

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BİR DEMİRYOLU DOLGUSU ALTINDA OLUŞAN
OTURMALARIN FARKLI İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ
İLE SAYISAL OLARAK İNCELENMESİ

Müslim ERGEL

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Programı

Danışman

Dr. Öğr. Üyesi Murat TONAROĞLU

Eylül, 2024

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BİR DEMİRYOLU DOLGUSU ALTINDA OLUŞAN
OTURMALARIN FARKLI İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ İLE
SAYISAL OLARAK İNCELENMESİ

Müslim ERGEL tarafından hazırlanan tez çalışması 30.09.2024 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Programı **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak kabul edilmiştir.

Dr. Öğr. Üyesi Murat TONAROĞLU
Yıldız Teknik Üniversitesi
Danışman

Jüri Üyeleri

Dr. Öğr. Üyesi Murat TONAROĞLU, Danışman
Yıldız Teknik Üniversitesi

Dr. Öğr. Üyesi Murat Ergenokon SELÇUK, Üye
Yıldız Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. İlknur BOZBEY, Üye
İstanbul Üniversitesi Cerrahpaşa

Danışmanım Dr. Öğr. Üyesi Murat TONAROĞLU sorumluluğunda tarafımda hazırlanan BİR DEMİRYOLU DOLGUSU ALTINDA OLUŞAN OTURMALARIN FARKLI İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ İLE SAYISAL OLARAK İNCELENMESİ başlıklı çalışmada veri toplama ve veri kullanımında gerekli yasal izinleri aldığımı, diğer kaynaklardan aldığım bilgileri ana metin ve referanslarda eksiksiz gösterdiğimi, araştırma verilerine ve sonuçlarına ilişkin çarpıtma ve/veya sahtecilik yapmadığımı, çalışmam süresince bilimsel araştırma ve etik ilkelerine uygun davrandığımı beyan ederim. Beyanımın aksinin ispatı halinde her türlü yasal sonucu kabul ederim.

Müslim ERGEL



Aileme
ve
sevdiklerime

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans çalışmam boyunca bilgi ve birikimlerini paylaşarak bana yol gösteren danışmanım Dr. Öğr. Üyesi Murat TONAROĞLU'na teşekkürü bir borç bilirim.

Hayatım boyunca maddi ve manevi desteklerini benden esirgemeyen annem Çiğdem ERGEL'e, babam Abdullah ERGEL'e babaannem Mümine ERGEL'e ve dedem Mümin ERGEL'e teşekkür ederim.

Müslim ERGEL



İÇİNDEKİLER

SİMGE LİSTESİ	vii
KISALTMA LİSTESİ	ix
ŞEKİL LİSTESİ	x
TABLO LİSTESİ	xii
ÖZET	xiii
ABSTRACT	xv
1 GİRİŞ	1
1.1 Literatür Özeti	2
1.2 Tezin Amacı	28
1.3 Hipotez	29
2 ZEMİN İYİLEŞTİRME PROJESİ	30
2.1 Zemin Profili ve Özellikleri	30
2.2 Drenli Önyükleme Uygulaması	33
2.2.1 Dren Özellikleri ve Kurulumu	34
2.2.2 Geogrid	36
2.2.3 Dolgu Yapımı	37
2.3 Derin Karıştırma Uygulaması	39
3 SAYISAL MODELLEME	41
3.1 Sonlu Elemanlar Modeli	41
3.1.1 Mohr-Coulomb Modeli	42
3.1.2 Hardening Soil Modeli	45
4 YAPILAN ÇALIŞMALAR	47
4.1 Önyükleme Analizi	49
4.2 Dren Analizi	52
4.3 Drenli Önyükleme Analizi	55
4.4 Derin Karıştırma Analizi	61
5 SONUÇ	67
5.1 Sonuçlar	67
5.2 Öneriler	68

KAYNAKÇA

69

TEZDEN ÜRETİLMİŞ YAYINLAR

76



SİMGE LİSTESİ

OCR	Aşırı konsolidasyon oranı
r_e	Birim hücre yarıçapı
u	Boşluk suyu basıncı
r_s	Bozulma bölgesinin yarıçapını
D_{15}	Çap
D_{50}	Çap
D_{85}	Çap
H_e	Dolgu yüksekliği
γ_e	Dolgunun birim ağırlığı
n_1	Dren aralık oranı (birim hücre yarıçapı ile dren yarıçapı arasındaki oran)
d_s	Dren bozulma bölgesinin çapı
b	Dren genişliği
R	Dren kuyu direnci faktörü
r	Dren merkezinden ölçülen mesafe
a	Dren uzunluğu
H_{dren}	Dren uzunluğu
L	Drenin derinliği
d_w	Drenin eşdeğer çapı
d_e	Drenin etki çapı
S	Drenler arasındaki mesafe
r_k	Drenlerin kurulduğu zemin tipine göre belirlenen geçirgenlik anizotropisi
T_v	Düşey doğrultuda konsolidasyon için süre faktörü
c'	Efektif kohezyon
E	Elastisite modülü
K	Genel rijitlik matrisi
ϕ	İçsel sürtünme açısı
n_e	Kapsam faktörü (bozulma bölgesinin yarıçapı ile dren yarıçapı arasındaki oran)
τ	Kayma mukavemeti
H	Kil tabakasının toplam kalınlığı
c	Kohezyon

c_v	Konsolidasyon katsayısı
t_{95}	Konsolidasyonun 95%'lik değerinin tamamlanacağı süre
L_m	Maksimum değarj uzunluğu
d_m	Mandrelin eşdeğer çapı
ν	Poisson oranı
q_u	Serbest basınç mukavemeti
C_c	Sıkışma indisi
l_1	Stabilize zemin kolonlarının arasındaki mesafe
K_0	Sükünetteki yanal toprak basıncı
t	Süre
C_r	Tekrar sıkışma indisi
T_h	Yatay doğrultuda konsolidasyon için süre faktörü
R_f	Yenilme oranı
$\Delta\sigma'$	Yüzey yükü nedeniyle oluşan gerilme
s	Zemin oturması
e_0	Zeminin başlangıç boşluk oranı
e	Zeminin boşluk oranı
γ_{sat}	Zeminin suya doygun birim hacim ağırlığı

KISALTMA LİSTESİ

AOS	Görünen Açıklık Boyutu
DKM	Derin Karıştırma Metodu
PVD	Prefabrik Düşey Dren
SPT	Standart Penetrasyon Deneyi
USCS	Birleşik Zemin Sınıflandırma Sistemi



ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1 Önyüklemeden kaynaklanan oturma	3
Şekil 1.2 Prefabrik düşey drenlerde drenaj yolu mesafeleri	4
Şekil 1.3 Tipik PVD türü	5
Şekil 1.4 PVD uygulama aşamaları	8
Şekil 1.5 Tipik bir dolgunun gözlemlenme şeması	9
Şekil 1.6 PVD etki bölgesi çapı için gösterim	11
Şekil 1.7 Bant şeklinde düşey drenlerin eşdeğer çapının değerlendirilmesi.....	12
Şekil 1.8 PVD'lerin olası deformasyon modelleri	14
Şekil 1.9 Tipik deşarj kapasitesi değerleri	15
Şekil 1.10 Bozulma bölgesinin iki ve üç bölgeli modelinin şeması	19
Şekil 1.11 Bozulma bölgesinin içindeki geçirgenlik değişimi.....	20
Şekil 1.12 Bozulma bölgesi geçirgenliğinin parabolik dağılımı.....	20
Şekil 1.13 Derin karıştırma metodu imalat aşamaları.....	25
Şekil 1.14 İyileştirme türleri	27
Şekil 1.15 Stabilize zemin kolonu paternleri	28
Şekil 2.1 C-C' kesiti	30
Şekil 2.2 SPT değerlerinin derinlikle değişimi	31
Şekil 2.3 Killer için e_u/c_u oranı ile plastisite indeksi ve aşırı konsolidasyon oranı arasındaki ilişki	32
Şekil 2.4 Analizlerde kullanılan drenli önyükleme modeli	34
Şekil 2.5 Dren konumunun hizalanması	36
Şekil 2.6 Aks yükü diyagramı.....	39
Şekil 2.7 Analizlerde kullanılan derin karıştırma modeli	40
Şekil 3.1 Mohr-Coulomb göçme yüzeyi.....	43
Şekil 3.2 Drenajlı standart üç eksenli deney için E_0 ve E_{50}	44
Şekil 3.3 Mohr dairesi.....	45
Şekil 3.4 Hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi	46
Şekil 4.1 İdealleştirilmiş zemin profili.....	48
Şekil 4.2 Toplam yerdeğiştirme u_y (7.gün).....	49
Şekil 4.3 Toplam yerdeğiştirme u_y (21.gün).....	50
Şekil 4.4 Toplam yerdeğiştirme u_y (35.gün).....	50
Şekil 4.5 Toplam yerdeğiştirme u_y (111.gün).....	51
Şekil 4.6 Toplam yerdeğiştirme u_y (7.gün).....	52

Şekil 4.7 Toplam yerdeğiştirme u_y (21.gün).....	53
Şekil 4.8 Toplam yerdeğiştirme u_y (35.gün).....	53
Şekil 4.9 Toplam yerdeğiştirme u_y (49.gün).....	54
Şekil 4.10 Toplam yerdeğiştirme u_y (7.gün).....	55
Şekil 4.11 Toplam yerdeğiştirme u_y (21.gün).....	56
Şekil 4.12 Toplam yerdeğiştirme u_y (35.gün).....	56
Şekil 4.13 Toplam yerdeğiştirme u_y (49.gün).....	57
Şekil 4.14 Toplam yerdeğiştirme u_y (139.gün).....	58
Şekil 4.15 Toplam yerdeğiştirme u_y (169.gün).....	58
Şekil 4.16 Toplam yerdeğiştirme u_y (169.gün tren etkisi dahil)	59
Şekil 4.17 Toplam yerdeğiştirme u_y (1474.gün/uzun dönemde)	60
Şekil 4.18 Toplam yerdeğiştirme u_y (7.gün).....	62
Şekil 4.19 Toplam yerdeğiştirme u_y (21.gün).....	62
Şekil 4.20 Toplam yerdeğiştirme u_y (35.gün).....	63
Şekil 4.21 Toplam yerdeğiştirme u_y (49.gün).....	64
Şekil 4.22 Toplam yerdeğiştirme u_y (49.gün tren etkisi dahil).....	64
Şekil 4.23 Analizlerin karşılaştırılması.....	66

