{-8} m/s bulgulanmıştır. Burada her iki GKÖ'nün nihai hidrolik iletkenliklerinin birbirine oldukça yakın olduğu görülmektedir.

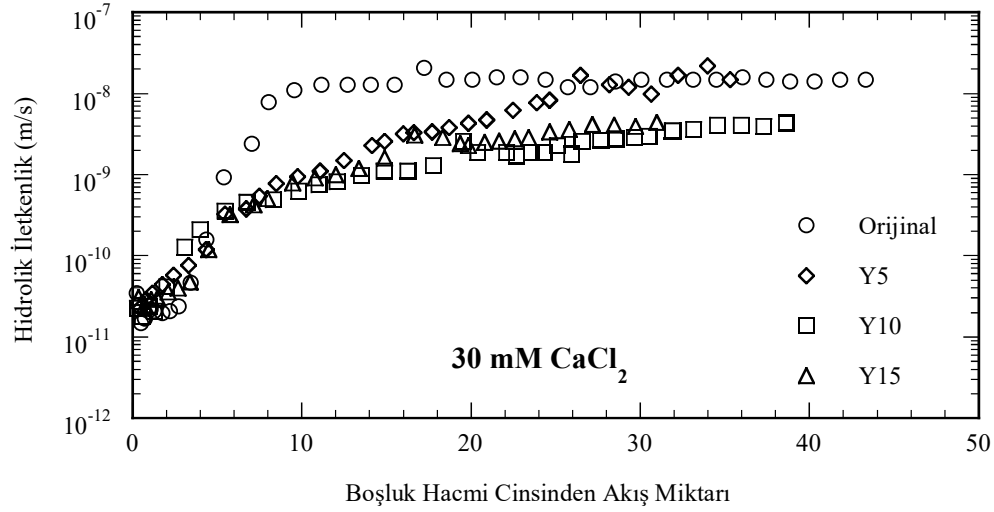


Şekil 6. GKÖ'lerin 15 mM CaCl₂ çözeltisi ile BHCAM cinsinden hidrolik iletkenlik değerleri

3.2.2. 30 mM ile hidrolik iletkenlikler

Şekil 7'de orijinal ve yapay GKÖ'lerin 30 mM CaCl₂ çözeltisi ile gerçekleştirilen hidrolik iletkenlik deneylerinin sonuçları verilmiştir. Orijinal ve yapay GKÖ'lerin 30 mM CaCl₂ ile süzdürülmesi durumundaki hidrolik iletkenlik davranışları 15 mM CaCl₂ çözeltisi ile elde edilen davranışa benzer bir yönelim gözlemlenmiştir. Tüm GKÖ'lerde deney başında (~ 3 BHCAM'ye kadar) hidrolik iletkenlikler $\sim 10^{-11}$ m/s mertebelerinde iken zaman içerisinde artarak $\sim 10^{-8}$ - 10^{-9} m/s mertebelerine çıkmıştır. Ancak çözelti konsantrasyonunun artırılması ile GKÖ'lerin hidrolik iletkenlikleri daha erken bir BHCAM'de artmaya başlamıştır. Bu durumun çözelti konsantrasyonunun artması ile bentonitin daha hızlı katyon değişimine maruz kalması ve şişme indisinin azalmasından (Şekil 5) kaynaklandığı söylenebilir (Lee ve Shackelford 2005). Daha az şişen bentonit danecikleri lif demetlerinin aralarını yeterli seviyede kapatamamakta ve akış bu lifler üzerinden tercihi olarak gerçekleşmektedir.

Orijinal GKÖ'nün nihai hidrolik iletkenlik değeri 1.5×10^{-8} m/s iken Y5'in 1.6×10^{-8} m/s ölçülmüştür. Her iki GKÖ arasındaki fark oldukça azdır. Diğer yanda, Y10 ve Y15'in hidrolik iletkenlikleri sırasıyla 4.1×10^{-9} m/s ve 4.2×10^{-9} m/s olarak bulgulanmıştır. Sonuçlar değerlendirildiğinde orijinal ve yapay GKÖ'lerin hidrolik iletkenlik değerleri arasındaki bu farkın kabul edilebilir mertebede olduğu söylenebilir. Bununla beraber hem orijinal hem de yapay GKÖ'lerin 30 mM CaCl₂ çözeltisi ile süzdürülmesi sonucunda elde edilen nihai hidrolik iletkenlik değerleri birçok çevre ajansı tarafından istenilen bariyer limitinin ($< 10^{-9}$ m/s) üzerinde olduğu görülmektedir.

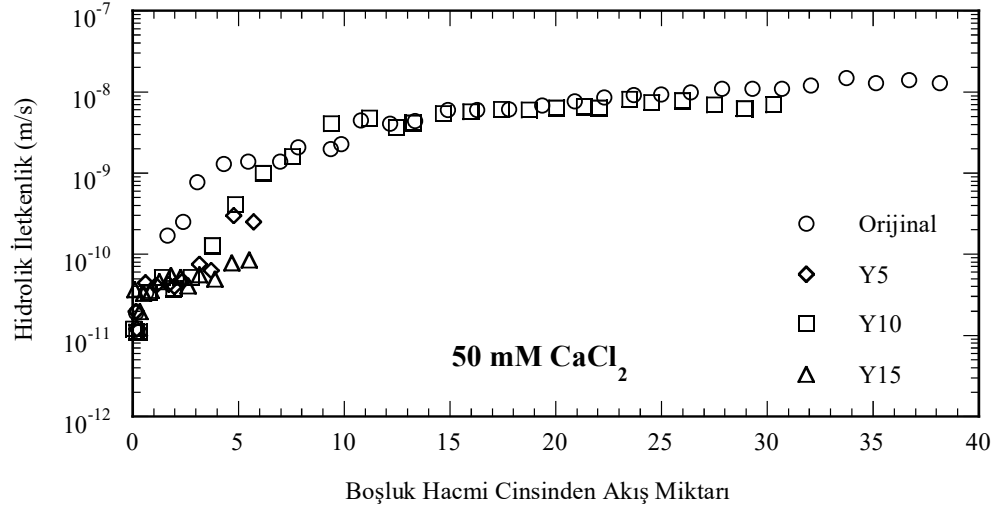


Şekil 7. GKÖ'lerin 30 mM CaCl₂ çözeltisi ile BHCAM cinsinden hidrolik iletkenlik değerleri

3.2.3. 50 mM ile hidrolik iletkenlikler

Orijinal ve yapay GKÖ'ler üzerinde 50 mM CaCl₂ çözeltisi ile gerçekleştirilen hidrolik iletkenlik deneyi sonuçları Şekil 8'de sunulmuştur. Süzdürme sıvısının 50 mM CaCl₂ çözeltisi olarak kullanılması durumunda orijinal ve yapay GKÖ'lerin başlangıç hidrolik iletkenlik değerleri $\sim 1.5 \times 10^{-11}$ m/s'dir. Şekil 8'den de görüleceği gibi GKÖ'lerin hidrolik iletkenlik davranışları 15 mM ve 30 mM CaCl₂ ile yapılan deneylerdekine benzer bir davranış göstermiştir. Ancak burada GKÖ'lerin hidrolik iletkenlik değerlerindeki artış eğilimi deneylerin başlangıcından itibaren gözlemlenmiştir. Bu durum çözelti konsantrasyonunun artması sebebi ile bentonitin şişme indisinin iyice kısıtlanmasından kaynaklanmaktadır (Şekil 5).

Orijinal GKÖ ile yapılan deneylerde hidrolik iletkenlik değerleri örnek içerisinde ~ 12 BHCAM geçtikten dengeye ulaşmış ve nihai olarak 1.4×10^{-8} m/s bulgulanmıştır. Yapay GKÖ'ler ile yapılan deneylerde ise Y10'un nihai hidrolik iletkenliği deney sonunda 7.0×10^{-9} m/s elde edilmiştir. Bununla beraber Y5 ve Y15'in 50 mM CaCl₂ çözeltisi ile yapılan deneyleri henüz devam etmektedir. Alınan son okumalar dikkate alındığında örneklerin hidrolik iletkenlik değerleri Y5 için 6.1×10^{-10} m/s, Y15 için ise 9.3×10^{-11} m/s mertebelerindedir. Şekil 8'den de görüleceği gibi her iki örneğin de hidrolik iletkenlik değerleri artma eğilimindedir. Denge sağlandığında örneklerin orijinal GKÖ ve Y10 için elde edilen hidrolik iletkenlik değerlerine yakın sonuçlara ulaşması beklenmektedir.



Şekil 8. GKÖ'lerin 50 mM CaCl₂ çözeltisi ile BHCAM cinsinden hidrolik iletkenlik değerleri

4. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında GKÖ iğnelenme yoğunluğunun hidrolik iletkenlik davranışı üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Laboratuvar ortamında farklı iğneleme yoğunluklarında GKÖ'lerin üretilmesi için laboratuvar tipi iğneleme aleti tasarlanmış ve imal edilmiştir. Bu alet sayesinde orijinal GKÖ'de kullanılmış olan geotekstiller ile bentoniti içeren yapay GKÖ'ler laboratuvar ortamında üretilmiş ve farklı konsantrasyonlarda CaCl₂ çözeltileri ile hidrolik iletkenlik deneylerine tabi tutulmuştur. Elde edilen sonuçlar, orijinal GKÖ ile yapılan deney sonuçları ile karşılaştırılmış ve aşağıda özetlenmiştir.

- Laboratuvar tipi iğneleme aleti ile 5 adet/cm² (Y5), 10 adet/cm² (Y10) ve 15 adet/cm² (Y15) lif yoğunluğunda üretilen yapay GKÖ'ler görsel olarak incelendiğinde orijinal GKÖ'den daha az miktarda lif yoğunluğu ihtiva ettikleri görülmüştür.
- Kullanılan çözeltileri konsantrasyonundan bağımsız olarak yapay GKÖ'ler ile orijinal GKÖ'ler arasında oldukça benzer bir davranış gözlemlenmiştir. Başlangıçta ~10⁻¹¹ m/s olan hidrolik iletkenlik değerleri deneyler sırasında bir miktar artmış ve ~10⁻⁸ m/s mertebelerine kadar yükselmiştir. Bu durum süzdürme sıvısında bulunan Ca²⁺ iyonları ile bentonit içerisinde bulunan Na⁺ iyonlarının yer değiştirmesi sonucu bentonitin şişme indisinin azalmasından kaynaklanmaktadır.
- 30 mM ve 50 mM CaCl₂ ile yapılan deneylerinde orijinal GKÖ'lerin hidrolik iletkenliklerinin yapay GKÖ'lerden bir miktar yüksek olduğu gözlemlenmiştir. Oluşan bu farkın orijinal GKÖ'lerdeki lif yoğunluğunun yapay GKÖ'lere kıyasla daha yüksek olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.
- Kullanılan CaCl₂ çözeltisi konsantrasyonunun artması GKÖ'lerin hidrolik iletkenlik değerlerinin deney başından itibaren artış eğilimine girmesine neden olmuştur. Yüksek konsantrasyonda daha az şişen bentonit lif demeti kaynaklı tercihi akım kanallarını tam olarak kapatamamaktadır. Bununla birlikte deneyler sırasında bentonit ve CaCl₂

arasındaki katyon değişimi de bu kanalların çaplarını arttırdığından hidrolik iletkenliği arttırmaktadır.

- Çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde laboratuvar tipi iğneleme aleti ile üretilen yapay GKÖ'lerin fabrikasyon üretimine oldukça yakın kalitede olduğu söylenebilir. İmal edilen laboratuvar tipi iğneleme aletinin istenilen özelliklerde GKÖ üretimine imkân sağlamasının araştırmacılara detaylı çalışmalar yapmaları hususunda kolaylık sağlayacağı düşünülmektedir.
- Hala devam eden deneyler nedeniyle nihai hidrolik iletkenlik değerleri elde edilmemiş olduğundan burada 5, 10 veya 15 adet/cm² iğnelemenin orijinal GKÖ'nün davranışını yansıttığı söylenememektedir. Diğer yanda, hidrolik iletkenlik artışlarına lif demetlerinin varlığının sebep olduğu bu çalışmayla net bir şekilde ortaya konmuştur.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma TÜBİTAK 119R044 nolu proje kapsamında yapılmıştır. Yazarlar Tübitak'a verdiği maddi ve bursiyer desteği için minnettardır.

KAYNAKLAR

- ASTM: D854-10. (2010). "Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer." ASTM International, West Conshohocken, PA, USA:1-7.
- ASTM D4318-10. (2005). "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils." ASTM International, West Conshohocken, PA, USA:1-14.
- ASTM:D5890-11. (2011). "Standard Test Method for Swell Index of Clay Component of Geosynthetic Clay Liners." ASTM International, West Conshohocken, PA, USA 14:1-7.
- ASTM: D5993. (2014). "Standard Test Method for Measuring Mass Per Unit of Geosynthetic Clay Liners." ASTM International, West Conshohocken, PA, USA: 9-12.
- ASTM:D6766-12. (2014). "Standard Test Method for Evaluation of Hydraulic Properties of Geosynthetic Clay." ASTM International, West Conshohocken, PA, USA: 1-9.
- Benson, C. H., A. H. Ören, and W. P. Gates. (2010). "Hydraulic Conductivity of Two Geosynthetic Clay Liners Permeated with a Hyperalkaline Solution." *Geotextiles and Geomembranes* 28(2):206-18.
- Bouazza, A., M. A. Ali, W. P. Gates, and R. K. Rowe. (2017). "New Insight on Geosynthetic Clay Liner Hydration: The Key Role of Subsoils Mineralogy." *Geosynthetics International* 24(2):139-50.
- Jo, Ho Young, Takeshi Katsumi, Craig H. Benson, and Tuncer B. Edil. (2001). "Hydraulic Conductivity and Swelling of Nonprehydrated GCLs Permeated with Single-Species Salt Solutions." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127(7):557-67.
- Koerner, Robert M. (2005). *Designing with Geosynthetics*. Pearson Prentice Hall.
- Kolstad, D. C., Craig H. Benson, and T. B. Edil. (2004). "Hydraulic Conductivity and Swell of Nonprehydrated Geosynthetic Clay Liners Permeated with Multispecies Inorganic Solutions." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 130(12):1236-49.
- Kolstad, D. C., Craig H. Benson, and T. B. Edil. (2004). "Hydraulic Conductivity and Swell of Nonprehydrated Geosynthetic Clay Liners Permeated with Multispecies Inorganic Solutions." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 130(12):1236-49.

- Lee, Jae-Myung, and Charles D. Shackelford. (2005). "Impact of Bentonite Quality on Hydraulic Conductivity of Geosynthetic Clay Liners." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131(1):64–77.
- Ören, Ali Hakan, and Havva Demirkıran. (2015). "Geosentetik Kil Örtülerin Hidrolik İletkenliklerinin Laboratuvarında Belirlenmesi Üzerine Bir Çalışma." *Teknik Dergi* 26(4):7191–7213.
- Özdamar Kul, Tuğçe, and a. Hakan Ören. (2018). "Liquid Limit Based Assessment of Geosynthetic Clay Liners Subject to Hydration and Hydraulic Conductivity Testings." *Geotextiles and Geomembranes* 46(4):436–47.
- Petrov, Robert J., and R. Kerry Rowe. (1997). "Geosynthetic Clay Liner (GCL) - Chemical Compatibility by Hydraulic Conductivity Testing and Factors Impacting Its Performance." *Canadian Geotechnical Journal* 34(6):863–85.
- Petrov, Robert J., R. Kerry Rowe, and Robert M. Quigley. (1997). "Selected Factors Influencing GCL Hydraulic Conductivity." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123(8):683–95.
- Rowe, R.K., Brachman, R.W.I., Hosney, M.S., Take, W.A., Arnepalli, D.N., (2017). Insight into hydraulic conductivity testing of geosynthetic clay liners (GCLs) exhumed after 5 and 7 years in a cover. *Can. Geotech. J.* 1138, 1118–1138.
- Ruhl, Janice L., and David E. Daniel. (1997). "Geosynthetic Clay Liners Permeated with Chemical Solutions and Leachates." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123(4):369–81.
- Salemi, Niloofar, Seyed Mehdi Abtahi, Mohammadali Rowshanzamir, and Seyed Mehdi Hejazi. (2018). "Geosynthetic Clay Liners: Effect of Structural Properties and Additives on Hydraulic Performance and Durability." *Environmental Earth Sciences* 77(5):1–13.
- Scalia, Joseph, and Craig H. Benson. (2010). "Preferential Flow in Geosynthetic Clay Liners Exhumed from Final Covers with Composite Barriers." *Canadian Geotechnical Journal* 47(10):1101–11.
- Scalia, Joseph, and Craig H. Benson. (2011). "Hydraulic Conductivity of Geosynthetic Clay Liners Exhumed from Landfill Final Covers with Composite Barriers." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 137(1):1–13.
- Shackelford, Charles D., Craig H. Benson, Takeshi Katsumi, Tuncer B. Edil, and L. Lin. (2000). "Evaluating the Hydraulic Conductivity of GCLs Permeated with Non-Standard Liquids." 18:133–61.

POLYESTER ESASLI GEOGRİDLERİN YANSIMA ÇATLAKLARI ÜZERİNDEKİ ETKİSİNİN İNCELENMESİ

Gizem Tuğçe ÇİL¹ Barış BÜYÜK² Tonguç DEĞER³ Burak EVİRGİN⁴

ABSTRACT

The most important factor during the development of reflection cracks, which is one of the deteriorations in road pavements, is a fatigue caused by thousands of repetitions through vehicle loads transferred to the road by vehicle wheels. The increase of tensile and bending strength by placing a geogrid between the layers constructed with the bituminous hot mixture, is a method that is used to prevent reflection cracks. In this study, the experimental performances of glass and polyester based geogrids placed between binder and wearing layers were compared with unreinforced sections. For that purpose, tensile strength tests were carried out in addition to the static, cyclic and dynamic creep tests. Polyester geogrid reinforced specimens with a tensile strength of 100 kN/m showed a 42% higher performance in case of cyclic loading tests, as well as approximately 50% more elastic behavior was attained than glass fiber geogrid specimens within dynamic fatigue behavior at the end of 15,000 cycles. It has been concluded that polyester geogrids, which offer serious advantages in terms of ductility, economy and ease of application, are more effective than glass fiber geogrids in terms of overall performance, too.

ÖZET

Yol kaplamalarındaki bozulmalardan birisi olan yansima çatlaklarının oluşmasındaki en önemli etken, taşıt tekerleri vasıtasıyla yola aktarılan araç yüklerinin binlerce tekerrür sonucunda yorulma meydana getirmesidir. Yansima çatlaklarının engellenmesi için kullanılan yöntemlerden birisi, bitümlü sıcak karışımdan teşkil edilen tabakalar arasına geogrid yerleştirilerek çekme ve eğilme mukavemetlerinin artırılmasıdır. Bu çalışmada, binder ve aşınma tabakalar arasına yerleştirilen cam ve polyester esaslı geogridlerin deneysel performansları donatısız kesitler ile karşılaştırılmıştır. Bu amaçla statik, çevrimsel ve dinamik sünme deneylerine ek olarak çekme testleri yapılmıştır. 100 kN/m çekme mukavemetine sahip polyester geogridli numuneler, tekrarlı yükleme durumunda %42 oranında daha yüksek performans göstermesinin yanı sıra, 15.000 çevrim sonundaki dinamik yorulma davranışlarında da cam esaslı geogridli numunelere kıyasla yaklaşık %50 daha fazla elastik davranış sergilemiştir. Süneklik, ekonomi ve uygulama kolaylığı bakımından ciddi avantajlar sunan polyester geogridlerin genel performans açısından da cam elyafli geogridlere kıyasla daha efektif olduğu sonucuna ulaşılmıştır.

¹ ÇİL, T. İstanbul Teknik İnş. A.Ş. Ar-GE Merkezi, tugcecil@istanbulteknik.com

² BÜYÜK, B., İstanbul Teknik İnş. A.Ş. Ar-GE Merkezi, barisbuyuk@istanbulteknik.com

³ DEĞER, T. İstanbul Teknik İnş. A.Ş. Ar-GE Merkezi, tonguedeğer@istanbulteknik.com

⁴ Dr. Öğr. Üyesi, EVİRGİN, B., Eskişehir Teknik Üniversitesi, burakevirgen@eskisehir.edu.tr

1. GİRİŞ

Yüksek çekme dayanımına sahip geoteknik malzeme olan geosentetiklerin genel olarak zeminde kullanımlarında kayma mukavemetinde iyileşmeye neden olduğu, temel altı kullanımlarda düşey yükler altında oturmaları azalttığı ve donatılı istinat yapılarında çekme gerilmelerini karşıladığı bilinmektedir. Yol yüzeyine etki eden yükler ise üstyapı tabakaları içerisinde dağıtılarak sırasıyla aşınma, binder, bitümlü temel, temel ve alt temele iletilerek taşınmaktadır. Hem ülkemizde hem de dünyada geniş bir ürün çeşitliliği ile farklı alanlarında uygulama yeri bulan geogridler, hızlı inşa imkanı, ekonomik olması ve kullanım kolaylığı sayesinde sıklıkla tercih edilmektedir.

Literatürde yol tabakalarının iyileştirmesine yönelik yapılan çalışmalarda düşük taşıma kapasitesine sahip doğal zeminler üzerine inşa edilen stabilize dolguların ara yüzeylerinde geogridlerin kullanıldığı büyük ölçekli laboratuvar deneyleri ön plana çıkmaktadır. Trafik yükleri altında üstyapı davranışını iyileştirmek ve üstyapıların toplam kalınlığını azaltmak amacı ile çekme mukavemeti, kalınlık, göz açıklığı, ham madde tipi, dokuma türü, üretim yöntemi, geosentetik konumu, zemin tabaka kalınlığı, yükleme koşulları gibi değişken parametrelerin farklı özelliklerdeki geogrid, geotekstil ve geohücre içeren çalışmalarla karşılaşılmaktadır (Palmeira ve Antunes 2010, Abu-Farsakh ve diğ. 2011, Qian ve diğ. 2013, Abu-Farsakh ve diğ. 2016, Nagy ve diğ. 2016, Singh ve diğ. 2019, Goud ve diğ. 2020).

Bitümlü sıcak karışım ile teşkil edilen binder ve aşınma tabakalarının dikkate alındığı deneysel çalışmalarda ise genellikle yansıma çatlaklarının giderilmesi ve mevcut taşıt yükleri altında kesit performanslarının iyileştirilerek yol servis ömrünün uzaltılmasına odaklanılmıştır (Fallah ve Khodaii 2016, Walubita 2016, Ferroti ve diğ. 2012). Bu amaçla geogrid donatılarla güçlendirilmiş asfalt tabakalarına gerçek koşulları modelleyen tekerlek izi testleri uygulanmaktadır (Goulias ve Ishai 1999, Correia ve Zornberg 2018). Mounes ve diğ. (2016) tarafından cam fiber donatılı geogridlerin ara tabaka olarak kullanıldığı silindirik şekilli numunelerde kalıcı deformasyonlar açısından ciddi seviyelerde iyileştirme elde edildiği belirtilmiştir. Imjai ve diğ. (2019) tarafından statik ve dinamik yükleme koşulları altında esnek kaplamalardaki çatlak oluşumlarının incelendiği çalışmada ise geogridlerdeki küçük göz açıklığının uzun dönem davranışı açısından daha efektif olduğu vurgulanmıştır.

Bu çalışmada ise genellikle zeminde kullanılan polyester esaslı geogridin yol üst yapısını oluşturan binder ve aşınma tabakaları arasında kullanımı sayesinde yansıma çatlaklarının giderilmesi hedeflenmiştir. Polyester geogridin henüz Türkiye'deki asfalt tabakaları arasında uygulanmamış olmasından dolayı sürtünme, kesme dayanımı, eğilme dayanımı, stabilite, üstyapı çatlakları ve oturma davranışlarına olan bilinmeyen etkilerinin yanında bakım maliyetlerinin düşürülmesi planlanmıştır. Donatılı ve donatısız asfalt tabakalarına tam kapasite statik yükleme, çevrimsel yükleme ve dinamik sünme testleri uygulanarak iki deney grubu arasında taşıt yükü altında binder ve aşınma tabakalarında beklenen oturma miktarları ve tekrarlı yüklemeler sonucu oluşan yorulma değerleri belirlenmiştir.

2. AGREGA VE BİTÜM DENEYLERİ

2.1. Agrega Özgül Ağırlık ve Su emme Kapasitesi Deneyleri

Agregalar 24 saat suda bekletildikten sonra ince taneler kaybolmayacak şekilde suyu süzölmüştür. Kesik koni yöntemi kullanılarak doymuş kuru yüzey (DKY) haline geldiği tespit edilmiştir. DKY durumundaki numune tartılmıştır ve kaydedilmiştir. Daha sonrasında numune

etüv kuru su haline getirilmiş ve tekrar tartım yapılmıştır. Bu sayede numune kuru ağırlığı belirlenmiştir. Son aşamada ise 25°C’de su kullanılarak numunenin yaş ağırlığı belirlenmiştir. İri agrega özgül ağırlık deneylerinde de benzer şekilde numuneler 24 saat suda bekletildikten sonra çıkarılarak yüzeylerindeki su tabakası yok olana kadar kurulanmış ve tartılarak doymuş kuru yüzey (DKY) ağırlığı bulunmuştur. Sonrasında doymuş malzemenin sudaki ağırlığı ve son aşamada numune etüve atılarak kuru ağırlığı bulunmuştur. TS EN 1097-6’ya göre özgül ağırlık deneylerinde ikişer numune incelenerek hesaplamalar yapılmış (Şekil 1) ve ortalama değerler Tablo 1’de verilmiştir.



Şekil 1. İnce agreganın özgül ağırlık tayini aşamaları

Tablo 1. Agreganın özgül ağırlık ve su emme oranı değerleri

Özellik	Sembol	İri agrega	İnce agrega	Filler
Kuru özgül ağırlık	δ_k	2,67	2,69	-
Doymuş kuru yüzey özgül ağırlık	δ_d	2,69	2,71	-
Zahiri özgül ağırlık	δ_g	2,72	2,74	2,77
Su emme oranı (%)	m_1 (%)	0,62	0,68	-

2.2. Bitüm özgül ağırlık deneyi

Limit seviyeye kadar bitüm konulduktan sonra bitüm içerisinde buharlaşma olmaması için bitümün üzerine damıtılmış su ilave edilerek piknometrenin tamamı doldurulmuştur. Ağzı kapatılan piknometre 25°C’deki su banyosunda 30 dakika bekletilmiş ve dış kısmı kurularak sudan arındırılıp tekrar tartım gerçekleştirilmiştir. Bitüm özgül ağırlık ve yoğunluk değerleri sırasıyla 1,036 ve 1032,98 kg/m³ olarak hesaplanmıştır (Şekil 2a). TS EN 15326-A1’e göre iki numune arasındaki farkın 2 kg/m³’ü geçmemesi gerekmektedir.

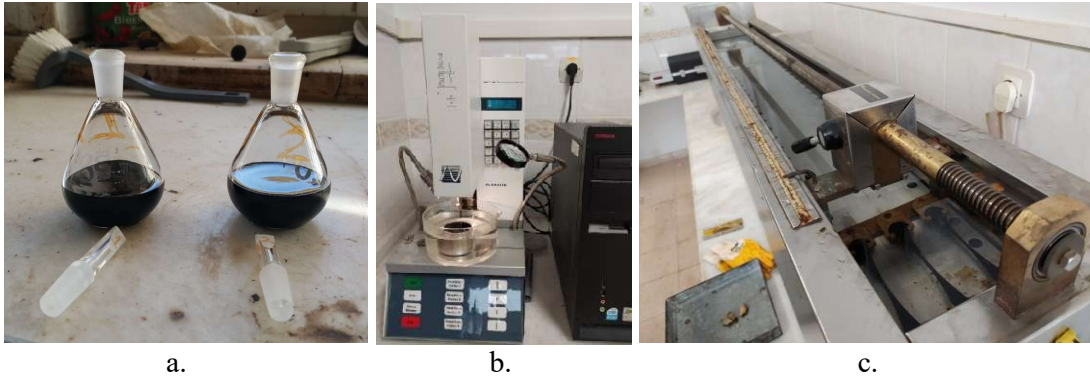
2.3. Penetrasyon deneyi

TS EN 1426 standardına göre gerçekleştirilen penetrasyon deneyinde ilk olarak numuneler yumuşama noktası sıcaklığı olan 90 °C’yi geçmeyecek şekilde ısıtılarak penetrasyon kaplarına dökülmüştür. Numuneler soğuması için oda sıcaklığında bekletildikten sonra 25°C’lik su banyosunda 75 dakika bekletilmiş ve altı adet numune deneye hazır hale gelmiştir. Penetrasyon

iğnesinin temizliğinden emin olunduktan sonra otomatik elektronik bitüm penetrometresi kullanılarak deneyler gerçekleştirilmiştir (Şekil 2b). Bitüm sınıfı 50/70 olarak belirlenmiştir.

2.4. Düktilite deneyi (TS EN 13589)

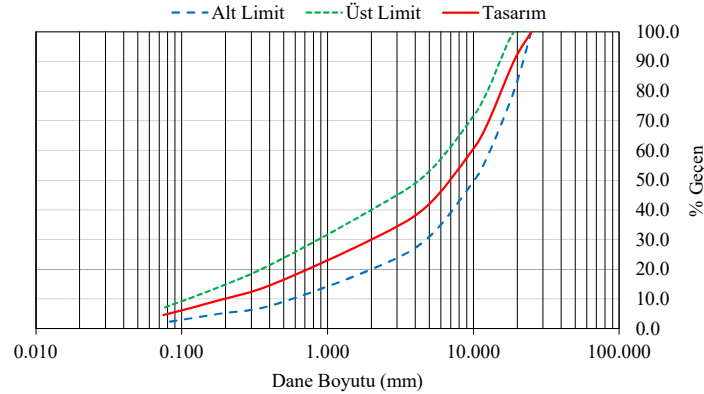
TS EN 13589 standardına göre gerçekleştirilen düktilite deneyinde ilk olarak numuneler yumuşama noktası sıcaklığı olan 90 °C'yi geçmeyecek şekilde ısıtılarak metal kaplara dökülmüştür. Numuneler, soğuması için oda sıcaklığında bekletildikten sonra 25°C'deki su banyosuna alınmıştır. Delikli uçlarından düktilite cihazına takılmış ve dakika da 5 cm yol alacak şekilde çekme işlemi uygulanmıştır (Şekil 2c). Tüm numuneler 100 cm uzama değerini aşmış ve KTŞ'de öngörülen düktilite şartını sağlamıştır.



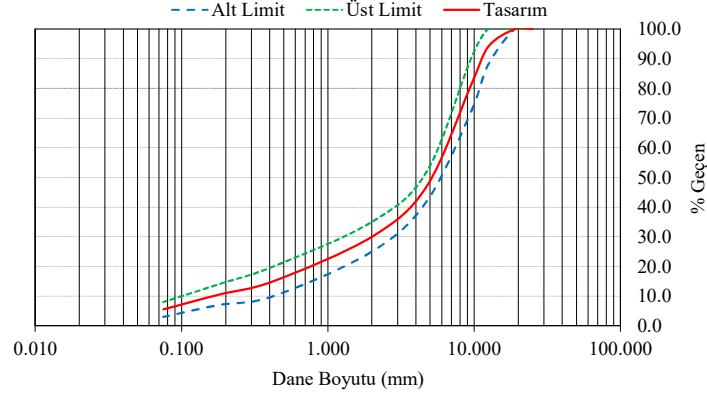
Şekil 2. a) Piknometre yöntemi ile bitüm özgül ağırlık tayini, b) Penetrasyon deneyi ve c) Düktilite deneyi

2.5. Elek analizi ve uygun gradasyonun belirlenmesi

Binder ve aşınma tabakaları için Karayolları Teknik Şartnamesine (2013) uygun iki farklı gradasyonu sağlamak üzere 0-5 mm, 5-15 mm ve 16-22 mm aralığında 3 tip agrega temin edilmiştir. Binder ve aşınma Tip-1 gradasyonları için şartname kısım 407 dahilinde belirtilen agregaların boyutlarına göre yüzde geçen miktarları, alt ve üst limitlerin ortalaması alınarak bulunmuştur (Şekil 3). Çalışma sürecindeki yükleme deneylerinde gereken malzeme miktarları binder ve aşınma gradasyonları için sırasıyla 370,00 kg ve 240,00 kg civarında öngörülmüştür. Ayrıca deneyler için yaklaşık 33,00 kg bitüm temin edilmiştir.



a.



b.

Şekil 3. Gradasyon eğrileri a) Binder tabakası ve b) Tip-1 aşınma tabakası

2.6. Optimum bitüm oranının belirlenmesi

Hem binder hem de aşınma tabakalarında optimum bitüm oranlarının belirlenebilmesi amacıyla %3,00, %3,50, %4,00, %4,50, %5,00 ve %5,50 oranlarında bitüm içeren Marshall briketleri hazırlanarak VA, VMA, VFA ve yoğunluk değerleri hesaplandıktan sonra basınç testine tabii tutulmuş ve stabilite ile akma değerleri elde edilmiştir. Söz konusu parametrelerin değerleri göz önünde bulundurularak TS3720'ye göre karışım tasarımındaki optimum bitüm oranı belirlenmiştir. Binder tabakası için 6 farklı bitüm oranını içeren ve her birinden 5'er numune (+5 numune yedek) olmak üzere toplam 36 adet, aşınma tabakası için ise 5 farklı bitüm oranı için toplam 30 adet 100 mm çapında Marshall briketi hazırlanmıştır (Şekil 4). Numunelerin havadaki ağırlığı, sudaki ağırlığı ve doymun yüzey kuru ağırlıkları tartılarak kaydedilmiş ve yükseklik ölçümleri yapılmıştır. Marshall stabilite deneyleri öncesinde 60 °C sıcaklıktaki su banyosunda 1 saat boyunca bekletilmiştir. Numuneler sırayla çıkartılarak kurulanmış ve Marshall stabilite cihazına yerleştirilmiş, akma ve stabilite değerleri ölçülmüştür. Karayolları Teknik Şartname (KTŞ, 2013) kriterleri olan pratik yoğunluk, boşluk, agregalar arası boşluk, asfaltla dolu boşluk, akma ve stabilite değerleri tüm numuneler için hesaplanmış, kritik değerlerin ortalamaları alınarak binder ve aşınma tabakaları için optimum bitüm yüzdesi yaklaşık %3,5 ve %4,5 seviyelerinde tayin edilmiştir (Tablo 2).



Şekil 4. Optimum bitüm yüzdesi için kullanılan Marshall briketleri

Tablo 2. Optimum bitüm yüzdesi tayini için dikkate alınan kriterler

	Aşınma değeri	Şartname limiti	Binder değeri	Şartname limiti
Pratik yoğunluk	2,45	-	2,42	-
Boşluk (%)	3,22	3-5	5,50	4-6
Agregalar arası boşluk (%)	12,40	14-16	12,60	13-15
Asfaltla dolu boşluk (%)	75,00	65-75	57,12	60-75
Akma (mm)	2,01	2-4	2,61	2-4
Stabilite (kg)	1296	>900	1195	>750

3. ASFALT PLAKA NUMUNELERİNİN HAZIRLANMASI

Asfalt plaka numunelerinin hazırlanması sürecinde ilk olarak uygun boyutlarda metal kalıplar üretilmiştir. Tam kapasite statik testler ve çevrimsel yükleme testleri için 25,00 cm x 50,00 cm döküm alanına sahip 3 adet kalıp üretilirken, dinamik sünme deneylerinde kullanılmak üzere 5 adet 15,00 cm x 30,00 cm numune kalıpları üretilmiştir. Statik testlerde 40,00 mm binder ve 20,00 mm aşınma olmak üzere ortalama 60,00 mm numune kalınlığı tercih edilirken, dinamik sünme deneylerinde ise cihazın net ölçüm alanı dahilinde numunelerin 0,60 ölçeği ile küçültülmesi sonucunda 24,00 mm binder ve 12,00 mm aşınma tabakası kullanılmıştır. Agregalar ve kalıplar 160 °C'lik etüvde 1 gün bekletilerek ısıtılmış, bitüm ise 105 °C'lik etüvde yaklaşık 3 saat bekletilerek akışkan kıvama gelmesi sağlanmıştır. Isıtılan ham maddeler mikserde 120 sn karıştırılarak, 135 °C civarında önceden yağlanıp altına yanmaz kağıt yerleştirilen sıcak kalıplara dökülmüştür. KTŞ (2013)'de ve TS EN 12697-30'da belirtildiği üzere, CBR'da 75 vuruşun yoğunluğunu sıkıştırıcıdaki 600,00 kPa'lık karşılığı özel olarak tasarlanıp üretilen çerçeve yardımıyla numunelere uygulanmıştır. Bitümlü sıcak karışımın sıkıştırılması sırasında büyük boyutlu numunelere 1250,00 cm² plaka yükleme alanına eşdeğer 75,00 kN düşey basınç uygulanırken, küçük boyutlu numunelere ise 450,00 cm² plaka yükleme alanına eşdeğer 27,00 kN düşey basınç uygulanmıştır. Söz konusu yük değerlerinde 5 dk sabit basınç altında kalıplama gerçekleştirilmiştir. Her numune için binder tabakalarının üretilmesinin ardından arazi şartlarını sağlamak amacıyla 1 gün soğuması beklenmiştir (Şekil 5). Üretici tarafından önerilen ve KTŞ'de öngörülen 0,50 lt/m² değeri uyarınca binder üzerine büyük ve küçük tüm numunelerde sırasıyla yaklaşık 60,00 gr ve 22,00 gr bağlayıcı emülsiyon sürülmüştür. Referans numunelerinde direkt, geogridli numunelerde ise emülsiyon üzerine geogridlerin yerleştirilmesinin ardından aşınma tabakaları dökülerek aynı basınç değerinde sıkıştırılmıştır. Soğuma sürecinin sonunda kalıplar sökülerek numuneler deneye hazır hale getirilmiştir (Tablo 3).