TABLO LİSTESİ

Tablo 1.1	Deforme olmuş drenin deşarj kapasitesindeki azalma yüzdeleri	15
Tablo 1.2	PVD deşarj kapasiteleri için tavsiye edilen değerler.....	16
Tablo 1.3	Önerilen bozulma bölgesi parametreleri	21
Tablo 1.4	Kuyu direnci indekslerinin özeti	22
Tablo 2.1	Farklı zeminler için önerilen β' değerleri	32
Tablo 2.2	Farklı zeminler için ortalama k değerleri	33
Tablo 2.3	PVD tasarım parametreleri.....	35
Tablo 2.4	Dolgu özellikleri.....	38
Tablo 2.5	Dolgu yapım adımları	39
Tablo 4.1	İdealleştirilmiş zemin katmanlarının özellikleri.....	48
Tablo 4.2	Oturma değerleri (önyüklem analizi)	51
Tablo 4.3	Oturma değerleri (sadece dren analizi)	54
Tablo 4.4	Oturma değerleri (drenli önyüklem analizi).....	61
Tablo 4.5	Oturma değerleri (derin karıştırma)	65

Bir Demiryolu Dolgusu Altında Oluşan Oturmaların Farklı İyileştirme Yöntemleri ile Sayısal Olarak İncelenmesi

Müslim ERGEL

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yüksek Lisans Tezi

Danışman: Dr. Öğr. Üyesi Murat TONAROĞLU

Aşırı oturmalar, hem üst yapı hem de çevre yapılar açısından ciddi tehlikeler teşkil etmektedir. Bu oturmaların temel sebepleri, zeminin taşıyamayacağı yapı yüklerine maruz kalması ya da yeraltı su seviyesinin indirilmesi olabilir. Oturma, kohezyonlu zeminler için, genellikle yük altında zemin içindeki suyun bir miktarının dışarı çıkmasıyla meydana gelen boşluk hacminin azalması ve zemin danelerinin birbirine yaklaşması sonucu ortaya çıkan düşey deformasyon olarak tanımlanır (konsolidasyon oturması). Oturma mertebesi, maruz kalınan yük ile süre arasındaki ilişki ile belirlenir. Süre, inşaat planlamasında en önemli faktörlerden birisidir. Özellikle, ince daneli suya doymuş yumuşak zeminlerde, yapı yükü ve/veya sürşarj kaynaklı aşırı oturma problemleri inşa faaliyeti başlamadan önce elimine edilmelidir.

Bu amaçla; özellikle ince daneli suya doymuş zeminlerde, zeminin maruz kalacağı yapı yükünden dolayı oluşması olası oturma miktarı eğer aşırı oturma oluşma olasılığını ortaya koyuyorsa, değer kabul edilebilir değerlere getirilecek şekilde, ya

yük azaltılmalı ya yapı boyutu değiştirilmeli ya da zeminin iyileştirilmesi gerekmektedir. Zemin iyileştirme yöntemi uygulanacaksa, literatürde yer alan yöntemlerden birisi ya da birkaçı, zemin cinsi ve sınıfı dikkate alınarak uygulanabilir.

Bu çalışmada, bir demiryolu dolgusu altındaki zeminde meydana gelen oturma durumu, önyükleme, prefabrik düşey dren, prefabrik düşey drenli önyükleme ve derin karıştırma metodları için sayısal analizlerle incelenmiştir. İdealize edilmiş zemin profili, sahada gerçekleştirilen sondajlar sonucunda belirlenmiş; profildeki zeminlerin özellikleri ise arazi ve laboratuvar deneyleri ile tespit edilmiştir. Sayısal analizlerde kullanılan dren, geogrid ve dolgu özellikleri, sahada uygulanan proje değerleriyle uyumlu olarak seçilmiştir. Tüm analizler, Plaxis 2D programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

Gerçekleştirilen sayısal analizlerin sonuçlarına göre; hem prefabrik düşey drenler ile önyükleme hem de derin karıştırma metodu uygulamasının, oturma değerlerini düşürdüğü görülmüştür. Ayrıca, sahada uygulanan iyileştirme yöntemi ile arazide elde edilen değerler ile bu çalışmada gerçekleştirilen sayısal analizler sonucunda elde edilen değerler karşılaştırılmış ve her iki değer arasında dikkat çekici bir yakınlık belirlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Prefabrik dren, önyükleme, derin karıştırma, yumuşak zeminler, plaxis

The Investigation of Different Improved Methods for the Settlement Under a Railway Embankment by Numerical Analyses

Müslim ERGEL

Department of Civil Engineering

Master of Science Thesis

Supervisor: Assist. Prof. Dr. Murat TONAROĞLU

Excessive settlements pose serious risks to both the proposed and the existing structures. The main reasons for these excessive settlements may be that soil layers are subjected to external loads that it cannot carry or the groundwater level is lowered. Settlement, for cohesive soils, is generally defined as the vertical deformation resulting from the reduction of the pore volume caused by the drainage of some of the water in the soil under load and so solids are closer to each other (consolidation settlement). The rate of settlement is determined by the relationship between the load and the duration. Duration is one of the most important factors in construction planning. Particularly, in fine-grained, saturated soft soils, excessive settlement-related problems due to structural load and/or surcharge must be eliminated before construction work is started.

For this purpose; particularly in fine-grained saturated soils, if the amount of settlement that is likely to occur due to the building load to which the soil will be subjected indicates the possibility of excessive settlement, either the load should be

reduced, the building size should be changed, or the soil should be improved to achieve the value to acceptable values. If a soil improvement method is to be applied, one or more of the methods in the literature can be applied, taking into account the soil type and class.

In this study, the settlement-related condition occurring in the soil under a railway embankment was investigated by numerical analyses for preloading, prefabricated vertical drain, preloading with prefabricated vertical drain and deep mixing methods. The idealized soil profile was determined as based on bore-holes carried out in the field; the properties of the soils in the profile were determined by in-situ and laboratory tests. The needed material properties for drain, geogrid and embankment used in the numerical analyses were selected to be compatible with the values in the project implemented in the site of interest. All the analyses were performed by using Plaxis 2D program.

According to the results of the numerical analyses performed, it was observed that the application of both preloading with prefabricated vertical drains and deep mixing method reduced the settlement values. In addition, in this study, it has been shown that the final settlement value obtained from the numerical analyses carried out for the soil improvement technique applied in the field and the final settlement value realized in the field are quite close.

Keywords: Prefabricated drain, preloading, deep soil mixing, soft soils, plaxis

1 GİRİŞ

İnşa faaliyetlerinde, süreç içerisinde karşılaşılabilecek problemlerin önceden belirlenmesi ve bu problemlerin elimine edilmesi için gerekli tedbirlerin alınması oldukça önemlidir. Zemin kaynaklı, temel göçmesi, şev göçmesi, istinat yapısı göçmesi gibi problemlerin, bu nedenle önceden belirlenmesi gerektiği gibi; bu problemlere sebep olacak zemin özelliklerinin de oldukça iyi bir şekilde belirlenmesi gereklidir. Örneğin suya doymuş kohezyonsuz gevşek bir zeminin sıvılaşma riski taşıyacağı bilindiğinden, sahada böyle bir zemin varsa, inşa öncesinde bu durumun kritik edilerek gerekli önlemlerin alınması gereklidir. Ya da suya doymuş kohezyonlu (kil ya da plastik silt) bir zeminin oturma problemlerine sebep olacağı bilindiğinden, sahada böyle bir zemin varsa inşa öncesinde bu durum belirlenerek gerekli tedbirler alınmalıdır.

Benzer dikkat, elbette yol inşası için de geçerlidir. Gerek bir karayolu, gerek bir demiryolu gerekse bir uçak pisti inşası için hem yol dolgusu hem de yol dolgusu altındaki zeminin durum ve özellikleri inşa aksiyonu açısından öncelikle olarak değerlendirilmelidir. Bu nedenle, hem bu faaliyetlerde kullanılacak dolgunun şartnamelerde belirtilen kriterlere uygun inşa edilmesi, hem de temel zemininin yeterli mukavemet ve oturma kriterlerini sağlamaması durumu mutlak dikkatle incelenmeli ve gerekli hesaplamalar yapılmalıdır.

Diğer ulaşım seçenekleri arasında; demiryolu da günümüzde oldukça önem kazanmıştır. Nüfus yoğunluğunun artması, taşıt yoğunluğunun artması gibi etkenler raylı taşımacılığın daha cazip bir hale gelmesine neden olmaktadır. Dolayısıyla, demiryolu inşa faaliyetleri, inşaat mühendisliği uygulamaları arasında günümüzde oldukça öne çıkmaktadır. Gerek canlı yük, gerekse cansız yük taşımada kullanılan raylı sistemler için gerekli projelendirme aşamasında; oluşması olası problemleri inşa öncesinde elimine etmek için zemin iyileştirme yöntemleri tercihini kullanmak, alternatifler arasında ön sıralarda yer almaktadır. Bu çalışmada, bu yöntemlerden, önyükleme, düşey dren, düşey drenli önyükleme (arazide uygulanan yöntem) ve derin karıştırma yöntemi çalışılmıştır.

1.1 Literatür Özeti

Suya doymun, yumuşak ve kohezyonlu zemin tabakaları üzerinde gerçekleştirilen inşaat faaliyetleri sırasında ve özellikle de sonrasında, önemli geoteknik problemler çıkabilmektedir. Bu problemler, yumuşak zeminlerin yüksek boşluk oranlarına sahip olmasından dolayı zayıf mühendislik karakteristiği sergilemesinden kaynaklanmaktadır. Yumuşak zeminlerin taşıma kapasitesi düşüktür ve yük altında aşırı oturma gösterebilirler. Bu tür zeminlerde oturma değerlerinin yüksek olması ve konsolidasyon sürecinin uzunluğu, önemli bir problem olarak değerlendirilmektedir. Ayrıca, düşük mukavemet nedeniyle yumuşak zemin tabakaları üzerinde inşa edilen mühendislik yapılarında –örneğin dolgularda- stabilite problemleri oluşmaktadır. Bu nedenle, sahadaki zeminlerin davranışlarının doğru bir şekilde analiz edilmesi, detaylı laboratuvar ve arazi deneyleri ile gerekli geoteknik parametrelerinin belirlenmesi ve bu incelemelerin sonucunda bir zemin iyileştirme yöntemi kullanılması gerektiği anlaşılırsa tercih doğru gerçekleştirilmelidir. Zemin kaynaklı sorunların üstesinden gelmek için aşağıdaki iyileştirme teknikleri gibi yöntemler kullanılabilir:

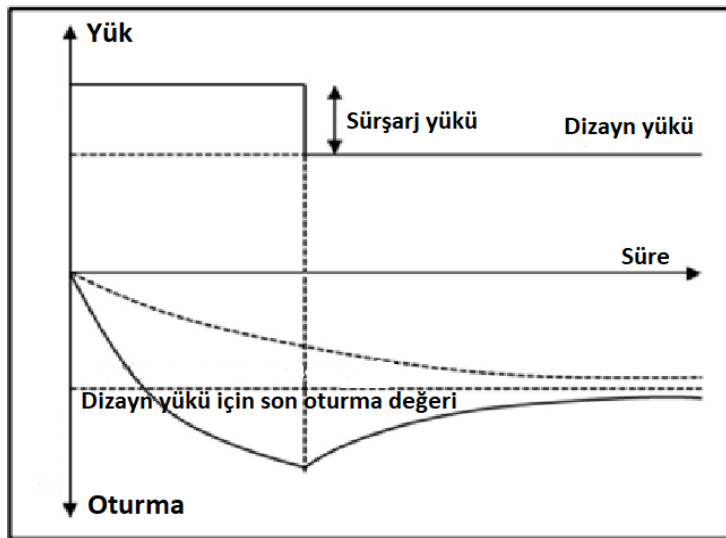
- Mühendislik özellikleri elverişsiz zeminlerin kazılması
- Mühendislik özellikleri elverişsiz zeminlerin kazılarak; uygun mühendislik özelliklerine sahip zeminlerle sahada kontrollü sıkıştırılmış dolgu inşa edilmesi
- Taş ve/veya granüler kolon uygulaması
- Jet grout uygulaması
- Derin karıştırma yöntemi uygulaması
- Derin temel uygulaması
- Geosentetik (geotestil-geogrid) kullanımı uygulaması
- Önyükleme uygulaması
- Düşey dren uygulaması

1.1.1 Önyükleme

Bu yöntem, yumuşak zeminlerde yaygın olarak kullanılan bir zemin iyileştirme tekniği olup, zemin yüzeyine önceden bir yük uygulayarak zemin tabakasını yeterli derinliğe kadar konsolide etmeyi amaçlamaktadır (Smiles & Poulos, 1969). Yumuşak zeminlere uygulanan yükler altında oluşacak konsolidasyon hızı, zeminlerin permeabilite katsayısına ve drenaj mesafesine bağlıdır (Terzaghi, 1923). Geleneksel olarak, önyükleme yöntemi, bir dolgu malzemesi kullanılarak yumuşak zeminler üzerinde uygulanmaktadır.

Temel amaç, projelendirilmiş yapı nedeniyle arazide oluşması olası yüksek ve/veya kabul edilemeyecek mertebedeki ve aynı zamanda uzun süreli oturma değerlerini, yapı inşasından önce elimine ederek, yapının hem daha güvenli; hem de daha hızlı inşa edilmesine olanak sağlamaktadır.

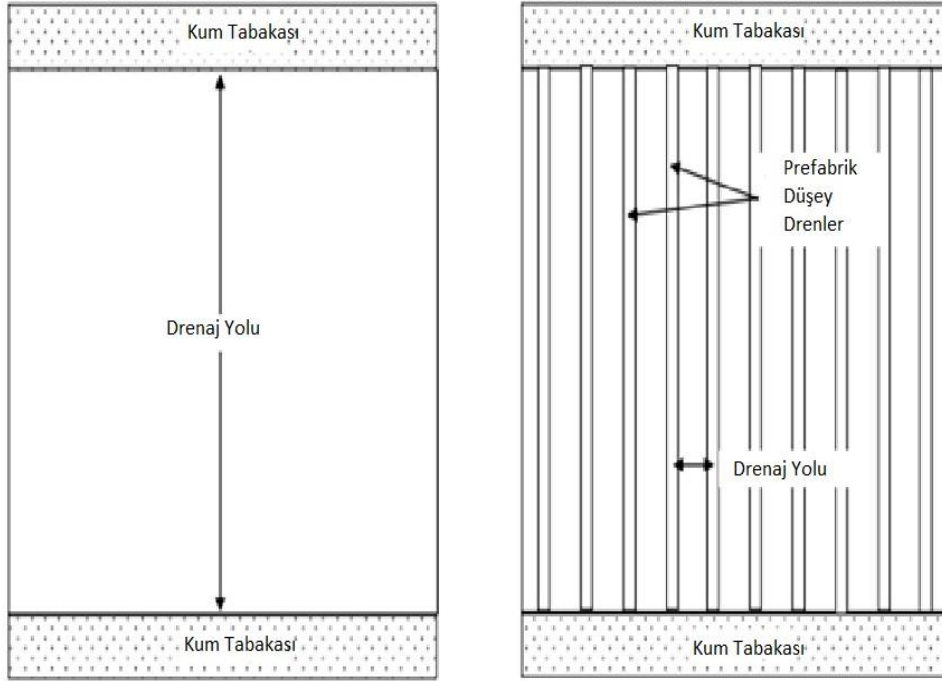
Ayrıca, Şekil 1.1’de gösterildiği gibi, önyükleme süresinin uzatılması veya önyükleme miktarının artırılması, ikincil konsolidasyon oturmalarını önemli ölçüde azaltabilir veya tamamen ortadan kaldırabilir (Chu vd., 2004). İkincil konsolidasyon oturmalarındaki bu azalma, geoteknik tasarım üzerinde olumlu etkiler sağlayacaktır. Geleneksel önyükleme yönteminin en önemli dezavantajlarından birisi, inşaat aksiyonu için kabul edilemeyecek derecede zaman alıcı olabilmesidir. Bu sorunu aşmak amacıyla, oturma sürecini hızlandırmak için vakumlu önyükleme ve düşey drenaj sistemleri gibi alternatif yöntemler geliştirilmiştir



Şekil 1.1 Önyüklemeden kaynaklanan oturma (Stapelfeldt, 2006)

1.1.2 Prefabrik Düşey Drenlerle Önyükleme

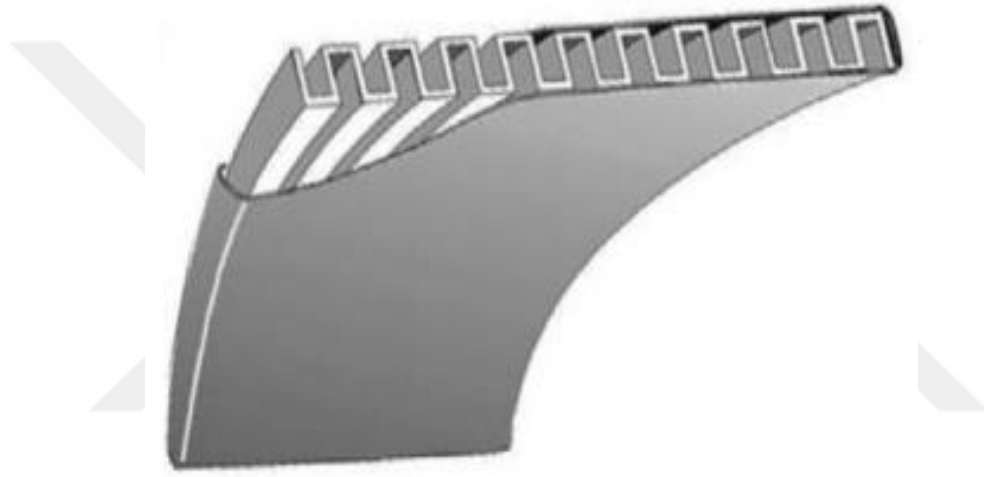
Düşey drenlerle desteklenen önyükleme, yumuşak zemin tabakalarının iyileştirilmesinde yaygın bir teknik olarak kullanılmaktadır. Düşey dren uygulaması konsolidasyonu hızlandırmak amacıyla, genellikle önyükleme metodu ile birlikte uygulanmaktadır. Bu yaklaşım, suyun sadece düşey yönde değil, aynı zamanda yanal yönde de hareket etmesini sağlar; böylece, drenaj tabakası çeşitliliği ve drenaj mesafesi azalır; konsolidasyon süreci hızlandırılır (Şekil 1.2).



Şekil 1.2 Prefabrik düşey drenlerde drenaj yolu mesafeleri (Smith ve Rollins, 2007)

Düşey drenler ile ilgili çalışmalar uzun yıllardır devam etmektedir. Örneğin, Kjellman (1937), kağıt malzemeden “card-board drain” olarak adlandırılan bir düşey dren imal etmiştir. Kjellman, 5 metre uzunluğunda drenler kullanarak bir saha testi gerçekleştirmiştir. Porter (1939), Barron (1948) ve tekrar Kjellman (1948) tarafından düşey drenlerin konsolidasyon süreci üzerindeki etkileri araştırılmıştır. 1960'larda Japonya'da, Aboshi (1965) öncülüğünde geliştirilen yeni kuyu açma makineleri sayesinde prefabrik düşey dren uygulaması gerçekleştirilmiştir. Bu makineler, 26 metre uzunluğunda kuyu açma kapasitesine sahip olup, Aboshi ve diğer araştırmacılar tarafından 1963 yılında Hiroşima'da Mazda Otomobil Şirketi ve Nippon Kokan Şirketi için toplam 10 milyon m²'lik bir araziyi stabilize etmek

amacıyla kullanılmıştır (Aboshi vd., 1969). Bu uygulamalar, PVD'lerin dünya çapındaki ilk pratik kullanımları arasında yerini almıştır. Yöntem genel olarak olumlu sonuçlar vermiştir. 1970'lerde Akzo tarafından tanıtılan ilk sentetik bant drenaj sisteminden itibaren, çeşitli ticari adlarla sunulan birçok prefabrik bant tipi drenler geliştirilmiştir. Tipik bir prefabrik düşey dren (PVD), Şekil 1.3'te gösterilmektedir. Son yıllarda, geosentetik malzeme üretim tekniklerindeki gelişmeler, prefabrik bant drenlerin kullanımında hızlı bir artışa neden olmuştur. Modern prefabrik dren sistemlerinde, geotekstillerin manşon üretiminde kullanılması, yüksek çekme kapasitesi ve güvenilir performans sağlama özellikleri sayesinde önemli bir katkı sağlamıştır.