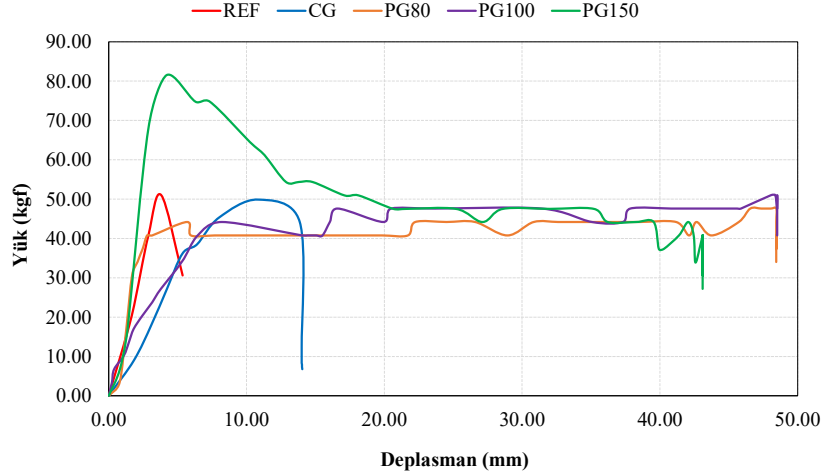
Şekil 5. Plaka numunelerinin hazırlanma süreci (Evirgen vd. 2021)

Tablo 3. Üretilen numune detayları

Deney Türü	Numune Tipi	Numune Sayısı	Numune Boyutları (en x boy) (cm)	Numune Kalınlığı (mm)	
				Binder	Aşınma
Statik yükleme testleri	REF	1	25,00 x 50,00	40,00	20,00
	CG	1			
	PG80	1			
	PG100	1			
	PG150	1			
Çevrimsel yükleme testleri	REF	4	25,00 x 50,00	40,00	20,00
	CG	4 + 1 çift			
	PG	4 + 1 çift			
Dinamik sünme testleri	REF	4	15,00 x 30,00	24,00	12,00
	CG	4			
	PG80	4			
	PG100	4			

4. GEOGRİD PERFORMANS TESTLERİ

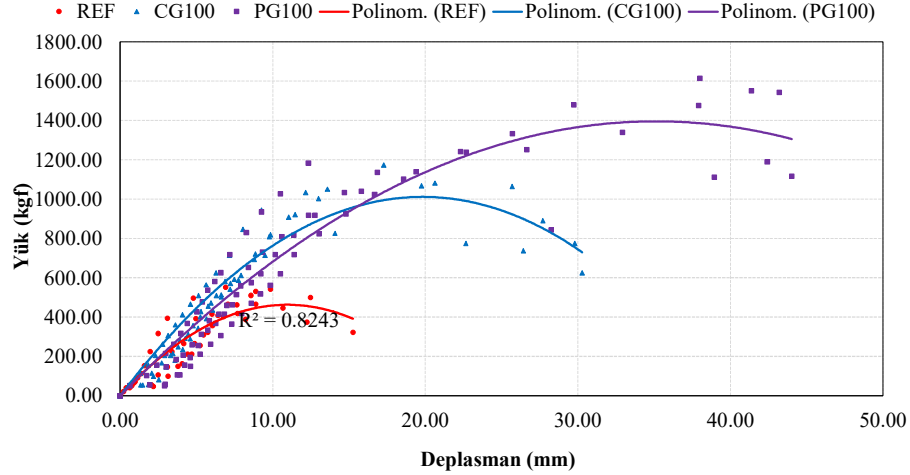
Geogridlerin binder ve aşınma tabakaları arasında kullanımına ilişkin 3 farklı test prosedürü gerçekleştirilmiştir. Bunlardan tam kapasite yükleme testleri ve çevrimsel yükleme testleri, özel olarak tasarlanıp üretilen Şekil 6'daki yükleme çerçevesinde tamamlanırken, dinamik sünme testleri Nottingham asfalt test cihazında yapılmıştır. Çerçeveye özel yükleme başlıkları üretilerek hem bitümlü sıcak karışımların sıkıştırılması hem de eğilme testlerinin gerçekleştirilmesinde kullanılmıştır. Yüksekliği ayarlanabilir metal çerçeve içerisinde asfalt plakaların yerleştirilebileceği net bir alan oluşturularak iki uç noktadan mafsallara sabitlenen numunelere orta noktadan piston yardımıyla yükleme – boşaltma yapılabilmektedir.



Şekil 7. Tam kapasite yükleme test sonuçları (Evirgen vd. 2021)

4.2. Çevrimsel Yükleme Testleri

Bu aşamada arazideki gerçek koşullara en yakın davranışın sağlanabilmesi amacıyla numunelerin alt kısmına kum dolgu yapılması planlanmıştır. Sabitlenmiş hareketli mesnetlere sahip altlığın etrafı çevrilerek geçirimsiz havuz formu verilmiştir. 9250 cm³ hacme sahip altlık, minimum ve maksimum yoğunluğu sırasıyla 1,45 gr/cm³ ve 1,71 gr/cm³ olan kuru kumun ortalama sıkılık değerinde (1,60 gr/cm³) doldurulmuştur. Alt kısmı boş olarak tamamlanan tam kapasite statik yükleme deneylerindeki yük - deplasman davranışı göz önünde bulundurularak ilk numunelerdeki yükleme prosedüründe 10,00 kgf'lik artışlarla çevrimsel yükleme sağlanmıştır. Ancak tam kapasite deneylerde gözlenen 50,00 - 80,00 kgf nihai yük değerleri, alt kısmı kum ile desteklenmiş çevrimsel yükleme deneylerinde doğal olarak ciddi bir artışla 400,00 - 1600,00 kgf seviyelerine ulaştığı için yükleme prosedürünün bu doğrultuda güncellenmesi gerekmiştir. 6,00 kN mertebesine kadar 0,50 kN yükleme - boşaltma çevrimi kullanılırken, sonrasında 1,00 kN adımlarla işlem sürdürülmüştür. 5000,00 kgf değerlerine çıkan çift kat geogrid uygulamalarında ise 10,00 kN sonrasında 2,00 kN ve 20,00 kN sonrasında 4,00 kN artışlarla süreç tamamlanmıştır. Numunelerdeki plastik yer değiştirmeler gözlenmiş ve pik değere ulaşılmasının ardından numune yenilene veya deplasman ölçerlerin kapasitesi aşılanaya kadar statik yüklemeye devam edilmiştir. Her bir tipten 4'er adet olmak üzere referans (REF), 100x100 cam geogrid (CG) ve 100x100 polyester geogrid (PG) içeren numuneler ile birer adet çift sıra CG ve PG içeren numunelere çevrimsel deneyler uygulanması sonucunda yük - deplasman eğrileri elde edilmiştir (Şekil 8). Çift sıra olarak isimlendirilen numunelerde hem binder altına hem de binder ve aşınma arasına geogrid yerleştirilmiştir.



Şekil 8. Çevrimsel yükleme testlerinde her yükleme adımında elde edilen pik değerlere göre çizilen ortalama zarf eğrileri (Evirgen vd. 2021)

Çevrimsel yükleme deneyleri sonuçlarına göre referans numunesi ile kıyaslandığında binder ile aşınma tabakaları arasında cam ve polyester esaslı geogridler kullanılması durumunda, eğilme dayanımı bakımından sırasıyla 2,05 kat ve 2,90 kat artış sağlanmıştır. Polyester esaslı geogrid ortalama 1568,68 kgf seviyelerine ulaşarak cam elyaf esaslı geogridten 1,42 kat daha yüksek performans sergilemiştir. Geogrid bulunmayan referans numunelerinde ortalama 8,56 mm deplasmanda göçme gözlenirken cam esaslı ve polyester esaslı geogrid kullanılması durumunda deplasman değerleri (dolayısıyla elasto-plastik davranış) sırasıyla 2,24 ve 4,77 kat artmaktadır. Deney sonu tabakalar arasından çıkarılan geogridlerde gerçekleştirilen çekme testlerinde de en yüksek performansın polyester esaslı geogridlerde olduğu görülmüştür.

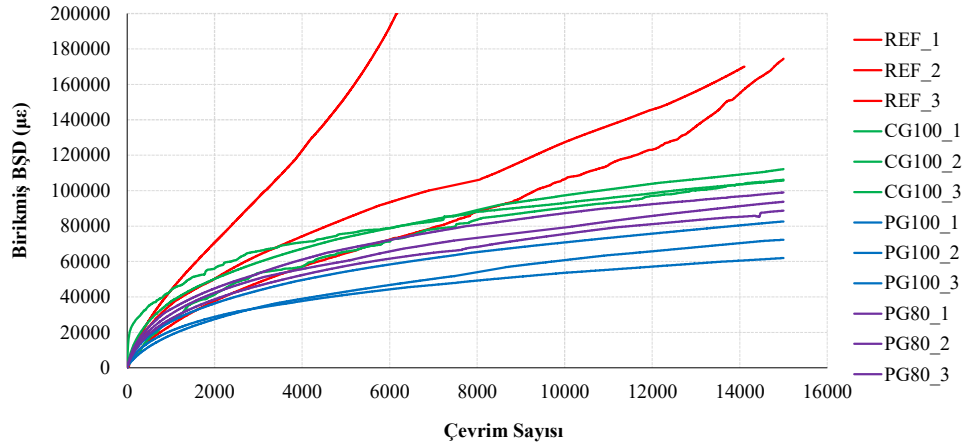
4.3. Dinamik Sünme Testleri

Dinamik sünme davranışını gözlemlemek için Nottingham asfalt test cihazı kullanılmıştır (Şekil 9). Net test alanı dahilinde ölçeklenen numune boyutları 15,00 cm x 30,00 cm (genişlik x uzunluk) ve geogrid hariç toplam kalınlık 3,60 cm olmaktadır. 4'er adet referans ve cam geogridli CG100 numunelerine ek olarak, önceki testlerde elde edilen sonuçlara göre CG ile yakın davranış sergileyen polyester esaslı geogrid içeren PG80 ve PG100 numune tiplerinden de 4'er adet olmak üzere toplam 16 numune üretilmiştir.



Şekil 9. Nottingham asfalt test cihazı

Her vuruşta 0,75 kN yükün 15000 çevrim uygulanması sonucunda elde edilen dinamik sünme eğrileri Şekil 10'da verilmiştir. Referans numuneleri 180000 $\mu\epsilon$ gibi ciddi deplasman seviyelerine ulaşmıştır. Asfalt karışımının doğal yapısı gereği agregaların homojen dağılmaması, numune boyutlarının küçük olması ve geogridlerin adhezyon direncindeki farklılıklar gibi sebeplerle, statik deneylerde olduğu gibi dinamik sünme deneylerinde de referans numunelerinde farklılıklar oluşmaktadır. Geogridli numunelerde ise çekme davranışlarını karşılayan harici elemandan dolayı tutarlı sonuçlar gözlenmektedir. Tüm geogridli numunelerin referans numunelerine kıyasla tekrarlı yükleri bünyelerinde sönümleyerek daha düşük kalıcı şekil değiştirme davranışı sergilemiştir. Bu durum gelen dinamik etkilerin referans numunelerinde kalıcı deplasman oluşturduğunu kanıtlamaktadır. Statik tam kapasite yükleme ve çevrimsel yükleme deneylerinde de kanıtladığı üzere dinamik sünme deneylerinde de PG100 numunelerinin en iyi davranışı sergilediği belirtilebilir. Hatta dinamik sünme davranışı açısından PG80 numunelerin dahi CG numunelerine kıyasla daha yüksek bir performans seviyesine ulaşılmıştır.



Şekil 10. Dinamik sünme deneyleri sonucunda elde edilen çevrim sayısına bağlı kalıcı (kümülatif) birim şekil değiştirme grafikleri (Evirgen vd. 2021)

4.4. Geogrid Çekme Testleri

Geogridlerin çekme kapasitesindeki değişimin değerlendirilmesi amacıyla üretimden çıkan orijinal numuneler, çevrimsel yükleme deneylerinin tamamlanmasının ardından tabakalar arasından çıkarılan geogridler çekme testlerine tabii tutulmuştur (Şekil 11). Ayrıca cam geogridlerin taşıma sürecindeki kayıplarını incelemek için İstanbul'dan Adana şantiyesine, sonra tekrar İstanbul'a gönderilen ve yaklaşık 2000 km karayolunda taşınan numunelere de çekme testleri uygulanmıştır. 5'er adet numune ile gerçekleştirilen çekme testleri sonucunda ortalama yük - birim şekil değiştirme değerleri hesaplanmıştır (Tablo 4). Çevrimsel deneyler sonucunda deforme olsa bile PG100 çekme kapasitesi açısından da en iyi performansı göstermektedir. Orijinal numunelerle kıyaslandığında binder ve aşınma tabakaları arasında göçme anına kadar çevrimsel statik yüklemeye maruz bırakılan cam (CG100) ve polyester (PG100) esaslı geogridlerin deney sonu çekme mukavemetleri sırasıyla %43,54 ve %22,24 oranlarında azalmaktadır. Birim şekil değiştirme açısından da yine aynı sırayla %8,38 ve %26,05 azalma gerçekleşerek kopma meydana gelmektedir.

Polyester esaslı geogridlerde ise mukavemet açısından daha düşük oranda bir azalma gözlenirken kopma anındaki deplasman davranışı orijinale kıyasla daha rijittir. Çift sıra geogrid

eklenen CG ve PG100 numunelerinde ise orijinallere oranla sırasıyla %36,60 ve %29,77 mertebelerinde bir kapasite azalması elde edilmiştir. Polyester esaslı geogridlerde birim şekil değiştirme seviyelerinde farklılık gözlenmez iken cam geogridler %41,34 oranında çok daha rijit bir davranış sergilemiştir. Hem binder altında hem de binder ve aşınma tabakaları arasında geogrid kullanımı sayesinde geogridlerin zarar görmesi engellenerek yol kaplamasındaki yansıma çatlakları ötelenip eğilme kapasitesi maksimum seviyeye ulaşabilmektedir. Diğer taraftan, gevrek yapıya sahip cam geogridlerin bir yerden başka bir yere taşınması sürecinde liflerde her hangi bir hasar meydana gelmediği görülmüştür.



Şekil 11. Çevrimsel yükleme sonucunda tabakalar arasından çıkartılarak çekme testine tabi tutulan geogrid numuneleri

Tablo 4. Çekme testi sonuçları

Numune	Orijinal Numuneler	
	Kuvvet (kN/m)	Birim Şekil Değiştirme (%)
CG100	113,05	1,79
PG100	106,76	11,63
PG80	79,63	10,23
Numune	Deney Sonu Çekme Testleri	
	Kuvvet (kN/m)	Birim Şekil Değiştirme (%)
CG100	63,83	1,64
PG100	83,02	8,60
CG100Çift	71,68	1,05
PG100Çift	74,98	8,42
Numune	Taşıma Sonrası Numuneler	
	Kuvvet (kN/m)	Birim Şekil Değiştirme (%)
CG Ortalama	115,10	1,65

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, yol kaplamalarındaki yansıma çatlaklarının oluşumunu geciktirmek ve kaplama performansını arttırmak amacıyla, cam elyaf esaslı geogridler yerine polyester esaslı geogridlerin alternatif kullanımı incelenmiştir. Bu amaçla özel üretim numune ve deney

düzenekleri ile gerçekleştirilen tam kapasite statik yükleme, çevrimsel yükleme ve dinamik sünme içeren eğilme testlerine göre aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Alt kısmı boş tam kapasite yükleme testlerine göre polyester geogrid kullanımının aşınma tabakasında meydana gelebilecek yansıma çatlaklarını ciddi bir deformasyon seviyesine kadar (en az 40,00 mm) ötelediği görülmektedir. PG80 ve PG100 numuneleri CG numunelerinin nihai yük kapasitesine ulaşmış ve süneklik açısından da 5 kat daha iyi bir performans sergilemiştir.
- Çevrimsel yükleme testleri sonuçlarına göre referans numunesi ile kıyaslandığında binder ile aşınma tabakaları arasında cam elyaf ve polyester esaslı geogridler kullanılması durumunda, eğilme dayanımı bakımından sırasıyla 2,05 kat ve 2,90 kat artış sağlanmıştır. Polyester esaslı geogrid ortalama 1568,68 kgf seviyelerine ulaşarak cam elyaf esaslı geogridten 1,42 kat daha yüksek performans sergilemiştir.
- Deney sonu tabakalar arasından çıkarılan geogridlerde gerçekleştirilen çekme testlerinde de en yüksek performansın polyester esaslı geogridlerde olduğu görülmüştür. Çift sıra geogridli numunelerde ise referans ortalamasına oranla ciddi bir artışla CG ve PG için sırasıyla 6,82 ve 9,26 kat daha yüksek yük değerlerine ulaşılmış ve aynı zamanda 40,00 mm'den fazla deplasman değerleri gözlenmiştir.
- Dinamik sünme deneylerinde de PG100 numunelerinin en iyi davranışı sergilemektedir. Hatta dinamik sünme davranışı açısından PG80 numunelerin dahi CG numunelerine kıyasla daha yüksek bir performans seviyesine ulaşılmıştır. Hem binder altında hem de binder ve aşınma tabakaları arasında geogrid kullanımı sayesinde geogridlerin zarar görmesi engellenerek, yol kaplamasındaki yansıma çatlakları ötelenip eğilme kapasitesi maksimum seviyeye ulaşabilmektedir.
- Sonuç olarak esnek yol kaplamalarında cam elyaf esaslı geogridler yerine polyester esaslı geogridlerin kullanımı hem nihai kapasite hem de süneklik açısından daha yüksek performans sağlamaktadır. Bu sayede polyester esaslı geogridler daha ekonomik ve konforlu tasarım imkanına ek olarak, taşıma ve uygulama kolaylığı da sağlayarak yansıma çatlaklarının geciktirilmesinde kullanılabileceği kanıtlanmıştır. Polyester esaslı geogrid kullanımı ile taşıt yüklerinin daha efektif dağıtılması ve dolayısıyla kalın üstyapı tabakaları yerine daha ince tabakalar kullanılabilmesine imkan sağlanabilecektir.

KAYNAKLAR

- Abu Farsakh, M. and Chen, Q., (2011) "Evaluation of geogrid base reinforcement in flexible pavement using cyclic plate load testing", International Journal of Pavement Engineering, Vol.12, No.3, pp.275-288.
- Abu-Farsakh, M., Hanandeh, S., Mohammad, L. and Chen, Q. (2016) "Performance of geosynthetic reinforced/stabilized paved roads built over soft soil under cyclic plate loads", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 44, pp.845-853.
- Correia, N.S. and Zornberg, J.G., (2018) "Strain distribution along geogrid-reinforced asphalt overlays under traffic loading", Geotextiles and Geomembranes, Vol.46, pp.111-120.
- Evirgen, B., Buyuk, B., Cil, G.T. and Deger T., (2021) "Experimental performance of polyester-fiber-based soil geogrids against reflective crack", Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Vol.2675, No.12, pp.53-64.
- Fallah, S., and Khodaii, A., (2016) "Developing a fatigue fracture model for asphalt overlay reinforced with geogrid", Materials and Structures, Vol.49, pp.1705-1720.

- Ferrotti, G., Canestrari, F., Pasquini, E. and Virgili, A. (2012) "Experimental evaluation of the influence of surface coating on fiberglass geogrid performance in asphalt pavements", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.34, pp.11-18.
- Goud, G.N, Ramu, B., Umashankar, B., Sireesh, S. and Madhav, M.R. (2020) "Evaluation of layer coefficient ratios for geogrid-reinforced bases of flexible pavements", *Road Materials and Pavement Design*, Vol.23, No.1, pp.199-210.
- Goulias, D.G., and Ishai, I. (1999) "Experimental system for simulating crack propagation in asphalt pavements and effectiveness of geosynthetics in crack retardation", *Journal of Testing and Evaluation*, Vol.27, pp.106-113.
- Imjai, T., Pilakoutas, K. and Guadagnini, M. (2019) "Performance of geosynthetic-reinforced flexible pavements in full-scale field trials", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.47, pp.217-229.
- KTŞ (2013), *Karayolları Teknik Şartnamesi*, Karayolları Genel Müdürlüğü, Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığı.
- Mounes, S.M., Karim, M.R., Khodaii, A. and Almasi M.H. (2016) "Evaluation of permanent deformation of geogrid reinforced asphalt concrete using dynamic creep test", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.44, pp.109-116.
- Nagy, A.C., Moldovan, D.V., Ciotlaus, M. and Muntean L.E. (2016) "Evaluation of experimental and numerical simulation of triaxial geogrid reinforcement on the strength of road structures", *10th International Conference Interdisciplinarity in Engineering*, 181, pp.472-479.
- Palmeira, E.M. and Antunes, L.G.S. (2010), "Large scale tests on geosynthetic reinforces unpaved roads subjected to surface maintenance", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.28, pp.547-558.
- Qian, Y., Han, J., Pokharel, S.K. and Parsons, R.L. (2013) "Performance of triangular aperture geogrid-reinforced base courses over weak subgrade under cyclic loading", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.25, pp.1013-1021.
- Singh, M., Trivedi, A. and Shukla, S.K. (2019) "Strength enhancement of the subgrade soil of unpaved road with geosynthetic reinforcement layers", *Transportation Geotechnics*, Vol.19, pp.54-60.
- TS EN 1097-6 (2013) "Agregaların mekanik ve fiziksel özellikleri için deneyler - Bölüm 6: Tane yoğunluğunun ve su emme oranının tayini", *Türk Standartları Enstitüsü, Bakanlıklar, Ankara*.
- TS EN 1426 (2015) "Bitüm ve bitümlü bağlayıcılar-İğne batma derinliği tayini", *Türk Standartları Enstitüsü, Bakanlıklar, Ankara*.
- TS 3720 (2010) "Bitümlü karışımlar - Asfalt betonu - Karışım tasarımı hesap esasları - Marshall yöntemi", *Türk Standartları Enstitüsü, Bakanlıklar, Ankara*.
- TS EN 12697-30 (2019) "Bitümlü karışımlar - Deney yöntemleri - Bölüm 30: Darbeli sıkıştırıcı ile numune hazırlanması", *Türk Standartları Enstitüsü, Bakanlıklar, Ankara*.
- TS EN 13589 (2018) "Bitümler ve bitümlü bağlayıcılar - Kuvvet uygulamalı süneklik yöntemiyle modifiye bitümün gerilme özelliklerinin belirlenmesi", *Türk Standartları Enstitüsü, Bakanlıklar, Ankara*.
- TS EN 15326+A1 (2010) "Bitüm ve bitümlü bağlayıcılar-Yoğunluk ve özgül kütle tayini- Kapiler kapaklı piknometre yöntemi", *Türk Standartları Enstitüsü, Bakanlıklar, Ankara*.
- Walubita, L.F. (2016) "Use of fortgrid asphalt geogrids to improve the cracking performance of HMA", *TTI Report 2016-001, Texas A&M Transportation Institute*.

ENTEGRE SİSTEM KÖPRÜ KENAR AYAKLARI YÖNTEMİNİN GEOSENTETİK DONATILI MENFEZ YAPILARINA UYGULANMASI

Erol GÜLER¹

Hakan ÖZÇELİK²

ABSTRACT

Geosynthetic Reinforced Soil (GRS) technology consists of closely spaced layers of geosynthetic reinforcement and compacted granular fill material. GRS has been used for a variety of earthwork applications to build reinforced soil walls for roads, motorways in various projects. The technology has evolved into the GRS Integrated Bridge System (IBS), a fast, cost-effective method of bridge support that blends the roadway into the superstructure. GRS-IBS includes a reinforced soil foundation, a GRS abutment, and a GRS integrated approach. The application of IBS has several advantages. The system is easy to design and economically construct. It can be built in variable weather conditions with readily available labor, materials, and equipment and can easily be modified in the field. This method has significant convenience and provides great advantages when employed for small, single-span structures. As a result of the demonstrated performance of GRS-IBS, the technology has become a popular type of bridge construction method in the last decades in the USA.

ÖZET

Geosentetik Donatılı Zemin (GRS) teknolojisi, birbirine yakın aralıklı geosentetik tabakalarından ve sıkıştırılmış granüler dolgu malzemesinden oluşur. GRS, çeşitli projelerde yollar, otoyollarda donatılı dolgu duvarlar inşa etmek için kullanılmıştır. Bu teknoloji, karayolunu üst yapıyla birleştiren hızlı, uygun maliyetli bir köprü destek yöntemi olan GRS Entegre Köprü Sistemine (IBS) dönüşmüştür. GRS-IBS, donatılandırılmış bir zemin temeli, bir GRS köprü kenarayağı ve bir GRS entegre yaklaşımı içerir. IBS uygulamasının çeşitli avantajları vardır. Sistemin tasarımı kolaydır ve ekonomik olarak inşa edilir. Hazır işçilik, malzeme ve ekipman ile değişken hava koşullarında inşa edilebilir ve sahada kolayca değiştirilebilir. Bu yöntem, küçük, tek açıklıklı yapılar için kullanıldığında çok büyük kolaylıklar ve avantajlar sağlar. GRS-IBS'nin kabul gören performansının bir sonucu olarak, teknoloji, ABD'de son yıllarda popüler bir köprü yapım yöntemi haline gelmiştir.

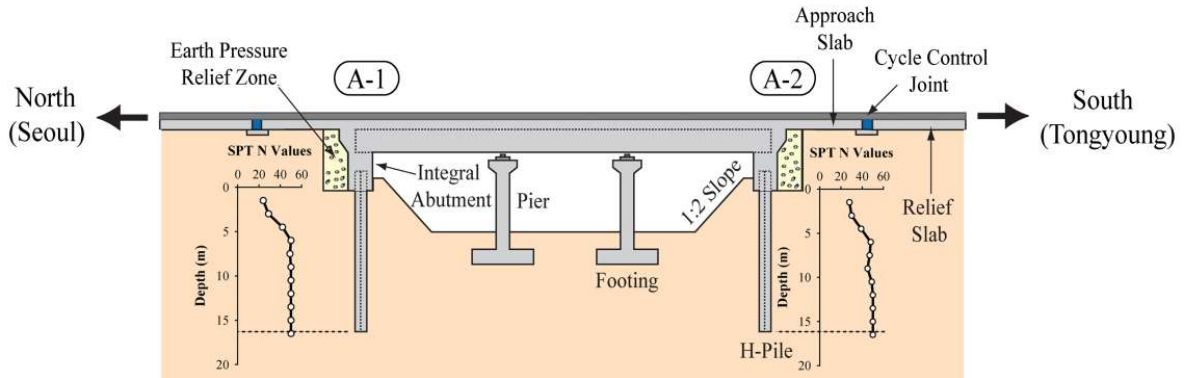
¹ Prof. Dr. GÜLER, E. George Mason University, erolguleristanbul@gmail.com

² İnş. Yük. Müh. ÖZÇELİK, H., Geoteknik Danışman, hakan@hakanozcelik.com

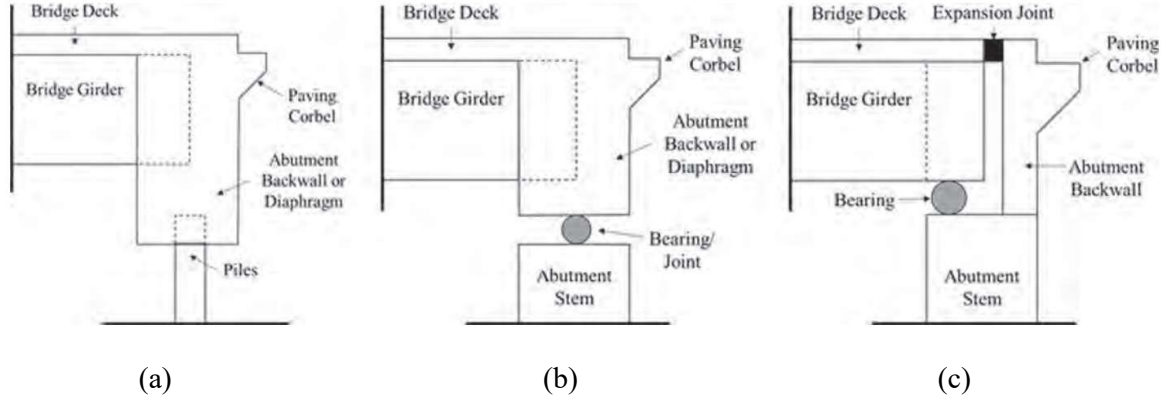
1. GİRİŞ

Bilindiği gibi yol inşaatlarında menfez imalatları son derece yaygın bir imalattır. Menfezler çoğunlukla su geçişlerine imkan vermek için imal edilseler de, hayvan geçişi, traktör geçişi vs. için de yaygın olarak kullanılmaktadır. Menfezler yolun dolgu kısmında imal edildiklerinden, dolgu imalatı için bir engel oluşturmaktadırlar. Öncelikle dolgu işlerinin başlayabilmesi için ülkemizde genel olarak betonarme olarak teşkil edilen menfezlerin inşaatının tamamlanması ve prizini almış olması beklenilmektedir. İkinci olarak da yol imalatında yapılan dolgu aynı zamanda malzeme temini güzergahı olarak da kullanıldığı için, dolgu üzerindeki menfezler bu lojistik hattında gecikmelere sebep olmaktadır. Bu makalede bu sorunları giderebilecek bir yöntemle menfez imalatı, Geosentetik Donatılı Zemin Köprü Entegre Sistemi (GRS-IBS) kullanılarak, bir alternatif olarak sunulmaktadır.

Günümüzde köprülerin genişleme derzleri sık bakım gerektirmeleri ve bunun yarattığı işletme sorunları ve ilave bakım masrafları dolayısı ile alternatif sistemlerle ikame edilmeye çalışılmaktadır. Bu alternatiflerden birisi de entegre köprü kenar ayakları (integral bridge abutments) olarak ortaya çıkmaktadır (Şekil 1). Bu sayede köprünün ısı genleşme ve büzülmesi sırasında bir genişleme derzine gerek kalmamaktadır. Ancak tabiidir ki, bu da özel bir tasarım gerektirmektedir. Özellikle genişleme sırasında köprü yaklaşım dolgusunda oluşabilecek pasif toprak itkisi, köprü kesiti üzerinde aşırı zorlayıcı olabilmektedir. Ayrıca köprünün soğuk mevsimlerde büzülmesi, geri dolgunun bir miktar bu boşluk içine dökülmesine yol açabilmekte, bu ise hem yolda oturmaları neden olmakta, hem de bir sonraki sıcak mevsimde geri dolgudan köprüye etkiyecek yanal kuvvetin çok daha da büyümesine yol açmaktadır (bu kavrama İngilizce dilinde ratcheting denilmektedir). Entegre köprü kenar ayakları tam entegre olarak inşa edilebileceği gibi yarı-entegre olarak da imal edilebilmektedir (Şekil 2).



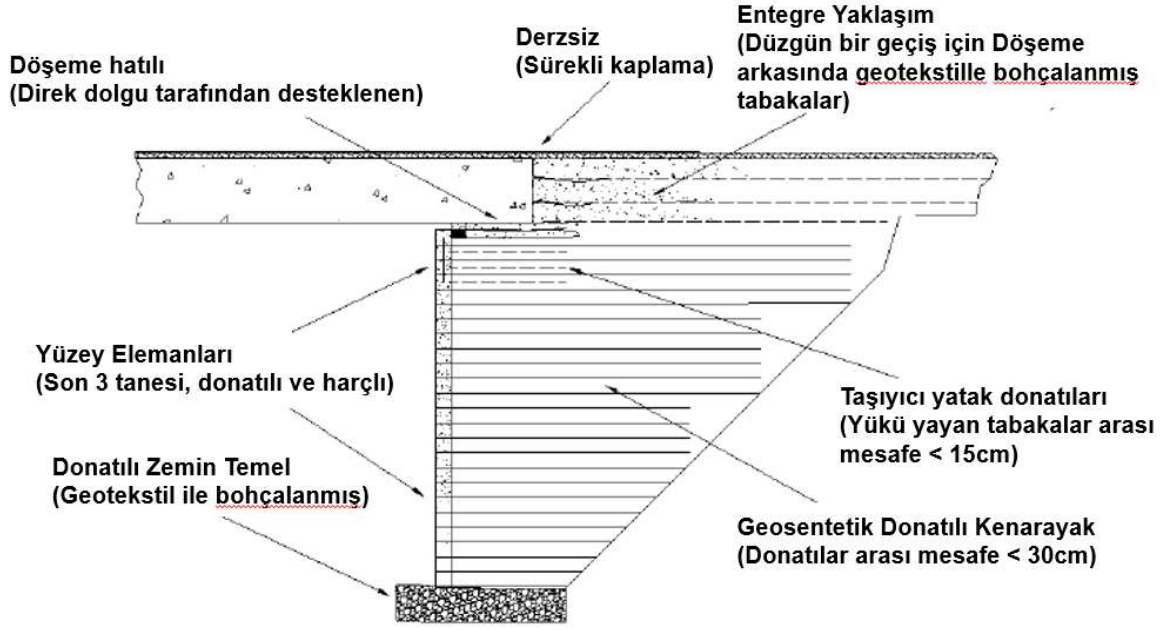
Şekil 1. Entegre Köprü (Nam ve Park, 2015)



Şekil 2. a) Tam Entegre, b) Yarı Entegre ve c) Klasik köprü kenar ayak sistemleri(ElBatanouny, 2021)

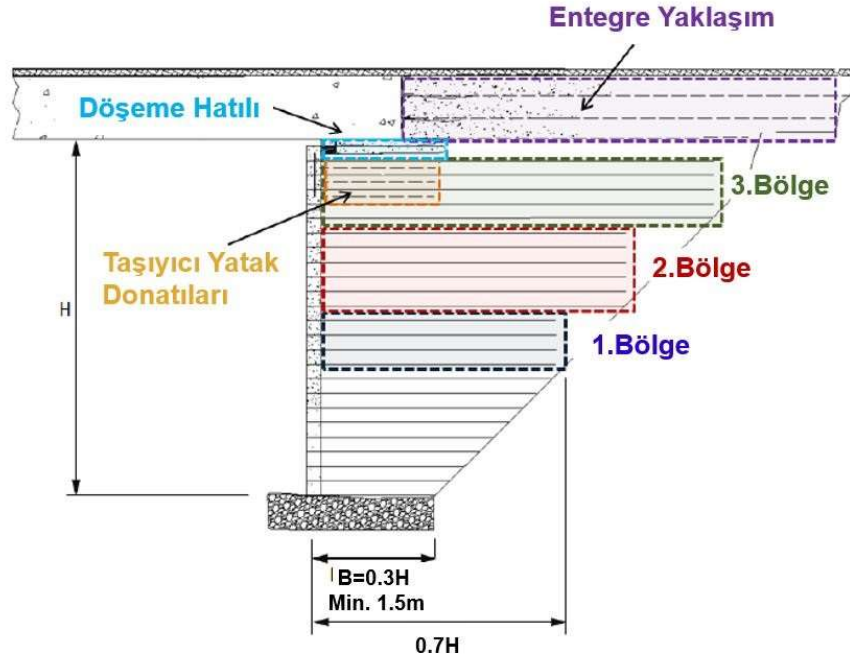
2. TASARIM YÖNTEMİ

Entegre köprü kenar ayağı yöntemi, klasik köprülerde uygulanabildiği gibi donatılı zemin istinat duvarlarına da uygulanabilmektedir. Bu kavramın yaygınlaştırılmasında özellikle Amerika Birleşik Devletleri Karayolu İdaresi (FHWA) öncülük etmektedir. Adams and Nicks (2018) yayınladıkları tasarım ve uygulama rehberi ile geosentetik donatılı köprü kenarayakları ve entegre köprü sistemleri kavramını birleştirerek son derece pratik ve fonksiyonel bir köprü sistemini önermişlerdir. Bu kavrama Geosentetik Donatılı Zemin – Entegre Köprü Sistemi (GRS-IBS) adını vermişlerdir. GRS-IBS, köprü ile yaklaşım dolgusu arasında derzsiz bir ara yüz oluşturmak için karayolunun üst yapısında sürekliliği sağlayan hızlı, uygun maliyetli bir köprü inşa yöntemidir. Klasik kenarayaklarla karşılaştırıldığında %60 daha ekonomik bir sistem olup, yapım süresi olarak aylar yerine haftalar olarak telaffuz edilmektedir. En önemli avantajlarından birisi de köprü girişlerinde oturma neticesinde oluşan tümsekleri önlemesidir. FHWA tarafından yayınlanan uygulama rehberi (FHWA-HRT-17-080, 2018), bu sistemi özellikle köprü açıklığı 42m’yi ve köprükenarayak yüksekliği 9m’yi geçmeyen tek açıklıklı köprüler için önermektedir. Bu sınırlandırmalar, rehberde tasarımın deneysel kurallara göre yapılmasının önerilmesi yüzündendir. Herhangi bir köprüde olduğu gibi tüm tasarım hesapları yapılmak koşulu ile bu limitlere uymak zorunluluğu bulunmamaktadır. GRS-IBS, alternatif sıkıştırılmış dolgu katmanları ve düşey mesafesi 30cm’den az geosentetik donatı tabakalarından oluşur. Bu sistemin ana fikri Şekil 3’te verilen kesitte gösterilmiştir. Geogridler de geosentetik donatılı zeminde (GRS) kullanılabilir ancak bohçalama olarak yapılan temel güçlendirmesinde ve entegre yaklaşımda mutlaka örgülü polipropilen geotekstil kullanılmalıdır. Genellikle 80kN/m kopma mukavemetinde örgülü geotekstiller donatı olarak kullanılmaktadır. GRS genellikle toprakarme ile karıştırılmaktadır. Her ne kadar iki sistemde aynı elemanlardan oluşsa da, GRS de, donatılar arasındaki yakın mesafe iç stabilite analizinde, bağlantı, sıyrılma ve klasik toprakarme duvarlarda olan diğer göçme metotlarının kontrolüne gerek kalmamaktadır. Su geçişlerinde, hidrolik analiz önemli olup, uzun dönemde oyulmaya karşı ve selde stabilitenin sağlandığından emin olunmalıdır.