Şekil 1.3 Tipik PVD türü (Das, 1983)

Yukarıda da bahsedildiği gibi, PVD, suya doymun ve düşük mukavemetli yumuşakkohezyonlu zeminlerde birincil konsolidasyon oturması süresini azaltmak için ideal bir çözümdür (Holtz, 1987, Bergado vd., 1990, Bergado vd., 1993a, Bergado vd., 1993b, Bergado vd., 1996, Bergado vd., 2002, Li ve Rowe, 2001, Arulrajah vd., 2004, Bo, 2004, Chai vd., 2004, Chai vd., 2008, Chu vd., 2004, Chu vd., 2006, Rowe ve Li, 2005, Indraratna ve Chu, 2005, Shen vd., 2005, Abuel-Naga vd., 2006, Rowe vd Taechakumthorn, 2008). PVD'ler, suyun hızlıca drene olabilmesi için tasarlanmış olup, suyun hareketini sağlayan bir çekirdek ve zemin partiküllerinin drenaj yoluna geçişini engelleyen bir geotekstil filtreden oluşur. PVD'in hızlı kurulumu ve ekonomik verimliliği, bu sistemlerin performansını artırmakta ve önyükleme işlemini tamamlamak için gereken süreyi kısaltmaktadır. Bu nedenle, PVD'ler, önyükleme metodu ile birlikte kullanılarak,

uzun süreli ve/veya aşırı oturma oluşma olasılığı olan zeminlerde, inşa faaliyetinin güvenli bir şekilde gerçekleştirilebilmesi için, bu problemlerin önceden elimine edilmesini sağlamaktadır. Uygulamada dikkate alınması gereken tasarım değişkenleri, dren aralığı, dren uzunluğu, uygulama süresi, önyük değeri ve mertebesi olarak belirlenebilir. Bu tasarım parametreleri, saha boyutları, zemin profili, hedeflenen oturma ve izin verilen maksimum süre gibi faktörlere bağlı olarak belirlenmektedir. Bununla birlikte, dren aralığı genellikle 1-2 metre arasında değişirken, pratikte 1.2-1.3 metrelik bir aralık çoğu tasarım için yeterli kabul edilmiştir. Daha yakın dren aralıkları, üst üste binen bozulma bölgeleri nedeniyle yeteri etkinliğe sahip olmamaktadır.

Li ve Rowe (2001) ve Rowe ve Taechakumthorn (2008) tarafından gerçekleştirilen sayısal çalışmalar, PVD'in geosentetik takviyeli dolgu ile birlikte kullanımının dolgu stabilitesini artırdığını ve dolgu yapım sürecini hızlandığını göstermiştir. Ancak, bu çalışma sonuçları yalnızca yumuşak kohezyonlu zeminler için geçerli olup; mevcut bulgular simülasyon analizine dayanmaktadır.

Indraratna vd. (2007), büyük dolgular altındaki çoklu drenaj koşullarını tahmin etmek amacıyla, PVD kullanımına ilişkin bir 2D model çalışmıştır.

Bo vd. (2015), PVD malzemelerinin drenaj kapasitesini etkileyen çeşitli faktörleri, deneysel olarak incelemiştir. Bu çalışmada, boyut, hidrolik eğim, test süresi, zemin türü ve düşey drenlerde oluşması olası deformasyonlar gibi faktörlerin etkileri çalışılmıştır.

Sinha vd. (2009), PVD kullanımının konsolidasyon hızı üzerindeki etkisini araştırmış ve bekleme sürecinin %77 ile %43 kadar azaldığını belirtmiştir.

Ye vd. (2015), zemin-çimento kolonları ve PVD kullanımı ile yumuşak zeminler için bir iyileştirme yöntemini araştırmışlardır. Araştırmacılar, zemin-çimento kolonları ile PVD kombinasyonunun yumuşak zeminlerin konsolidasyon sürecini hızlandığını ve PVD aralığının artık boşluk suyu basıncı üzerinde minimal bir etki oluşturduğunu göstermiştir.

Sakleshpur vd. (2018), yumuşak zeminler için bir iyileştirme yöntemi olarak PVD üzerine bir çalışma gerçekleştirmiştir. Bu çalışmada, PVD'nin konsolidasyon oturmasını hızlandığı ve vakum, elektro-osmoz veya termal teknikler gibi ek yöntemler kullanmadan kısa sürede oturma miktarını artırdığı gözlemlenmiştir.

1.1.2.1 PVD Kurulumu

PVD kurulum süreci için gerekli ekipmanlar basitçe; ana makine olarak kullanılan ekskavatör, lider, mandrel, drenaj ekipmanı, ölçüm aletleri, forklift, buldozer ve kaynak ekipmanlarını kapsamaktadır. Bu ekipmanlar arasında, kurulum işlemi açısından en kritik araçlar mandrel ve liderdir.

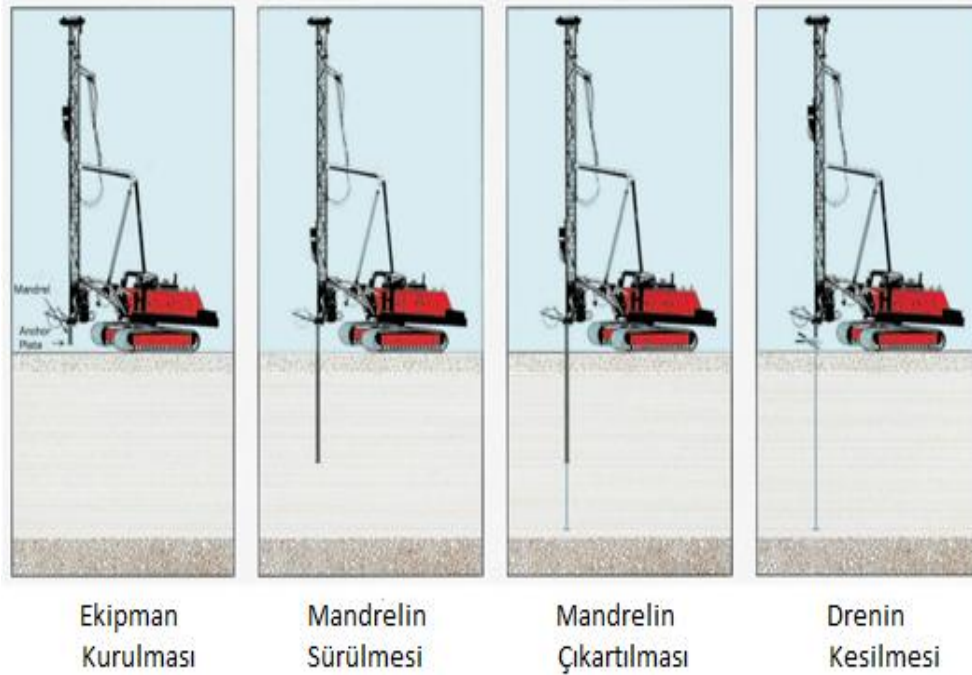
Mandrel, PVD'lerin yumuşak zeminlere sürülmesinde kullanılan 60 x 120 mm ebatlarında çelikten yapılmış içi boş bir halkadır. Mandrel kullanımı, kurulum sırasında mevcut zemine verilen zararı minimize ederek dreni kurulum sürecinde olası hasarlardan korur. Farklı türleri mevcut olup, bunlar arasında dikdörtgen, kare, eşkenar dörtgen ve dairesel formlar sayılabilir. Bununla birlikte, dairesel ve kare mandreller günümüzde nadiren kullanılmaktadır. Zeminin örselenmesini en aza indirmek amacıyla genellikle daha küçük boyutlu mandreller tercih edilmektedir. Eşkenar dörtgen mandreller, küçültülen boyutları sayesinde daha az bozulmaya yol açarken; bu durum, çok yumuşak ile yumuşak zeminlerde sığ derinliklere penetrasyon sağlamak için uygun olabilmektedir. Mandrel seçiminde, düzenli kontrol ve bakım oldukça önemlidir. Örneğin, mandrel ucunun aşınmaması gerekir. Aşınma düşeylikte sapmalara neden olabilir.

Lider, özel olarak hazırlanmış bir eleman olup, ana makineye bağlanarak kullanılmaktadır. Mandreli desteklemek ve sürmek için özel donanımlı bir vinç lidere entegre edilir. Liderler, drenaj elemanını sabitlemek ve zeminin mandrele girmesini önlemek için yeterli dayanıklılıkta olmalıdır. Projelerde genellikle iki ana lider tipi kullanılmaktadır (çelik çubuklar ve esnek metal plakalar). Her iki tip lider için de avantaj ve dezavantajlar bulunmaktadır. Çelik çubuklar, daha küçük boyutları nedeniyle bozulmayı en aza indirir ve çelik çubuğun takılabileceği konik uçlu daha küçük mandreller için uygundur. Öte yandan, esnek metal plakalar daha fazla bozulma yaratmasına rağmen büyük boyutlu mandreller için uygundur. Bozulma bölgesinin oluşumu, seçilen mandrellerin ve liderin boyutuna ve şekline bağlı olarak değişkenlik göstermektedir.

PVD kurulumu genellikle, statik ve dinamik yöntemler olmak üzere iki ana yöntemle gerçekleştirilir. Statik yöntemde, mandrel zemin tabakasına itilir. Dinamik yöntemde ise, mandrel zemine titreşim yoluyla veya üzerine bir ağırlık (hammer) düşürülerek sürülür. Zemine titreşim uygulandığında, zemin içerisindeki

boşluk suyu basıncında bir artış olacağı, ya da titreşim etkisiyle başka problemler oluşabileceği işlem öncesinde değerlendirilmeli ve gereken mühendislik önlemleri alınmalıdır.