Şekil 3. Geosentetik Donatılı Zemin – Entegre Köprü Sistemi tipik şeması(Adams ve Nicks, 2018)

Donatı bölgelerinde donatı uzunluğunu ve sayısını tasarımcı belirler. Genellikle donatı boyu duvar yüksekliğinden uzun olmaz ve üst tabakalarda daha uzun donatı boyları kullanılır. Donatı boyu tabanda, kazılan zeminin özelliklerine göre, minimum $0.3H$ (H toplam duvar yüksekliği) kadar olabilir (Şekil 4).



Şekil 4. GRS-IBS kesitinde tipik donatı uzunlukları (FHWA-HRT-17-080, 2018)

Döşeme hatlı arkasında, duvar yüksekliği kadar donatı boyu seçilebilir. Trapez şeklinde kesit görünüşü olan donatı boy uzunluklarının ortalamasının $0.7H$ olması tercih edilmektedir.

Geosentetik Donatılı Zemin – Entegre Köprü Sistemleri üzerine sayısız araştırma ve yayınlar yapılmıştır. Normal donatılı zemin istinat duvarları ile bu tip duvarların bir mukayesesi Gebremariam (2021) tarafından yapılmış ve bir taşıyıcı yatak ve donatılı zemin temeli (RSF) varlığının, düşey donatı aralığı ve donatı rijitliğinin, yüzey elemanın yatay deplasmanı, donatıdaki maksimum gerilme (T_{max}), bağlantı dayanımını ve donatılı zemin duvarlardaki farklı oturmanın da dahil olduğu tasarım bileşenlerini nasıl etkilediği araştırılmıştır. Araştırma, donatılı zemin duvarların sayısal simülasyonunu sonlu elemanlar programı kullanılarak yapılmıştır. Sayısal modellemede, Virginia da yazarların da içinde olduğu bir ekip tarafından inşa ve enstrümante edilmiş GRS-IBS duvarın geometrisi kullanılmış ve arazi ölçümleri ile sayısal analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak GRS-IBS sistemi için öngörülmuş tasarımın, rutin bir donatılı zemin tasarımına göre her açıdan daha emniyetli bir çözüm önerdiği gösterilmiştir.

3. YAPIM YÖNTEMİ

Sistem esas olarak şu üç ana unsurdan oluşmaktadır:

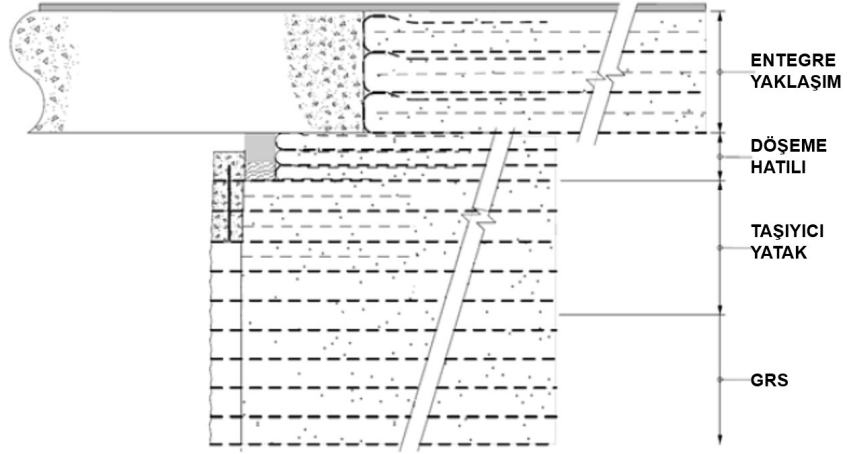
- Güçlendirilmiş zemin temeli (Reinforced Soil Foundation)
- Geosentetik donatılı zemin kütlesi (GRS abutment)
- Entegre yaklaşım dolgusu (Integrated approach)

GRS-IBS sisteminin imalatına önce hatıl altındaki zeminin, geosentetik donatı kullanarak bohçalama yöntemi ile güçlendirilmesiyle başlanır. Güçlendirilmiş zemin üzerine donatısız bir hatıl imal edildikten sonra bloklar kullanılarak, bloklu donatılı zemin duvar imalatıyla aynı şekilde olacak şekilde geosentetik donatılı zemin kütlesi oluşturulur. Taşıyıcı yatak donatılarının olduğu bölgede, geosentetik donatıların düşey aralığı sıklaştırılarak döşeme hatlı teşkil edilmiş olur. Prekast döşeme ya da kiriş bu bölge üzerine yerleştirilir (Şekil 5).



Şekil 5. Prekast döşeme/kirişin taşıyıcı yatak üzerine yerleştirilmesi (FHWA-HRT-17-080, 2018)

Entegre yaklaşım dolgusu ve köprü kirişinin oturduğu bölgenin detayı Şekil 6'da görülmektedir. Genellikle taşıyıcı özellikteki beton bloklar ile oluşturulan ön yüzde, döşeme hatılı bölgesindeki geotekstil donatılar arası düşey mesafe bir blok yüksekliğine (15cm) kadar düşmektedir.



Şekil 6. Entegre Yaklaşım ve Köprü kirişinin temelinin gösteren detay (Adams ve Nicks, 2018)

Parapet ve kanat duvarı imalatı yapıldıktan sonra, prekast döşeme/kiriş arkasındaki bölgede ikincil donatı kullanılarak bohçalama entegre yaklaşım tabakası oluşturulur (Şekil 7).



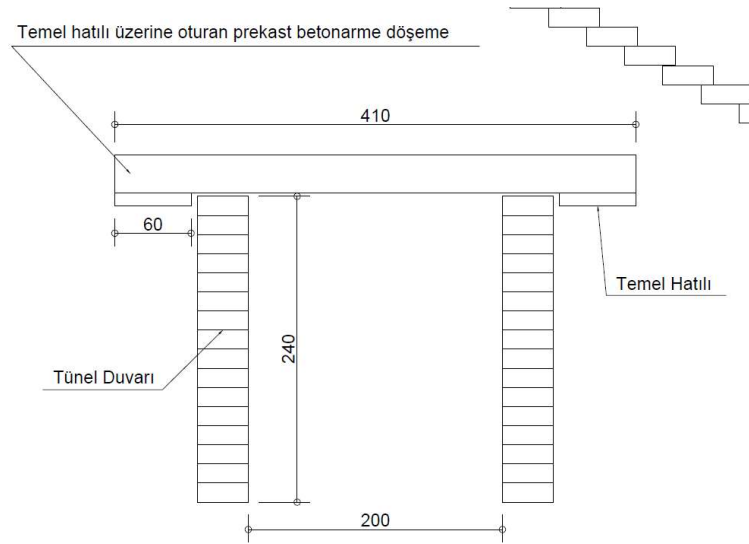
Şekil 7. Prekast döşeme/kiriş arkasında bohçalama entegre yaklaşım tabakası oluşturulması(FHWA-HRT-17-080, 2018)

4. GEOSENTETİK DONATILI MENFEZ VAKA ANALİZİ

Adams ve diğ. (2011) GRS-IBS tekniği ile menfez yapımına değinmektedir. Bu yayında FHWA idaresinin araştırma Kampüsü olan Turner-Fairbank Highway Research Center (TFHRC) 1998 yılında inşa edilmiş bir menfez yapısı örnek olarak verilmektedir (Şekil 8). Bu menfez yapısının kesiti Şekil 9’da görülmektedir. Bu kesitten de görüleceği gibi menfez duvarları, aynen GRS-IBS de olduğu gibi teşkil edilmekte ve daha sonra üzerine prefabrik beton plak yerleştirilmektedir (Şekil 10). Tabii, mühendis tarafından uygun görülmesi durumunda yan duvarlar bohçalama ile de teşkil edilebilir ve daha sonra ön cephesi yerinde dökme ince bir betonarme ile de kaplanabilir. Hatta tabanda erozyon riski var ise, bu yan cephe kaplamaları taban betonu ile de bütünleştirilebilir.



Şekil 8. Geosentetik Donatılı Menfez ve yakın görünüm (Adams ve diğ., 2011)

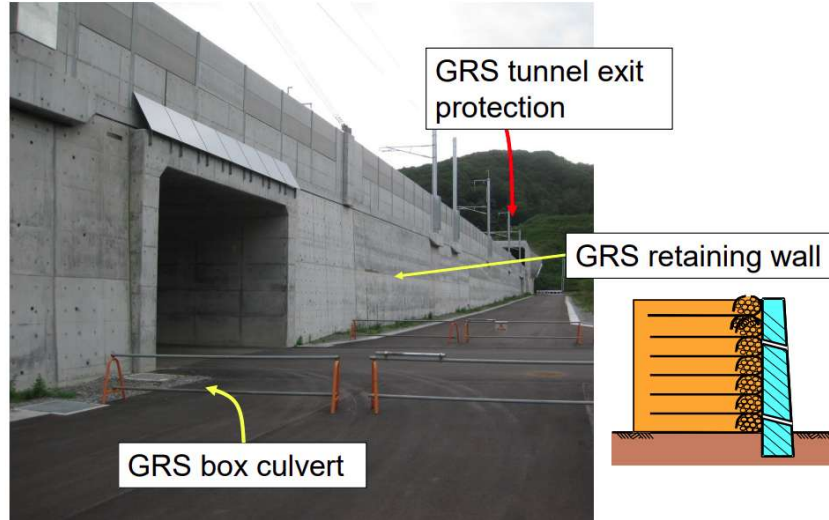


Şekil 9. Geosentetik donatılı menfez yapısı enkesiti (Adams ve diğ., 2011)



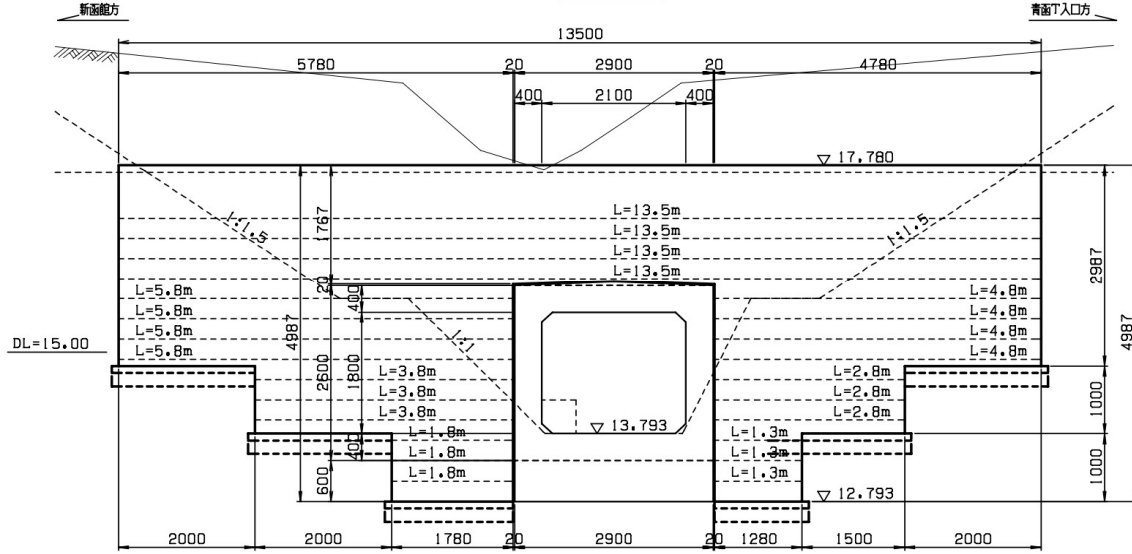
Şekil 10. Geosentetik donatılı menfez yapısı iç görünümü (Adams ve diğ., 2011)

Japonya’da da, özellikle demiryollarında Geosentetik Donatılı Köprü Kenar Ayakları ve Menfezler yoğunlukla kullanılmaktadır. Bu konu ile ilgili detaylı bilgiler Tatsuoka ve diğ. (2014) ve Yonezawa ve diğ. (2014) tarafından kapsamlı olarak özetlenmiştir. Şekil 11’de Hokkaido Shinkansen Hızlı Tren hattındaki bir geosentetik donatılı menfez yapısı görülmektedir. Şekilden de görüleceği gibi, burada geosentetik donatılı duvar imalatında ön cephe elemanı olarak kum çuvalları kullanılmış, daha sonra bunların önü betonarme bir perde ile kapatılmıştır.



Şekil 11. Hokkaido Shinkansen Hızlı Tren hattındaki bir geosentetik donatılı menfez yapısı (Tatsuoka ve diğ., 2014)

Şekil 12’de geosentetik donatı sistemi ile Hokaido Hızlı tren Hattı (Shinkansen) üzerinde Kikonai yakınlarında 2011 yılında inşa edilmiş menfez yapısı görülmektedir. Menfezin yüksekliği 4.8 m ve üzerindeki toprak örtü kalınlığı 1.8 m’dir.



Şekil 12. Geosentetik donatılı menfez yapısı (Yonezawa ve diğ., 2014)

5. SONUÇLAR

- Geosentetik donatılı duvarlar özellikle tek açıklıklı köprü kenar ayağı ve menfez yapıları için çok hızlı ve çok ekonomik çözümler üreten bir yöntemdir.
- Ağır iş makinelerine gerek duymaz (köprü kirişini yerleştiren vinç dışında).
- FHWA tarafından çok farklı dolgu malzemeleri ve donatıların kullanıldığı kontrollü model deneylerinden elde edilen tüm durumlar için güvenli olacak şekilde bir tasarım modeli geliştirildiği için çok güvenilir bir sistemdir.
- Köprü kirişi ile yaklaşım dolgusunun farklı oturması sorununu ortadan kaldırır.
- Görece zayıf temel zeminlerinde dahi, başarı ile uygulanabilir.
- Yol dolgusunun başlatılması için menfez imalatının tamamlanmasının beklenilmesini gerektirmez.
- Arzu edildiği takdirde menfez içi de toprak doldurularak inşaat sırasında lojistik olarak kesintisiz bir imalat yapılabilir. Menfez yapısı tamamlandıktan sonra menfez içindeki toprak kazılarak uzaklaştırılabilir.

KAYNAKLAR

- Adams M. Nicks J. Stabile T. Wu J. Schlatter W and Hartmann J. (2011) “Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System, Synthesis Report” Publication No. FHWA-HRT-11-027.
- Adams M. and Nicks J (2018) “Design and Construction Guidelines for Geosynthetic Reinforced Soil Abutments and Integrated Bridge Systems” Publication No. FHWA-HRT-17-080.
- ElBatanouny M.K., Hawkins K.A. and Krauss P.D. (2021) “Practices for Bridge Approach Systems: A SYNTHESIS OF HIGHWAY PRACTICE” NCHRP Synthesis 566.
- FHWA-HRT-17-080, Design and Construction Guidelines for Geosynthetic Reinforced Soil Abutments and Integrated Bridge Systems, 2018, US Department of Transport Federal Highway Administration.
- Gebremariam F. Tanyu B.F. Güler E. Urgessa G.S. and Shen P. (2021) “Numerical Investigation of Reinforced Soil Structures with GRS-IBS Design Features” Geosynthetics International, Volume 28 Issue 1, February, 2021, pp. 95-112.
- Nam M.S. and Park YH (2015) “Relationship between Earth Pressure and Thermally Induced Movement of Integral Abutments” A.S.C.E. Journal of Performance of Constructed Facilities, 29(4).
- Tatsuoka, F., Tateyama, M., Koseki J., ve Yonezawa T. (2014) “Geosynthetic-Reinforced Soil Structures for Railways in Japan” Transportation Infrastructure Geotechnology, Vol.1, pp3–53
- Yonezawa, T., Yamazaki, T., Tateyama, M. and Tatsuoka, F. (2014) “ Design and construction of geosynthetic-reinforced soil structures for Hokkaido high-speed train line” Transportation Geotechnics, Vol.1, No.1, pp.3-20.

GEOSENTETİK KİL ÖRTÜLERİN HACİM DEĞİŞİMLERİN ÖDOMETRE ALETİNDE BELİRLENMESİ VE BULGULARIN HİDROLİK İLETKENLİKLER İLE KARŞILAŞTIRILMASI

Nilhan DEMİRCİ¹

Fatih POLAT²
Ali Hakan ÖREN⁴

Asena İrem DEMİR³

ABSTRACT

The swelling behavior of geosynthetic clay liners (GCLs) has a great influence on the hydraulic conductivity of these materials. In particular, it becomes a routine practice to correlate the final hydraulic conductivity of GCLs with the swelling indices of bentonites. In this study, it was aimed to relate the changes in the hydraulic conductivity of GCLs over time with the time-dependent recorded height changes of the GCLs placed in the oedometer. This effect was investigated on sodium-rich GCL (Na-GCL) and in the presence of deionized water (DIW) and calcium chloride solutions prepared at various concentrations (15 mM, 30 mM, and 50 mM CaCl₂). Height changes in all liquids occurred in four stages. The first stage is the time period when the vertical load was applied and the test liquid was introduced into the cell. At this stage, a sudden decrease in the GCL heights was observed in all fluids. In the second stage, the height did not change because the bentonite started to swell laterally. In the third stage, the increase in height showed that bentonite particles started to swell in the vertical direction. Especially in 50 mM CaCl₂ solution, negligible amount of swelling was observed, while a high amount of swelling was measured in DIW. In the fourth stage, the heights started to decrease again. This effect was most pronounced in 15 and 30 mM CaCl₂ solutions. Finally, the height changes obtained were compared with the hydraulic conductivity behavior of the GCLs. The height changes obtained with the oedometer can successfully explain the time-dependent changes obtained in hydraulic conductivity tests.

ÖZET

Geosentetik kil örtülerin (GKÖ) şişme davranışının bu malzemelerin hidrolik iletkenliklerine etkisi büyüktür. Özellikle GKÖ'lerin nihai hidrolik iletkenliklerinin bentonitlerin şişme indisleriyle ilişkilendirilmesi rutin bir uygulama haline gelmiştir. Bu çalışmada GKÖ'lerin hidrolik iletkenliklerinde zamanla meydana gelen değişimlerin ödometre içine yerleştirilen

¹ İnşaat Mühendisi, DEMİRCİ, N., Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Programı, demirci.nilhan@ogr.deu.edu.tr

² İnşaat Yüksek Mühendisi, POLAT, F., Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Programı, fatih.polat@ogr.deu.edu.tr

³ İnşaat Yüksek Mühendisi, DEMİR, A.İ., Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Programı, asenairem.demir@ogr.deu.edu.tr

⁴ Doç. Dr., ÖREN, A.H., Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, ali.oren@deu.edu.tr

GKÖ'lerin zamana bağlı kaydedilen yükseklik değişimleri ile ilişkilendirilmesi amaçlanmıştır. Bu etki, sodyumca zengin GKÖ (Na-GKÖ) üzerinde deiyonize su (DS) ve çeşitli konsantrasyonlarda hazırlanmış kalsiyum klorür çözeltileri (15 mM, 30 mM ve 50 mM CaCl_2) ile incelenmiştir. Kullanılan tüm sıvılarda yükseklik değişimleri dört aşamada gerçekleşmiştir. İlk aşama düşey yükün uygulandığı ve deney sıvısının hücreye verilmeye başlandığı zaman dilimidir. Bu aşamada tüm sıvılarda GKÖ'nün yüksekliğinde ani bir azalma gözlenmiştir. İkinci aşamada yükseklik değişmemiş, çünkü bentonit yanal olarak şişmeye başlamıştır. Bunu izleyen üçüncü aşamada yüksekliğin artmaya başlaması, bentonit daneciklerinin düşey yönde de şişmeye başladığını göstermiştir. Özellikle 50 mM CaCl_2 çözeltisinde oldukça eser miktarda şişme gözlenirken DS'de yüksek miktarda şişme ölçülmüştür. Dördüncü aşamada yükseklikler tekrar azalmaya başlamıştır. Bu etkinin en belirgin olduğu konsantrasyonlar 15 ve 30 mM CaCl_2 çözeltileridir. Son olarak elde edilen yükseklik değişimleri GKÖ'lerin hidrolik iletkenlik davranışları ile karşılaştırılmıştır. Ödometre ile elde edilen yükseklik değişimlerinin hidrolik iletkenlik deneylerinde elde edilen zamana bağlı değişimleri başarılı bir şekilde açıklayabildiği görülmüştür.

1. GİRİŞ

Geosentetik kil örtüler (GKÖ), bentonitin iki geotekstil arasına serilerek iğnelenmesi yoluyla imal edilmiş kompozit malzemelerdir (Koerner, 2005). Düşük hidrolik iletkenliğe sahip olmaları sebebiyle atık depolama alanlarında ve maden atık havuzlarında sızıntı sularının yer altı suyuna karışmasını önlemek için kullanılır. Ayrıca, vahşi depolama alanlarını rehabilite etmek ve orman içinde yangına müdahale amaçlı oluşturulan gölet ve havuzlarda su tutmak için de bariyer işlevi gören bu malzemelerden faydalanılmaktadır (Benson ve diğ., 2010; Bouazza ve Van Impe, 1998; Estornell ve Daniel, 1992; Jo ve diğ., 2001; Ruhl ve Daniel, 1997; Shackelford ve diğ., 2000).

GKÖ'ye düşük hidrolik iletkenliği sağlayan içerisindeki bentonittir. GKÖ, doğal zemin üzerine yerleştirildiği andan itibaren su çekmeye ve şişmeye başlamaktadır (Acikel ve diğ., 2019, 2018; Özdamar Kul ve Ören, 2019, 2018; Rayhani ve diğ., 2011; Rowe ve diğ., 2017). Şişme ile birlikte GKÖ'nün su içeriği zamanla artmakta ve danecikler arası boşluklar azalmaktadır. Böylece akış danecikler arasındaki daha dar kanallardan akmaya çalışmakta ve haliyle hidrolik iletkenlik de düşmektedir. Dolayısıyla bentonitin şişme davranışı ile hidrolik iletkenliği arasında bariz ilişki olduğu pek çok araştırmacı tarafından ortaya konmuştur (Jo ve diğ., 2001; Katsumi ve diğ., 2008a, 2008b; Kolstad ve diğ., 2004; Ören ve Akar, 2017; Petrov ve diğ., 1997; Rowe ve Abdelatty, 2012; Sato ve diğ., 2017).

Genel olarak GKÖ'nün şişme potansiyeli su veya başka sıvılar içerisinde yapılan şişme indisi deneyleri ile belirlenir (Guyonnet ve diğ., 2009; Jo ve diğ., 2001; Lee ve diğ., 2005). Diğer taraftan şişme indisi deneyleri yapılırken çok az miktarda bentonit kullanılması ve 24 saat sonraki şişme hacminin ölçülmesi, GKÖ'nün hidrolik iletkenliğinin zamanla değişimini açıklamada yetersiz kalmaktadır. Ayrıca, şişme indisi deneyindeki katı/su oranı düşük olduğundan bentonit su içeriği bu deneyde yaklaşık %5000 [(~100g su) / (2g bentonit)] olmakta, ancak hidrolik iletkenlik deneyinde bentonitin su içeriği azami %200 mertebelerine çıkmaktadır.

Bu çalışmada GKÖ'lerin hidrolik iletkenliklerinde zamanla meydana gelen değişimlerin ödometre içine yerleştirilen GKÖ'lerin zamana bağlı kaydedilen yükseklik değişimleri ile ilişkilendirilmesi amaçlanmıştır. Bunun için GKÖ'ler hazırlanmış ve ödometrede farklı sıvılar

ile şişme/sıkışma davranışları incelenmiştir. Uzun süreli kaydedilen düşey deformasyon bilgileri daha sonra hidrolik iletkenlik sonuçları ile beraber yorumlanmıştır.

2. MALZEME VE YÖNTEM

2.1. Malzemeler

Bu çalışmada iğneleme yöntemiyle imal edilmiş, sodyum bentonit içeren bir GKÖ kullanılmıştır (Na-GKÖ). Kullanılan Na-GKÖ'lerin birim alan başına bentonit kütlesi (BABBK) $5.0 \pm 0.2 \text{ kg/m}^2$ 'dir (ASTM:D5993-99, 2010). Bentonit üzerinde bazı temel geoteknik deneyler yapılmıştır. Bu deneyler sonucunda bentonitin doğal su içeriği (ASTM:D2216-10, 2010), özgül ağırlığı (ASTM D854-14, 2014), likit ve plastik limit (ASTM D4318-17, 2017) değerleri sırasıyla %16, 2.70, %231 ve %61 olarak belirlenmiştir. Elek analizi ve hidrometre deneylerinden bentonitteki kil yüzdesi 45 olarak tespit edilmiştir (ASTM D7928-17, 2017).

Na-GKÖ'lerin hidrolik iletkenlik deneyleri damıtık su (DS), 15 mM, 30 mM ve 50 mM konsantrasyonlarda hazırlanmış kalsiyum klorür (CaCl_2) çözeltileri kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Aynı sıvılar kullanılarak Na-GKÖ'nün hacim değişimi ödometre hücresinde belirlenmiştir.

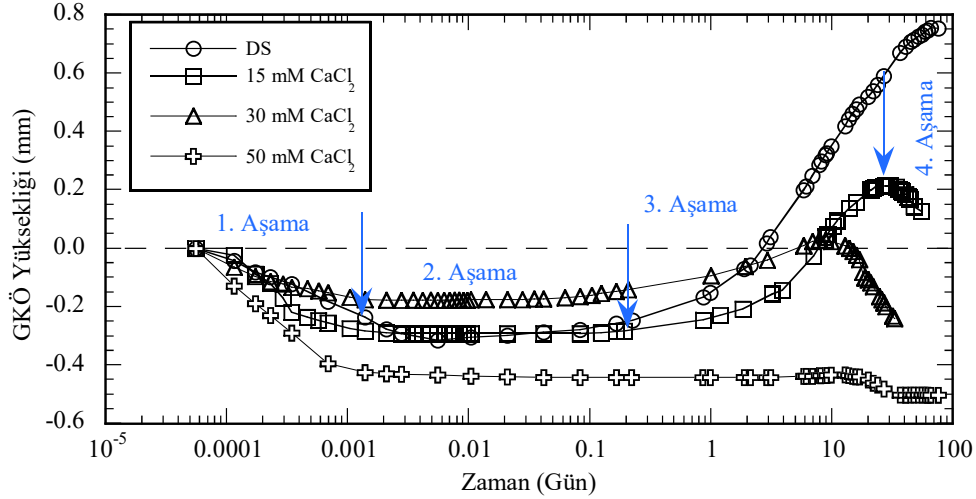
2.2. Yöntemler

Şişme deneyleri, ödometre deney aletinde yapılmıştır. GKÖ'nün ödometrede kullanılmasına dair tanımlanmış bir standart bulunmamaktadır. Ancak deney sırasında yine de ASTM D 2435/D2435M-11 (2011) takip edilmiştir. Şişme okumalarında şu sıra takip edilmiştir: (i) GKÖ, hücreye yerleştirilmeden önce boş durumda okuma kadranından (dial) yükseklik kaydedilmiştir (halka içine sırasıyla alt poroz taş/üst poroz taş/üst başlık yerleştirilerek ölçüm yapılmıştır). (ii) Na-GKÖ'ler 75 mm çapında kesildikten sonra 75 mm çapındaki halka içerisine altına ve üstünde filtre kâğıdı olacak şekilde yerleştirilmiştir. (iii) GKÖ yerleştirildikten sonra tekrar yükseklik ölçülmüş ve ilk adımda belirlenen boş yükseklikten bu ölçüm çıkarılarak GKÖ yüksekliği tayin edilmiştir. (iv) Deneyler, hidrolik iletkenliklerin karşılaştırılabilmesi için 35 kPa gerilme altında gerçekleştirildiğinden bu yük değeri, ödometrede uygulandıktan sonra tekrar yükseklik kaydedilmiş ve yükseklikteki değişim not edilmiştir. (v) Deney sıvısı, hızla hücre içerisine ilave edilmiş ve aynı anda kronometre çalıştırılarak zamana bağlı yükseklik değişimleri kaydedilmeye başlanmıştır. (vi) Şişme davranışının izlenebilmesi için deneyler yaklaşık 2 ay, bazı durumlarda daha uzun süre ile devam ettirilmiştir. (vii) Buharlaşma ve uzun deney süreleri nedeniyle hücre içerisine belirli aralıklarla deney sıvısı ilave edilmiştir.

Hidrolik iletkenlik deneyleri ASTM:D6766-12 (2014) belirtildiği şekilde yapılmıştır. GKÖ'ler, 100 mm çapında kesildikten sonra esnek duvarlı permametre hücrelerine yerleştirilmiştir. Arazideki durumu temsil etmesi için akış yukarıdan aşağıya doğru olacak şekilde bağlantılar yapılmıştır. Hidrolik iletkenlikler permametreye giriş kısmında ortalama 35 hidrolik eğim değerlerinde ölçülmüştür. Çıkış ağzı, atmosfere açık bırakılmış ve hortumun ucu 100 ml'lik mezür içine sokulmuştur. Buharlaşmayı önleme için mezür ağzı parafilm ile kapatılmıştır. Bu değerler göz önüne alınarak deney sırasında uygulanan efektif gerilme ortalama 35 kPa olarak hesaplanmıştır. Hidrolik iletkenlik deneyleri konsantrasyona ve kullanılan sıvıya bağlı olarak birkaç gün ile bir yıl kadar sürdürülmüştür (Ören and Demirkiran, 2015).

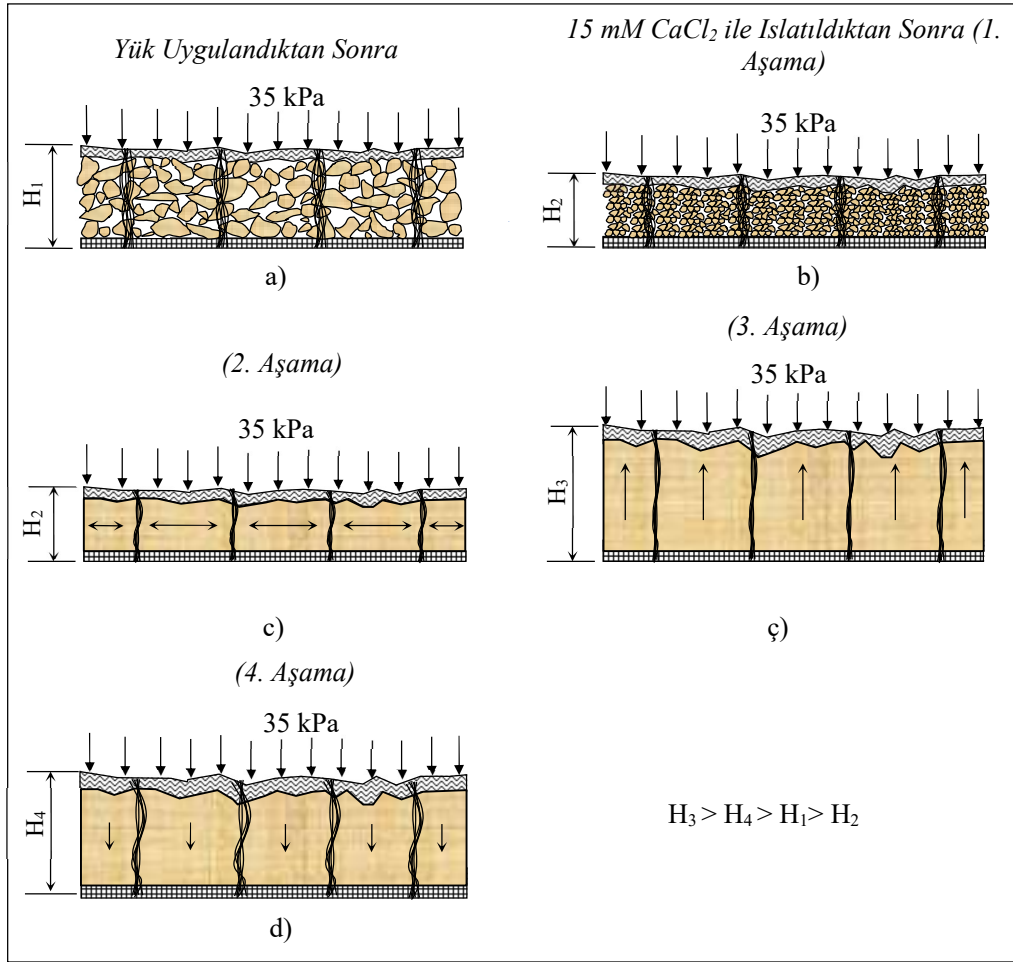
3. BULGULAR VE TARTIŞMA

Na-GKÖ'nün yük uygulanmadan önceki (iii) yüksekliği ortalama 7.5 mm, yük uygulandıktan sonraki (iv) yüksekliği ortalama 6.5 mm olarak kaydedilmiştir. Islatılmadan önce 6.5 mm olan ortalama yükseklik sıfırlanarak veya bu yükseklik referans kabul edilerek sonraki aşamaya geçilmiştir. Islatılma sonrası meydana gelen yükseklik değişimleri Şekil 1'de gösterilmiştir.



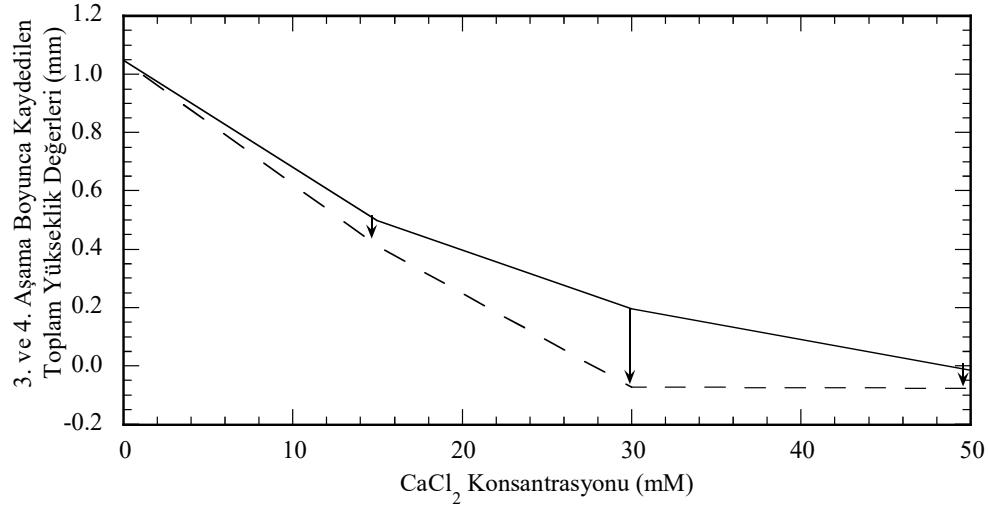
Şekil 1. Na-GKÖ'nün DS ve CaCl₂ çözeltilisindeki yükseklik değişimleri

Kullanılan deney sıvısından bağımsız olarak yükün uygulanmasıyla başlangıçta GKÖ'nün yüksekliği azalmıştır. Bu azalmaya bentonit topraklarının ıslandıktan sonra dağılması sebep olmuştur. Bu durum hemen hemen bütün sıvılarda 0.001 güne (~1.5 dakika) kadar devam etmiştir (birinci aşama). Bu aşama tamamlandıktan sonra bir süre yükseklikte önemli bir değişim gözlenmemiştir. İkinci aşama olarak adlandırılan bu evrede bentonit toprakları kaybolmuş, danecikler üniform bir yapı oluşturarak GKÖ içinde var olan boşlukları doldurmak üzere yanalar olarak ötelenmiştir. Bu aşamanın deney sıvısına bağlı olarak 0.2 (5 saat) ile 1 gün arasında değiştiği görülmüştür. Üçüncü aşama, düşey yönlü yükseklik artışlarının olduğu evredir. Bu aşamada DS, 15 ve 30 mM CaCl₂ çözeltilisinde GKÖ yüksekliği artmış, 50 mM CaCl₂ çözeltilisinde yükseklikte bir değişim gözlenmemiştir (Şekil 1). Bu aşamada en fazla yükseklik değişimi DS'de gözlenmiş, CaCl₂ konsantrasyonu arttırıldıkça kaydedilen yükseklik değişimi azalmaya başlamıştır. Şişme evresi DS için hala devam etmekte olup; 15, 30 ve 50 mM çözeltililer için sırasıyla 30, 10 ve 15 gün sürmüştür. Dördüncü ve son aşamada yükseklik değişimleri azalmaya başlamıştır. DS'de henüz görülmeyen bu aşama CaCl₂ çözeltililerinin tamamında bariz şekilde gözlenmiştir. Krip nedeniyle DS'de de görülmesi beklenen bu davranışın oldukça sınırlı olduğu, katyon değişiminin bu azalmada önemli rol oynadığı düşünülmektedir. Katyon değişimi nedeniyle bentonit danecikleri etrafında bulunan adsorbe su tabakalarının sıkışmaya başlaması dolayısıyla yüksekliklerin azalmaya başlamış olması oldukça muhtemeldir. Buna rağmen 15 mM CaCl₂ çözeltilisinde dördüncü aşamada kaydedilen yükseklik, hala ikinci aşamada kaydedilen yükseklikten fazladır (Şekil 1'de mavi oklar ile aşamalar gösterilmiştir). 15 mM CaCl₂ çözeltisi ile yapılan şişme deneyinde GKÖ'de meydana gelen değişimler Şekil 2'deki çizimde aşama aşama gösterilmiştir. 30 mM CaCl₂ çözeltilisinde ise üçüncü ve dördüncü aşamalardaki yükseklik değişimleri neredeyse birbirine eşittir. 50 mM CaCl₂'de zaten düşey yönde bir artış gözlenmemişken dördüncü aşamada yüksekliğin azalmaya başlaması durumu da ilginçtir (Şekil 1).



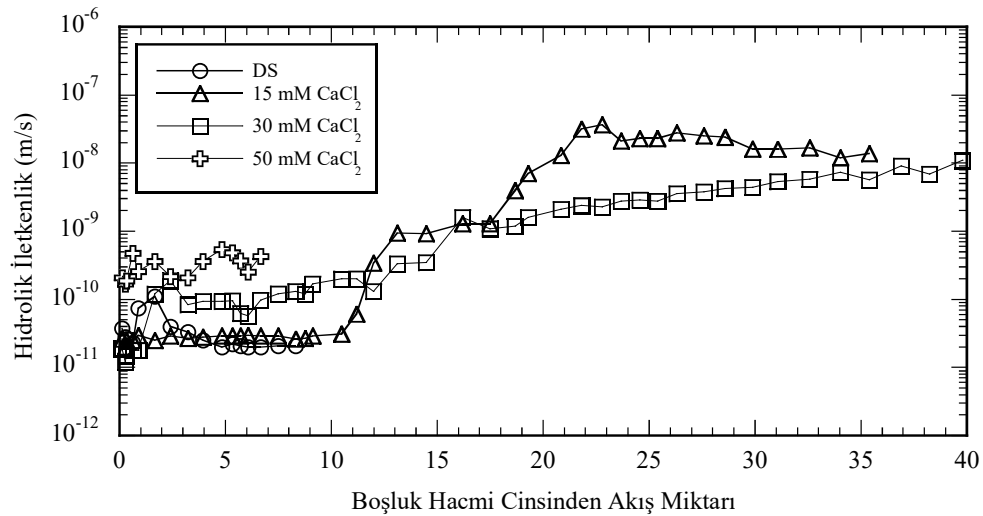
Şekil 2. Şişme deneyinde GKÖ'de meydana gelen değişimlerin aşama aşama gösterilmesi

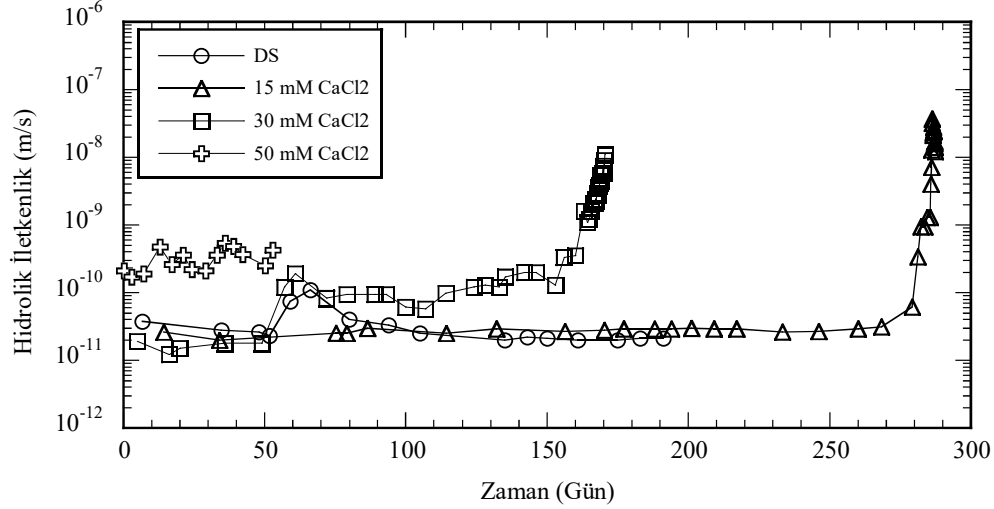
Düşey yönde şişmenin başladığı üçüncü aşamada kaydedilen azami yükseklikler Şekil 3'te üst çizgi ile gösterilmiştir. Bu aşamada DS'te yükseklik toplam 1 mm artarken, 15 ve 30 mM CaCl₂'de sırasıyla 0.5 ve 0.2 mm artmış, 50 mM CaCl₂'de ise hemen hemen aynı kalmıştır (neredeyse sıfır değerindedir). Buna göre GKÖ yükseklik değişimleri konsatrasyon arttıkça önemli oranda azalmıştır. Şekil 3'teki alt çizgi ise dördüncü aşamada kaydedilen ve büyük oranda katyon değişimine bağlı olan yükseklikteki azalmayı göstermektedir. Buradan katyon değişimi sebebiyle GKÖ yüksekliğinde kaydedilen en fazla azalmanın 30 mM CaCl₂ çözeltisinde gerçekleştiği görülebilir. Bu değer yaklaşık 0.25 mm kadardır.



Şekil 3. Düşey yükseklik değişimlerinin görülmeye başlandığı üçüncü ve dördüncü aşamada kaydedilen yükseklik değerleri

Na-GKÖ üzerinde yapılan hidrolik iletkenlik deneylerinin sonuçları Şekil 4'de gösterilmiştir. Hidrolik iletkenlik davranışları zamana bağlı gösterim yerine ekseriyetle boşluk hacmi cinsinden akış miktarı (BHCAM) ile ifade edilmektedir (Ören ve Demirkiran, 2015; Petrov ve Rowe, 1997). Bunun sebebi, zamana bağlı gösterimde hidrolik iletkenlikteki değişimler grafik üzerinde ani artış ve azalışlara tekabül ederken BHCAM'ye bağlı gösterimde aynı değişimler daha yavaş olduğundan izlenmesi daha kolaydır. Burada şişmeye bağlı GKÖ yükseklik değişimleri zamana karşı gösterildiğinden (Şekil 1) Na-GKÖ'nün geçirgenlik davranışı Şekil 4a'da BHCAM ile Şekil 4b'de zamana bağlı verilmiştir. Şekil 4a'dan 15 mM CaCl_2 çözeltisi ile hidrolik iletkenliğin 8-20 BHCAM arasında kademeli şekilde arttıktan sonra sabit kaldığı, Şekil 4b'den de bu artışa 280 gün sonunda ulaşıldığı ve hidrolik iletkenliğin bu andan itibaren ani yükseldiği görülebilir. Benzer söylemler 30 mM CaCl_2 çözelti için de yapılabilir. Diğer yanda DS ile yapılan deneyde GKÖ'nün hidrolik iletkenliği beklendiği üzere $\sim 2.1 \times 10^{-11}$ m/s mertebesinde ölçülmüştür.





Şekil 4. Na-GKÖ'nün hidrolik iletkenlik davranışının: a) boşluk hacmi cinsinden akış miktarı ile ve b) zamana bağlı gösterimi

Şekil 1'de en yüksek şişme miktarının DS ile elde edildiği gösterilmiş olup Şekil 4'den de bu davranışın DS ile yapılan hidrolik iletkenlik deney sonucuyla uyumlu olduğu görülebilir. Bentonit danecikleri DS varlığında hem yanıl hem de düşey yönde şişerek boşlukları kapatmış ve bu da hareketli suyun geçişini azaltmıştır. Neticesinde DS ile yapılan hidrolik iletkenlik deneyi 191 gün boyunca yaklaşık $\sim 2.1 \times 10^{-11}$ m/s olarak ölçülmüştür (Şekil 4b). 15 mM CaCl₂ çözeltisiyle yapılan deneyde hidrolik iletkenlik 280-286 gün arasında önemli derecede artmaya başlamış ve nihai olarak 1.5×10^{-8} m/s olarak bulgulanmıştır. Hidrolik iletkenlikteki bu artış Şekil 1'de gösterilen şişme davranışı ile de uyumludur. Bu konsantrasyon altında şişme 30 gün sonunda durmuş (Şekil 1 ve Şekil 2ç) ve GKÖ yüksekliği dördüncü aşamada azalmaya başlamıştır (Şekil 2d). Bu azalmanın sebebi bentonit içindeki sodyumun (Na⁺) süzdürme sıvısı içindeki kalsiyumla (Ca²⁺) yer değiştirmesine bağlanabilir. Katyon değişimi neticesinde daneciklerin etrafındaki adsorbe su tabakası kalınlığı azalmaya başlamış ve bu durum GKÖ içindeki iğnelenmiş lif demetleri üzerinde bentonitin uyguladığı gerilim baskısını da azaltmıştır. Bentonitin lif demetleri üzerine uyguladığı baskı azalınca demetler rahatlamış ve lifler arasından akışı kolaylaştırıcı micro-kanallar oluşmuştur (Şekil 2d). Bu da hidrolik iletkenlikte artışa sebebiyet vermiştir. Diğer taraftan bu değişimler hidrolik iletkenlik ve şişme deneylerinde aynı zaman dilimine tekabül etmemektedir. Bu da gayet normal kabul edilebilir. Zira ödometre deneyinde GKÖ hücre sıvısına batırılmış haldedir. Diğer bir deyişle hidrolik iletkenlik deneyi ile ödometre deneyi arasında farklı sıvı/katı oranları veya ortam koşulları bulunmaktadır.

Şekil 4b'den de görülebileceği gibi 30 mM CaCl₂ çözeltisinde hidrolik iletkenlik 15 mM konsantrasyona göre benzer başlamış ancak daha erken bir zamanda (50. gün sonunda) artmaya başlamıştır. Bu artış yaklaşık bir mertebe (10 kat) kadar olup buna bentonitin sınırlı şişmesi sebep olmuştur (Şekil 3). GKÖ yüksekliğinde katyon değişimine bağlı en fazla azalmanın 30 mM CaCl₂'de gerçekleştiği göz önüne alındığında (Şekil 3) hidrolik iletkenlik de 150. gün sonunda hızla artmaya başlamıştır. Buna bentonitlerin lifler üzerinde baskıyı azaltması sebep olmuştur.

50 mM CaCl₂ çözeltisinde hiç şişmenin kaydedilmemiş olması hidrolik iletkenliğin de başlangıçtan itibaren yüksek olması ile sonuçlanmıştır. Şekil 4'den de görülebileceği gibi 50 mM CaCl₂ çözeltisinde diğer konsantrasyonlara nazaran hidrolik iletkenlik bir mertebe yüksek

başlamış, bir hafta içinde artmış ve deney boyunca artmaya devam etmiştir. Bu deney hala devam ettiği için 15 ve 30 mM benzeri bir ani artış henüz gözlenmemiştir. Fakat bu artışın diğer konsantrasyonlarda görüldüğü zamandan daha erken bir sürede görülecek olması oldukça muhtemeldir.

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada GKÖ'nün DS ve CaCl₂ çözeltilerinde sergilediği şişme-sıkışma davranışları zamana bağlı olarak incelenmiş ve yükseklikte meydana gelen değişimler şeklinde ele alınmıştır. Bunun için odometre aleti kullanılmıştır. Daha sonra elde edilen bulgular ile hidrolik iletkenlik deney sonuçları yorumlanmıştır.

GKÖ'nün şişme-sıkışma davranışı dört aşamaya ayrılmıştır. İlk aşama yük altında ıslatma sıvısının verildiği ve ani yükseklik azalmasının görüldüğü evredir. Bu evrede bentonit toprakları ayrılmış ve daha küçük danecikler haline gelmiştir. Bu aşamada GKÖ yüksekliği başlangıça durumuna göre azalmıştır. İkinci aşamada bentonit danecikleri birbirleriyle entegre olmuş ve yanal olarak şişerek boşlukları kapatmıştır. Bu aşamada yükseklikte ihmal edilebilir düzeyde değişimler gözlenmiştir. Üçüncü aşamada, 50 mM CaCl₂ hariç, bentonit düşey yönde şişmeye başlamış ve GKÖ yüksekliğinde önemli artışlar gözlenmiştir. En fazla yükseklik artışı DS'de, en az 30 mM CaCl₂ çözeltisinde görülmüştür. 50 mM CaCl₂ çözeltisinde herhangi bir değişim kaydedilmemiştir. DS hariç tüm CaCl₂ çözeltilerinde dördüncü aşamada sıkışma gözlenmeye başlamıştır. Yükseklikte azalmaya sebep olan bu davranışa ana etkenin katyon değişimi olduğu düşünülmektedir. DS'de yükseklik stabil hale gelmiş, herhangi bir azalma gözlenmemiştir. Kribe bağlı olarak zaman içinde bir azalma gözlenmesi beklenmektedir.

Hidrolik iletkenlikler DS ile $\sim 2.1 \times 10^{-11}$ m/s mertebesinde kalmıştır. Dolayısıyla hidrolik iletkenlik deney bulguları DS ile yapılan şişme deneyleriyle gayet uyumludur. Diğer yanda 15, ve 30 mM CaCl₂ çözeltileriyle yapılan deneylerde hidrolik iletkenlik başlangıçta düşük kaydedilmiş olsa da zamanla artmaya başlamıştır. Bu artış konsantrasyon arttıkça daha erken bir zamanda görülmüştür. Özellikle 15 mM CaCl₂ çözeltisinde, hidrolik iletkenlik başlangıçta $\sim 2.0 \times 10^{-11}$ m/s iken yavaş yavaş 1.5×10^{-8} m/s'ye doğru yükselmiştir. Benzer durum 30 mM CaCl₂ çözeltisinde de görülmüştür. 50 mM CaCl₂'de durum benzer kabul edilebilir. Bu konsantrasyonda herhangi bir şişme kaydedilmemiş ve buna bağlı olarak da hidrolik iletkenlik deney başında yüksek ölçülmüştür. Bu deney devam ettiği için kesin bir yargı ortaya konamasa da hidrolik iletkenlikte ani artışın diğer konsantrasyonlara nazaran daha erken bir zamanda görülecek olması oldukça muhtemeldir. Özellikle belirli bir süre sonra hidrolik iletkenlikte ani yükselmenin katyon değişimi nedeniyle olduğu açıktır. Bu değişim ile bentonitlerin lif demetleri üzerinde uyguladığı baskı azalmış ve demetler arasında mikro kanallar akış için tercihi hat oluşturmuşlardır. Bu kanalların oluşmasıyla hidrolik iletkenlikler de birkaç mertebe artmıştır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma TÜBİTAK 119R044 nolu proje kapsamında yapılmıştır. Tübitak'a verdiği maddi ve busiyer desteği için içtenlikle teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- Acikel, A.S., Gates, W.P., Singh, R.M., Bouazza, A., Rowe, R.K., (2018). "Insufficient initial hydration of GCLs from some subgrades: Factors and causes", *Geotext. Geomembranes* 46, 770–781. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2018.06.007>.
- Acikel, A.S., Rowe, R.K., Brachman, R.W.I., Baral, A., Su, G., (2019). "The impact of multi-component hypersaline wetting on soluble and exchangeable cations and water retention behaviour of MX80 bentonite", *Appl. Clay Sci.* <https://doi.org/10.1016/j.clay.2019.105174>.
- ASTM:D2216-10, (2010). "Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass", ASTM International, West Conshohocken, PA, USA. pp. 1–7. <https://doi.org/10.1520/D2216-10.2>.
- ASTM:D5993-99, (2010). "Standard Test Method for Measuring Mass Per Unit of Geosynthetic Clay Liners", ASTM Int. West Conshohocken, PA, USA 99, 1–4. <https://doi.org/10.1520/D5993-99R09.2>.
- ASTM:D6766-12, (2014). "Standard Test Method for Evaluation of Hydraulic Properties of Geosynthetic Clay", ASTM Int. West Conshohocken, PA, USA 1–9. <https://doi.org/10.1520/D6766-12.Copyright>.
- ASTM D 2435/ D2435M -11, (2011). "Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental loading", ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D4318-17, (2017). "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils", ASTM International, West Conshohocken, PA, USA. pp. 1–14. <https://doi.org/10.1520/D4318>.
- ASTM D7928-17, (2017). "Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis", ASTM International, West Conshohocken, PA. <https://doi.org/10.1520/D7928-17>.
- ASTM D854-14, (2014). "Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer", ASTM International, West Conshohocken, PA, USA. pp. 1–8. <https://doi.org/10.1520/D0854-10>.
- Benson, C.H.C.H., Ören, A.H., Gates, W.P.P., (2010). "Hydraulic conductivity of two geosynthetic clay liners permeated with a hyperalkaline solution", *Geotext. Geomembranes* 28, 206–218. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2009.10.002>.
- Bouazza, A., Van Impe, W.F., (1998). "Liner design for waste disposal sites", *Environ. Geol.* 35. <https://doi.org/10.1007/s002540050291>.
- Estornell, P., Daniel, D.E.D.E., (1992). "Hydraulic Conductivity of Three Geosynthetic Clay Liners", *J. Geotech. Eng.* 118, 1592–1606. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1992\)118:10\(1592\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:10(1592)).
- Guyonnet, D., Touze-Foltz, N., Norotte, V., Pothier, C., Didier, G., Gailhanou, H., Blanc, P., Warmont, F., (2009). "Performance-based indicators for controlling geosynthetic clay liners in landfill applications", *Geotext. Geomembranes* 27, 321–331. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2009.02.002>.
- Jo, H.Y., Katsumi, T., Benson, C.H., Edil, T.B., (2001). "Hydraulic conductivity and swelling of nonprehydrated GCLs permeated with single-species salt solutions", *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 127(7), 557–567.
- Katsumi, T., Ishimori, H., Ogawa, A., Maruyama, S., Fukagawa, R., (2008a). "Effects of water content distribution on hydraulic conductivity of prehydrated GCLs against calcium chloride solutions", *Soils Found.* 48, 407–417. <https://doi.org/10.3208/sandf.48.407>.
- Katsumi, T., Ishimori, H., Onikata, M., Fukagawa, R., (2008b). "Long-term barrier performance of modified bentonite materials against sodium and calcium permeant

- solutions", Geotext. Geomembranes 26, 14–30.
<https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2007.04.003>.
- Koerner, R.M., (2005). "Designing with Geosynthetics", 5th ed. Pearson/Prentice Hall, New Jersey.
- Kolstad, D.D.C., Benson, C.C.H., Edil, T.T.B., (2004). "Hydraulic conductivity and swell of nonprehydrated geosynthetic clay liners permeated with multispecies inorganic solutions", J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 130, 1236–1249.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130).
- Lee, J.M., Shackelford, C.D., Benson, C.H., Jo, H.Y., Edil, T.B., (2005). "Correlating index properties and hydraulic conductivity of geosynthetic clay liners", J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 131, 1319–1329.
- Ören, A.H., Akar, R.Ç., (2017). "Swelling and hydraulic conductivity of bentonites permeated with landfill leachates", Appl. Clay Sci. 142, 81–89.
<https://doi.org/10.1016/j.clay.2016.09.029>.
- Ören, A.H., Demirkiran, H., (2015). "A study for determining the hydraulic conductivity of geosynthetic clay liners in the laboratory", Geosentetik kil örtülerin hidrolik iletkenliklerinin laboratuvarında belirlenmesi üzerine bir çalışma. Tek. Dergi/Technical J. Turkish Chamb. Civ. Eng. 26, 7191–7213.
- Özdamar Kul, T., Ören, A.H., (2019). "Hydration of geosynthetic clay liners (GCLs) on compacted zeolite", Geosynth. Int. 26.
- Özdamar Kul, T., Ören, A.H., 2018. Liquid limit based assessment of geosynthetic clay liners subject to hydration and hydraulic conductivity testings. Geotext. Geomembranes 46, 436–447. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.03.009>.
- Petrov, R., Rowe, R.K., Quigley, R., (1997). "Selected factors influencing GCL hydraulic conductivity", J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 123, 683–695.
- Petrov, R.J., Rowe, R.K., (1997). "Geosynthetic clay liner (GCL) - chemical compatibility by hydraulic conductivity testing and factors impacting its performance", Can. Geotech. J. 34, 863–885. <https://doi.org/10.1139/t97-055>.
- Rayhani, M.T., Rowe, R.K., Brachman, R.W.I., Take, W.A., Siemens, G., (2011). "Factors affecting GCL hydration under isothermal conditions", Geotext. Geomembranes 29, 525–533. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2011.06.001>.
- Rowe, R.K., Abdelatty, K., (2012). "Effect of a Calcium-Rich Soil on the Performance of an Overlying GCL", J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 138, 423–431.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000614](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000614).
- Rowe, R.K., Brachman, R.W.I., Hosney, M.S., Take, W.A., Arnepalli, D.N., (2017). Insight into hydraulic conductivity testing of geosynthetic clay liners (GCLs) exhumed after 5 and 7 years in a cover", Can. Geotech. J. 1138, 1118–1138.
- Ruhl, J.L., Daniel, D.E., (1997). "Geosynthetic clay liners permeated with chemical solutions and leachates", J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 123, 369–381.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:4\(369\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:4(369)).
- Sato, K., Barast, G., Razakamanantsoa, A.R., Djeran-Maigre, I., Katsumi, T., Levacher, D., (2017). "Comparison of prehydration and polymer adding effects on Na activated Ca-bentonite by free swell index test", Appl. Clay Sci. 142, 69–80.
<https://doi.org/10.1016/j.clay.2016.10.009>.
- Shackelford, C.D., Benson, C.H., Katsumi, T., Edil, T.B., Lin, L., (2000). "Evaluating the hydraulic conductivity of GCLs permeated with non-standard liquids", Geotext. Geomembranes 18, 133–161. [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(99\)00024-2](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(99)00024-2).

PREFABRİK BETONARME ÇİFT CİDARLI (DOUBLE WALL) İSTİNAT DUVARI GERİ DOLGUSUNUN GEOGRİDLE GÜÇLENDİRİLMESİ VAKA ANALİZİ

Hakan ÖZÇELİK¹

**Ülkü KÜÇÜKKAYALAR²
Merve KORKMAZ⁴**

Satuğ KÜÇÜKKAYALAR³

ABSTRACT

The construction of geosynthetic-reinforced soil (GRS) retaining walls (RWs) with a staged-constructed full-height rigid facing for railways, including high-speed train lines, roads and others retaining walls began to be used in Japan in the late 1980s. After the wrap-around type geosynthetic reinforced fill wall is constructed, the front face is covered by a cast-in-situ reinforced concrete wall. This system is frequently used in the reconstruction of classical type retaining structures (reinforced concrete or gravity structure) that have recently collapsed as a result of earthquakes, heavy rains and similar natural disasters. Even bridge abutments can be constructed with this system. The earthquake performance of these walls is extremely high and it is economical compared to classical retaining structures. This system was used in a slightly different way on the reinforced concrete wall of an industrial building in Bursa. First, the 10m high reinforced concrete wall was staged-constructed in three parts using the prefabricated modular double-wall system, while the backfill was reinforced with geogrids. The earth pressure behind this retaining structure, which was built in the first degree earthquake zone, as the fill was reinforced with geogrid, was reduced taken into account in the section calculation of the reinforced concrete wall. In this paper, the effect of using a geogrid-reinforced fill and unreinforced fill on the calculation of the reinforced concrete wall section is compared, and the details of the system and its construction are discussed.

ÖZET

Yüksek hızlı tren hatları, yollar ve diğer istinat yapıları da dahil olmak üzere kademeli olarak inşa edilmiş tam yükseklikte rijit (FHR) ön yüz kaplamasına sahip geosentetik donatılı dolgu (GRS) istinat duvarları, 80'li yılların sonunda Japonya'da kullanılmaya başlanmıştır.

¹ İnş. Yük. Müh., ÖZÇELİK, H., Geoteknik Danışman, hakan@hakanozcelik.com

² İnş. Müh., KÜÇÜKKAYALAR, Ü., Ka Yapı Prekast San. Tic. A.Ş., ulku@kayapi.com

³ İnş. Müh., KÜÇÜKKAYALAR, S., Ka Yapı Prekast San. Tic. A.Ş., satug@kayapi.com

⁴ İnş. Müh., KORKMAZ, M., Ka Yapı Prekast San. Tic. A.Ş., proje@kayapi.com

Bohçalama yöntemiyle geosentetik donatılı dolgu ile yapılan istinat yapısının önü, yerinde dökme betonarme perde ile kaplanmaktadır. Son zamanlarda depremler, şiddetli yağmurlar ve benzeri doğal felaketler neticesinde çöken klasik tip istinat yapılarının (betonarme veya ağırlık yapısı) yeniden inşasında bu sistem sıkça kullanılmaktadır. Hatta bu sistem ile köprü kenarayakları bile yapılmaktadır. Bu duvarların deprem performansı son derece yüksek olup, klasik tip istinat yapılarına göre de ekonomik olmaktadır. Bu sistem Bursa'daki bir sanayi yapısının betonarme duvarında biraz farklı bir şekilde kullanılmıştır. Önce 10m yükseklikteki betonarme duvar, prefabrik betonarme çift cidarlı panel istinat duvarı (Double Wall) sistemi kullanılarak üç kademede inşa edilirken, geri dolgusu ise geogridler ile güçlendirilerek yapılmıştır. Birinci derece deprem bölgesinde inşa edilen bu istinat yapısının arkasındaki toprak basıncı, dolgu, geogrid ile güçlendirildiği için, azaltılarak betonarme duvarın kesit hesabı yapılmıştır. Bu bildiride, geogrid ile donatılan dolgu ile donatısız dolgunun betonarme duvar kesit hesabına etkisi gösterilmiş, sistem ve yapılışına ilişkin detaylar paylaşılmıştır.

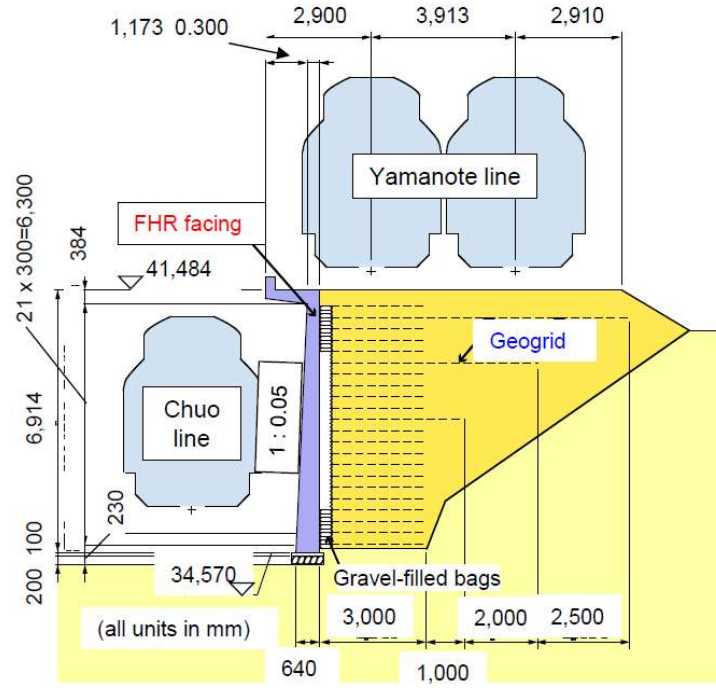
1. GİRİŞ

1987 yılından itibaren, Prof. F. Tatsuoka tarafından geliştirilen tam yükseklikte rijit ön yüz kaplamasına sahip geosentetik donatılı dolgu istinat duvarları (FHR-GRS), Japon demiryollarında kullanılmaya başlanmış ve 1992 yılında, Japon Ulaştırma Bakanlığınca onaylanmıştır (Tatsuoka ve diğ. 1997). Japon demiryolları idaresi, 1995 Kobe depreminden sonra, başta hızlı tren hatlarında olmak üzere, demiryollarındaki istinat yapıları ve köprü kenarayaklarını, ön yüzü yerinde dökme betonarme perde olan bohçalama tip geosentetik donatılı dolgu duvarlarla yapmaktadır (Tatsuoka ve diğ., 1996). Depremler, şiddetli yağmurlar ve benzeri doğal felaketler neticesinde çöken klasik tip istinat yapılarının (betonarme veya ağırlık yapısı) yeniden inşasında, bu sistem sıkça kullanılmaktadır (Tatsuoka ve diğ., 2007). 1995 Kobe ve 2011 Büyük Doğu Japonya depremlerinde FHR-GRS duvarların desteklediği demiryollarında ulaşım aksamadan devam etmiştir (Yonezawa ve diğ., 2014).

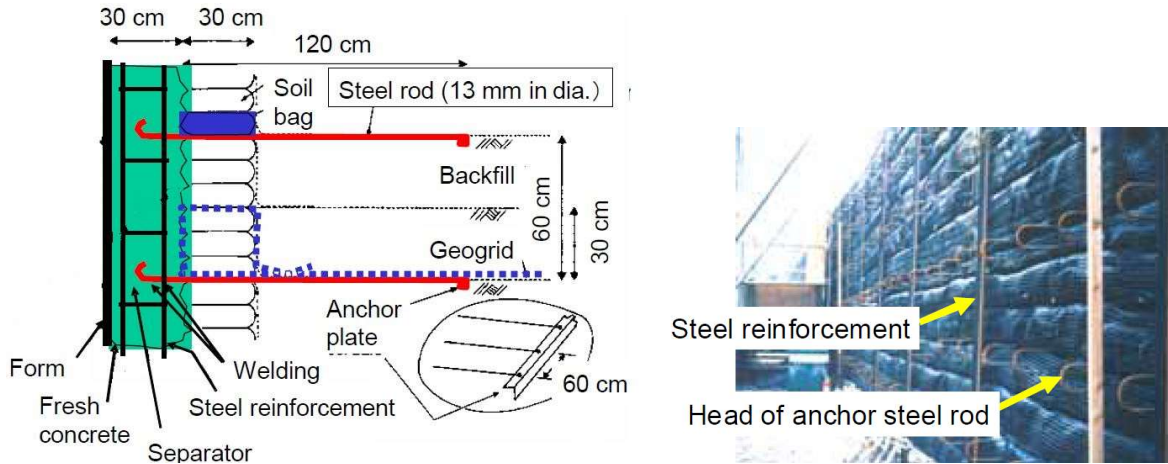
2. FHR-GRS DUVAR SİSTEMİNİN YAPILMASI

FHR-GRS duvar sistemi, artık Japon demiryollarında klasik istinat duvarlarının yerini alan ve standart hale gelmiş bir istinat duvarı yapım tekniği olmuştur (Şekil 1). FHR-GRS duvar sisteminin imalatı aşağıdaki aşamalardan oluşur:

- i) Basit bir beton hatıl imal edilir
- ii) Geogrid ile bohçalanmış, içi granüler dolgu doldurulmuş çuvallar düzenli bir şekilde dizilir
- iii) Granüler dolgu, tabakalar halinde serilip sıkıştırılır
- iv) Geogrid ile çuvallar bohçalanırken aralarında demir filizler bırakılır (Şekil 2).
- v) Bu işlem dolgu üst kotuna erişinceye kadar devam eder.
- vi) Dolgudaki ve zeminden kaynaklı olası oturmaların tamamlanması beklenir (Şekil 3).
- vii) Oturmaların tamamlanmasından sonra 30cm kalınlığı geçmeyen ve minimum donatı içeren yerinde dökme perde teşkil edilir.
- viii) Bu sayede, yerinde dökme perde, yerleştirilen filizler sayesinde, dolgu kütlesine bağlanmış olur



Şekil 1. Tipik FHR-GRS duvar kesiti (Tatsuoka, 2008)



Şekil 2. Tipik FHR-GRS geosentetik donatılı dolgu ile betonarme ön yüz arasındaki bağlantı detayı (Tatsuoka, 2008)



Şekil 3. Yerinde dökme perde öncesi bitmiş geosentetik donatılı dolgu (Tatsuoka, 2008)

3. DOUBLE WALL YAPIM YÖNTEMİ

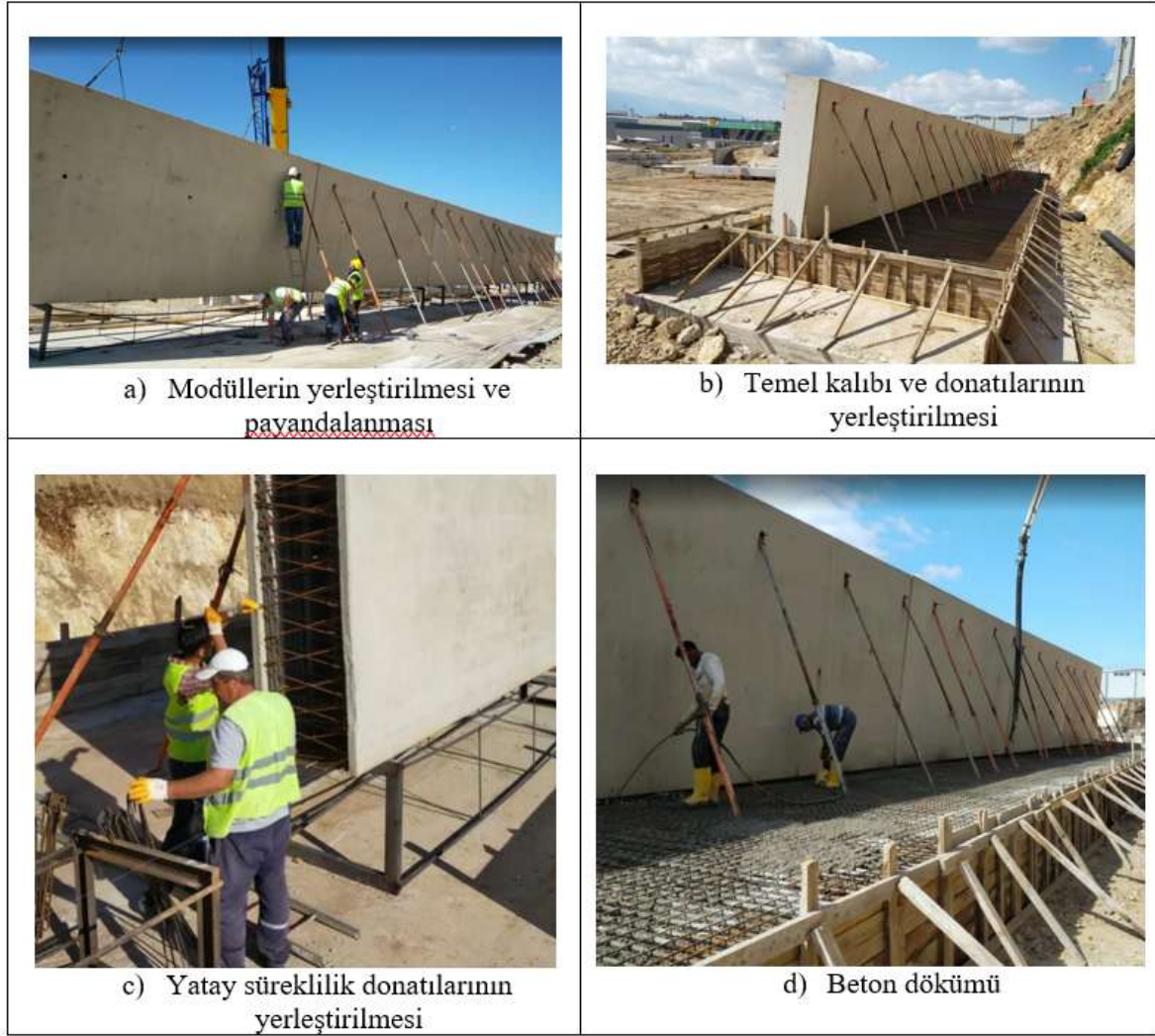
3.1. Vaka Analizi

Bursa ili İnegöl İlçesi 2. Organize Sanayi Bölgesinde yer alan Ada Koltuk fabrikasının istinat duvarları **Double Wall** adı verilen prefabrik betonarme çift cidarlı panel istinat duvarı sistemi ile yapılmıştır. Bu istinat duvarının geri dolgusu yapılırken, dolgu tabakaları arasına geogridler yerleştirilerek dolgu güçlendirilmiştir. Prof. Tatsuoka tarafından geliştirilen ve yukarıda anlatılan FHR-GRS duvar sistemine benzemekle beraber, birisinde önce geosentetik donatılı dolgu teşkil edilmekte, olası deformasyonlardan sonra ön yüzde yerinde dökme betonarme perde yapılmaktadır. Diğerinde ise, önce ön yüzdeki betonarme duvar modüller halinde kademeli olarak inşa edilmekte, geosentetik donatılı geri dolgusu daha sonra yapılmaktadır.