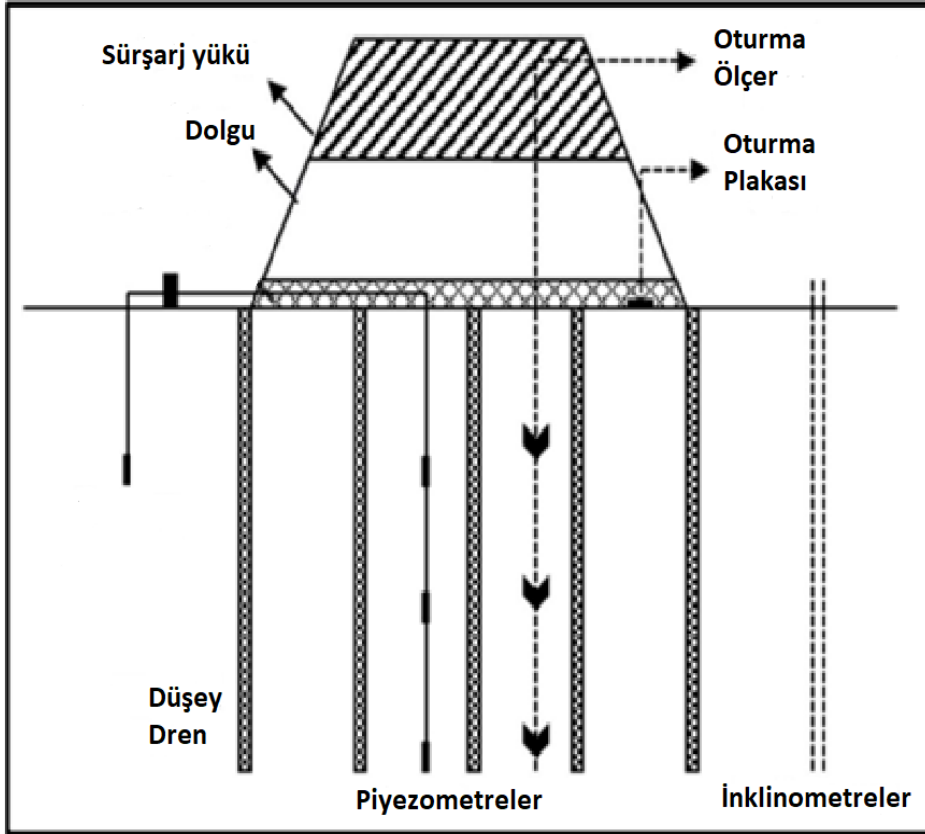
PVD'in kurulum süreci, saha hazırlıkları ile başlamaktadır. İlk olarak, sahadaki yüzey kirliliği ve bitki örtüsü temizlenip ardından drenlerin verimli bir şekilde suyu drene edebilmesi için uygun bir ortam sağlanır. Bu amaçla, zemin üzerine kum serilir. Kurulum aşamasında, operatör lideri, dren konumuna hizaladıktan sonra, yaklaşık 30 cm uzunluğunda PVD, mandrelden çekilerek lider plakasının etrafına sarılır. Sarılmış drenin katlanmış ucu, mandrelin tabanına dayanacak şekilde geri çekilir. PVD'in sertliği, katlanmış kısmın çelik lider plakasına sıkıca sabitlenmesini sağlar. Ana makinenin hidrolik motorları, mandreli belirlenen derinliğe itmek üzere vinci çalıştırır. Bu işlem sırasında, operatör, kabin içindeki bir ekranda dren derinliğini izleyebilir. Belirlenen derinliğe ulaşıldığında, işlem tersine çevrilir ve mandrel zeminden çekilir. Mandrel yükselirken, dren, lider plakası aracılığıyla sürülen derinlikte kendini kilitlet. Mandrel zemin yüzeyine ulaştığında, dren zemin seviyesinden yaklaşık 15 cm ile maksimum 25 cm yukarıda kesilir. Bu aşamalar, American Wick Drain Corporation (AWD) tarafından Şekil 1.4'deki gösterilmektedir. Bu aşamadan sonra önyükleme sürecine geçilir.



Şekil 1.4 PVD uygulama aşamaları

1.1.2.2 PVD Gözlemi

Peck (1969), tarafından tanıtılan gözlemsel yöntem, geleneksel tasarım yaklaşımlarına alternatif bir yaklaşım sunmaktadır. Bu yöntem, geoteknik davranışların tahmin edilmesinin zor olduğu durumlarda uygulanmaktadır. Özellikle büyük ölçekli projelerde, önyükleme süreci sırasında sahada gözlemler yapmak, PVD'in performansının inşaat öncesi tahminlere uygunluğunu sağlamak açısından kritik öneme sahiptir. PVD destekli önyükleme tekniği kullanılarak bir dolgunun inşasını gözlemek için gerekli tipik araç şeması Şekil 1.5'te gösterilmektedir. Bu süreçte oluşması olası yanal ve düşey deplasmanlar, eğim ölçerler ve yüzey plakaları ile ölçülürken, boşluk suyu basıncını izlemek amacıyla piyezometreler kullanılmaktadır. Benzer şekilde, örneğin Bo (2004), geoteknik ekipmanlar aracılığıyla arazi performansı ölçümleri, konsolidasyon derecesi değerlendirmesi ve performans analizleri üzerine bir çalışma gerçekleştirilmiştir.



Şekil 1.5 Tipik bir dolgunun gözlemlenme şeması (Rixner, 1986)

1.1.2.3 PVD Drenaj Özellikleri

Bir PVD için, drenaj özellikleri aşağıdaki gibi değerlendirilebilir.

- **Görünen Açıklık Boyutu (AOS)**

Gözenek boyutu veya görünen açıklık boyutu (AOS), dreni çevreleyen filtrenin gözeneklerinin veya açıklıklarının %95'inden daha büyük olan boyut olarak tanımlanır. Filtrenin işlevi, danelerin çekirdeğe girmesini ve filtrenin tıkanmasını engellemektir (Basu & Madhav, 2000). Aynı zamanda, filtre için yeterli geçirgenliği sağlamak amacıyla, O_{95} (görünen açıklık boyutu) değerinin 75 μm 'den küçük veya bu değere eşit olması gerektiği belirtilmiştir. AOS'nin danelerin drene girmesini veya filtrenin tıkanmasını önleyecek kadar küçük olması gerekse de; AOS'nin küçülmesi drenin geçirgenliğini azaltabilir. Carroll (1983), uygun filtrenin seçilmesine yönelik kullanılan standart bir kriteri aşağıdaki şekilde tanımlamıştır:

$$\frac{O_{95}}{D_{85}} \leq (2 - 3) \quad (1.1)$$

$$\frac{O_{50}}{D_{50}} \leq (10 - 12) \quad (1.2)$$

Burada; (O_{95}) görünen açıklık boyutunu, (O_{50}) malzeme gözeneklerinin %50'sinden daha büyük olan boyutunu ve (D_{85} ve D_{50}) sırasıyla geçen danelerin ağırlıkça %85 ve %50'si için boyutları ifade etmektedir.

Christopher ve Holtz (1985), filtre malzemesinin danelerinin sıkışması sonucu tıkanabileceğini belirtmiştir. Bu durumun önüne geçilebilmesi için aşağıdaki kriterlerin uygulanması önerilmektedir.

$$\frac{O_{95}}{D_{15}} \geq 3 \quad (1.3)$$

$$\frac{O_{15}}{D_{15}} = (2 - 3) \quad (1.4)$$

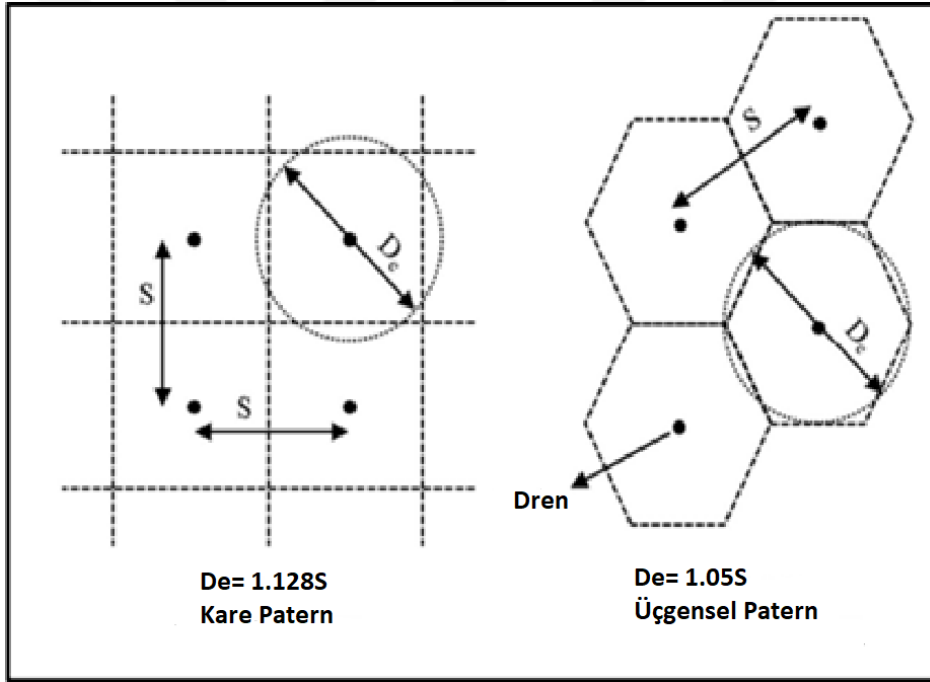
Burada; (O_{15}) malzeme gözeneklerinin %15'inden daha büyük olan boyutu, (D_{15}) geçen danelerin ağırlıkça %15'i için boyut belirtmektedir. Genel olarak, bir PVD için, AOS değerinin 0.09 mm'den az olması gerektiği yaygın bir kanıdır.

Holtz vd. (1991), filtrenin geçirgenliğinin (k_{filtre}), çevreleyen zeminin (k_h) yatay geçirgenliğinin en az on katı olması gerektiğini önermiştir (1.5).

$$k_{\text{filtre}} \geq 10 k_h \quad (1.5)$$

- **Dren Etki Çapı**

Düşey drenlerin radyal drenajını ele alırken, çoğu teori birim hücre kavramını benimsemektedir. Birim hücre, her bir dreni çevreleyen silindirik bir bölgeyi temsil etmekte olup; dren bu hücrenin merkezinde bulunur. Birim hücre içindeki boşluk suyu ise drenaj yoluyla radyal olarak boşaltılır. Hansbo (1980), etki bölgesinin yani birim hücrenin çapının, drenler arasındaki boşluğa (S) ve dren kurulum modeline bağlı olduğunu açıklamıştır. Düşey drenlerin kurulumu için en yaygın kullanılan modeller kare ve eşkenar üçgen modelleridir. Dikdörtgen düzenlemeler sahada uygulanması ve kontrol edilmesi açısından daha kolay olsa da, üçgen düzenlemeler drenler arasında daha uniform drenaj koşulları sağlamaktadır. Şekil 1.6, en yaygın modelleri ve bunların etki bölgesine (d_e) karşılık gelen çapı göstermektedir (Hansbo, 1980).



Şekil 1.6 PVD etki bölgesi çapı için gösterim (Hansbo, 1980)

- **Eşdeğer Dren Çapı**

PVD'in dikdörtgen bant şekli, geleneksel iki boyutlu konsolidasyon teorisi için önerilen kesitlerle uyumlu değildir. Bu nedenle, PVD bandı için eşitlik (1.6)'da görüldüğü gibi eşdeğer bir çap düşünülebilir (Hansbo, 1979).

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad (1.6)$$

Burada; (d_w) drenin etki çapı, (a) dren uzunluğu ve (b) dren genişliğini temsil etmektedir.