Fabrika arsası ile komşu parsel arasında yaklaşık 11m civarında bir kot farkı bulunmaktadır. Komşu parselde, parsel sınırından çekme mesafesi olan 10m den itibaren bir yapı bulunmaktadır. İki parsel arasındaki doğal zemin şevli olarak teşkil edilmiştir. Geogrid donatılı dolgu bu alanda yapılmıştır.

3.2. Prefabrik Double Wall İmalatı

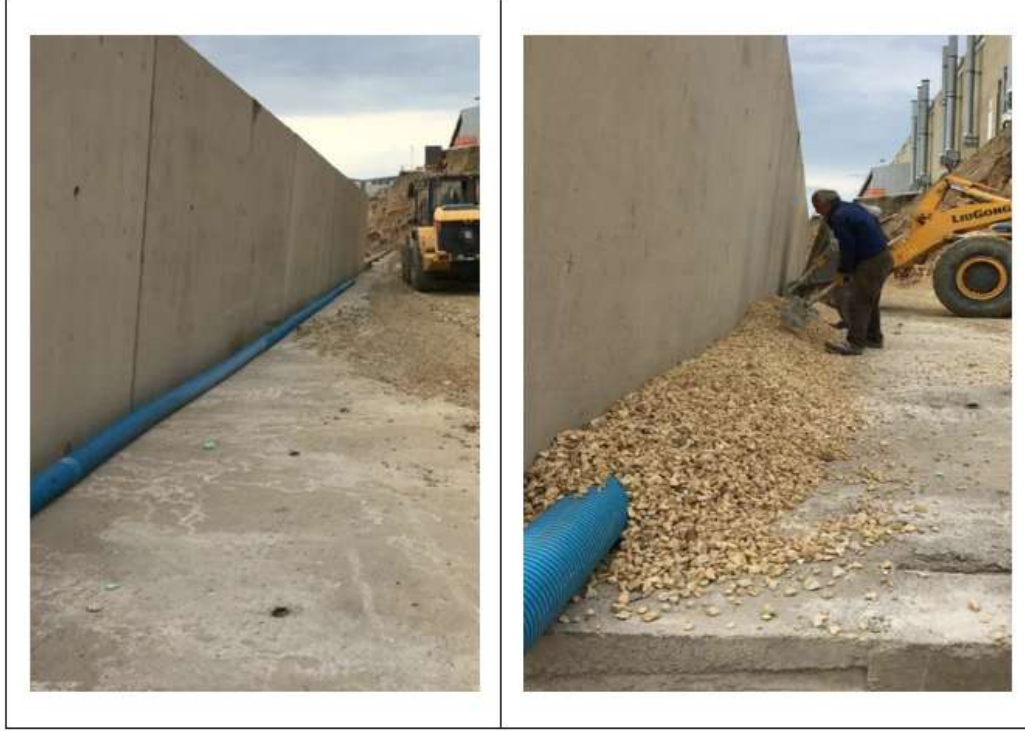
3.33 x 7.00m (YxG) boyutlarındaki ilk prefabrik double wall modülü, hazırlanan profil ayaklar üzerine yerleştirilip arka tarafından payandalarla sabitlenir (Şekil 4a). Duvar temelini kalıpları çakıldıktan sonra, profil ayaklar altından temel için gerekli donatılar döşenir (Şekil 4b). Double wall modüllerinin içinden de yatay süreklilik donatıları yerleştirildikten (Şekil 4c), sonra beton dökümü gerçekleşir (Şekil 4d). Beton prizini aldıktan ve temel kalıpları söküldükten sonra, temel etrafı dolgu malzemesi ile doldurulup sıkıştırılır. Tünel tipi drenaj borusu yerleştirildikten sonra üzeri mıcır ile örtülür (Şekil 5). Bu mıcır tabakası 30cm genişlikte ilk double wall modülü yüksekliğince, 3.30m kadar, duvar ile dolgu arasında uygulanır.



Şekil 4. Double Wall yapım aşamaları

3.3. Geogridli Dolgu İmalatı

Dolgu, her hangi bir donatılı zemin duvar dolgusu gibi tabakalar halinde serilip, minimum %95 standart proktor sıkılığında sıkıştırılmasıyla yapılır. Dolgu tabakaları oluşturulurken, projesine göre, gerekli mukavemet ve uzunlukta geogridler de dolgu tabakaları arasına yerleştirilir (Şekil 6). Double wall duvar tip kesiti Şekil 7’de verilmiştir. Fabrika binasının prefabrik kolonları arasındaki duvarları, sistem perdesi olarak double wall ile yapılmış ve arkasına gelen dolgu geogridler ile güçlendirilmiştir (Şekil 8).



Şekil 5. Tünel tipi drenaj borusunun yerleştirilip üzerinin mıcırla örtülmesi

Geogridlerin üzerine dolgu yapılırken, serilen geogridlerin gergin bir vaziyette olması, potluk olmaması önemlidir. Gerekirse, geogrid arka ucundan yere ahşap ya da demir kazıklar kullanılarak sabitlenmelidir. Dolgu serilmesi, sıkıştırılması, geogrid serilmesi, mıcırın doldurulması, birbirini takip eden sıralar halinde dolgu yüksekliğince duvar üst kotuna kadar devam eder.

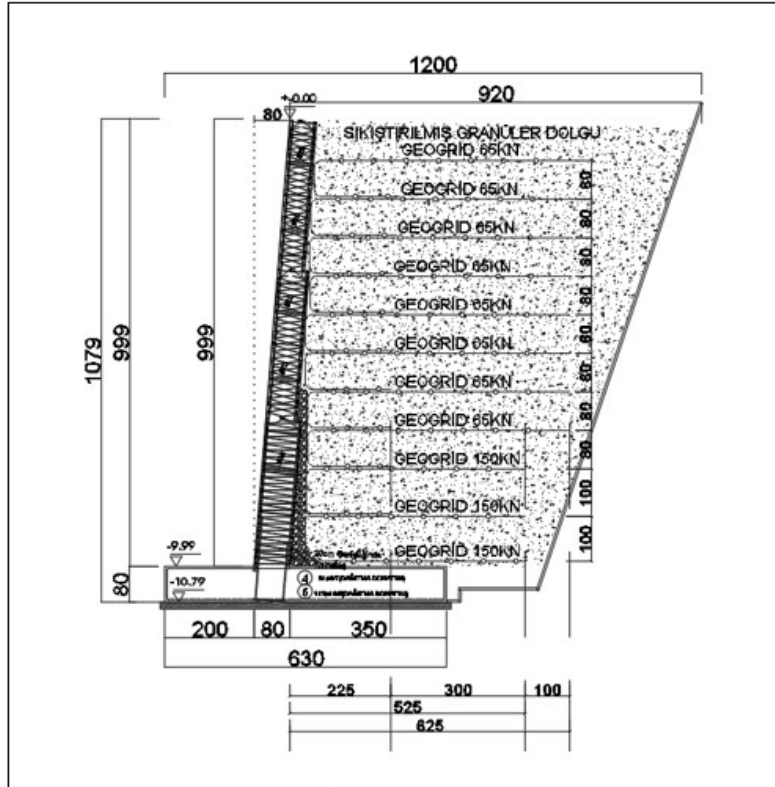
Ada Koltuk fabrika duvarının, temel üstünden yaklaşık 10m yükseklikteki dolgusu geogrid ile güçlendirilerek yapılmıştır. Geogridler, bohçalama yöntemiyle, BS8006'ya (2010) göre tasarlanmıştır. Tasarım sonucu, en alttaki üç sırada, düşey aralığı 1m, nihai kopma mukavemeti 150kN olan geogridler, takip eden sekiz sırada düşey aralığı 80cm, nihai kopma mukavemeti 65kN olan geogridler kullanılmıştır (Şekil 7). Sistem perdesi olan kesimde, en alttaki 4 sırada, düşey aralığı 60cm, takip eden 7 sırada ise, düşey aralığı 80cm, nihai kopma mukavemeti 80kN olan geogridler kullanılmıştır (Şekil 8).

3.4. Double Wall Kesit Hesabı

3.33 x 7.00m boyutlarındaki double wall modüllerinden 3 tanesi üst üste konularak istinat duvarı oluşturulmuştur. En alttaki modülün kalınlığı 80cm, ortadaki 70cm ve en üstteki 60cm olarak projelendirilmiştir. Dolgusu geogridle güçlendirilmiş kısım, kendi kendine stabil bir kütle olup teorik olarak duvar arkasındaki toprak basıncı itkisini karşılamaktadır. Buna rağmen, klasik olarak hesaplanan toprak basıncının %33'ü alınarak double wall kesit hesabı yapılmıştır. Yeni deprem yönetmeliğine (TBDY 2018) göre arka dolgusunda geogrid bulunmayan, bir başka deyişle toprak basıncı itkisinin tam olarak alındığı durumunda, bir kesit hesaplanmıştır.



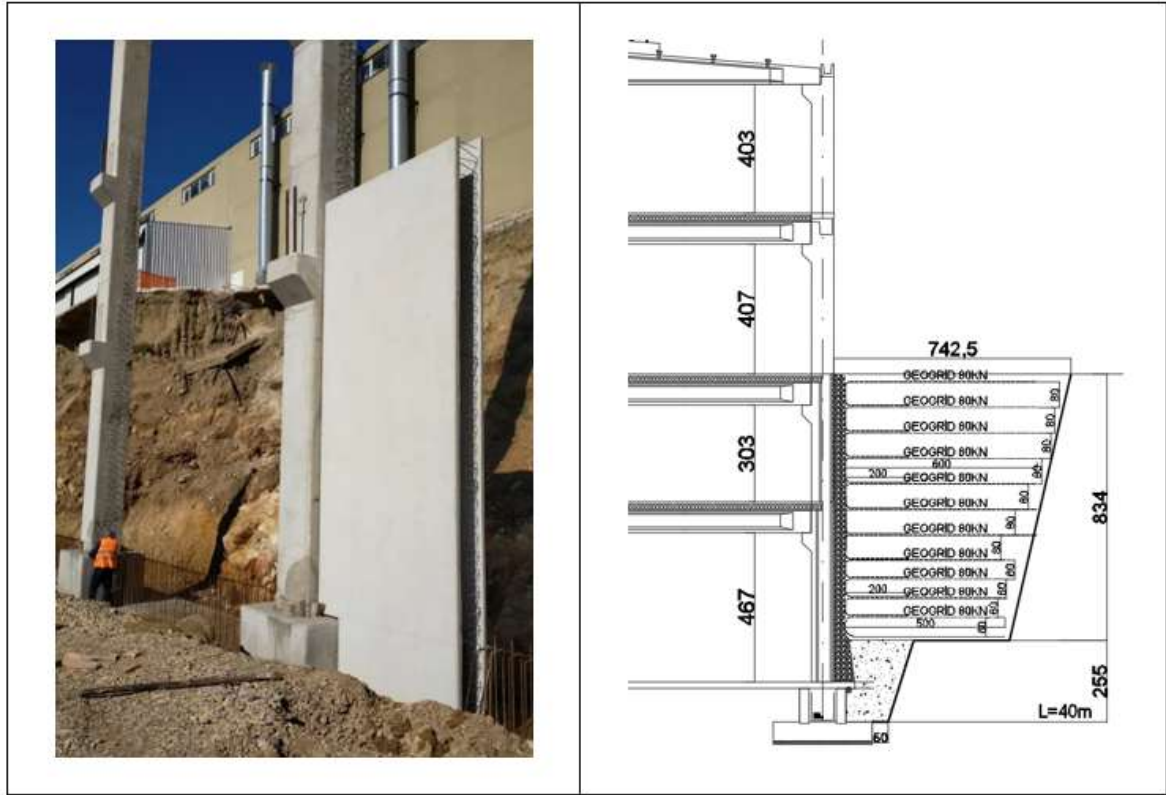
Şekil 6. Geogridlerin serilmesi



Şekil 7. Tipik Double Wall kesiti

İki kesit karşılaştırıldığında, geri dolgusu geogrid ile güçlendirilmemiş kesit, geogrid ile güçlendirilene göre 20cm daha kalın hesaplanmıştır. Betonarme kesit hesapları Prota Structural Details V:22 yazılı ile yapılmıştır. Arka dolgusu geogridle güçlendirilmiş double wall kesitinin 1metre tülünde 10.7m^3 beton ve 1,026kg demir; arka dolgusu geogridle güçlendirilmemiş double wall kesitinin 1metre tülünde ise 12.9m^3 beton ve 1,492kg demir bulunmaktadır. Dolguyu geogridle güçlendirmek suretiyle $2,2\text{m}^3$ beton ve 466kg demir tasarrufu sağlanmıştır.

Bir metre tül double wall dolgusunda ise 25.5m^2 , 150kN ve 73.2m^2 , 65kN geogrid kullanılmıştır. Beton ve demirden yapılan tasarruftan geogrid maliyet düşüldüncü bile, dolgusu güçlendirilmemiş duruma göre daha ekonomiktir.



Şekil 8. Double Wall sistemi ile oluşturulan ve geri dolgusu geogrid ile güçlendirilen fabrika duvarları

4. SONUÇLAR

- Tam yükseklikte rijit ön yüz kaplamasına sahip geosentetik donatılı dolgu istinat duvarları (FHR-GRS), Japon Demiryolları İdaresi tarafından kabul görmüş, klasik istinat duvarlarının yerini alan standart bir istinat duvarı yapım tekniğidir.
- FHR-GRS duvarlarda önce, granüler dolgu dolu çuvallar bohçalanarak geosentetik donatılı dolgu oluşturulmakta, dolgunun kendi içindeki ve olası zeminden kaynaklı oturmaları tamamlandıktan sonra sistemin ön yüzü, yerinde dökme betonarme perde ile kaplanmaktadır.
- Geosentetik donatılı duvarların her türünün deprem performansı son derece yüksektir. 1995 Kobe ve 2011 Büyük Doğu Japonya depremlerinde bu tip duvarların desteklediği demiryolları işlevlerini devam ettirmiştir.
- İnegöl'de yapılan bir fabrikanın istinat duvarı, FHR-GRS sistemine benzer şekilde, prefabrik betonarme çift cidarlı panel istinat duvarı (Double Wall) sistemi kullanılarak

3 kademede inşa edilmiş ve geri dolgusu yapılırken dolgu tabakalarının arasına geogridler yerleştirilerek, güçlendirilmiştir.

- İnegöl istinat duvarı FHR-GRS sisteminin aksine, önce ön yüzdeki betonarme duvar daha sonra geri dolgusu geogridlerin bohçalanmasıyla yapılmıştır.
- Double wall sisteminin kesit hesabı yapılırken, toprak basıncı itkisinin %33'ü alınarak ekonomik bir çözüm elde edilmiştir.
- Geogrid ile donatılandırılmış ve donatılandırılmamış dolguların etkilediği kesitler karşılaştırıldığında 2.2m³ beton ve 466kg demir tasarrufu sağlanmıştır.

KAYNAKLAR

- BS 8006-1, (2010). “Code of Practice for Strengthened / Reinforced and Other Fills”, British Standards Institution.
- Tatsuoka, F., Tateyama, M., Koseki, J., (1996). “Performance of soil retaining walls for railway embankments”, Soils and Foundations, Special Issue for the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, 311–324.
- Tatsuoka, F., Tateyama, M., Uchimura, T. and Koseki, J., (1997). “Geosynthetic-reinforced soil retaining walls as important permanent structures”, Mercer Lecture, Geosynthetic International, 4(2), 81-136.
- Tatsuoka, F., Tateyama, M., Mohri, Y. and Matsushima, K., (2007). “Remedial treatment of soil structures using geosynthetic-reinforcing technology”, Geotextiles and Geomembranes, 25 (4 & 5): 204-220.
- Tatsuoka, F., (2008), “Recent practice and research of geosynthetic-reinforced earth structures in Japan”, J. GeoEng. 3(3), 47–67.
- Tatsuoka, F., Tateyama, M., Koseki J., ve Yonezawa T. (2014) “Geosynthetic-Reinforced Soil Structures for Railways in Japan” Transportation Infrastructure Geotechnology, Vol.1, pp3–53.
- Yonezawa, T., Yamazaki, T., Tateyama, M. and Tatsuoka, F., (2014). “Design and construction of geosynthetic-reinforced soil structures for Hokkaido high-speed train line”, Transportation Geotechnics, 1(1), 3-20.

GEOGRİDLERİN KARAYOLLARINDA KULLANIM YÖNTEMLERİNİN ARAŞTIRILMASI VE ŞARTNAMESİNİN HAZIRLANMASI

Serdal TERZİ¹ Mehmet SALTAN² Süleyman GÖKOVA³
Fırat ERKMEN⁴ Erol TUTUMLUER⁵ Mustafa KARAŞAHİN⁶
Volkan Emre UZ⁷ Onur PEKCAN⁸ Murat Vergi TACİROĞLU⁹
Şenol ÇÖMEZ¹⁰ Ahmet SAĞLIK¹¹ Muhammet KOMUT¹²
Şenol ALTIOK¹³ Ergun YALÇIN¹⁴

ABSTRACT

In this study, the benefits of geogrids in preventing rutting were investigated by examining the structural performance of road pavements with reduced layer thicknesses at different rates with the use of geogrids. Within the scope of the study, a total of 16 test sections with a length of 50 meters were constructed, 12 with geogrids and 4 without geogrids, on the Adana - Kozan road determined by the General Directorate of Highways of Turkey (KGM). The constructed sections were classified into two, and besides, the reference sections, two types of geogrids with different geometric structures were used in successive sections. The layer thicknesses of the test sections with geogrid application, some of them were designed in accordance with the specification, the other part was designed through a pavement design program and applied in different layer thicknesses. In addition, in order to compare the effect of using geogrids in different positions on the pavement performance, it was applied in two different positions, on the sub-base layer and between the base layer. In order to observe the structural performances of the constructed pavement sections, data from the load, displacement and temperature sensors placed between the layers during the construction phase and on-site high-weight deflectometer (HWD) data at certain time intervals were used. In addition, GPS and IRI values were measured regularly. The traffic values of the trial section were also monitored. By examining the data obtained, it is aimed to compare the economic gain to be achieved by reducing the layer thicknesses, the cost to be spent for the geogrid, and the cost benefit analyses.

¹ Prof. Dr., TERZİ, S., Süleyman Demirel Üniversitesi, serdalterzi@sdu.edu.tr

² Prof. Dr., SALTAN, M., Süleyman Demirel Üniversitesi

³ Dr. Öğr. Üyesi, GÖKOVA, S., Burdur Mehmet Akif Ersoy Üniversitesi, sgokova@mehmetakif.edu.tr

⁴ ERKMEN, F., Komsa Mühendislik, erkmenfrt@gmail.com

⁵ Prof. Dr., TUTUMLUER, E., University of Illinois at Urbana-Champaign USA, tutumlue@illinois.edu

⁶ Prof. Dr., KARAŞAHİN, M., İstanbul Gelişim Üniversitesi, mkarasahin@gelisim.edu.tr

⁷ Doç. Dr., UZ, V.E., İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, vemreuz@gmail.com

⁸ Doç. Dr., PEKCAN, O., Orta Doğu Teknik Üniversitesi, opekcan@metu.edu.tr

⁹ Dr. Öğr. Üyesi, TACİROĞLU, M.V., Mersin Üniversitesi, mtaciroglu@mersin.edu.tr

¹⁰ ÇÖMEZ, Ş., T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü Ar-Ge Dairesi Başkanlığı

¹¹ SAĞLIK, A., T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü Ar-Ge Dairesi Başkanlığı, asaglik@kgm.gov.tr

¹² KOMUT, M., T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü Ar-Ge Dairesi Başkanlığı, mkomut@kgm.gov.tr

¹³ ALTIOK, Ş., T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü Ar-Ge Dairesi Başkanlığı, saltiok@kgm.gov.tr

¹⁴ YALÇIN, E., T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü Ar-Ge Dairesi Başkanlığı

ÖZET

Bu çalışmada, geogrid kullanımı ile birlikte tabaka kalınlıkları farklı oranlarda azaltılmış yol üstyapılarının yapısal performansı incelenerek geogridlerin tekerlek izi oluşumunu önlemedeki faydaları araştırılmıştır. Çalışma kapsamında, Türkiye Karayolları Genel Müdürlüğü (KGM) tarafından belirlenen Adana – Kozan yolu üzerinde 12 adet geogridli ve 4 adet de geogridsiz referans olmak üzere toplam 16 adet 50’şer metre uzunluğunda test kesimi inşa edilmiştir. İnşa edilen kesimler ikiye ayrılarak referans bölümleri yanında geometrik yapıları farklı iki tip geogrid birbirini takip eden kesimlerde kullanılmıştır. Geogrid uygulaması yapılan test kesimlerinin tabaka kalınlıkları, bir kısmı şartnameye uygun şekilde, diğer bir kısmı da bir üstyapı tasarım programı aracılığıyla tasarlanmış ve farklı tabaka kalınlıklarında uygulanmıştır. Ayrıca geogridlerin üstyapıda farklı konumlarda kullanımının üstyapı performansına etkisinin karşılaştırılabilmesi için alttemel tabakası üzerinde ve temel tabakası arasında olmak üzere iki farklı konumda uygulaması yapılmıştır. İnşa edilen üstyapı kesimlerinin yapısal performanslarının gözlemlenmesi için, inşaat aşamasında tabakalar arasına yerleştirilen yük, deplasman ve sıcaklık sensörlerinden alınan veriler ve belirli zaman aralıklarında yapılan yerinde yüksek ağırlıklı deflektometre (HWD) verileri kullanılmıştır. Ayrıca GPS ve IRI ölçümleri de düzenli olarak yapılmaktadır. Deneme kesiminin trafik değerleri de izlenmektedir. Elde edilen veriler incelenerek tabaka kalınlıklarının azaltılması ile sağlanacak ekonomik kazanım, geogrid için harcanacak maliyet ile karşılaştırılması ve fayda maliyet analizlerinin yapılması amaçlanmıştır.

1. GİRİŞ

Bu çalışmanın amacı, karayolu üstyapılarında geogrid kullanılarak tabaka kalınlıklarının azaltılmasının üstyapı performansına olan etkilerinin incelenmesi ve tabaka kalınlıklarının azaltılması ile birlikte ekonomik kazanım sağlanmasıdır. Bu çalışmanın amacına ulaşması neticesinde geogrid kullanımı ile ne gibi kazanımlar elde edildiği ve bu kazanımların geogridin üstyapı içerisinde kullanılma yeri ile nasıl değiştiği, çalışmanın çıktıları ile açıkça belirlenebilecek parametreler olacaktır. Yol üstyapısından, iyi bir yapısal performans ve konfor sunmasının yanında ekonomik olması da beklenmektedir. Bu parametreler dikkate alındığında çalışma sonucunda alınacak tüm olumlu çıktılara ek olarak geogrid kullanımının tabaka kalınlıklarında azaltma yapılmasına imkân vermesi, çok büyük miktarlarda işgücü, malzeme ve doğal kaynak tasarrufu yapılması anlamına gelir.

Polimerik bir malzeme olan geosentetiklerin gelişimi, geoteknik mühendisliğinde pozitif yönde büyük değişiklikler meydana getirmiştir (Das, 2021). Geosentetikler, birçok inşaat mühendisliği problemini çözmek için yaygın olarak kullanılan sentetik ürünler olup koruma, ayırma, filtrasyon, erozyon kontrolü, drenaj ve güçlendirme gibi bir veya daha fazla fonksiyonun yerine getirilmesini sağlar (Giroud ve Han, 2004; Han ve Thakur, 2015). Geosentetiklerin farklı uygulamalarda çok farklı kullanım amaçlarını üstlenmesi ve çeşitli işlevleri yerine getirebilmesi için belirli özelliklere ihtiyaç duyulmaktadır. Öncelikle uygulamanın yapılış nedeninin belirlenmesi için yukarıda belirtilen fonksiyonlardan hangilerine ihtiyaç duyulduğunun bilinmesi gerekmektedir. Hangi tip geosentetiğin kullanılacağı ve uygulamanın yapılacağı yerdeki şartlara göre hangi özelliklerinin nasıl olacağı belirlenmelidir. Bu nedenle, kullanılacak olan geosentetiğin, uygulamanın yapılacağı kesimin gerekliliklerine göre belirlenmesine dikkat edilmelidir (McGown, 2008).

Geosentetik, inşaat mühendisliği uygulamalarında zemin ve/veya diğer malzemelerle temas halinde kullanılan, en az bir bileşeni doğal veya sentetik bir polimerden imal edilmiş tabaka, şerit veya üç boyutlu bir yapı içeren ürünleri tanımlayan genel bir terimdir ve mevcut olan geniş ürün yelpazesi için kullanılan bir terimdir. Bunlar, çok sayıda ve farklı polimer kullanan birçok özel yöntemle üretilmektedir (Koerner, 1998).

Başlıca geosentetik türleri, geçirgen olan geotekstil (geotextile) ve pratik olarak geçirimsiz olan geomembrandır (geomembrane). “Geotekstile benzer ürünler” olarak adlandırılan geçirimli ürünler altında geogrid, geonet, geohücre, geoşerit, geomat ve geospacer/spacer core yer almaktadır. Geomembranlar, polimerik (termoplastik ve elastomerik) ve bitümlü olabilmektedirler. Bentonit kili içeren geosentetik kil kaplamalar da geçirimsiz ürünlerdir. Birden fazla geosentetik kullanılarak imal edilen türler, geokompozit (geocomposite) olarak adlandırılmaktadır. IGS (International Geosynthetic Society) bir sınıflandırma vermemekle beraber, yukarıdakilere ilaveten geoşilte (geomattress), geoköpük (geofoam), geokalıp (geofom), geoçubuk (geobar) gibi diğer bazı türler de tanımlanmaktadır (Wasti, 2007).

Geosentetikler gerek yeni yol yapımında gerekse mevcut yolların tamirinde ayırma, filtrasyon ve/veya güçlendirme amacı ile kullanılmaktadır. Geosentetiklerin bu uygulamalarda maliyet – etkin (cost – effective) kullanımı, doğru analiz, araştırma ve tecrübeye dayandırılan bir yaklaşım gerektirir.

Geosentetiklerin uygulamaları açısından karayolları, kaplamalı (paved) ve kaplamasız (unpaved) yollar olarak iki kategoride ele alınabilir (Wasti, 2007). Yang ve diğ. (2012) tarafından yapılan çalışmada, kaplamasız yollardaki dayanıklılığı sağlamada ve kalıcı deformasyonları azaltmada geosentetiklerin kullanımının önemli bir etkisi olduğu gözlemlenmiştir.

Yol üstyapılarında geosentetik kullanımı, dokuma ve dokuma olmayan çeşitli geotekstillerin bilim dışı yöntemlerle kullanılmasıyla başlanmıştır. Bu malzemeler, ayırma ve filtreleme işlevleri ile bazı avantajlara sahipken takviye için etkili olmamıştır (Brown ve diğ., 1982). Bu, geotekstillerin düşük sertliği ve çevreleyen malzemelerle olan zayıf etkileşiminden dolayı tekrarlanan yükler sırasında biriken gerilmeleri azaltmadığı görülmüştür. Daha sonra Chan ve diğ. (1989) yaptıkları çalışmada, orta sertlikteki bir geogridin granüler tabakalara sahip üstyapılarda tekerlek izi derinliğini azaltmada çok daha sıkı bir dokuma geotekstilden daha etkili olduğunu göstermişlerdir. Geogridler, kaplamasız üstyapılarda da güçlendirme amaçlı olarak kullanılabilir (Gabr, 1998; Tingle ve Webster, 2003; Benmehrez ve diğ., 2013; Calvarano ve diğ., 2016, Calvarano ve diğ., 2017). Tekrarlı yükler etkisiyle yüzeyde oluşan plastik deformasyonların temel sebeplerinden biri, granüler tabakalara ve taban zeminine ulaşan gerilmelerin azaltılamaması olarak görülmektedir. Bu konuya odaklanıldığında ise alt tabakalara ulaşabilecek gerilmelerin en aza indirilmesi önemli bir yer tutmaktadır (Dawson ve diğ., 1994; Harianto, 2022). Geogridler, kullanıldıkları bölgeye göre kenetlenme ve güçlendirme sağlayarak alt tabakalara ulaşabilecek gerilmeleri en aza düşürmektedir (İbrahim ve diğ., 2017). Geogrid kullanımı, minimum gerilme ile maksimum yükün taşınmasını ve kullanıldığı yerin elastik modülünün artırılmasını sağlamaktadır (Geosynthetic Materials Association, 2000; Guler ve diğ., 2009; Tensar Corporation, 2017).

Geosentetiklerde temel fonksiyonlar, ayırma, güçlendirme, filtrasyon, drenaj, sızdırmazlık veya koruma olabilir. Bununla birlikte, belirli bir geosentetik ürünü farklı işlevleri de yerine

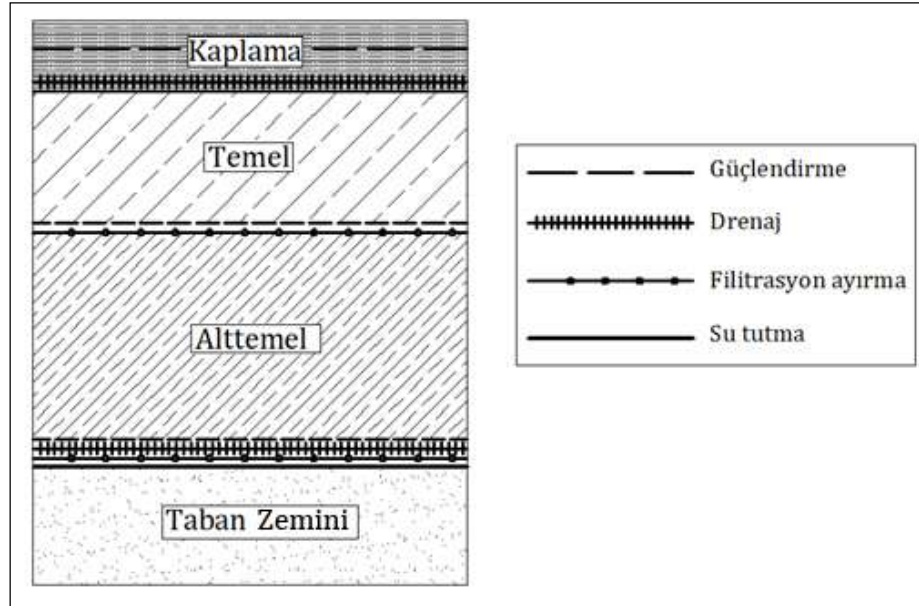
getirebilir veya benzer şekilde, aynı işlevi farklı geosentetik türleri de gerçekleştirebilir. Geosentetik uygulamala, genelde birincil veya esas fonksiyon ile tanımlanır.

Taban zemini ve temel tabakaları arasında geosentetikler kullanıldığında iki katmanın ayrılması sağlanarak granüler temel malzemelerin taban zeminine karışmasını önlenir. Buna ek olarak taban zemini ve temel tabakası arasında kullanılan geosentetikler, taban zemini taşıma gücünü artırır ve üzerine uygulanan tabakaların da kuvvetlenmesini sağlar (Giroud ve Han, 2004).

Geosentetiklerin asfalt güçlendirmesindeki faydaları aşağıdaki gibidir:

- Yorulma çatlağı ömrünün uzatılması,
- Asfaltın çökmesinin/oturmasının azaltılması,
- Asfalt takviye tabakasının güçlendirilmesi,
- Takviyelerde oluşan yansıma çatlaklarının önlenmesi,
- Asfalt takviye tabakasında çatlak oluşursa geotekstiller özellikle su yalıtımı sağlaması açısından fayda gösterirler (Tutumluer, 2012).

Geosentetiklerin yol üstyapısında potansiyel uygulamaları Şekil 1’de görülmektedir.



Şekil 1. Geosentetiklerin yol üstyapısında potansiyel uygulamaları (Tutumluer, 2012)

2. TEST KESİMLERİNİN İNŞASI

2.1. Test kesimlerinin yerine karar verilmesi ve inşaat sürecinin başlatılması

Yapılan ön çalışmalar sonucunda temel ve alttemel tabaka kalınlıkları, Tablo 1’de gösterildiği gibi bir kısmı şartnameye uygun şekilde, diğer bir kısmı da bir üstyapı tasarım programında yapılan modelleme ve analizler sonucunda azaltılarak belirlenmiştir.

Tablo 1. Çalışmada kullanılan tabaka kalınları ve tabaka kalınlarının azaltıldığı kesimler

		Uygulama Kesimleri															
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Tabakalar ve Kalınlıkları (cm)	Binder	11	11	11	11	11	11	11	11	7	7	7	7	7	7	7	7
	Bitümlü Temel	0	0	0	0	0	0	0	0	9	9	9	9	9	9	9	9
	Plentmiks Temel	15	15	15	20	20	20	20	20	10	10	10	20	20	20	20	20
	Plentmiks Alttemel	15	15	15	20	20	20	20	20	15	15	15	20	20	20	20	20

Temel ve alttemel tabakalarının kalınlıklarının azaltılarak uygulandığı kesimler, Tablo 1’de gösterildiği gibi 1, 2, 3, 9, 10 ve 11. kesimlerdir. İlk sekiz kesimden sonra da binder tabaka kalınlığı 4 cm azaltılarak 7 cm’ye düşürülmüş ve 10 cm olarak belirlenmiş plentmiks temel üzerine 9 cm kalınlığında bitümlü temel uygulaması yapılmıştır.

Belirlenen kesimlerdeki tabaka kalınlıklarının azaltılmasıyla meydana gelecek plastik deformasyonlar ile tabaka kalınlıklarının azaltılmadığı kesimlerde meydana gelecek plastik deformasyonların karşılaştırılarak tip-1 ve tip-2 geogrid kullanımı sonucunda elde edilecek verilerin değerlendirilebilmesi planlanmıştır. Ayrıca çalışmada aynı tabaka kalınlıklarına sahip geogrid kullanılmadan hazırlanmış ve tip-1, tip-2 geogrid kullanılarak hazırlanmış kesimler, kendi aralarında da karşılaştırılarak verimlilik analizlerinin yapılabilmesi düşünülmüştür.

Kesimlerde uygulaması yapılan tip-1 ve tip-2 geogridler:

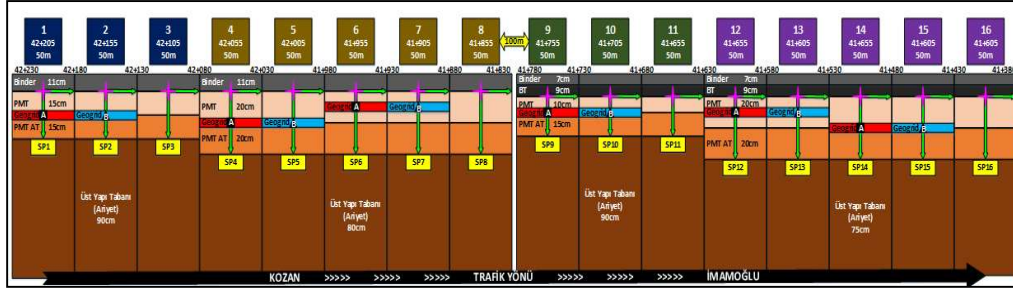
- 1, 2, 3, 4, 9, 10, 14 ve 15 numaralı kesimlerde temel ve alttemel tabakaları arasına,
- 6, 7, 12 ve 13 numaralı kesimlerde temel tabakaları ortasına yerleştirilmişlerdir.

Geogrid kullanımı ile tabaka kalınlıkları azaltılan kesimlerde görülebilecek olumlu sonuçlar neticesinde, yapılacak benzer uygulamalarda kullanılacak malzeme miktarları ve iş gücünün azaltılarak hem zaman hem de ekonomik olarak kazanç sağlanması öngörülmüştür.

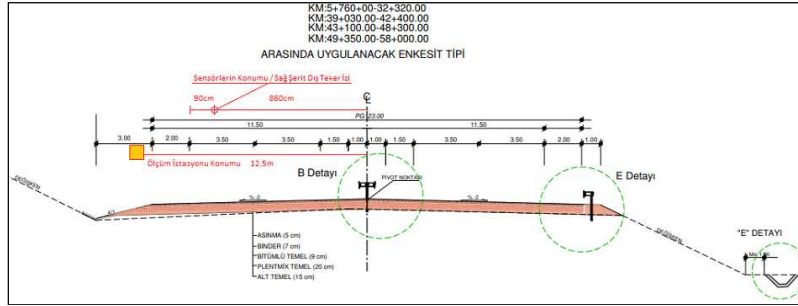
Çalışmada kullanılacak sensörlerin sayıları ve teçhizatı belirlenmiş, teminleri T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü (KGM) tarafından gerçekleştirilmiştir. Test kesimlerinin uygulanacağı bölge, uygulamanın amacı doğrultusunda belirlendikten sonra inşaat süreci tamamlanmış ve sensörlerden veri alma işlemine başlanılmıştır.