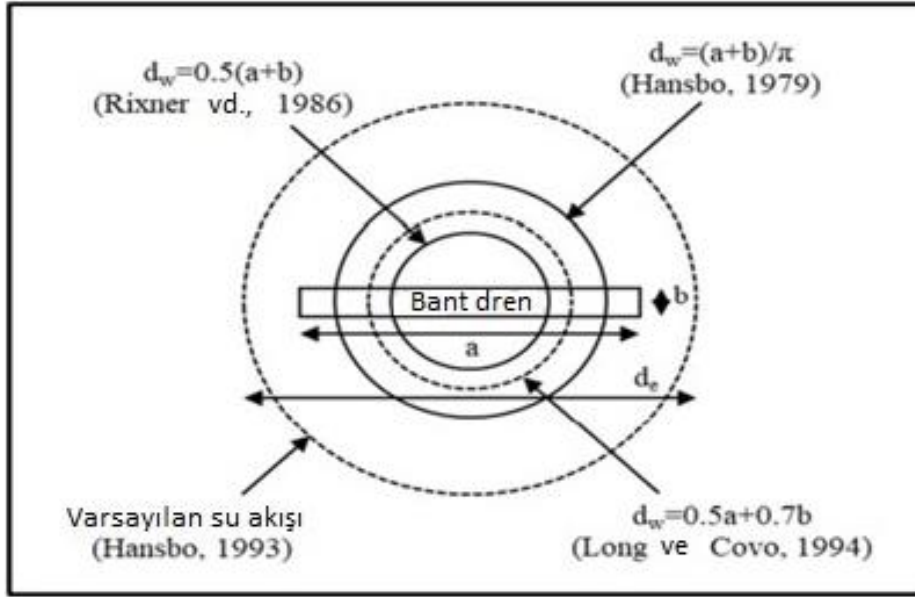
Rixner vd. (1986) tarafından önerilen alternatif bir eşitlik ise aşağıda sunulmuştur.

$$d_w = \frac{a + b}{2} \quad (1.7)$$

Ayrıca, Long ve Covo (1994), eşdeğer çapın, bir elektrikli analog alan çizici kullanılarak aşağıda gösterildiği gibi hesaplanabileceğini belirtmiştir.

$$d_w = 0.5a + 0.7b \quad (1.8)$$

Ancak farklı yöntemler arasındaki farkların önemsiz olduğu bu nedenle, en yaygın olarak Hansbo'nun yönteminin benimsenebileceği literatürde yer almıştır (Chu vd., 2014). Şekil 1.7'de, drenin eşdeğer çapının değerlendirilmesine ilişkin özet verilmiştir (Indraratna vd., 2005).



Şekil 1.7 Bant şeklinde düşey drenlerin eşdeğer çapının değerlendirilmesi (Indraratna vd., 2005)

• Deşarj Kapasitesi

PVD, zemin tabakasının oturma sürecinde olumsuz olarak etkilenebilmektedir. Konsolidasyon sürecinde, zemin oturmaya maruz kaldıkça; drenler deforme olabilmekte olup; bu durum, bu nedenle drenlerin deşarj kapasitesi üzerinde olumsuz bir etki oluşturabilmektedir. Bu nedenle, PVD'in yumuşak zemin konsolidasyon davranışında etkinliğini değerlendirmek amacıyla simülasyonlar,

geri analizler ve fiziksel model deneyleri aracılığıyla gerçekleştirilen birçok araştırma, dreni çevreleyen zemin kütlelerinin oturma yüzdesinin %30 veya daha fazla olması durumunda, birçok PVD türünde deşarj kapasitesinin belirgin şekilde azaldığını ortaya koymuştur (Ali, 1991 ;Chu vd., 2006; Tran-Nguyen vd., 2010). Ayrıca, PVD filtresi ile zemin arasındaki sürtünme, drenlerde deformasyona yol açabilmektedir. Sürtünme kuvveti, önyükleme altında zemin otururken drenlerin aşağı doğru hareket etmesine neden olmaktadır. Bu durum, deşarj kapasitesinin (q_w) azalmasına ve dolayısıyla konsolidasyon süresinin uzamasına yol açmaktadır. Sonuç olarak, meydana gelen oturma, öngörülen oturmada daha düşük seviyelerde kalabilmektedir.

PVD performansı ve verimliliği genellikle, yukarıdaki bilgilerden de anlaşılacağı gibi deşarj kapasitesi ile değerlendirilmektedir (Holtz vd., 1991). Deşarj kapasitesi (1.9) formülü kullanılarak belirlenebilir.

$$q_w = F_t F_c F_{fc} q_{req} \quad (1.9)$$

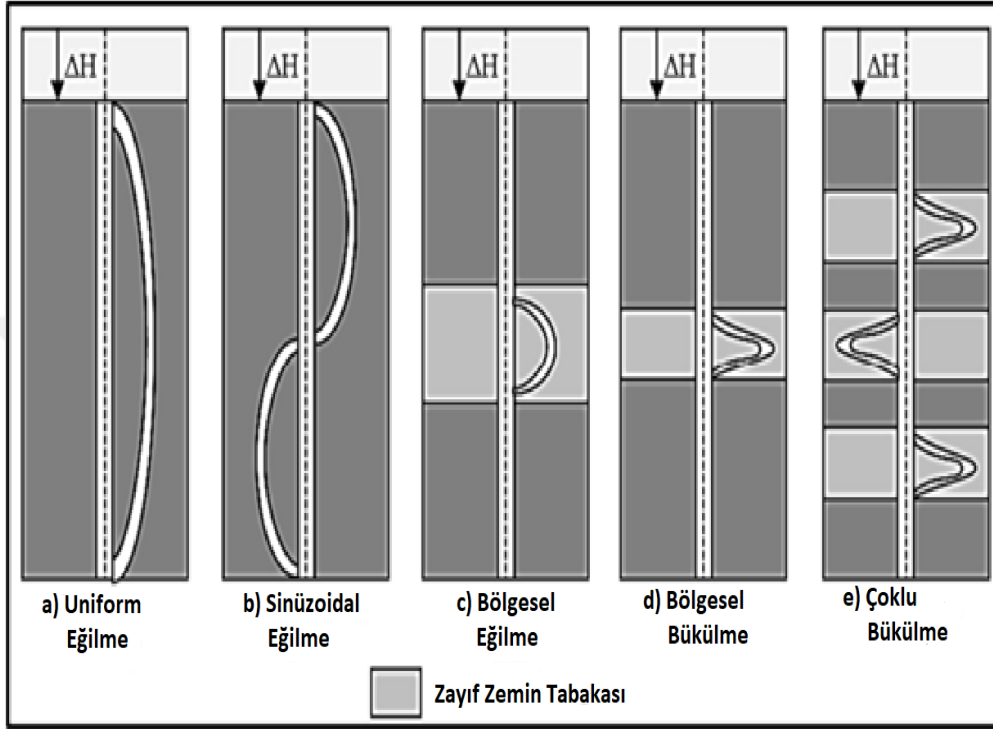
Burada; (q_w) gerçek dren deşarj kapasitesi, (F_t , F_c ve F_{fc}) sırasıyla zamana, drenin deformasyonuna, drenin tıkanmasına ve filtrenin filtrasyonuna bağlı azalma faktörleridir. Barron (1948) tarafından teorik deşarj kapasitesi (q_{req}) şu şekilde ifade edilmiştir.

$$q_{req} = \frac{s_{25} s_{10} L \pi c_h}{4T_h} \quad (1.10)$$

Burada; (s_{25}) yumuşak zeminin %25'lik konsolidasyon oturmasına karşılık gelen değer, (s_{10}) yumuşak zeminin %10'luk konsolidasyon oturmasına karşılık gelen değer, (L) dren derinliği, (c_h) zemin için yatay konsolidasyon katsayısı, (T_h) yatay konsolidasyon için zaman faktörü olmaktadır.

Bergado vd. (1996), zamana bağlı olarak deşarj kapasitesinde meydana gelen azalma faktörünün 1.03 ile 1.48 arasında değiştiğini ve ortalama değerini 1.25 olarak alınabileceğini ifade etmişlerdir. Rixner vd. (1986), çeşitli filtrasyon deneylerinin, danelerin filtrasyon yoluyla drenin geçirgenliğini ve deşarj kapasitesini azalttığını, ayrıca geotekstil filtrelerde biyolojik ve kimyasal problemlerin bu azalmayı daha da karmaşık hale getirdiğini belirtmiştir. Aynı çalışmada, filtrasyon ve tıkanmadan kaynaklanan azalma faktörünün 2.8 ile 4.2 arasında değiştiği ve ortalama değerini 3.5 olarak kullanılabileceği belirtilmiştir.

Dren deşarj kapasitesindeki azalma, dren deformasyonunun şekline ve türüne bağı olarak da önemli ölçüde değişiklik göstermektedir. PVD'ler için yaygın deformasyonlar Şekil 1.8'de gösterilmiştir. Çeşitli deformasyon şekillerinin neden olduğu azalma yüzdesi ise Tablo 1.1'de özetlenmiştir. Ortalama azalma yüzdesinin yaklaşık %48 ($F_c \approx 2$) olduğu belirtilmektedir (Sathanathan, 2005).



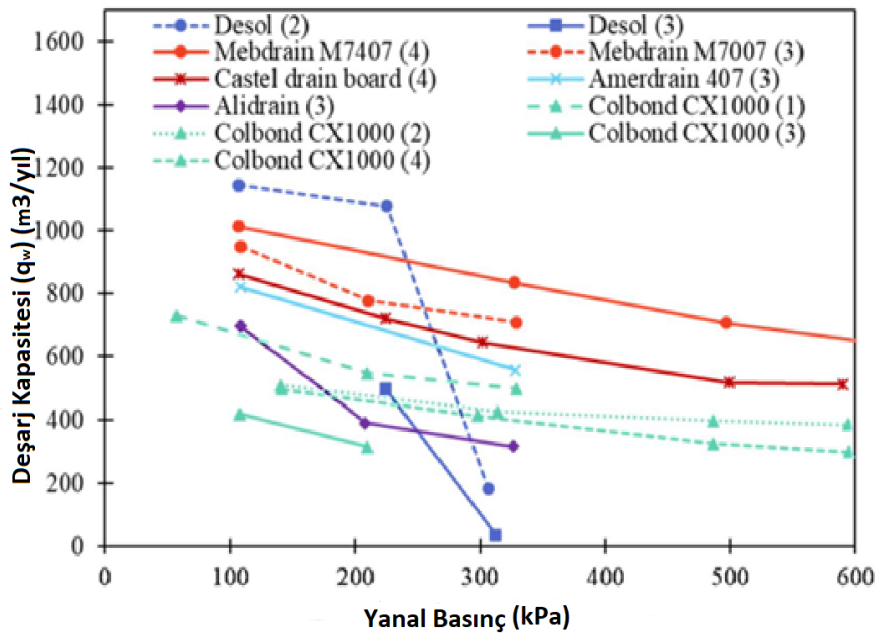
Şekil 1.8 PVD'lerin olası deformasyon modelleri (Holtz vd., 1991)

Dijkstra ve Bodamer (2014), tarafından gerçekleştirilen laboratuvar deneylerinde, dren deformasyonlarının deşarj kapasitesi üzerindeki etkisi incelenmiştir. Araştırmacılar, PVD çekirdeğinin şeklinin yanı sıra, filtrenin çekirdeğe sabitlenme kalitesinin, dren deformasyonunun şekli ile birlikte deşarj kapasitesindeki azalmayı etkileyen iki temel faktör olduğunu belirtmişlerdir.