Yol profilleri, geogrid yerleşimleri, sensör tipleri ve yerleşimleri gibi temel bilgiler Şekil 2’ de gösterilen 850 m. olarak inşa edilmiş test yolunda:

- 4 farklı yol kesiti (Şekil 3)
- 16 test bölgesi ve ölçüm istasyonu
- 2 tip geogrid
- Özel sunucu ve kontrol panosu
- 8 kanallı fiber optik veri toplama cihazı ve 92 adet sensör bulunmaktadır.



Şekil 2. Yapılan deneme yoluna ait şematik gösterim



Şekil 3. Yapılan deneme yolundaki kesimlere ait en kesit tipi

Ölçüm noktalarında kullanılan sensör tipleri ve sayıları şunlardır:

- 16 adet toprak basıncı sensörü (Taban zeminleri üzerine ulaşan gerilmelerin belirlenebilmesi için taban zeminleri üzerine yerleştirilmişlerdir) (Şekil 4).



Şekil 4. Toprak basıncı sensörleri (Sensör Yüzeyi: Taban Zemin - 10mm)

- 16 adet düşey deplasman sensörü (Taban zeminini ile kaplama tabakası arasındaki düşey yer değiştirmelerin belirlenebilmesi için her kesime yerleştirilmiştir) (Şekil 5).



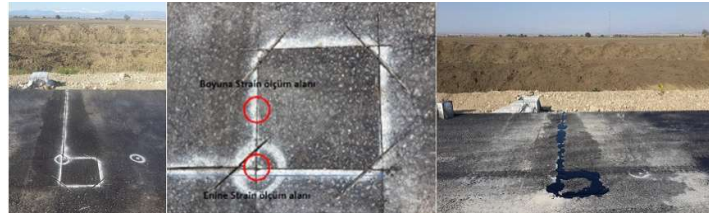
Şekil 5. Düşey deplasman sensörüne ait çelik telin geçeceği kanalın temel tabakası yüzeyine kadar olan kısmının yerleştirilmesi ve düşey deplasman sensörüne ait telin temel tabakası yüzeyine sabitlenmesi

- 16 adet yatay deplasman sensörü (Yatay yer değiştirmelerinin belirlenebilmesi için kaplama tabakasının altına yerleştirilmişlerdir) (Şekil 6).



Şekil 6. Yatay deplasman sensörlerine ait çelik tellerin geçeceği kanalların montajlarının yapılması ve çelik telin yüzeye sabitlenmesi

- 16 adet enine ve boyuna strain sensörü (Kaplama yüzeyine yerleştirilecek kablo tipi gerilim ölçerler için asfalt kesme makinesi kullanılarak kanallar açılmış ve kablo tipi strain sensörler bu kanallara yerleştirilerek bitüm ile sabitlenmişlerdir) (Şekil 7).



Şekil 7. Kablo tipi strain sensörlerinin kaplama tabakasına ince kanallar açılarak yerleştirilmesi

- 12 adet sıcaklık sensörü (Taban zeminine, alttemel tabakasına, temel tabakası ve kaplama tabakası ara yüzeyine yerleştirilecek olan sıcaklık sensörleri için kanallar açılmış ve sensörler yerleştirilip ve sabitlenmiştir) (Şekil 8).



Şekil 8. Sıcaklık sensörlerinin montaj işlemlerinin yapılması

Test kesimlerinin inşasında kullanılacak olan ve çalışmanın temelini oluşturan geogridler, kullanım amacı doğrultusunda belirlenerek firmalardan örnekler temin edilmiştir. Bu örneklerin dayanım testleri, laboratuvar ortamında gerçekleştirildikten sonra çalışmanın amacına uygun olan iki farklı tip geogrid (Tip-1 ve Tip-2), inşaatın yapılacağı bölgeye rulolar halinde sevk edilmiştir.

Çalışma kapsamında yapılan test yolunun yapısal performansının izlenebilmesi için temin edilen fiber optik sensörler ve veri toplama sistemleri, yapılacak arazi uygulaması öncesinde

deneme amaçlı olarak Süleyman Demirel Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Ulaştırma Laboratuvarı'nda mevcut bulunan Hızlandırılmış Üstyapı Test Cihazında test edilmiştir. İlgili teçhizatın uygulanabilirliği görüldükten sonra tüm teçhizat uygulamanın yapılacağı alana getirilerek montaj işlemleri yapılmıştır.

2.2. Test kesimlerinin inşaat aşamaları

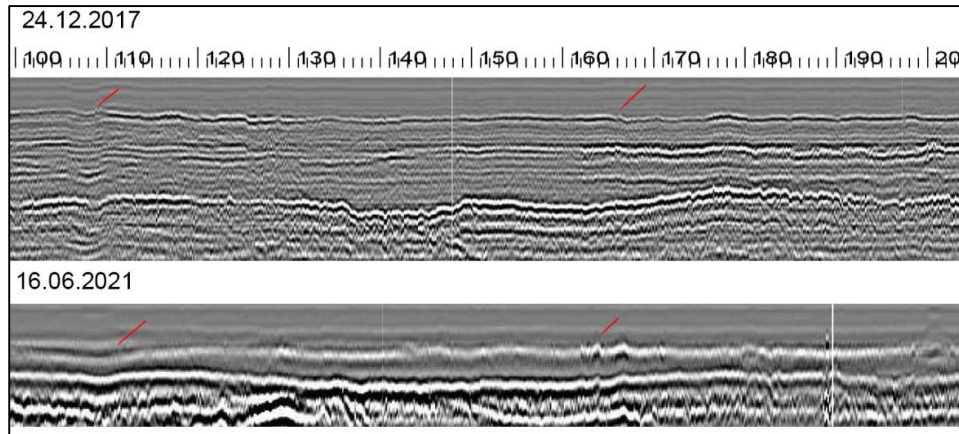
- Belirlenen güzergâh üzerinde yapılacak deneme yolunun yapılabilmesi için hâlihazırda bulunan kaplama tabakası kazılarak taban zemine ulaşılmış ve yeni yolun inşaatına başlanabilmesi için gerekli kontroller yapılmış ve taban zemini güçlendirme işlemleri, dolgu malzemesi kullanılarak gerçekleştirilmiştir.
- Taban zemini güçlendirilmeden önce ve sonra taban zemini düzeyinde, LWD ve DCP deneyleri 50'şer metre aralıklarla yapılarak kayıt altına alınmıştır.
- Taban zemini, dolgu malzemesi ile güçlendirilmesi aşamasında prensip şemada belirtilen kesimlerin taban zemini kotları dikkate alınarak hazırlanmıştır.
- Taban zeminin hazırlanması ile birlikte çalışma kapsamında kullanılacak olan sensörlerin kurulum işlemleri büyük bir özen ile yapılmıştır. Sensörler yerleştirilmeden önce kurulumların yapılacağı bölgeler işaretlenmiş, kabloların geçeceği kanallar açılmış ve ara ölçüm istasyonlar için deneme yolunun kenarlarında hazneler inşa edilmiştir. Önceden laboratuvar ortamında (SDÜ Ulaştırma Laboratuvarı) sensörlerin yerleşim ve çalışmaları konusunda yapılan ön çalışmalar ışığında sensörlerin kurulumları tamamlanmıştır.
- Taban zemini üzerinde yapılan kurulumlar sonrasında kurulumların yapıldığı noktalar işaretlenip güvene alınarak prensip şemada belirtilen kriterler dikkate alınarak alttemel tabakası serim işlemi gerçekleştirilmiştir. Alttemelin sıkıştırılması sırasında taban zemini üzerine yerleştirilen basınç sensörleri test edilmiş ve çalıştıkları teyit edilmiştir.
- Alttemel inşaatının tamamlanmasından sonra taban zemini üzerine kurulumu yapılan ve temel tabakası yüzeyine kadar çıkacak olan düşey deplasman sensörü teli için taban zemini kotunda bulunan kanal alttemel kotuna ek aparatlar ile yükseltilmiştir.
- Alttemel serim işlemleri ve sensörlerin kurulum ayarlarının yapılması ile bu tabaka yüzeyine serilecek olan geogridlerin, prensip şemada belirtilen esaslara göre serimleri ve sabitleme işlemleri gerçekleştirilmiştir. Geogridler yerleştirildikten hemen sonra temel tabakasının da serim işlemleri yapılmıştır. Temel tabakası inşasında temel tabakası arasına yerleştirilecek geogridler de serildikten sonra temel tabakası serim işlemi tamamlanmıştır.
- Taban zemini üzerine yerleştirilen düşey deplasman sensörünün bir önceki aşamada alttemel tabakası yüzeyine çıkarılan ve sabitlenen kanallarının, serimi tamamlanan temel tabakası yüzeyine çıkarılması işlemleri özel kanallar kullanılarak yapılmıştır. Kanalları hazırlanan düşey deplasman sensörüne ait çelik tel kanal içerisinden geçirilerek temel tabakası yüzeyine özel bir aparat ile sabitlenmiştir.
- Düşey deplasman sensörü montajı tamamlandıktan sonra taban zemini üzerine, alttemel tabakasına ve temel tabakası ara yüzeyine yerleştirilecek olan sıcak sensörleri için kanallar açılmış ve sensörler prensip şemada belirtilen esaslara göre yerleştirilmiş ve sabitlenmiştir.
- Yatay yer değiştirmelerin belirlenebilmesi için yerleştirilecek yatay deplasman sensörüne ait telin içerisinden geçirileceği kanallar için temel tabakası yüzeyinde küçük kanallar açılmış ve kanal montajı yapılarak düşey deplasman sensörüne ait tel, bu kanal içerisinden geçirilerek yüzeye sabitlenmiştir.

- Temel tabakası yüzeyinde yapılacak sensör montaj işlemleri tamamlandıktan sonra sensörler yol kenarlarında bulunan ölçüm istasyonlarına sabitlenerek fiber optik kablo bağlantıları yapılmıştır. Ana istasyona gidecek fiber optik kablolar, ara istasyonda bulunan sensörlerden çıkan kablolarla özel yöntemlerle kaynaklanarak birleştirilmiştir.
- Temel tabakası yüzeyinde yapılacak işlemler tamamlandıktan sonra kaplama tabakalarının prensip şemada belirtilen şekilde serimi tamamlanmış, kaplama yüzeyine yerleştirilecek kablo tipi gerilim ölçerler için asfalt kesme makinesi kullanılarak kanallar açılmış ve kablo tipi strain sensörler bu kanallara yerleştirilerek bitüm ile sabitlenmişlerdir. Aynı işlemler, kaplama tabakasına yerleştirilecek olan sıcak sensörleri için de yapılmıştır.

Sensör montajlarının ve kaplama tabakalarının serim işlemlerinin tamamlanarak üstyapının trafiğe açılmasının hazır hale getirilmesinden sonra sensörlerin ana istasyon ile bütün bağlantıları tamamlanmış ve ölçümlerinin bir düzen içerisinde alınabilmesini sağlayan yazılım ara yüzleri hazırlanmıştır. Yolun trafiğe açılması ile birlikte sensörlerin hepsinden veri toplanması işlemi başlatılmış, fakat Haziran 2019 tarihinde gerçekleşen bir majör arıza ile veri alımı durmuştur. Belirli zaman aralıklarında yapılan diğer tahribatsız deneyler ile yolun performansı izlenmeye devam etmektedir.

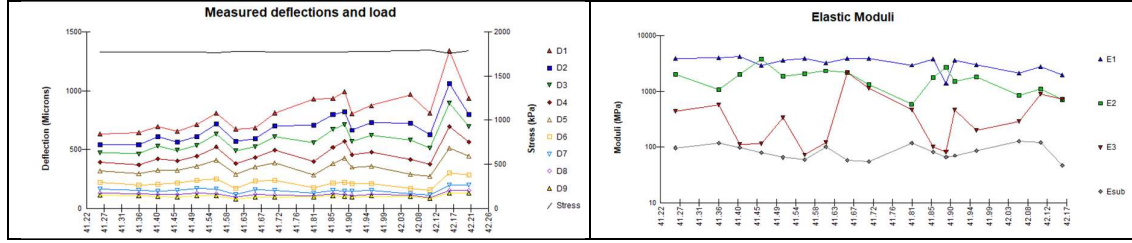
3. ÖLÇÜM VERİLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

İnşa edilen deneme kesimlerinin yapısal performanslarının gözlemlenebilmesi için, üstyapı tabakaları arasına yerleştirilen yük, deplasman ve sıcaklık sensörlerinden sadece Kasım 2017 ve Haziran 2019 tarihleri arasında veri alınabilmektedir. Belirtilen son tarihte sistemde meydana gelen majör bir arıza nedeni ile bir daha veri alınamamıştır. Yukarıda belirtilen tarihler arasında alınan veriler, yolun performansı hakkında yeterli bilgi vermediği için bu çalışmada kullanılamamıştır. Ayrıca Aralık 2017 ve Ekim 2021 tarihlerinde deneme yolunda yapılmış olan iki jeoradar (GPR) ölçüm verileri de incelendiğinde yolda yapısal olarak belirgin bozulmalar olmadığı için ölçüm sonuçlarında farklılık gözlemlenmemiştir (Şekil 9).



Şekil 9. Farklı tarihlerde yapılan jeoradar (GPR) ölçümleri

Belirli zaman aralıklarında yapılan yerinde yüksek ağırlıklı deflektometre (HWD) testleri ile de yolun performansı değerlendirilmiştir. Farklı zaman aralıklarında yapılan ölçümlerde belirgin farklılıklar görülmemiş ancak tabaka kalınlıklarının ve geogrid kullanılan kesimlerin durumları gözlemlenebilmiştir. Ayrıca kullanılan farklı tiplerdeki iki geogridin üstyapı performansına etkileri konusunda da bilgi verilmektedir (Şekil 10).



Şekil 10. Farklı kesimlerde yapılan yüksek ağırlıklı deflektometre (HWD) testi sonuçları

Yolun performansını ve yol konforunu belirlemek amacıyla yapılan test yolunun düzgünsüzlük ölçümlerinden IRI (International Roughness Index) değerleri elde edilmiştir. Yol, trafiğe açıldıktan 4 yıl sonra düzgünsüzlükleri belirlemek amacıyla yapılan testler ile elde edilen değerler incelenerek geogridli ve geogridsiz kesimlerin durumları değerlendirilmiştir. Geogrid kullanılmayan kesimlerden elde edilen düzgünsüzlük değerlerinin geogrid kullanılan kesimlere göre daha büyük olduğu gözlemlenmiştir (Tablo 2).

Tablo 2. Test kesimlerinde yapılan düzgünsüzlük ölçümleri (IRI)

Deneme Kesimleri	IRI	Tabaka Kalınlıkları				Geogridli / Geogridsiz	Geogrid Yeri
		Taban Zemini (Ariyet)	Alttemel	Temel	BSK		
1 .Kesim	2.49	90cm	15cm	15cm	11cm	Tip A Geogrid	Temel-Alttemel Arası
2 .Kesim	2.38	90cm	15cm	15cm	11cm	Tip B Geogrid	Temel-Alttemel Arası
3 .Kesim	3.8	90cm	15cm	15cm	11cm	Geogridsiz	-----
4 .Kesim	2.23	80cm	20cm	20cm	11cm	Tip A Geogrid	Temel-Alttemel Arası
5 .Kesim	1.39	80cm	20cm	20cm	11cm	Tip B Geogrid	Temel-Alttemel Arası
6 .Kesim	1.45	80cm	20cm	20cm	11cm	Tip A Geogrid	Temel Ortası
7 .Kesim	1.31	80cm	20cm	20cm	11cm	Tip B Geogrid	Temel Ortası
8 .Kesim	1.56	80cm	20cm	20cm	11cm	Geogridsiz	-----
9 .Kesim	1.09	90cm	15cm	10cm	16cm	Tip A Geogrid	Temel-Alttemel Arası
10 .Kesim	1.06	90cm	15cm	10cm	16cm	Tip B Geogrid	Temel-Alttemel Arası
11 .Kesim	1.47	90cm	15cm	10cm	16cm	Geogridsiz	-----
12 .Kesim	1.22	75Cm	20cm	20cm	16cm	Tip A Geogrid	Temel Ortası
13 .Kesim	1.23	75Cm	20cm	20cm	16cm	Tip B Geogrid	Temel Ortası
14 .Kesim	1.17	75Cm	20cm	20cm	16cm	Tip A Geogrid	Temel-Alttemel Arası
15 .Kesim	1.22	75Cm	20cm	20cm	16cm	Tip B Geogrid	Temel-Alttemel Arası
16 .Kesim	1.48	75Cm	20cm	20cm	16cm	Geogridsiz	-----

Düzgünsüzlük ölçümleri yapılırken ayrıca yol kesimleri ayrı ayrı fotoğraflanarak oluşan bozulmalar görsel olarak da incelenmektedir. Şekil 11’de yer alan görselde geogridli olan 7 no’lu kesim ile geogridsiz olan 8 no’lu kesim arasındaki tekerlek izi oturması farkları gözlemlendiğinde geogridsiz olan kesimde oluşan tekerlek izi oturması daha belirgin bir şekilde görülebilmektedir.



Şekil 11. 7. ve 8. kesimlerde meydana gelen plastik deformasyonların farkı

4. SONUÇLAR

Yapılan bu çalışmada, test yolu için uygulanacak esaslar ve kullanılacak malzemeler çalışmanın amacına yönelik olarak özenle belirlenmiştir. Çalışmada hedeflenen amaç, geogridlerin kullanımı ile tabaka kalınlıklarının azaltılması sayesinde yapım maliyetlerinin düşürülmesidir. Amaca yönelik yapılan çalışmanın verimini artırmak ve sonrasında oluşabilecek olumsuzlukların önlenmesi açısından kullanılacak malzemeler, yerleşimleri ve nasıl sonuç verecekleri inşaat başlamadan önce Süleyman Demirel Üniversitesi Ulaştırma Laboratuvarı'nda deneyleri yapılarak belirlenmiştir. Çalışmada kullanılacak üstyapı tabaka kalınlıklarının bir kısmı KGM şartnamesine uygun olarak diğer bir kısmı ise bir üstyapı tasarım programı kullanılarak belirlenmiştir.

Yapılan deneyler sonucunda elde edilen veriler ışığında belirlenen aşamalar izlenerek Adana – Kozan yolu üzerindeki 850 m'lik yol kesimine uygulama gerçekleştirilmiştir. Yapılan deneme yolunun performansı, tahribatsız deneyler ile izlenmeye devam etmektedir. Alınan son veriler incelendiğinde deneme kesimlerinde kayda değer bozulmalar gerçekleşmediği için uygulaması yapılan geogridlerin performansını görebilmek adına belirli zaman periyotlarında testler yapılmaya devam etmektedir. Bu çalışmanın sonucunda elde edilecek veriler ile geogrid kullanılan / kullanılmayan kesimler ve tabaka kalınlıkları azaltılan / şartnameye uygun yapılan kesimler karşılaştırılarak oluşan tekerlek izi oturmalarından elde edilecek parametrelere göre bu konu özelinde yeni bir şartname oluşturulması planlanmaktadır.

TEŞEKKÜR

Çalışmanın gerçekleşmesinde KGM-ARGE/2013-24 numaralı proje ile maddi destek sağlayan T.C. Karayolları Genel Müdürlüğü'ne teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- Benmebarek, S., Remadna, M. S. and Belounar, L., (2013). "Numerical modeling of reinforced unpaved roads by geogrid", The Online Journal of Science and Technology, Vol.3, No.2, pp.109-115.
- Brown, S.F, Jones, C.P.D. and Broderick, B.V., (1982). "Use of non-woven fabrics in permanent road pavements", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol.2, No.73, pp.541-563.
- Calvarano, L. S., Plamara, R., Leonardi, G. and Moraci, N., (2016). "Unpaved road reinforced with geosynthetics", VI Italian Conference of Researchers in Geotechnical Engineering,

- Geotechnical Engineering in Multidisciplinary Research: from Microscale to Regional Scale, CNRIG2016, Vol.158, pp.296–301, İtalya.
- Calvarano, L. S., Leonardi, G., Plamara, R., (2017). “Finite element modelling of unpaved road reinforced with geosynthetics”, *Transportation Geotechnics and Geoecology*, TGG 2017, Vol.189, pp.99–104, Saint Petersburg, Russia.
- Chan, F.W.K, Barksdale, R.D. and Brown, S.F., (1989). “Aggregate base reinforcement of surfaced pavements”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.8, No.3, pp.165–189.
- Das, M., Mohanty, M. and Das, S. (2021). Multi-objective optimum design of geosynthetic reinforced soil foundation using genetic algorithm. 10.1016/B978-0-12-821205-9.00018-6.
- Gabr, M., and Dodson, R. E., (1998). “Stress distribution in geogrid reinforced foundations”, *Geo-Congress’98, Geotechnical Special Publication*, Vol.76, pp.62–76, Reston, VA
- Geosynthetic Materials Association, (2000). “Geosynthetic reinforcement of the aggregate base/subbase courses of pavement structures”, *GMA White Paper II*, prepared for AASHTO Committee 4E.
- Giroud, J.P. and Han, J., (2004). “Design method for geogrid-reinforced unpaved roads – Part I: theoretical development”, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(8), (776-786)
- Güler, E., Gure, A., Cetin, E., (2009). “Baku Bayil Yard Site”, *Soil Improvement Geotechnical Works. In Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields. 8th International Conference University of Illinois, Urbana-Champaign.*
- Han, J., & Thakur, J. K. (2015). “Sustainable roadway construction using recycled aggregates with geosynthetic”, *Sustainable Cities and Society*, 14, 342-350.
- Hariato, T. (2022). Performance of Subbase Layer with Geogrid Reinforcement and Zeolite-Waterglass Stabilization. *Civil Engineering Journal*, 8(02).
- Ibrahim, E. M., El-Badawy, S. M., Ibrahim, M. H., Gabr, A., Azam, A., (2017). “Effect of geogrid reinforcement on flexible pavements”, *Innovative Infrastructure Solutions*. 2 (1-15), Chen D.H.; ElZahaby K.M. (Ed), Springer International Publishing.
- Koerner, R.M., (1998) “Designing With Geosynthetics”, – 4th Edition. Prentice Hall. New Jersey.USA.
- McGown, A. and Brown, S.F., (2008) “Applications of reinforced Soil for Transport Infrastructure”, *Advances in Transportation Geotechnics* (27-36), Ellis, Yu, McDowell, Dawson and Thom (Ed), CRC Press, 786s, Nottingham, UK.
- Tensar International Corporation., (2017). “Evaluating unpaved road research”, *Tensar Search Report*, pp.112.
- Tingle, J. S., ve Webster, S. L., (2003). “Review of corps of engineers design of geosynthetic reinforced unpaved roads”, *Transportation Research Record. TRB 2003 Annual Meeting*, Vol.24, Washington, D.C.
- Tutumluer, E., (2012). “Geosentetiklerin Demiryollarında, Karayolu ve Havaalanı Kaplamalarında Kullanımı”, *Uluslararası 1. Ankara Geosentetik Semineri. Ankara.*
- Visser, R., Tinnelly, B. and Fairbrother, S., (2011). “Installation of geogrid to improve forest roads construction”, *44th International Symposium on Forestry Mechanisation (FORMEC 2011). “In Pushing the boundaries with research and innovation in forest engineering”*, Graz, Austria.
- Wasti, Y., (2007). “Geosentetikler – Teori ve Uygulama”, *Orta Doğu Teknik Üniversitesi. Ankara.*
- Yang, X., Han, J., Pokharel, S. K., Manandhar, C., Parsons, R. L., Leshchinsky, D., & Halahmi, I. (2012). “Accelerated pavement testing of unpaved roads with geocell-reinforced sand bases”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.32, pp.95-103.

KOMPOZİT GEOSENTETİĞİN YOLUN TAŞIMA KAPASİTESİNE ETKİSİ

Elif ÇİÇEK¹

Volkan BÜYÜKAKIN²

ABSTRACT

In this study, the performance of a composite geotextile in a road sample was determined by California Bearing Ratio (CBR) tests and compared with the behavior of four different types of geosynthetic materials. Two different geotextiles and two fiber types were used. Experiments were made for each geotextile reinforcement sample to be used one in each model sample. The experiments were carried out by mixing the fibers with the road sand sample at the rate of 1%. It has been determined that each material has its own behavior and it has been observed that the connection between the reinforcement material and the road sample can have a great effect on the performance.

ÖZET

Bu çalışmada kompozit bir geotekstilin yol numunesi içerisindeki performansı Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) testleri ile belirlenerek farklı tipteki dört adet geosentetik malzemenin davranışı ile karşılaştırılmıştır. İki adet farklı geotekstil ve iki adet lif türü kullanılmıştır. Her bir geotekstil donatı örneği her bir model numunede bir adet kullanılmak üzere deneyler yapılmıştır. Lifler ise yol kum numunesi ile %1 oranında karıştırılarak deneyler yapılmıştır. Herbir malzemenin kendine has davranışı olduğu belirlenmiş ve donatı malzemesi ile yol numunesi arasındaki bağlantının performansa büyük etkisinin olabileceği gözlemlenmiştir.

¹ Dr. Öğretim Üyesi, ÇİÇEK, E., Hacettepe Üniversitesi İnşaat Mühendisliği, elif.cicek@hacettepe.edu.tr

² BÜYÜKAKIN, V., Hacettepe Üniversitesi İnşaat Mühendisliği, vbuyukakin@gmail.com

1. GİRİŞ

Bilindiği üzere yollar, üzerlerine gelen yükleri taşıyabilecek şekilde tasarlanmalıdır. Tekerek izinin oluşmaması, yolun göçmemesi ve trafik akışının aksamaması için yolun stabilitesi, yol güvenliğini sağlayan önemli bir faktördür. Bu nedenle birçok yol inşasında yolun güvenliği açısından iyileştirme yapılması gerekebilmektedir. Yol malzemesi içine geosentetik gibi destekleyici elemanlar dahil edilerek yolun güçlendirilmesi sağlanmaktadır. Zeminlerin güçlendirmesinde geosentetik uygulama kavramı 1970'lerde kullanıma başlanmıştır. O zamandan beri birçok araştırmalar, sentetiğin faydalarını ele almış ve değerlendirmiştir. Geotekstiller ve geogridler birçok uygulamada kullanılan iki tür geosentetik üründür ve liflerde son yıllarda kullanım alanı bulmaktadır (Alimohammadi ve diğ., 2021). Donatılan yapıların hizmet süresini uzatabildiği, yolun temel tabakasının kalınlığını azaltabildiği, tekerlek izi oluşumunu öteleyebildiği bilinmektedir. Fakat farklı tipteki sentetikler, değişik özellikler sergilemekte ve taşıma kapasitesini farklı oranlarda etkilemektedir (Cicek ve diğ., 2015). Geosentetik özellikleri, güçlendirme davranışına etkileri önemli parametrelerdir. Birçok araştırmada genellikle tek tip donatı kullanılmıştır. Sınırlı sayıdaki çalışmada farklı tip sentetiklerin incelendiği gözlemlenmiştir. Guido ve diğ. (1986) ve Chen (2007) donatı türlerini araştırmıştır. Mandal ve Manjunath (1995) geogridin taşıma kapasitesi davranışını araştırmış ve şerit plakalar için bambu çubuğunun etkilerini incelemişlerdir. Latha ve Murthy (2007) lif ve geotekstil malzemelerin güçlendirmeye etkilerini incelemişlerdir. Ancak farklı tipteki donatıların etkisinin ise kesinlik kazanmadığı belirlenmiştir (Cicek ve diğ., 2019). Bu nedenle bu çalışmada ilgili etkinin incelenmesine karar verilmiştir. Genellikle konulan donatının etkisinin, yol modelindeki konumuna ciddi ölçüde bağlı olduğu ve yol tabakalarının incelendiği boyutların önemli olduğu bilinmektedir. Literatür incelendiğinde özellikle binalar için bu etkinin bolca araştırıldığı görülmüştür (Latha ve Somwanshi (2009)). Fakat yollar için çalışma sayısı sınırlıdır (Cicek ve Buyukakin, 2022). Bu nedenle bu çalışmada geosentetik donatıların yolun taşıma kapasitesi etkisi California Bearing Ratio (CBR) testleri ile ölçülmüştür.

Bilindiği üzere sentetiklerin kullanımı arttıkça yeni modellerde geliştirilmektedir. Bunlar arasında kompozit geosentetikler de son yıllarda ismi duyulur olmuş ve çeşitli çalışmalara konu olmuştur. Kompozit geosentetikler ile ilgili sınırlı sayıda literatürde çalışmalar olmasına rağmen (Correia ve Zornber, 2014) karayolu çalışmalarında tam olarak diğerlerinden eksik yada fazla yönlerinin kesinlik kazandığı bir bilgiye rastlanmamıştır. Bu nedenle bu çalışmada kompozit olarak hazır bir sentetik ürünün bir karayolu malzemesi içine dahil olması durumunda farklı tipteki donatılar ile yapılan deneylerden elde edilen sonuçların karşılaştırılması yapılmıştır.

Bu çalışmada kompozit bir geotekstilin davranışı, iki farklı geotekstil ve iki farklı lif türü ile karşılaştırılmış ve donatısız yol numunesine eklendiğinde nasıl bir katkı sağlayacağı irdelenmeye çalışılmıştır. Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) deneyleri ile yol numuneleri test edilmiştir. CBR değerleri ve testlerden elde edilen gerilme-penetrasyon grafikleri irdelenmiştir.

2. MALZEME ÖZELLİKLERİ

Deneylerde yolların altında kullanılan agrega CBR deneylerine uyarlanacak şekilde özel olarak yeniden elekten geçirilmiş ve CBR kalıplarında dane boyutu ile koşulları etkilemeyecek şekilde düzenlenmiştir. Yol üstyapı tabakası olarak kullanılan zeminin özelliklerini belirlenerek özgül ağırlık, bağıl yoğunluk, kohezyon ve optimum nem değerleri $2,68 \text{ kN/m}^3$, %85, 0 kPa ve %6,5

olarak bulunmuştur. AASHTO ve USCS sınıflandırmalarında sırasıyla A-1-b ve iyi derecelenmiş kum (SW) olarak daneli malzeme kullanılmıştır. Şekil 1’de deneylerde kullanılan geosentetik malzemeler verilmektedir. Tablo 1, 2 ve 3’de ise bu malzemelerin özellikleri görülmektedir. Bu çalışmada iki farklı geotekstil, iki adet lif ve bir adet kompozit geotekstil kullanılmıştır.



Şekil 1. Geosentetik çeşitleri; a) geotekstil 1, b) geotekstil 2, c) lif 1, d) lif 2, e) kompozit geosentetik

Tablo 1. Geotekstillerin özellikleri (Cicek ve Buyukakin, 2022)

Donatı	Malzeme	Kalınlık (mm)	Ağırlık (g/m ²)	Çekme Kuvveti (MPa)
Geotekstil 1	Polypropylene	0,5	110	7,3 kN/m
Geotekstil 2	Polypropylene	1	150	10,3 kN/m

Tablo 2. Liflerin özellikleri (Cicek ve Buyukakin, 2021)

Donatı	Malzeme	Lif Uzunluğu (mm)	Lif Miktarı (per kg)	Çekme Kuvveti (MPa)
Lif 1	Polypropylene	48-54	>200,000	600-800
Lif 2	Polypropylene	18	>80.000.000	380-450

Tablo 3. Kompozit geotekstil özellikleri

Donatı	Malzeme	Kalınlık (mm)	Ağırlık (g/m ²)	Çekme Kuvveti (MPa)
Kompozit geotekstil	Polyester	2	550	10,0 kN/m

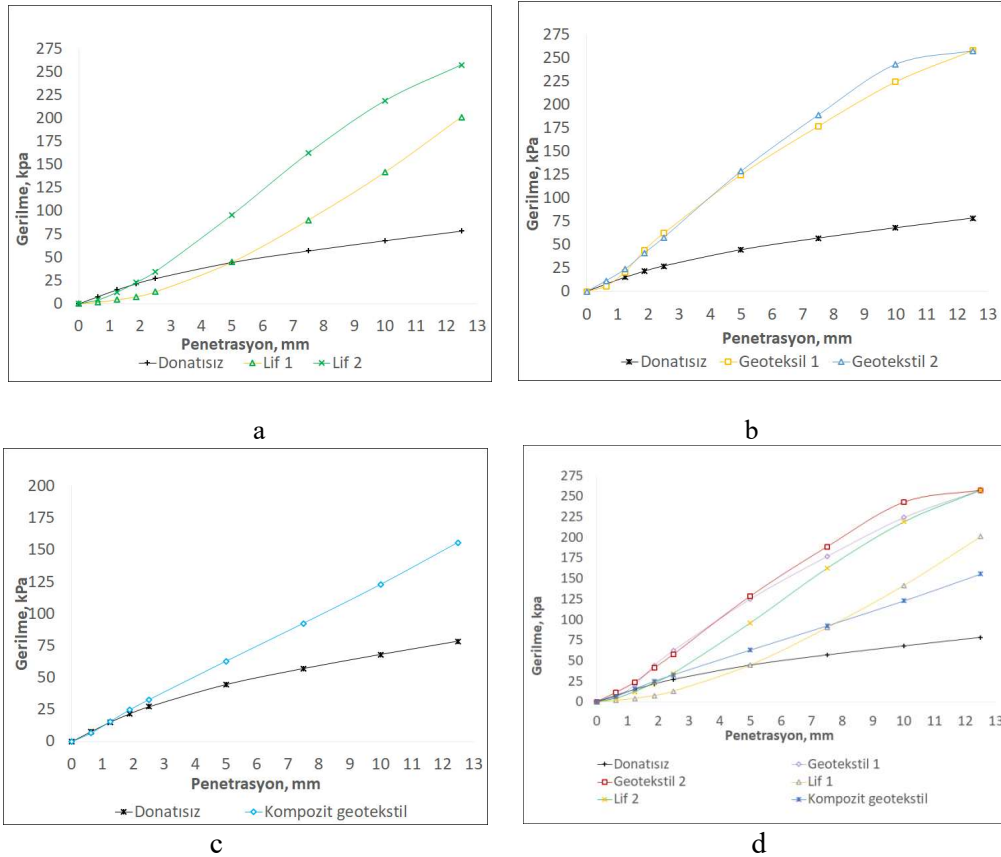
Bu çalışmada Kaliforniya Taşıma Kapasitesi (CBR) testleri yapılmıştır. Farklı tip sentetik malzemeler kullanılarak kompozit geotekstile yakın özelliklere sahip donatıların sonuçları birbiri ile karşılaştırılarak değerlendirilmiştir. Her bir geosentetik, zeminin sadece üst kısmına yerleştirilmiş ve aynı işlem farklı tipteki donatılar için numunenin sadece üst kısmı H/4 (Şekil 3b) ve H=numune yüksekliği olarak kullanılarak tekrarlanmıştır. Lifler ise ağırlıkça %1 oranında numune içine karıştırılarak test edilmiştir. CBR testleri yapmak için kalıplardaki toprak dört eşit katmana ayrılmıştır. Her katmana 4,5 kg tokmak ile 70 darbe uygulanmış ve sıkıştırılan numuneler 4 gün kür havuzunda bekletilmiştir. Sonuçları doğrulamak için bazı CBR testleri tekrarlanmıştır.

3. DENEY SONUÇLARI

Kompozit donatının etkilerini daha iyi anlayabilmek için iki adet geotekstil ve iki adet lif donatılı yol numunesine birer adet konularak yapılan CBR deneylerinin sonuçları incelenmiştir. Tablo 1’de farklı donatı özellikleri için CBR sonuçları görülmektedir. En iyi yol güçlendirme performansını Geotekstil 1 donatısı verirken Lif 1 donatısı azaltmıştır. Bunun nedeni olarak yapı bakımından daha sert ve uzun olan lifin kırılabilirliği arttırdığı düşünülmüştür. Bu nedenle yollarda kullanılırken özellikle ilk safhada dikkatli olunması gerekliliği belirlenmiştir. Kompozit geotekstil ise donatısız duruma nazaran daha iyi sonuçlar verirken geotekstiller ve Lif 2’ye nazaran daha düşük CBR sonucu vermiştir. Bilindiği üzere donatılar, çekme kuvveti almaya başladıklarında daha iyi performans göstermektedirler. Bu nedenle Şekil 2’deki gibi donatıların gerilme-penetrasyon davranışları incelenmiştir. Kompozit geotekstil kullanıldığında penetrasyon arttıkça parabolik artış olmakta ve donatıların çalışma performans değerleri değişmektedir. Lif 1, ilk aşamada kötü performans sergilerken yüksek oturma oranlarında kompozit geotekstilden daha iyi çalışmıştır. Yüksek oturma oranlarında liflerde de performans artarken en iyi taşıma ve güçlendirmeyi geosentetiklerin arttırdığı ve Geotekstil 2’nin en yüksek performansı gösterdiği belirlenmiştir. Fakat her ne çeşit donatı kullanılırsa kullanılsın oturma miktarı arttıkça donatısız durumdan çok daha yüksek yük alınabileceği sonucuna varılmıştır. Geotekstillerin çekme kuvvetlerinden ziyade örgülerinin kum ile etkileşiminin performansta daha etkili olabileceği tahmin edilmektedir. Lif 2 daha fazla ve daha yumuşak olmasına rağmen Lif 1’den daha iyi güçlendirme sağlamadaki neden toprağın oturmasında daha esnek bir davranış sağlayarak daneler arasında boşluklarda daha kolay yer alabilmesi olarak düşünülmüştür. Kompozit geotekstilin ise diğer geotekstillerden daha düşük performans göstermesinde malzemenin polyester oluşu ve üzerindeki örgü tipinden kaynaklı olabileceği varsayılmıştır.

Tablo 4. CBR sonuçları

Reinforcement Type	CBR
Donatısız	38,61
Geotekstil 1	88,32
Geotekstil 2	81,75
Lif 1	18,25
Lif 2	49,05
Kompozit geotekstil	46,50



Şekil 2. Farklı donatılı yol için gerilme-penetrasyon grafikleri; a) Lifler, b) Geotekstiller, c) Kompozit geotekstil, d) Farklı donatıları karşılaştırma

4. SONUÇLAR VE YORUMLAR

Bu çalışmada kompozit geotekstilin yol numunesi içindeki performansı dört farklı geosentetik çeşidi ile karşılaştırılmıştır. İki adet geotekstil ve yine iki adet farklı tipteki lifin yol numunesi içinde kullanılması ile yapılan CBR test sonuçları karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda şu temel sonuçlara varılmıştır:

- Kompozit geotekstil kullanıldığında penetrasyon arttıkça parabolik artış olmakta ve donatıların çalışma performans değerleri değişmektedir.
- Geotekstil 1 donatısı en yüksek CBR değerini vermiştir.
- Oturma miktarı arttıkça ise en iyi davranışı Geotekstil 2'nin sağladığı gözlemlenmiştir.
- Lif 1 donatısı ise donatısız duruma nazaran çok daha düşük bir CBR değeri vermiştir. Fakat oturma miktarı arttıkça performans iyileşmiştir.
- Lif 2, Lif 1'den daha iyi güçlendirme yapmıştır. Lif 1 ilk aşamada kötü performans sergilerken yüksek oturma oranlarında kompozit geotekstilden daha iyi çalışmıştır.
- En iyi güçlendirmeyi geotekstiller sağlamıştır. Kompozit geotekstilin davranışının daha kötü çıkmasının nedeni malzeme yapısından kaynaklı olabileceği yani polyester olması ve kum daneleri ile aderansının azlığı olarak tahmin edilmiştir. Bu nedenle yol inşaatlarında seçilecek donatıların her biri için testlerin yapılması ve koşulların değerlendirilerek seçimlerin yapılmasının önem arzettiği sonucuna varılmıştır.

KAYNAKLAR

- Alimohammadi, H., Schaefer, V.R., Zheng, J., Li, H., (2021) "Performance evaluation of geosynthetic reinforced flexible pavement: a review of full-scale field studies", International Journal of Pavement Research and Technology, 14, 30-42.
- Cicek, E., Guler, E., Yetimoglu, T., (2015) "Effect of reinforcement length for different geosynthetic reinforcements on strip footing on sand soil", Soils and Foundations 55 (4), 661-677.
- Cicek, E., Guler, E., Yetimoglu, T., (2019) "Effects of the first reinforcement depth on different types of geosynthetics", Scientia Iranica, Transactions A: Civil Engineering, 26, 167-177.
- Cicek E. ve Buyukakin, V., (2022) "Determining Geotextile Effects on Bearing Capacity Ratio and Cost of Pavement Layers by Conducting CBR Tests", Journal of Natural Fibers, DOI: 10.1080/15440478.2021.2023376.
- Cicek E., Buyukakin, V., (2021) "Investigation of Different Types of Fibers for Roads by CBR Tests", Journal of Polytechnic, <https://doi.org/10.2339/politeknik.953967>
- Chen, Q., (2007) "An experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation", PhD Dissertation, Louisiana State University, US.
- Correia, N.S. and Zornber, J.G., (2014) "Influence of tack coat rate on the properties of paving geosynthetics", Transportation Geotechnics, 1, 45-54.
- Guido, V.A., Chang D.K., and Sweeney M.A. (1986) "Comparison of geogrid and geotextile reinforced earth slab", Canadian Geotechnical Journal, 23(4), 440-435.
- Latha, G.M. and Murthy, V.S., (2007) "Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand", Geotextiles and Geomembranes 25, 23-32.
- Latha, G.M. and Somwanshi, A., (2009) "Bearing capacity of square footings on geosynthetic reinforced sand", Geotextiles and Geomembranes, 27 (4), 281-294.
- Mandal, J.N. and Manjunath, V.R., (1995) "Bearing capacity of strip plate resting on reinforced sand subgrades", Construction and Building Materials, 9 (1), 35-38.

GÖMÜLÜ BORULARDA EPS GEOFOAM BLOK KULLANILARAK DEPREM HASARLARININ AZALTILMASI

Dardan PERDİBUKA¹

Ayşe EDİNÇLİLER²

Eren UÇKAN³

ABSTRACT

In this study, damage reduction on buried steel pipes subjected to the rupture load of active strike-slip faults was investigated using EPS Geofoam Blocks. Its ability to show elastic deformation under the applied earthquake loads and to maintain its dimensions makes this material a good choice for pipeline protection. The effect of using geofoam was evaluated by developing three-dimensional complex numerical model of the problem and analyzing it under earthquake load applied as lateral displacement. Evaluation follows a strain-based approach and is based on examining a range of limit states defined as tensile strain limit violation, local onset of buckling, and rate of cross sectional distortion. The analysis results show that EPS Geofoam significantly improves the seismic performance of buried pipes. It is observed that the critical fault displacement value, which causes the violation of the limit values, increased by 130% with the use of geofoam. The results also reveal that the damage distribution on the pipe is also influenced by the use of geofoam, where the axial strain distribution was observed to increase from 1.60m to 4.40m. An increment of as much as 150% is also noted for the ovalization factor.

ÖZET

Bu çalışmada aktif yanal atımlı fayların kırılması ile meydana gelen yer hareketlerinin gömülü çelik borular üzerinde oluşturduğu hasarların EPS Geofoam Blok kullanımı ile azaltılması araştırılmıştır. Söz konusu malzemenin uygulanan deprem yükleri altında elastik deformasyon gösterebilmesi ve boyutlarını kalıcı hasar almadan koruyabilme özelliği bu malzemeyi çelik boruların deprem etkilerini karşı korunması bakımından ön plana çıkarmaktadır. Bu çalışma kapsamında EPS Geofoam Blok kullanımının gömülü borulara olan etkisi problemin üç boyutlu kompleks modelinin oluşturulması ve yanal deplasman biçiminde simüle edilen deprem yükü altında analizi ile değerlendirilmiştir. Sonuçların değerlendirilmesi gerinim bazlı bir yaklaşımı takip etmekte olup, çekme gerinim sınırının ihlali, yerel burkulma başlangıcı ve kesit bozulma oranı olarak tanımlanan bir dizi sınır durumunun incelenmesine dayanmaktadır. Elde edilen analiz sonuçları, EPS Geofoam Blokların gömülü boruların deprem performansını önemli ölçüde iyileştirdiğini

¹ Doktor Adayı ,PERDİBUKA, D., Boğaziçi Üniversitesi, dardan.perdibuka@boun.edu.tr

² Prof.Dr ,EDİNÇLİLER, A., Boğaziçi Üniversitesi, aedinc@boun.edu.tr

³ Prof.Dr ,UÇKAN, E., Alanya Alaadin Keykubat Üniversitesi , eren.uckan@alanya.edu.tr

göstermektedir. Limit değerlerin ihlaline neden olan kritik fay deplasman değerinin geofoam kullanımı ile %130 oranında arttığı görülmektedir. Sonuçlar ayrıca boru üzerindeki deformasyon dağılımının da geofoam kullanımından etkilendiğini ortaya koymaktadır. Bu bağlamda eksenel gerinim dağılımının 1.60m'den 4.40m'ye kadar artabileceği ortaya konmuştur. Ayrıca, ovalizasyon faktörünün de %150'ye varan oranlarda arttığı belirlenmiştir.

1. GİRİŞ

Gömülü çelik boru hatları, petrol, doğal gaz ve su gibi ürünlerin taşınması için yaygın olarak kullanılmaktadır; bu nedenle bu hatlarda meydana gelebilecek hasarlar büyük çapta çevresel ve sosyo-ekonomik zararlara yol açabilmektedir. Geçmişte meydana gelen doğal afetler ve bunlar üzerine yapılan çalışmalar, deprem kaynaklı fay kırılması, sıvılaşma, zemin oturması gibi afetlerin, gömülü borular üzerinde büyük ve boru faaliyetlerinin sona ermesine neden olabilecek etkilere sahip olma eğiliminde olduğunu göstermektedir (O'Rourke, 1996; Tang, 2000).

Söz konusu doğal afetler arasından, fay kırılmasına bağlı oluşan hasarlar o kadar şiddetli hale gelebilir ki, meydana gelen kalıcı zemin deformasyonları, boru hattı üzerinde kabul edilemez düzeylerde gerilmelerin oluşmasına ve gömülü borunun yapısal hasarına neden olabilir. 1999 yılındaki ünlü İzmit depremi sırasında su taşıma amacıyla kullanılan gömülü bir çelik boru yakın çevresinde yanıl atımlı bir fayın kırılması nedeniyle kalıcı zemin deformasyonu eylemlerine maruz kalmış ve bunun sonucunda onarılamaz hasar görmüştür (Kaya, 2016; Eidinger, 2002; Eidinger, 2001).

Fay kırılması kaynaklı afetler sırasında hasara ve arızaya karşı duyarlılıkları nedeniyle, gömülü çelik boruların davranışının doğru değerlendirilmesi ve tahmini ve beklenen hasarın azaltılması, en önemli tasarım konuları arasındadır. Literatür taraması, çeşitli yükleme koşullarına maruz gömülü çelik boruların tepki değerlendirmesine yönelik yaklaşımların geliştirilmesini amaçlayan çok sayıda geçmiş araştırmanın varlığını ortaya koymaktadır. Faylanma etkileri altında gömülü çelik boruların davranışının belirlenmesi için geliştirilen en erken ve dikkate değer girişimlerden biri Newmark ve Hall (1975) tarafından önerilen yöntemdir. Yaklaşım, gömülü boru hattının küçük yer değiştirmelere sahip uzun bir kablo olarak ele alındığı basitleştirilmiş bir analitik modelin benimsenmesini içerir. Son yıllarda Vazouras ve diğ. (2012) malzemeler arası temas algoritmalarının benimsenmesi yoluyla gömülü çelik boru ile onu çevreleyen toprak arasındaki etkileşimi gerçekçi bir şekilde simüle edebilen karmaşık sayısal modellerin geliştirilmesinin yolunu açmıştır. Bu çalışmalar, birçok araştırmacı tarafından, faylanma etkilerine maruz kalan gömülü çelik boruların tepkisinin değerlendirilmesi üzerine yapılan en kapsamlı çalışmalar arasında değerlendirilmektedir. Geliştirilen bu nümerik modeller ile fay geçiş açısı, dolgu zemin tipi, boru hattı duvar kalınlığı ve boru hattı çelik kalitesindeki değişimin etkisi detaylı olarak incelenmiş ve simüle edilmiştir.

Analitik ve sayısal çalışmaların yanı sıra, çeşitli yükleme koşulları altında gömülü boruların tepkisini değerlendirmeyi amaçlayan bir dizi deneysel çalışma da bulunmaktadır. Örneğin Zhou ve diğ. (2019) normal fay kırılma etkilerinin altında HDPE boruların tepkisini simüle etmek için tam ölçekli deneyler gerçekleştirmiştir. Elde edilen deneysel sonuçlar sonrasında sayısal yaklaşımlar kullanılarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmış ve neticesinde sayısal modeller kullanılarak hesaplanan eğilme gerilmelerinin deneylerde gözlemlenenlerden daha fazla olduğu sonucuna varılmıştır.

Son yıllarda, fay kırılması kaynaklı doğal afetlerin gömülü boru hatlarında meydana getirdiği sismik taleplerin azaltılması, boru hattı performansının iyileştirilmesine ve arıza durumunda olası zararlı çevresel sonuçların azaltılmasına yönelik giderek daha fazla dikkat çeken ve ilgi gören bir çalışma alanı haline gelmiştir. Ancak kalıcı zemin deformasyonlarına maruz kalan gömülü boruların davranışını anlamaya ve karakterize etmeye yönelik kapsamlı çabaların varlığının aksine, bu tür tehlikeler altında hasarın azaltılmasına odaklanan nümerik çalışmaların sayısı oldukça azdır. Gantes ve Melissianos'un (2016) belirttiği gibi, gömülü boru hatlarında sismik tehlikeyi azaltmak için kullanılan mevcut uygulamalar, üç ana grup altında incelenebilir. Hasarın azaltılmasına yönelik ilk yaklaşım, boru ve toprak arasındaki sürtünmeyi azaltmaktır; bu, çeşitli geosentetik sargıların kullanılması veya geleneksel toprak yerine dolgu için EPS geofoam gibi düşük yoğunluklu malzemelerin kullanılması yoluyla elde edilebilir. İkinci yaklaşım, boru hattı duvar kalınlığını ve/veya boru hattı çelik kalitesini artırarak performansın artırılmasını içerir. Son kategori, fay kırılmasından kaynaklı kalıcı zemin deformasyonlarının etkilerinden kaçınmak için esnek bağlantının kullanımını veya boruların gömülü yerine yüzeyde inşaa edilmelerini kapsamaktadır.

EPS geofoam bloklarının yeraltı yapılarının korunması için geleneksel toprak dolgu malzemesinin yerine kullanılması olasılığı birçok araştırmacı tarafından kapsamlı bir şekilde incelenmiştir (AbdelSalam, 2019; Baziar, 2019; Meguid, 2017). Bartlett ve diğ. (Bartlett, 2015) farklı yükleme koşullarına maruz kalan EPS Geofoam blokları kullanılarak korunan boru hatlarının ve menfezlerin performansının ciddi şekilde iyileştiğini nümerik model simülasyonları ile ortaya koymuşlardır. Literatürde yeraltı yapıları için EPS geofoam kullanımı ile ilgili yer alan çalışmalar, tipik olarak trafik yüklerine maruz kalan gömülü boruların hasar azaltmasını içerirken çok azı fay kırılması kaynaklı hasarların ve tehlikelerin azaltma olasılığını araştırmaktadır. Doğrultu atımlı fay hasarlarını azaltmak için EPS geofoam bloklarının kullanımının etkinliğinin değerlendirilmesine yönelik en dikkate değer çalışma, Rasouli ve Fatahi'nin çalışmasını içerir (Rasouli ve Fatahi, 2020).

Burada sunulan çalışma, toprak-boru ve EPS geofoam blokları arasındaki etkileşimin açık temsilini içeren bir dizi üç boyutlu sonlu eleman sayısal modeli kullanarak yanal atımlı fay eylemleriyle gömülü çelik boru hatlarına uygulanan hasarın azaltılmasını araştırmaktadır. Elde edilen sonuçların doğruluğunu sağlamak için boru çelik ve EPS Geofoam malzemeleri için gerçek gerilme – gerinim eğrileri kullanılmıştır. Fay kırılmasını simüle etmek için kademeli olarak uygulanan ve 0-4m arasında değişen artımlı bir fay yer değiştirme yükü dikkate alınmıştır. Boru performansı ise literatürde mevcut bağıntılar kullanılarak belirlenen çekme gerinim limiti, yerel burkulma başlangıcı ve ovalizasyon faktörü vasıtasıyla ifade edilen kesit şekil değiştirmeler oranı limitleri kullanılarak değerlendirilmiştir.

2. SAYISAL SONLU ELEMAN MODEL DETAYLARI

2.1. Geometri ve Malzeme Bilgileri

Bu çalışma, Genişletilmiş Polistiren (EPS) geofoam bloklarının kullanımı yoluyla doğrultu atımlı fay etkilerine maruz gömülü çelik borularda oluşan sismik hasarların azatılmasını araştırmaktadır. ABAQUS (sürüm 2020) (Abaqus, 2020) yazılım paketi kullanılarak söz konusu problemin üç boyutlu sonlu eleman sayısal modeli oluşturulmuştur. Temel prensip olarak yazarlar, geofoam blokların içine gömülü bir çelik boru hattı konfigürasyonu önermekte ve bunun boruyu onu çevreleyen topraktan izole edeceğini ve geofoam bloklarının uygulanan fay yükü altında sıkıştırabilme yeteneğinin bir çeşit tamponlama etkisi oluşturup boru

performansını iyileştireceğini öne sürmektedirler. Fay kırılması altında, yalnızca toprakla doldurulan geleneksel gömülü boru hattı, nispeten kısa bir uzunluk boyunca deformasyona uğrama eğilimindedir; bu nedenle, oluşan gerilimler ve gerinim, tipik olarak borunun yapısal bozulmasına yol açan bir miktarda ve oldukça dar bir bölgede kümelenmiş durumdadır. Öte yandan, EPS geofoam blokları kullanılarak korunan borular, önemli ölçüde daha fazla bir uzunluk boyunca dağıtılan aynı miktarda deformasyona uğrayacaktır - geofoam bloklarının fay kırılmasından kaynaklı deformasyonları emmek ve dağıtmak ve böylece gömülü boruyu izole etmek için aracı görevi görmesi nedeniyle – ve bu durum da söz konusu lokalize gerinimleri dağıtmakta ve azaltmaktadır.

Şekil 1’de bu çalışma kapsamında dikkate alınmış olan EPS geofoam blok ve gömülü boru konfigürasyonuna ait kesit gösterilmiştir. Geofoam blokların borunun alt ve üst yüzeylerinde 4m genişliğinde ve 1.5m kalınlığında yan yüzeylerinde ise 1.543m genişliğinde 0.914m kalınlığında yerleştirildiği varsayılmıştır. Şekil 2’de verilen plan görünüşünde toplam boru ve zemin boyu 60m, genişlik ve yükseklik ise sırasıyla 10m ve 5m’dir. Gömülü boru dış çapının 0.914m’ye eşit olduğu kabul edilmiştir. Son olarak duvar boru kalınlığı uygulamada sık karşılaşılan bir değer olan 9.53mm olarak dikkate alınmış olup D/t oranı 96 olmaktadır.

Bu çalışmada, gömülü boru hattı çelik malzemesinin, ulaşım endüstrisinde yaygın olarak kullanılan bir çelik türü olan API 5L X65 çeliği olduğu varsayılmıştır. Çelik malzemenin çekme akması ve nihai mukavemeti mevcut literatür çalışmalarından alınmıştır ve sırasıyla 490 MPa ve 531 MPa’ya eşittir. Young Modülü 210 GPa olarak alınmıştır. Şekil 3, X65 kalite çelik malzeme için nominal ve gerçek gerilim-gerinim eğrileri arasındaki karşılaştırmayı göstermektedir. Saha uygulamalarında yaygın olarak karşılaşılan kumlu bir zeminin boru hattını çevreleyen doğal toprak birikintisini oluşturduğu varsayılmıştır. Kullanılan zeminin özellikleri yayınlanmış çalışmalardan alınmıştır ve Tablo 1’de özetlenmiştir. Analizde zeminin mekanik özelliklerinin ve davranışının sayısal simülasyonu için elastik – mükemmel plastik Mohr - Coulomb malzeme modeli kullanılmıştır. Son olarak, EPS geofoam bloklarının malzeme davranışı, izotropik sertleşmeyi dikkate alan Mises elasto-plastik malzeme modeli ile simüle edilmiştir. Malzeme özellikleri, Meguid ve Hussein (2017) tarafından önerilen formülasyon ve yaklaşımı takiben mühendislik stres-gerinim verilerinden elde edilen EPS malzemesinin gerçek gerilme-gerinim verilerinin kullanılmasıyla analiz modeline dahil edilmiştir. Tablo 2, kullanılan EPS bloklarının malzeme özelliklerini özetlemektedir.

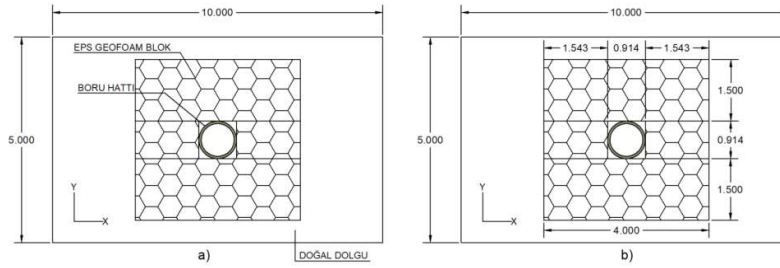
2.2. Sayısal Model Özellikleri

Bu çalışmada kullanılan sayısal modeller, fay kırılmasının neden olduğu deformasyon altında borunun malzeme ve geometrik doğrusal olmayan davranışını tarif edebilecek özellikte kompleks bir model olarak meydana gelmiştir. Şekil 4’de gösterildiği gibi çelik boru modellenmesi için 4 noktalı kabuk (shell) elemanlar kullanılırken onu çevreleyen zemin ve EPS geofoam blokları için 8 noktalı katı (solid) elemanlar kullanılmıştır. Borunun kestiği yanal atımlı fayın simülasyonu ise zemin ve geofoam bloklarını 2 eşit parçaya ayıran bir devamsızlık düzlemi (boşluk) olarak modellenmiştir. Oldukça uzun olan analiz süresinden tasarruf etmek bakımından fay yakınındaki (merkezden sağ ve sol taraflara 10m mesafede) zemin, geofoam ve boru kesimleri daha küçük elemanlara bölünürken deformasyonların daha az olacağı geri kalan kesimler daha büyük elemanlar kullanılarak sonlu eleman parçalarına bölünmüşlerdir.

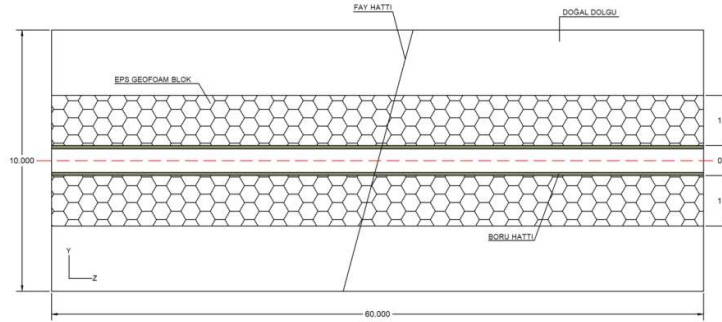
Modellemenin en önemli noktalarından biri olan malzemeler arası etkileşimi program bünyesinde yer alan yüzey temas algoritması (surface to surface contact algorithm) kullanılarak

temsil edilmiştir. Bu algortima, malzemeler arası normal ve teğet doğrultulardaki davranışların tanımlanmasını gerek kılmaktadır. Normal yöndeki doğrultu için malzemelerin etki eden yük altında birbirinden ayrılamayacağı var sayılırken teğetsel doğrultuda sürtünme katsayısı (μ) vasıtasıyla tarif edilen bir etkileşiminin olduğu kabul edilmektedir. Bu katsayının belirlenmesine ilişkin parametrik çalışmalar sırasıyla toprak - boru, zemin - EPS ve EPS - boru arasında μ değerinin 0,50, 0,20 ve 0,50 kabul edilmesinin yeterli olduğunu göstermektedir, dolayısıyla bu değerler bu çalışmada da kullanılmışlardır.

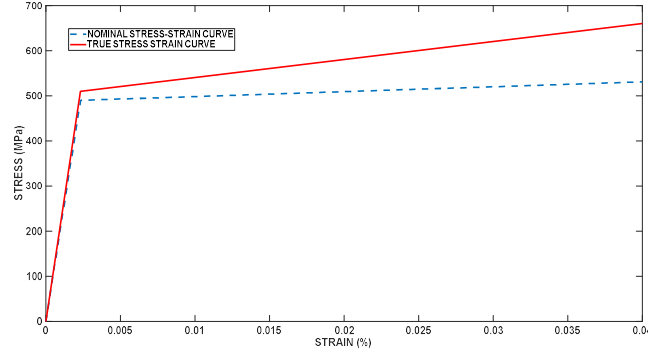
Bu çalışmadaki boru hattı davranışının simülasyonu, iki aşamalı bir analiz prosedürünü takip eder. İlk aşama, boruya etki eden zemin zati yükünün etkisinin analiz edildiği yerçekimi yükü durumunu içerir. Bu durumda her iki zemin bloğunun yatay ve dikey yöndeki hareketi engellenmiş durumdadır. İlk adımın analizi tamamlandıktan ve etkiler hesaplandıktan sonra fay hareketinin uygulanmasını içeren ikinci analiz adımı başlamaktadır. Bu adımda, analiz modelinde doğrultu atımlı fay kırılması, hareketli zemin bloğunun dış düğümlerine etkiyen bir yer değiştirme yükü olarak uygulanır. Bu durumda ilgili bloğun yatay hareketini kısıtlayan sınır koşulları kaldırılmaktadır. Fay yükü deplasman kontrollü bir uygulama biçimine takip edip 10mm/s yükleme hızıyla 0m'den 4m'ye kadar artan bir yanal deplasman olarak etki etmektedir.



Şekil 1. Model Geometrik Bilgileri, a) Model Konfigürasyonu, b) Model Boyutları Kesit Görünüşü



Şekil 2. Model Boyutları (Plan Görünüşü)



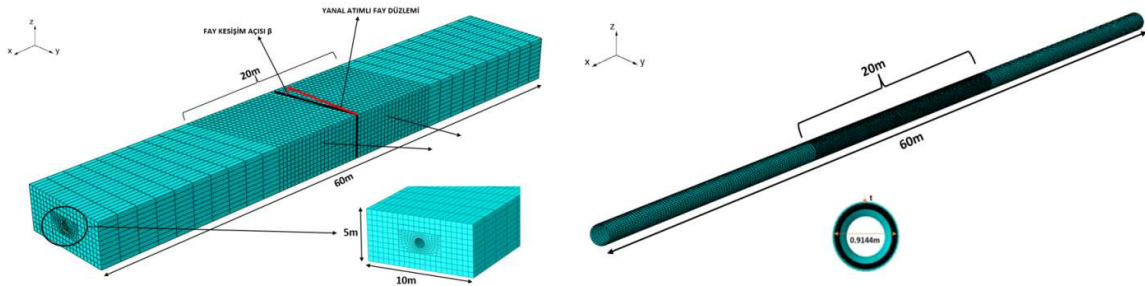
Şekil 3. X65 Çeliğinin Malzeme Modellemesi İçin Kullanılan Nominal (mavi) ve Gerçek (kırmızı) Gerilim-Gerinim Eğrileri Arasındaki Karşılaştırma.

Tablo 1. Kum Zemin Parametreleri (Vazouras, 2012)

Parametre	Değer	Birim
Young Modülü (E)	25	MPa
Birim Hacim Ağırlığı (γ_{dry})	18	kN/m ³
Poisson Oranı (ν)	0.30	-
Kohezyon (c)	0	kPa
İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	35	derece
Genleşme Açısı (ψ)	0	derece

Tablo 2. EPS Geofoam Malzeme Parametreleri (Meguid, 2017)

Parametre	Değer	Birim
Young Modülü (E)	4.50	MPa
Poisson Oranı (ν)	0.10	-
Birim Hacim Ağırlığı (γ_{EPS})	40	kN/m ³
Basınç Dayanıcılığı (f_c)	35	kPa



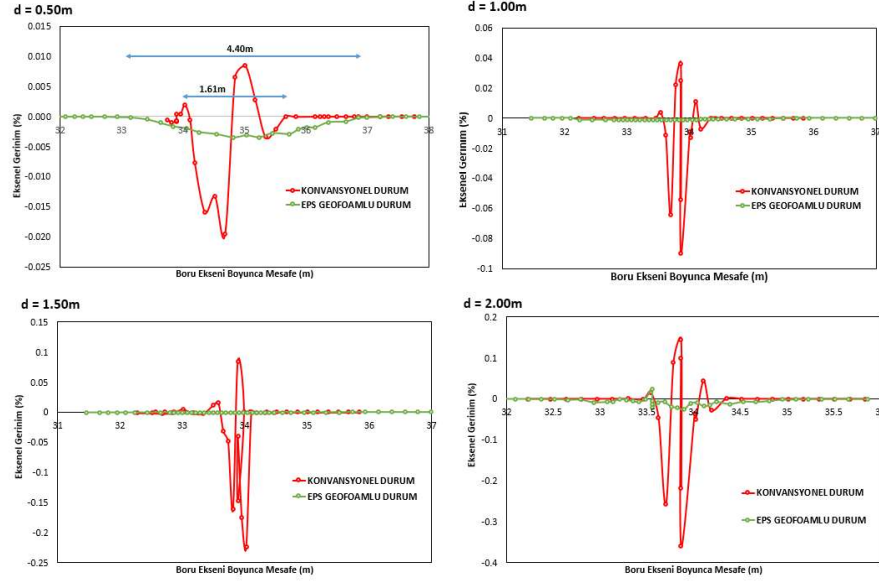
Şekil 4. Geliştirilen Nümerik Modelin Detayları

3. ANALİZ SONUÇLARI

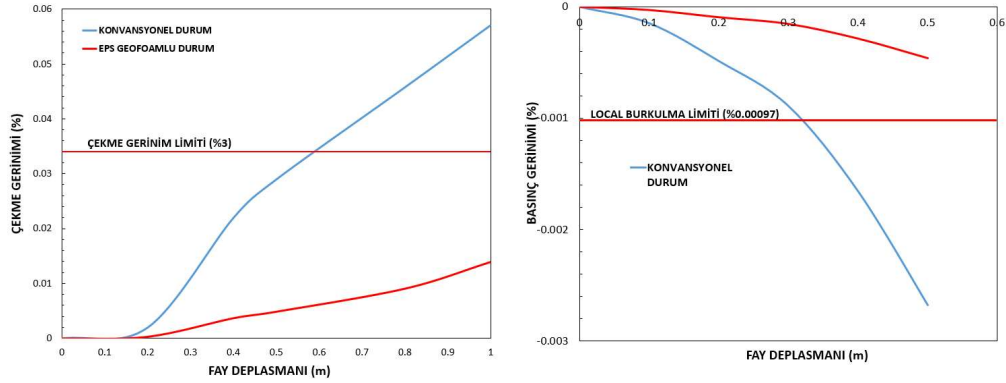
Yanal atımlı fay hareketlerinin neden olduğu sismik deformasyonları azaltmak için EPS geofoam bloklarının kullanımının etkinliğinin değerlendirilmesi ve görselleştirilmesi için ilk olarak, burkulmuş borunun basınç tarafındaki eksenel şekil değiştirmelerin sonuçlarını karşılaştırmıştır. Şekil 5a-d’de $D/t = 96$ ve $\beta = 10^\circ$ için eksenel yük dağılımlarının EPS geofoam kullanımı ile birlikte değişimi gösterilmiştir. Sırasıyla 0.50m, 1m, 1.50m ve 2m’lik fay deplasmanları için verilen şekiller EPS geofoam bloklarının meydana gelen eksenel gerinimleri önemli ölçüde (%84’e varan oranlarda) azalttığını göstermektedir. Ayrıca grafikler, EPS geofoam bloklarının kullanılmasının etkisiyle boru uzunluğu boyunca şekil değiştirme dağılımının değiştiğini, lokalize bir dağılımdan ziyade daha düzgün bir dağılımın elde edildiğini göstermektedir. Örneğin 0.50m’lik fay deplasman durumu için incelendiğinde dağılım uzunluğunun 1.60m’den 4.40m’ye kadar yükseltilebileceği tespit edilmiştir.

Şekil 6a, uygulanan fay yer değiştirme değerine göre boru hattındaki çekme gerilmelerinin değişimini göstermektedir. Elde edilen sonuçlar, uygulanan fay yükünü doğrudan maruz kalan geleneksel gömülü boru hattının, tam olarak 0.46 m fay yer değiştirmesinde %3’lük çekme gerinim eşliğini aştığını ve yapısal kırılmaya uğradığını göstermektedir. Bununla birlikte, EPS geofoam kullanılarak korunduğunda, uygulanan fay yer değiştirmesi 1m’yi aşıya bile hiçbir arıza oluşmayacak şekilde gerinimlerin önemli ölçüde azaldığı belirlenmiştir. Diğer taraftan minimum basınç şekil değiştirmeleri ve yerel burkulma limiti açısından karşılaştırma Şekil 6b’de gösterildiği gibidir. 0.1 ila 0.50m fay deplasman aralığı ve $D/t = 96$ için çizilen sonuçlar, geleneksel gömülü borunun oldukça düşük deplasman değerlerinde (31 cm) önemli ölçüde burkulmaya maruz kaldığını göstermektedir, ancak EPS geofoam blokları kullanılarak korunduğunda boru hattının performansı önemli ölçüde iyileşmekte ve burkulmaya yol açan kritik deplasman değeri artmaktadır (yüksek 31cm’den 67cm’ye). Belirlenen performans limitlerinin aşılmasına sebep olan kritik fay deplasman değerleri incelendiğinde EPS geofoam blokların kullanılması ile birlikte bu değer %130 oranında artırılabilir ve dolayısıyla boru deprem performansı ciddi ölçüde iyileştirilebileceği belirlenmiştir.

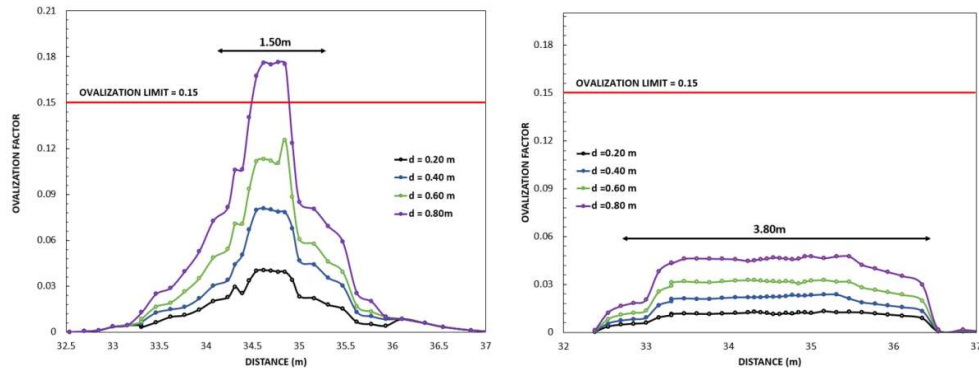
EPS geofoam blok kullanımının boruda deprem yükü sebebiyle oluşan deformasyonların dağılımına olan etkisi son olarak ovalizasyon parametrisi ($f = 0.15$) ile tarif edilen kesit şekil değiştirme oranlarının değişimi baz alınarak değerlendirilmiştir. Şekil 7’de 0.20 ile 0.80m arası fay deplasmanı için boru uzunluğu boyunca f katsayısının değişimi gösterilmiştir. Konvansiyonel (korunmamış) durum için 0.15’lik sınır değer 65cm’lik deplasman değerine varıldığında aşılmaktadır. Diğer taraftan, geofoam blok kullanılmasıyla deformasyonlar azalmakta ve 0.80m’lik fay deplasman değerinde dahi bu oran aşılmamaktadır. Ek olarak, aynı şekillerde gösterilen f katsayısı dağılım boyu 1.50m’den 3.80m’ye yükselmektedir (%150’yi aşkın bir artış).



Şekil 5. EPS Geofoam Bloklarının ($D/t = 96$ ve $\beta = 10^\circ$ için) Fay Yüğü Altında Bburkulmuş Borunun Basınç Tarafında Eksenel Şekil Değişiklikleri Üzerindeki Etkisi a) $d = 0.50m$, b) $d = 1m$, c) $d = 1.50m$ ve d) $d = 2m$



Şekil 6. EPS Geofoam Korumasının Fay Deplasman Artışına Göre, a) Boru Hattı Çekme Gerinimlerinin ve b) Boru Burkulma Gerinimlerinin Üzerindeki Etkisi ($D/t = 96$ ve $\beta = 10^\circ$ için)



Şekil 7. EPS Geofoam Blok Kullanımı ile Birlikte Ovalizasyon Faktörünün Fay Deplasmanına Göre Değişimi ($D/t = 96$ ve $\beta = 10^\circ$ için)

4. SONUÇLAR

Bu çalışma, tipik bir dolgu içerisine gömülü X65 sınıfı çelik boru hattının mekanik ve sismik davranışını araştırmakta ve yanal atımlı fay kırılmasından kaynaklanan deformasyonları ve talepleri azaltmak için EPS geofoam bloklarını kullanan bir hasar azaltma yaklaşımı önermektedir. ABAQUS sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak gömülü borunun üç boyutlu sayısal modeli geliştirilmiş ve kademeli olarak uygulanan 0-4 m değerinde yanal atımlı fay kırılma yükü altında EPS geofoam blok kullanılarak korunan boru hatlarının tepkisi araştırılmıştır. Boru hattı performansı, lokal burkulma başlangıcı, maksimum eksenel çekme gerinimi ve ovalizasyon faktörü cinsinden tanımlanan enine kesit şekil değiştirmesi kriterleri kullanılarak değerlendirilmiştir.