Tablo 1.1 Deforme olmuş drenin deşarj kapasitesindeki azalma yüzdeleri
(Sathananthan, 2005)

Deforme Durumu	q_w Azalması (%)
%10 Eğilmiş	%26
%20 Eğilmiş	%32
90 Eğilmiş	%33
180 Eğilmiş	%43
Bir kez bükülmüş %20 Eğilmiş	%48
İki kez bükülmüş %30 Eğilmiş	%78
Ortalama	%48

Dren deşarj kapasitesi genellikle 500 ile 800 m³/yıl aralığında olup, en kötü saha koşulları dikkate alındığında 100 ile 300 m³/yıl aralığında kabul edilebilmektedir (Rixner vd., 1986). Şekil 1.9, dren türleri için deşarj kapasitesindeki değişimleri göstermektedir. Her ne kadar dren deşarj kapasitesinin performans deneyleri ile belirlenmesi tercih edilse de, genel olarak tavsiye edilen değer 100 m³/yıl olarak kabul edilmektedir (Tran-Nguyen vd., 2010; Bergado vd., 2002; Hansbo, 1987; Holtz vd., 1989). Bununla birlikte, Tablo 1.2’de çeşitli araştırmacılara göre deşarj kapasitesi için önerilen uygun değerler verilmiştir.



Şekil 1.9 Tipik deşarj kapasitesi değerleri (Rixner vd., 1986)

Tablo 1.2 PVD deşarj kapasiteleri için tavsiye edilen değerler (Sathananthan, 2005)

Referanslar	Değer	Yanal Gerilim (kPa)
Den Hoedt (1981)	95	50-300
Kremer vd. (1982)	256	100
Kremer vd. (1983)	790	15
Jamiolkowski vd. (1983)	10-15	300-500
Koda vd. (1989)	100	50
Rixner vd. (1986)	100	-
Van zanten (1986)	790-1580	150-350
Hansbo (1987)	50-100	-
Lawrence ve Koemer (1988)	150	-
Holtz vd. (1989)	100-150	300-500
De Jager ve Oostveen (1990)	315-1580	150-300

Bo vd. (2016), PVD malzemelerinin deşarj kapasitesine etki eden hidrolik eğim, deney süresi, uygulanan basınç, zemin türü ve dren deformasyonu gibi faktörleri deneysel olarak incelemiştir. Çalışma sonucunda, PVD kalınlığındaki azalmanın ve filtrasyon sisteminin deney süresi boyunca tıkanmasının drenin deşarj kapasitesini önemli ölçüde azalttığı görülmüştür. Artan hidrolik eğim, düşey basınç, zemin deformasyonu ve düşük PVD dayanımı, drenin deşarj kapasitesini azaltmaktadır. Ayrıca, filtrenin ince daneler ile tıkanması, drenaj verimliliğinde azalmaya neden olmaktadır. PVD malzemelerinin türü, özellikleri ve sahadaki nihai performans doğrulamasının, PVD için kalite yönetimi açısından kritik olduğu vurgulanmıştır.

1.1.2.4 Düşey Drenin Verimliliği

Barron (1948) ve Hansbo (1980), PVD kullanımlı konsolidasyon süreçlerinde birim hücre durumu (bir zemin silindiri ile çevrili) ve radyal drenaj kavramlarına dair teoriler ve uygulamalar geliştirmişlerdir. Ancak, birçok pratik durumda zeminde oluşması olası deformasyon biçimleri, birim hücre durumunun davranışını etkilemektedir. Bu nedenle, alternatif olarak çeşitli basitleştirilmiş yaklaşımlar geliştirilmiştir. Basitleştirilmiş yöntemler, zeminin düşey drenaj üzerindeki etkilerini ve drenin radyal geçirgenlik üzerindeki etkilerini hesaba katan eşdeğer bir düşey geçirgenlik ile temsil edilmektedir (Chai ve Miura, 1999; Chen vd., 2016).

Düşey drenlerin verimliliği, birçok faktörden önemli ölçüde etkilenmektedir. Drenlerin uzunluğu ve yerleşimi, uygulama prosedürü ve tekniği, zemin özellikleri drenlerin performansı üzerinde doğrudan etkili olan başlıca faktörler arasında yer almaktadır. Bu çeşitli faktörlerin etkisi, iki ana başlık altında özetlenebilir: drenlerin zemine yerleştirilmesi sırasında zemin bozulma etkisi ve kuyu direnci.

- **Bozulma Etkisi**

Daha önce belirtildiği üzere, düşey drenler, çelik mandreller aracılığı ile belirli bir derinliğe kadar zemine yerleştirilmektedir. Bu kurulum prosedürü, drenin uygulandığı zeminin yapısını ve özelliklerini değiştirebilmekte ve bu durum zemin geçirgenliğinde önemli bir azalma meydana getirerek, konsolidasyon sürecini negatif yönde etkileyebilmektedir. Kurulum nedeniyle meydana gelen bozulma bölgesi, zemin özelliklerinin değiştiği ve geçirgenliğinin azaldığı alan olarak tanımlanır (Barron, 1948). Bozulma bölgesindeki örselenmiş zemin, örselenmemiş zeminden önemli ölçüde farklı davranışlar sergilediği için, bu bölgedeki zemin özelliklerinin belirlenmesi, drenin performansını doğru bir şekilde tahmin etmek açısından kritik öneme sahiptir. Bozulma bölgesi, drenin çevresinde meydana gelen zemin değişikliklerini ve geçirgenlik azalmasını temsil ederken; bozulmamış bölge, diğer bölgeyi çevreleyen ve etkilenmeyen zemin alanını ifade etmektedir. Bu modeli ilk olarak Barron (1948) öne sürmüştür olup, daha sonra Hansbo (1979; 1980) tarafından tasarım prosedürü geliştirilmiştir.

Sharma ve Xiao (2000), büyük ölçekli laboratuvar deneyleri yaparak bozulma bölgesini incelemiş ve bozulma durumunun olduğu ve olmadığı durumları simüle eden iki ayrı deney gerçekleştirmiştir. Deney sonuçları, dren kurulumundan kaynaklanan artık boşluk suyu basıncının dağılımının bozulma bölgesinin boyutunu belirlemede önemli bir gösterge olduğunu ortaya koymuş ve bozulma bölgesinin boyutunun, ödometre deneylerinden elde edilen sonuçlarla doğrulandığını öne sürmüştür.

Walker ve Indraratna (2007), çakışan bozulma bölgeleri için minimum dren aralığının konsolidasyon hızında herhangi bir artış sağlamadığını ve çakışan bozulma bölgeleri için belirlenen bir minimum etki yarıçapının, çakışmayan bozulma bölgeleri için varsayılan bozulma bölgesi yarıçapının yaklaşık 0.6 katı olduğunu belirtmiştir.

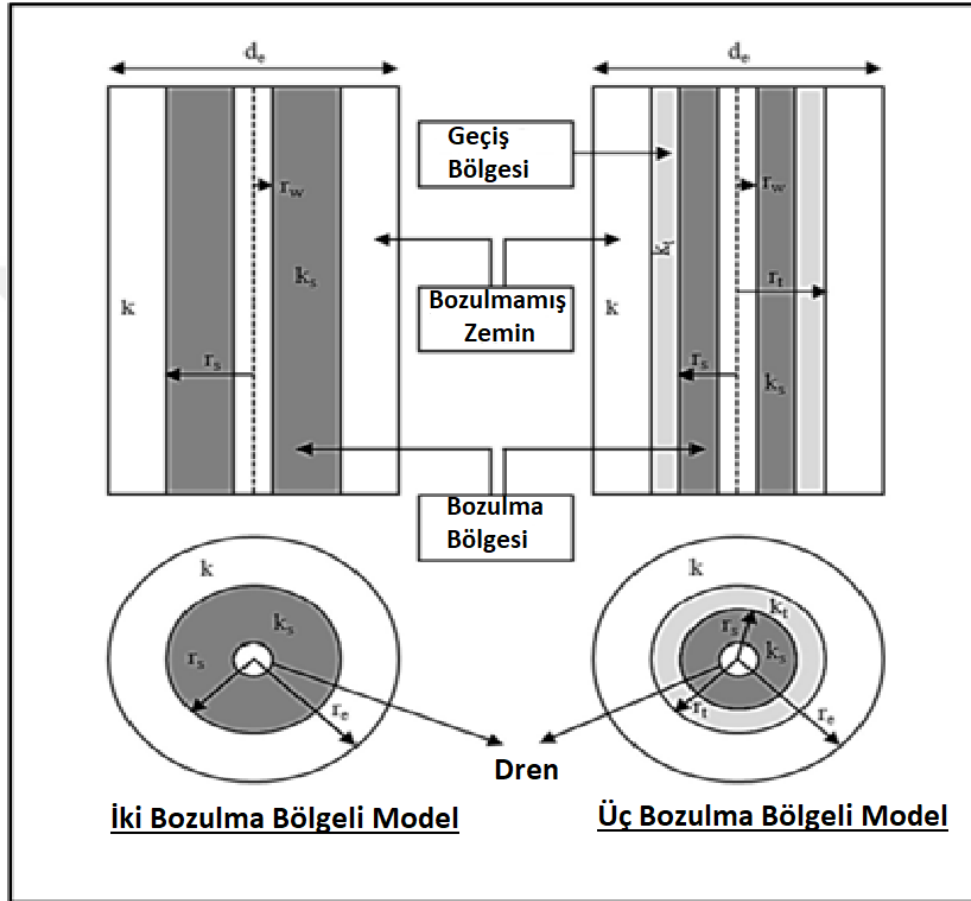
Rujikiatkamjorn vd. (2013), bozulma bölgesinin özelliklerini ve boyutunu bozulmamış zemin numunesi kullanarak araştırmıştır. Bu yaklaşımın amacı, bir mandrel kullanılarak prefabrik düşey drenlerin kurulumu sırasında zemin yapısında meydana gelen bozulma bölgesinin özelliklerini belirlemektir. Bozulma bölgesinin ve daha az bozulmuş bölgenin, mandrelin eşdeğer yarıçapının sırasıyla 3.7 ve 5.5 katı olduğu ve bozulmuş bölgedeki zemin bozulmasının derecesinin, bozulmamış bölgeye kıyasla yaklaşık olarak %20-32 daha yüksek olduğunu; dren kurulumundan sonra, özellikle drenaja yakın bölgelerde zeminin yapısında önemli bir farklılık gözlemlendiğini belirtmiştir. Bununla birlikte, drenin kurulumu sırasında, hem zemin geçirgenliği hem de sıkışabilirliği, drenin çevresinde önemli ölçüde değişiklik göstermektedir. Bu değişkenler, oturma oranını ve artık boşluk suyu basıncının dağılımını önemli ölçüde etkilemektedir.