Elde edilen analiz sonuçları göstermektedir ki:

- EPS geofoam koruması olmadan geleneksel olarak dolgu içine gömülen boru hattı, %3'lük eksenel çekme gerinimi sınırının aşılması veya yerel burkulmanın başlaması nedeniyle kalıcı yapısal hasara uğramaktadır. 46cm ve 31cm'lik bir fay deplasman değerinde, sırasıyla çekme gerilmelerinin aşırı birikmesi ve boru hattı duvarının burkulması nedeniyle yapısal hasarın başladığı belirlenmiştir. Sonuçlar ayrıca, 65 cm'lik fay deplasman değerinde 0.15'lik ovalizasyon sınırının aşıldığını göstermektedir.
- Elde edilen analiz sonuçları fay kırılmasından kaynaklanan hasarlara karşı gömülü borunun EPS geofoam bloklar ile korunmasının faydalı bir yaklaşım olduğunu ortaya koymaktadır. Eksenel gerinim değerleri incelendiğinde geofoam bloklarının kullanılmasıyla %84.8'e varan bir gerinim azalmasının sağlanabileceği görülmektedir.
- EPS geofoam bloklarının kullanımı ayrıca boru hattı boyunca deformasyonların dağılımının uzunluğunu da arttırmaktadır. Bu sayede, boruda kalıcı hasara neden olacak lokalize gerilim ve gerinim kümelenmelerinden kaçınılabilmektedir. EPS kullanımı ile birlikte 0.50m'lik fay deplasmanı altında %171'e varan bir azalma kaydedilmiştir.
- EPS geofoam blokları kullanılarak korunan boru hattının performansı, maksimum eksenel çekme gerinimleri, yerel burkulma başlangıcı ve kesitsel bozulma açısından da önemli ölçüde iyileşme kaydetmektedir. Belirlenen performans limitlerinin aşılmasına sebep veren kritik fay deplasman değerleri incelendiğinde EPS geofoam blokların kullanılması ile birlikte bu değer %130 oranında artabileceği ve dolayısıyla boru deprem performansının ciddi ölçüde iyileşebileceği belirlenmiştir.
- EPS geofoam blok kullanımının boruda deprem yükü sebebiyle oluşan deformasyonların dağılımına olan etkisi ovalizasyon parametrisi ($f = 0.15$) bakımından değerlendirilmiş olup bu performans kriterinin EPS geofoam kullanımından olumlu yönde etkilendiği belirlenmiştir.

KAYNAKLAR

- ABAQUS, (2020). Dassaults Systemes Inc.
- AbdelSalam, S.S., Jama, R.A. and Salah, M.A., (1998) "EPS Inclusion to Reduce Vertical Stresses On Shallow Tunnels", Geosynthetics International, Vol.26, No.2, pp.121-135.

- Bartlett, S.F., Lingwall, B.N. and Vaslestad, J., (2015). "Methods of Protecting Buried Pipelines and Culverts in Transportation Infrastructure Using EPS Geofoam", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.43, No.5, pp.450-461.
- Bazair, M.H., Heidari, H.S. and Saeedi, A.A., (2019). "Evaluation of EPS Wall Effectiveness to Mitigate Shallow Foundation Deformation Induced by Reverse Faulting", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol.17, No.6, pp.3095-3117.
- Eidinger, J.M., O'Rourke, M. and Bachhuber, J., (2002). "Performance of Pipelines at Fault Crossings", *Proceedings of the 7th US National Conference of Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), USA*, pp.21-21.
- Eidinger, J.M., (2001). "Performance of Thames Water 2.2 Meter Diameter Pipeline at North Anatolian Fault Crossing", *G&E Engineering Systems Inc, Report No. 48.01*, p. 01.
- Gantes, C.J. and Melissianos, V.E., (2016). "Evaluation of Seismic Protection Methods For Buried Fuel Pipelines Subjected to Fault Rupture", *Frontiers in Built Environment*, Vol.2, p. 34.
- Kaya, E.S., Uckan, E., O'Rourke, M.J., Karamanos, S.A. and Akbas, B., (2016). "Failure Analysis of a Welded Steel Pipe at Kullar Fault Crossing", *Engineering Failure Analysis*, Vol.71, pp. 43-62.
- Meguid, M.A. and Hussein, M.O.G., (2017), "A Numerical Procedure for the Assessment of Contact Pressures on Buried Structures Overlain by EPS Geofoam Inclusion", *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, Vol.3, No.1, pp. 1-14.
- Newmark, N.M. and Hall, W.J., (1975). "Pipeline Design to Resist Large Fault Displacement", Vol. 1975, pp. 416-425.
- O'Rourke, M.J. and Palmer, M., (1996). "Earthquake Performance of Gas Transmission Pipelines", *Earthquake Spectra*, Vol.12, pp. 493-527.
- Tang, A.K., (2000). "2000. Izmit (Kocaeli), Turkey, Earthquake of August 17, 1999 Including Duzce Earthquake of November 12, 1999: Lifeline Performance", *ASCE Publications*.
- Vazouras, P., Karamanos, S.A. and Dakoulas, P., (2012). "Mechanical Behavior of Buried Steel Pipes Crossing Active Strike-Slip Faults", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.41, pp. 164-180.
- Zhou, M., Moor, I.D. and Lan, H., (2019). "Experimental Study of Structural Response of Lined-Corrugated HDPE Pipe Subjected to Normal Fault", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.145, No.12, p.04019117.

PALYELİ TOPRAKARME DUVARLARDA PALYE GENİŞLİĞİNİN DUVARIN DAVRANIŞINA ETKİSİNİN NUMERİK ANALİZİ

Bayram ATEŞ¹ Erol ŞADOĞLU² Orhun KALYONCU³

ABSTRACT

Mechanically stabilized earth (MSE) has become a frequently used wall type for 40 years due to its flexibility, high performance against seismic effects, easy application and competitive costs. The primary reasons for preference are that they can be easily designed on the weak soils in terms of bearing capacity and settlement, as well as being built at great heights. However, the search for more economical design of mechanically stabilized earth walls at great heights has led to the idea of tiered mechanically stabilized earth walls. Various researchers have suggested different approaches depending on the width of the tier for the design of tiered mechanically stabilized earth walls. The walls can be designed by assuming to make up independent parts or a single wall depending on the width of the tier. In this respect, numerical investigation of the effect of the tier width will be useful for understanding the behavior of such walls. Therefore, numerical models were developed to evaluate the behavior of mechanically stabilized earth walls with various tier widths and the effects of tier widths were tried to be investigated. As a result, it has been determined that the tier width is a very effective on tensile forces of reinforcements in such walls.

ÖZET

Toprakarme dayanma duvarları, esnek yapıları sismik etkilere karşı yüksek performansları, kolay uygulanabilmeleri ve rekabetçi maliyetleri sebebiyle son 40 yıldır sıklıkla uygulanan bir duvar tipi olmuştur. Taşıma gücü ve oturma açısından riskli zeminlerde kolaylıkla tasarlanabilmelerinin yanında büyük yüksekliklerde de inşa edilebilmeleri öncelikli tercih sebeplerinden birini oluşturmaktadır. Ancak, büyük yüksekliklerdeki toprakarme duvarların daha ekonomik inşa edilmesi arayışı palyeli toprakarme duvar fikrini ortaya çıkarmıştır. Palyeli toprakarme dayanma duvarlarının tasarımında, palye genişliğine bağlı olarak farklı yaklaşımların uygulanması çeşitli araştırmacılar tarafından önerilmektedir. Palye genişliğine bağlı olarak, bu tür toprakarme duvarların birbirinden bağımsız kabul edilebileceği gibi tek bir duvar gibi de değerlendirilmesi söz konusudur. Bu açıdan palye genişliğinin duvarın davranışına etkisinin nümerik olarak incelenmesi bu tür duvarların davranışının anlaşılması açısından yararlı olacaktır. Bu sebeple çeşitli palye genişliğine sahip toprakarme duvarların

¹ Dr., ATEŞ, Bayram, Trabzon Sosyal Güvenlik Kurumu, İnşaat-Emlak Şube, bayramates61@hotmail.com

² Prof. Dr., ŞADOĞLU, Erol, Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, erolsadoglu@hotmail.com

³ KALYONCU, Orhun, Deprem Mühendisliği, Boğaziçi Üniversitesi, orhun.kalyoncu@boun.edu.tr

davranışlarının değerlendirilmesi için nümerik modeller oluşturulmuş ve palye genişliğinin etkisi irdelenmeye çalışılmıştır. Sonuç olarak, palye genişliğinin böyle duvarların donatı kuvvetleri üzerinde çok etkili olduğu görülmüştür.

1. GİRİŞ

Dayanma duvarları, çeşitli imar faaliyetleri için düz bir topoğrafya elde etmek amacıyla sıklıkla kullanılan yapılardır. Genellikle, ağırlık tipi ve betonarme konsol istinat duvarlarının yapımı tercih edilmekle birlikte, taşıma gücü ve oturma problemlerinin yaşanabileceği durumlarda toprakarme duvarlar da yapılmaktadır. Toprakarme duvarlar, genellikle yatay olarak serilen donatı, sıkıştırılmış yatay granüler dolgu ve yüzey kaplama elemanlarından oluşmaktadır. Bu tip dayanma duvarları, esnek yapıları sebebiyle farklı oturmalarından daha az etkilenmektedir. Donatıları, metal ve polimerden imal edilmektedir. Yüzey kaplaması ise betonarme plak olup sıkıştırılmış dolgunun boşalmasını engellemek için kullanılır. Yüzey kaplaması çelik kafes olarak da yapılabilmektedir. Yüzey kaplaması ile donatıları birbirine bağlayan bağlantı elemanları, çeliğin yanında polimer de olabilmektedir. Şekil olarak donatılar ise şerit, kafes ve kablo şeklinde olabilmektedir.

Toprakarme dayanma duvarlarının büyük bir çoğunluğunda, dolgu olarak iri taneli granüler zemin tercih edilmektedir. İri taneli granüler zemin, uygun sıkıştırma ile yüksek dayanım elde edilmesi, donma olayından etkilenmeme ve donatının korozyondan az etkilenmesi gibi avantajlara sahiptir. İnce taneli zeminler ise düşük maliyetli ve kolay temin edilebilirlikleri sebebiyle bazen tercih edilmektedir. Bu tür zeminlerde, donatıların hızlı korozyona uğrama riski sebebiyle geosentetik donatılar tercih edilmektedir (Güler, 2011). AASHTO tarafından önerilen toprakarme dolgusu tane çapı dağılımı Tablo 1’de görülmektedir (AASHTO T27, 2012). Ayrıca, AASHTO tarafından bu dolguların plastisite indisinin %6’dan küçük olması, ünformluluk katsayısının 4’ten büyük olması ve düşük durabilite ve yumuşak taneler içermemeleri önerilmektedir (AASHTO T104, 1999; AASHTO T90, 2020). Dolgu malzemesinin standart Proktor deneyi ile elde edilecek minimum rölatif sıklığı, en az % 95 olmalıdır. Çok büyük dolgu yükseklikleri ve sürşaj yüklerinin söz konusu olduğu durumlarda, sıkıştırma kontrolü modifiye Proktor deneyi ile yapılmalıdır.

Tablo 1. Toprakarme dolgusu tane çapı dağılımı (AASHTO T27, 2012)

Elek Boyutu (mm)	% Geçen
102 (4")	100
0.425 (No.40)	0-60
0.075 (No.200)	0-15

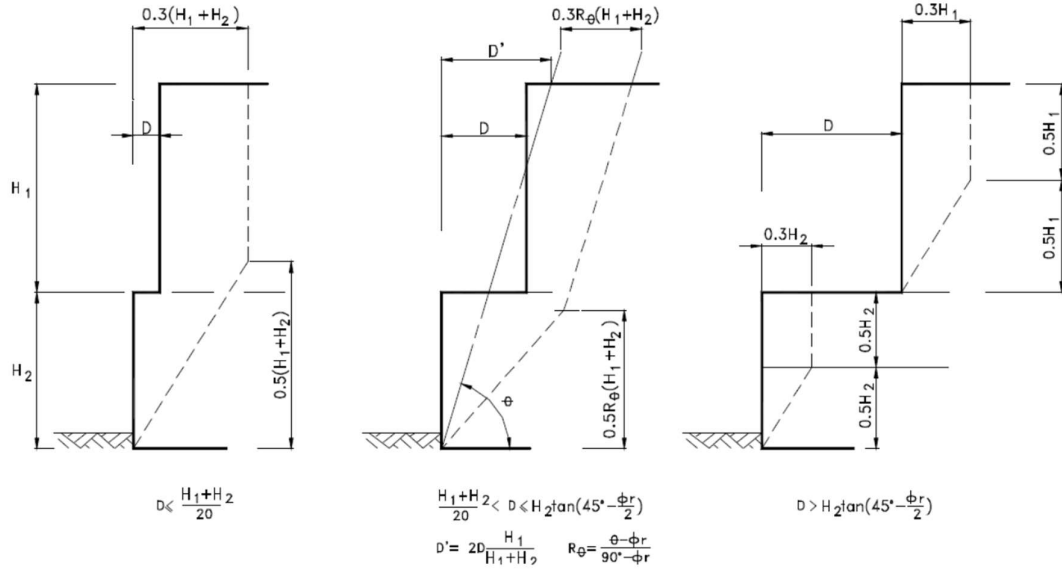
Toprakarme dayanma duvarlarında kullanılacak şeritler, dolgu ile yüksek aderans, yüksek çekme mukavemeti, esneklik, durabilite ve ekonomik olma niteliklerine sahip olmalıdır. Şerit donatılar, metal ve polimerlerden üretilirler. Metal şeritler, genellikle 4-6 mm kalınlığında 40-65 mm genişliğinde galvaniz kaplanmış yumuşak çelikten üretilirler. Dolgu ile şerit arasındaki aderansı attırmak için çelik şeritler bazen çıkıntılı üretilirler. Şeritler, toprakarme duvarların en

hassas yapı elemanlarıdır. Hizmet ömrü boyunca duvarın gerekli performansı gösterebilmesi için bu şeritlerin tasarımı göz önüne alınan niteliklerini koruması gerekir.

Toprakarme dayanma yapılarının önemli unsurlarından birisini de yüzey kaplama elemanları oluşturmaktadır. Yüzey kaplama elemanları; prekast betonarme, galvanizli çelik, paslanmaz çelik ve diğer metallerden imal edilirler. Prekast betonarme paneller, önceden boyutları belirlenmiş çelik kalıplarla imal edilmektedir. Bu panellere donatıların bağlanması için bağlantı noktasının güçlü olması esasına göre bağlantı noktaları tasarlanır. Bağlantı elemanları betonun içine gömülü olarak imal edilir. Metal yüzey kaplamaları, eliptik veya dairesel formda korozyona karşı gerekli önlemler alınacak şekilde imal edilirler. Toprakarme dayanma yapılarında kullanılan bağlantı elemanları, esas itibarıyla donatı şeritleriyle yüzey elemanlarını güvenli bir şekilde birbirine bağlamak için kullanılır. Bağlantı elemanları ile donatı genellikle aynı malzemeden imal edilir. Geotekstil donatılı duvarlarda, bağlantı elemanları kullanmadan bohçalama yaparak duvar imalatı yapılabilir.

Toprakarme dayanma yapıları, iç stabilite ve dış stabilite açısından yeterli güvenliğe sahip olmalıdır. İç stabilite açısından, donatı şeritlerinin kopması ve sıyrılması şeklinde iki göçme durumu söz konusudur. İç stabilitenin değerlendirmesi için maksimum gerilme çizgisinin belirlenmesi önemlidir. Bu çizgi, aktif bölge ile pasif bölgeyi birbirinden ayırır. Dış stabilite ise devrilme, kayma, taşıma gücü ve toptan göçme tahkiklerinde gerekli güvenlik düzeyinin elde edilmesi ile sağlanır. Dış stabilite ile ilgili tahkiklerine yapılmasında duvara etkiyen toprak itkileri, trafik yükleri, şev yükleri, dolgu yükleri, bitişik yapı temellerinden gelen yükler ve özel uygulamalarda su kuvvetleri göz önüne alınmalıdır.

Büyük yükseklikteki toprakarme duvarların söz konusu olduğu yerlerde donatıların boyları çok uzun olmaktadır. Bununla birlikte büyük duvar ağırlığı sebebiyle oturma miktarlarında da önemli seviyelerde olmaktadır. Bu oturmalar; dolgu içinde, doğal zemin seviyesinde ve betonarme panellerde kalıcı aşırı deformasyonlara sebep olmaktadır. Bu sorunları bertaraf etmek için toprakarme duvarlar palyeli olarak inşa edilebilir. Bu şekilde bir tasarım; yapısal, estetik, güvenlik, kazı ve dolgu miktarları açısından daha makuldür (Bhattacharjee, 2019). Palyeli toprakarme duvarların tasarımında, maksimum gerilme hattının belirlenmesi ve stabilite tahkiklerinin yapılması esastır. Duvarların birbirine etkisini değerlendirilmesi için palye mesafesi tespit edilir ve buna bağlı olarak maksimum gerilme hattı belirlenir (Şekil 1).



Şekil 1. Palyeli duvarlarda maksimum gerilme çizgisi (Elias, 2001)

Palyeli toprakarme duvarların davranışlarının incelenmesi için çok sayıda çalışma yapılmıştır. Leshchinsky ve Han (2004) tarafından yürütülen parametrik bir çalışmada, statik yükler altındaki düşük yükseklikte palyeli duvarın davranışına donatı uzunluğu, palye genişliği, dolgu kalitesi, donatı rijitliği, donatı çeşidi ve temel zemininin etkisi nümerik olarak incelemişlerdir. Sankey ve Soliman (2004) toprakarme dayanma yapıları ile ilgili yaptıkları çalışmada, güncel uygulamaların 40 m'den büyük yüksekliklere ulaştığı belirtmişlerdir. Bhattacharjee ve Amin (2019), toplam 6 m yüksekliğindeki palyeli toprakarme duvarın davranışını nümerik modellerle incelemişler ve bu nümerik modellerini de fiziksel bir modelle doğrulamışlardır. Donatılı toprakarme duvarların statik ve dinamik yükler altında davranışını, çeşitli araştırmacılar incelenmiştir (Ojha ve Chauhan, 2019; Srivastava ve Chauhan, 2020). Toprakarme duvarlarda ilgili yapılan nümerik ve deneysel araştırmalar genellikle bu tür duvarlar için düşük sayılabilecek yükseklikteki duvarlar üzerine yoğunlaşmıştır. Bu sebeple bu çalışmada, büyük yükseklikteki palyeli toprakarme duvarın davranışına palye genişliğinin etkisi nümerik olarak incelenmiştir.

2. NÜMERİK MODELLEME

Son yıllarda toprakarme duvarların tasarımında, nümerik yöntemler artan bir şekilde kullanılmaya başlanmıştır. Bu çalışmada, statik yükler altındaki palyeli toprakarme duvarın davranışına palye genişliğinin etkisini incelemek için PLAXIS 2D (2020) programı ile sonlu elemanlar modelleri geliştirilmiştir. Palyeli toprakarme duvarlarda, düzlem deformasyon koşulları geçerli olduğundan 2 boyutlu nümerik modeller oluşturuldu. 12 m yüksekliğinde palyesiz ve tek palyeli, çelik şerit donatılı ve betonarme panel kaplamalı toprakarme duvarın statik yükler etkisi altındaki davranışı incelendi.

2.1. Dolgu ve Anakaya Özellikleri

Son yıllarda çok sayıda araştırmacı tarafından zeminlerin mukavemet özelliklerin tahmini için tablolar, formüller ve grafikler önerilmiştir. Mukavemet özellikleri, stabilite analizleri ve nihai limit durum analizlerinde yeterli olmakla birlikte, servis limiti analizleri deformasyon özelliklerinin bilinmesine ihtiyaç duyar. Sonlu elemanlar yönteminde zeminlerin mekanik davranışı, model parametrelerinin kullanıldığı bünye denklemleriyle simüle edilir. Bu çalışmada dolgu zemini, pekleşmeli zemin malzeme modeli (The hardening soil model with small-strain stiffness: HSSMALL) kullanılarak modellenmiştir. Brinkgreve ve diğ. (2010) kum zeminlerin pekleşmeli zemin malzeme modeli (HSSMALL) parametreleri için regresyon analizleri ile elde ettiği, rölatif sıkılığa bağlı bağıntılar önermiştir. Dolgu malzemesinin %95 Proktor sıkılığında olması gerektiği değerlendirilerek model parametreleri belirlenmiştir (Tablo 2).

Tablo 2. Dolguya ait HSSMALL modeli parametreleri

Özellik	Birim	Değer
Tane özgül yoğunluğu, G_s	-	2.65
Kuru yoğunluk, $\rho_k (D_r=0.80)$	Mg/m ³	1.80
Doygun yoğunluk, $\rho_{doy} (D_r=0.80)$	Mg/m ³	2.12
Rölatif kompaksiyon	%	95
Kohezyon, c	kPa	0.1
İçsel sürtünme açısı, ϕ	Derece	38
Başlangıç boşluk oranı, e_{init}	-	0.47
Referans sekant modülü, E_{50}^{ref}	kPa	48000
Referans ödometre deformasyon modülü, E_{oed}^{ref}	kPa	48000
Referans yeniden yükleme modülü, E_{ur}^{ref}	kPa	144000
Küçük deformasyon kayma modülü, G_o^{ref}	kPa	114400
Kayma şekil değiştirme sınırı, $\gamma_{0.7}$	-	1.2×10^{-4}
Poisson oranı, ν	-	0.20
Gerilme bağılılık oranı, m		0.45
Genleşme açısı, ψ	Derece	9
Göçme oranı, R_f	-	0.90
Arayüz faktörü, R_{inter}	-	1.0

Toprakarme duvarın altında, zeminde oluşacak oturmalarından duvarın etkilenmemesi için kireçtaşı tabakası bulunduğu kabul edilmiştir. Kireçtaşı tabakanın modellenmesinde Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılmıştır. Tablo 3'te kireçtaşı tabakaya ait malzeme modeli parametreleri toplu olarak görülmektedir.

Tablo 3. Anakayaya ait Mohr-Coulomb modeli parametreleri

Özellik	Birim	Değer
Yoğunluk, ρ_{doy} ($D_r=0.80$)	Mg/m ³	2.5
Kohezyon, c	kPa	20
İçsel sürtünme açısı, ϕ	Derece	35
Deformasyon modülü, E	MPa	20000
Poisson oranı, ν	-	0.20
Arayüz faktörü, R_{inter}	-	1.0

2.2. Donatı ve Yüzey Kaplama Panelleri

Duvar yüksekliğinin büyük olması sebebiyle bu çalışmada galvaniz kaplı çelik şeritler kullanılacaktır. Karayolları Teknik Şartnamesi (2006), bu çelik donatılar için bazı performans kriterleri belirlemiştir. Bu şartnameye göre kullanılacak donatıların; yüksek aderanslı, sıcak daldırma-galvaniz kaplamalı ve yüksek çekme dayanımlı olması istenmektedir. Donatı olarak 60 mm genişliğinde 4 mm kalınlığında yüksek aderanslı toprakarme donatısı tercih edilmiştir. Yatay ve düşey doğrultuda donatı aralıkları 0.5 m olacak şekilde düzenleme yapılacaktır. Donatıların uzunluğu yaklaşık toplam duvar yüksekliğinin %70'i kadar seçilmiştir.

Yüzey kaplama elamanları olarak, betonarme prekast paneller kullanılacaktır. Duvar yüksekliğinin büyük olması sebebiyle 15 cm kalınlığında paneller kullanılacaktır. Tüm paneller, yüksek dolgu yüksekliği sebebiyle donatılı olarak teçhiz edilecektir. Donatı ve yüzey kaplama panellerin model özellikleri toplu olarak Tablo 4'te görülmektedir.

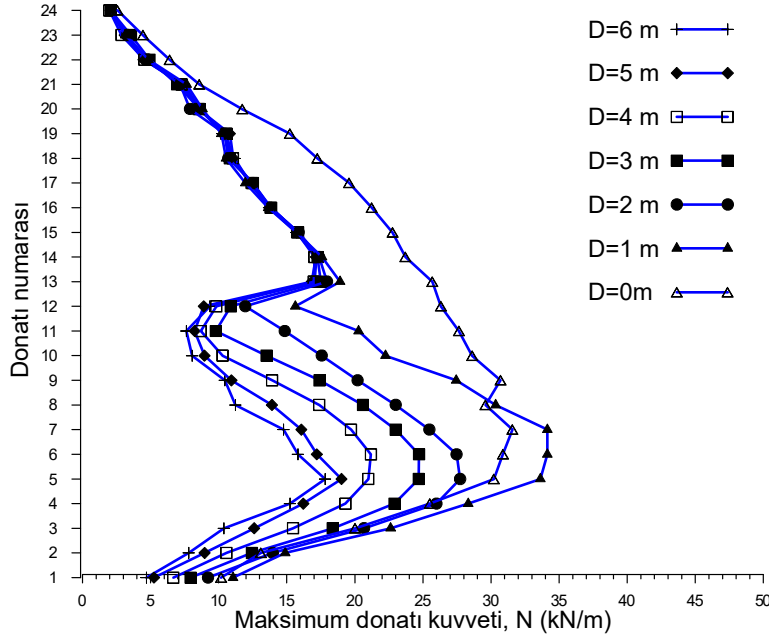
Tablo 4. Nümerik modeldeki donatı ve yüzey kaplama elemanlarına ait parametreler

Eleman Adı	EA (kN/m)	EI (kN/m ² /m)	w (kN/m/m)	Poisson Oranı (v)
Panel	4500000	8437.5	3.75	0.2
Donatı	85300	-	-	-

2.3. Nümerik Model

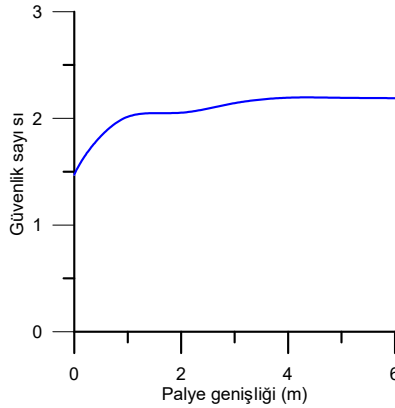
Bu çalışma kapsamında kullanılan malzemelerin özellikleri ile geometri Şekil 2'te görülmektedir. Palye genişliğinin toprakarme duvarın davranışını etkisini irdelemek için sadece bu genişlikte değişiklik yapılarak diğer tüm parametreler sabit tutulmuştur. Bu çalışmada; dolgu pekleşmeli zemin malzeme modeli ile anakaya ise Mohr-Coulomb malzeme modeli ile modellenmiştir. Bazı araştırmacılar tarafından yapılan nümerik çalışmalarda, malzeme modelinin kırılma öncesi davranışta etkili olduğu fakat kırılma yüzey ve güvenlik sayısı üzerinde sınırlı bir etkiye sahip olduğu belirtilmiştir (Dawson 1999; Leshchinsky ve Han, 2004). Nümerik modelleme PLAXIS 2D (2020) programı yardımıyla oluşturulmuş ve

arasında önemli farklılık oluşmaktadır. Palye seviyesinin hemen altındaki donatılardaki maksimum çekme kuvveti önemli ölçüde azalmakta ve artan derinlikle birlikte donatı çekme kuvvetleri de artmaktadır. Nümerik modelde toprakarme duvarın altına, dolguya göre çok rijit olan kireçtaşı tabaka modellenmiştir. Bu tabaka üzerindeki zeminin rahatça öne doğru hareketini kısıtladığı için duvarın alt kısmında donatı çekme kuvvetlerinde önemli miktarda azalmalar oluşmaktadır.



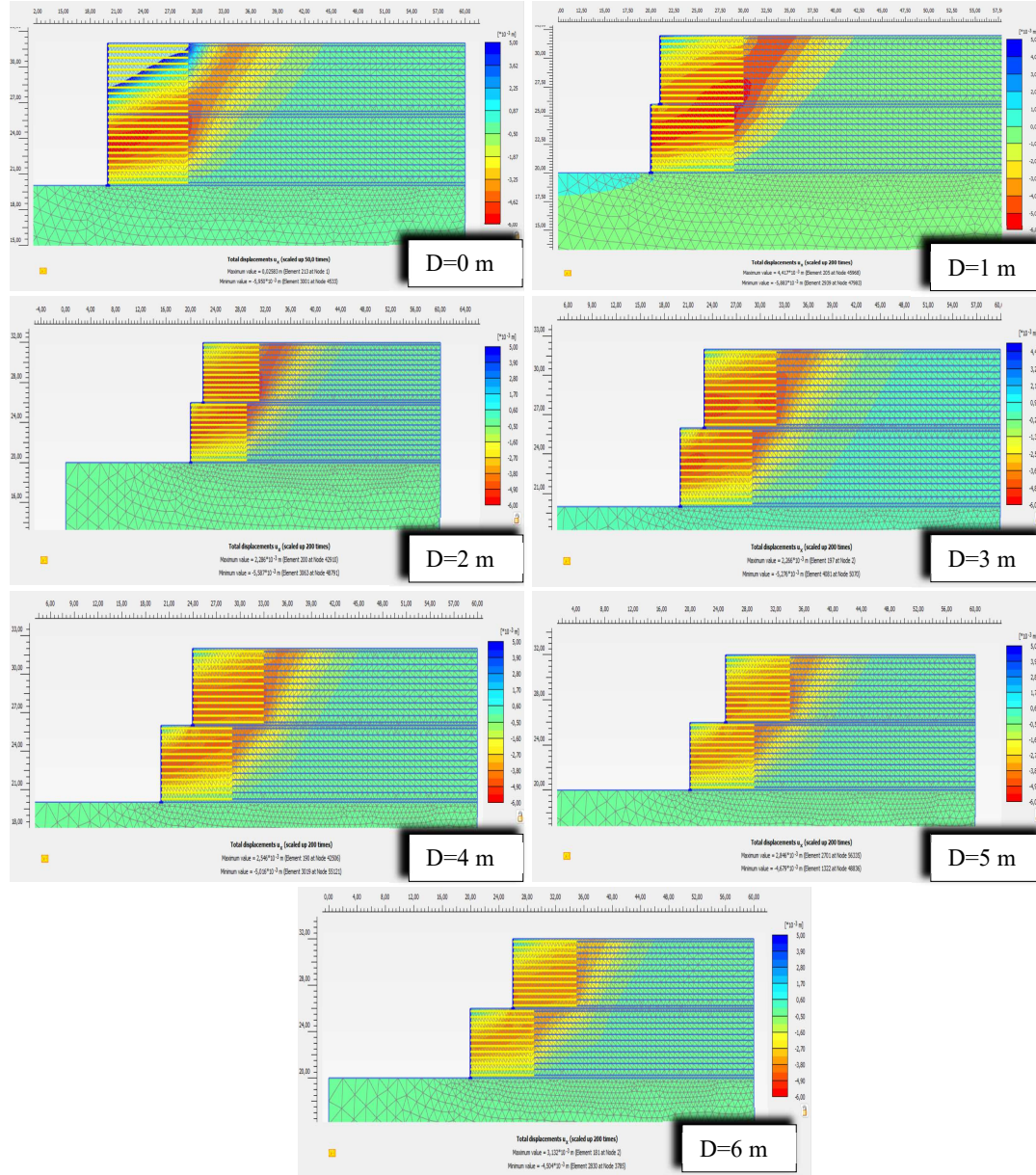
Şekil 3. Maksimum donatı çekme kuvvetlerinin palyle genişliğiyle değişimi

Toprakarme dayanma yapısına ait güvenlik sayısı ile palyle genişliğinin değişimi Şekil 4'te görülmektedir. Palyle genişliğinin artması ile güvenlik sayısı artmakta olup palyle genişliği D=3 m'den itibaren palyle genişliğinin etkisi ihmal edilecek seviyededir. Başka bir anlatımla, Palyle genişliğinin duvar toplam yüksekliğine oranı 3/12'den büyük olduğunda, artık palyle genişliği toptan göçmeye karşı güvenlik sayısı üzerinde ciddi bir etkisi olmamaktadır.



Şekil 4. Güvenlik sayısının palyle genişliği ile değişimi

Toprakarme dayanma yapısına ait yatay deplasman ile palye genişliğinin değişimi Şekil 5'te sunulmuştur. Palye genişliğinin artması ile duvarın yatay doğrultudaki deplasmanları azalmaktadır.



Şekil 5. Toprakarme duvarların palye genişliğine bağlı olarak yatay deplasmanları

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada, statik yükler altındaki tek palyeli toprakarme duvarın davranışına palye genişliğinin etkisini incelemek için sonlu elemanlar modelleri geliştirilmiştir. Palyeli toprakarme duvarlarda, düzlem deformasyon koşulları geçerli olduğundan 2 boyutlu nümerik modeller PLAXIS 2D (2020) yardımıyla oluşturuldu. 12 m yüksekliğinde geleneksel palyesiz ve tek palyeli, çelik şerit donatılı ve betonarme panel kaplamalı toprakarme duvarın statik yükler etkisi altındaki davranışı incelendi. Toprakarme dolgusunun modellenmesinde pekleşmeli zemin malzeme modeli (HSSMALL) ve alttaki anakaya tabakanın modellenmesinde Mohr-Coulomb modeli kullanıldı. Yapılan bu çalışmalardan aşağıdaki sonuçlar çıkarılmıştır:

- Tek palyeli toprakarme duvarlarda palye genişliği arttıkça maksimum donatı çekme kuvvetleri azalmaktadır. Bu azalma, belirli bir palye genişliğine kadar hızlı olmakta, bu genişlikten itibaren palye genişliğinin artmasının maksimum donatı çekme kuvvetleri üzerindeki etkisi ihmal edilebilecek seviyede olmaktadır.
- Sağlam anakaya üzerindeki toprakarme duvarların toptan göçme durumunda kırılma yüzeyleri dolgu içinde oluşmaktadır. Bu sebeple toptan göçmeye karşı güvenlik sayısı sadece toprakarme duvarın niteliğini yansıtmaktadır. Bu çalışmada palye genişliğinin artması ile toptan göçmeye karşı güvenlik sayısı artmıştır. Palye genişliğinin duvar toplam yüksekliğine oranı 3/12'den büyük olduğunda, artık palye genişliği toptan göçmeye karşı güvenlik sayısı üzerinde ciddi bir etkisi olmamaktadır.
- Palye genişliğinin artması, tek palyeli toprakarme duvarda yatay yöndeki hareketlerin azalmasına sebep olmuştur. Yani, büyük yükseklikteki toprakarme duvarların palyeli tasarlanmasıyla yatay yöndeki deplasmanları azaltmak mümkündür.

KAYNAKLAR

- AASHTO T-27, (2012). "Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregate" American Association of State Highway and Transportation Officials, USA.
- AASHTO T-90, (2020). "Standard Method of Test for Determining the Plastic Limit and Plasticity Index of Soils" Association of State Highway and Transportation Officials, USA.
- ASHTO T-104, (1999). "Standard Method of Test for Soundness of Aggregate by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate" Association of State Highway and Transportation Officials, USA.
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Engin H.K., (2000). "Validation of Empirical Formulas to Derive Model Parameters for Sands", Numerical Methods in Geotechnical Engineering, CRC Press, 1st Edition.
- Bhattacharjee, A., Amin, M. U., (2019). "Behaviour of Two-Tiered Geosynthetic-Reinforced Soil Walls", INAE Letters, 4, 91-100.
- Dawson, E. M., Roth, W. H., and Drescher, A., (1999). "Slope stability analysis by strength reduction." Geotechnique, 49(6), 835-840.

- Elias, V., Christopher, B.R., Berg, R.R., (2001). “FHWA-NHI-00-043: Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines”, Woodbury, USA.
- Karayolları Teknik Şartnamesi, (2006). Karayolları Genel Müdürlüğü, Ankara
- Güler, E., Çiçek, E., Demirkan, M.M., Hamderi, M., (2011). “Numerical Analysis of Reinforced Soil Walls with Granular and Cohesive Backfills Under Cyclic Loads”, Bull Earthquake Eng. 10:793–811.
- Leshchinsky, D., Han J., (2004). “Geosynthetic Reinforced Multitiered Walls” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130 (12).
- Ojha, R., Chauhan, V.B., (2019). “Performance of Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Walls”, In book: Sustainable Thoughts in Ground Improvement and Soil Stability, GeoMEast, Sustainable Civil Infrastructures, Springer, Cham
- Plaxis, (2020). Plaxis Materials Model Manual, Delft, Netherlands: Plaxis bv.
- Sankey, J., Soliman, A., (2004). “Tall Wall Mechanically Stabilized Earth Applications” Geo-Trans 2004: Geotechnical Engineering for Transportation Projects Los Angeles-California, USA.
- Srivastava, A., Chauhan, V.B., (2020). “Numerical Studies on two-tiered MSE Walls under Seismic Loading”, SN Appl. Sci. 2, 1625.