Lei vd., (2015) yayılı yüklem altında konsolidasyon için bir çalışma gerçekleştirmiştir. Araştırmacılar bu çalışmalarında, eşzamanlı radyal ve düşey akış koşulları ile kuyu direnci ve bozulma bölgesinin birleşik etkilerini incelemiştir. Yayılı yüklem kaynaklı toplam gerilmedeki artış, hem zaman hem de derinliğin bir fonksiyonu olarak modellenmiştir. Önerilen çözümün sonuçları, oturma ve artık boşluk suyu basıncı ölçümleri ile karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar, zeminin konsolidasyon derecesinin ve bozulma derecesinin yüklem koşullarından önemli ölçüde etkilendiğini göstermektedir.

Indraratna vd. (2018), oturma tahmini ve saha ölçümlerinin doğrulanması üzerine bir çalışma gerçekleştirmiştir. Çalışmanın önemli özelliği, visko-plastik ve krip davranışının gözönüne alınmasıdır. Araştırmacılar; visko-plastik davranışın incelenmesinin; uzun süreli artık boşluk suyu basınç tahminleri hariç olmak üzere, gözlemlenen saha performansı ile ilgili mantıklı sonuçlara ulaşılabileceğini belirtmiştir.

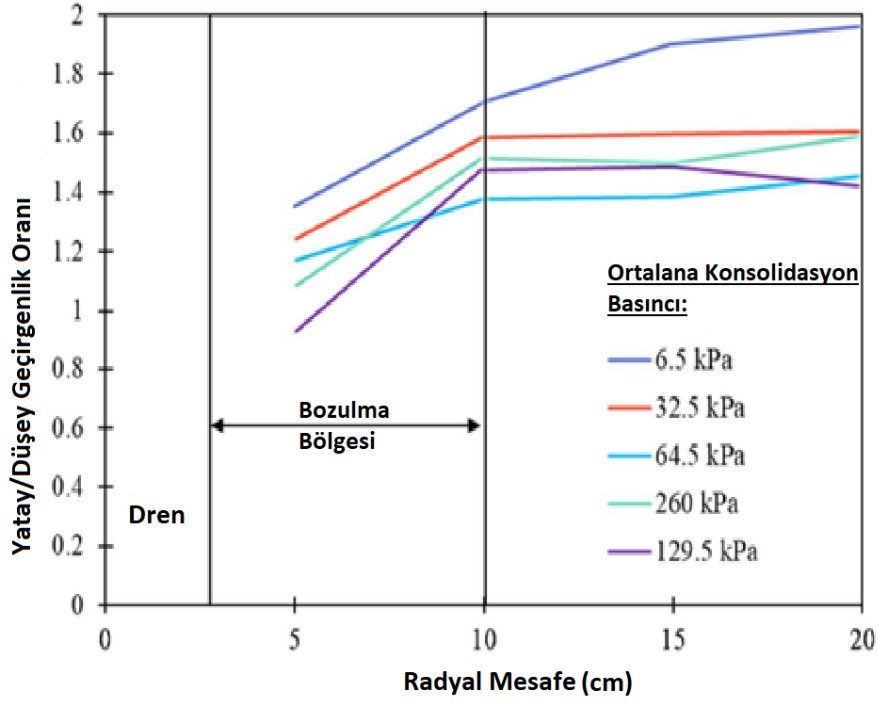
Onoue vd. (1991), düşey drenin çevresindeki zemini üç farklı bölgeye ayıran "üç bölge hipotezi"ni geliştirmişlerdir. Ancak, üç bölge hipotezinde, zemin geçirgenliğinin hesaplanması karmaşık ve zorlu bulunmuştur. Dolayısıyla, iki bölge hipotezi genellikle yeterli ve pratik bir alternatif olarak kabul edilmektedir. Şekil 1.10, hem iki bölgeli hem de üç bölgeli hipotezlerin şematik gösterimlerini sunmaktadır. Burada, bozulma bölgesi, çap ve geçirgenlik olmak üzere iki ana parametre ile karakterize edilmektedir. Bu parametrelerin doğru bir şekilde

belirlenmesi, düşey drenin performansını ve davranışını tahmin etmek açısından kritik öneme sahiptir. Ancak, bozulma bölgesinin çapının ve geçirgenliğinin laboratuvar veya saha deneyleri ile belirlenmesi genellikle oldukça zor bir durumdur. Bu zorluk, mandrelin boyutu ve şekli, kurulum prosedürü ve zeminin türü gibi bozulma bölgesinin parametreleri üzerinde doğrudan etkisi olabilecek çeşitli faktörlerden kaynaklanmaktadır.

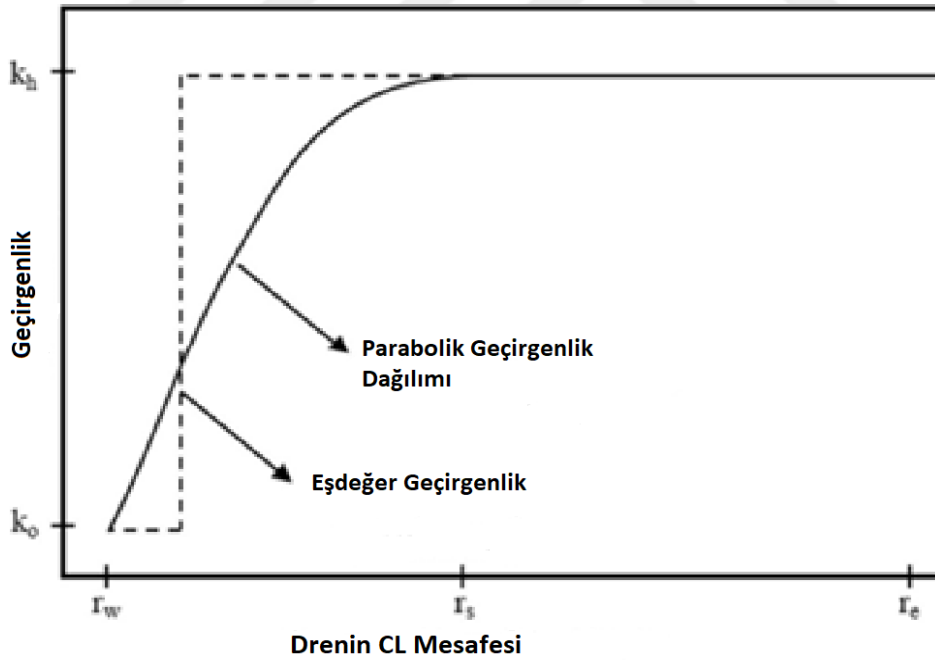


Şekil 1.10 Bozulma bölgesinin iki ve üç bölgeli modelinin şeması (Iskanda ve Tarigan, 2018)

Birçok araştırmada, bozulmuş zemin geçirgenliğinin, düşey drenenden uzaklık ile değiştiği tespit edilmiştir (Basu vd., 2008; 2010; Bergado vd., 1996). Şekil 1.11, farklı ön konsolidasyon basınçlarında bozulma bölgesindeki geçirgenlik değişimini göstermektedir. Ayrıca, Walker ve Indraratna (2006), Şekil 1.12’de bozulmuş zemin geçirgenliğinin parabolik bir dağılım gösterdiğini öne sürerken, Rujikiatkamjorn vd. (2015), aynı durumun doğrusal bir yaklaşım ile incelenmesi gerektiğini belirtmiştir. Bununla birlikte, idealleştirilmiş iki bölge hipotezi, tüm bozulma bölgesindeki geçirgenlik için tek tip bir ortalama değer önermektedir.



Şekil 1.11 Bozulma bölgesinin içindeki geçirgenlik değişimi (Indraratna ve Redana, 1998)



Şekil 1.12 Bozulma bölgesi geçirgenliğinin parabolik dağılımı (Walker ve Indraratna, 2006)

Bozulma bölgesinin çapı (d_s), literatürde geniş bir tartışma konusu olmuştur. Akagi, (1977) ile Holtz ve Holm, (1973) bozulma bölgesinin çapının, mandrelin eşdeğer

çapının (d_m) iki katı olduğunu belirtmiştir. Jamiolkowski ve Lancellotta (1981), bozulma bölgesinin çapının, eşdeğer mandrel çapının 2.5 ile 3 katı arasında olacağını öngörürken, Hansbo (1997), bu aralığın 1.5 ile 3 katı arasında olacağını belirtmiştir.

Mevcut literatüre göre, hem bozulma bölgesinin çapı; hem de bu bölgedeki zemin geçirgenliği geniş bir tahmin aralığına sahip olup, Tablo 1.3'te, literatürlerde belirtilen bozulma bölgesi parametrelerinin bazıları sunulmuştur (Parsa Pajouh vd., 2010).

Tablo 1.3 Önerilen bozulma bölgesi parametreleri (Pajouh vd., 2010)

Referanslar	d_s/d_m	d_h/d_{hs}
Barron (1948)	1.6	3.0
Casagrande ve Paulos (1969)	1.0	-
Holtz ve Holm (1973)	2.0	-
Akagi (1976)	2.0	-
Hansbo (1981)	1.5	3.0
Hansbo vd. (1981)	22.0	2.0
Jamiolkowski vd. (1983)	2.5 - 3.0	-
Bergado vd. (1991)	2.0	1.5 - 2.0
Onoue (1991)	1.6	3.0
Bergado vd. (1993)	2.00	10.0
Almedia vd. (1993)	1.5 - 2.0	3.0 - 6.0
Hansbo (1994)	2 (d_s/d_m)	1.5 - 2.0
Mesri vd. (1994)	2.0 - 4.0	-
Hansbo (1997)	2.0	3.3 - 4.0
B. Indraratna ve Redna (1998)	4 - 5 (d_s/d_m)	-
Erikson vd. (2000)	2.0	6.0
Hird ve Moseley (2000)	1.6 (d_s/d_m)	3.0
Sharma ve Xiao (2000)	4.0	1.3
Bo (2003)	4 - 7 (d_s/d_m)	2.0 - 10.0
Sathananthan vd. (2008)	4.0 - 6.0	1.61 - 1.92
Ghandeharioon vd. (2009)	3.1	-

- **Kuyu Direnci**

Kuyu direnci, suyun düşey dren boyunca akışı sırasında meydana gelen yük kaybı ile bağlantılı olup; süreçte gecikmelere yol açabilir. Bu bağlamda, Mesri ve Lo (1991), zemin-dren ara yüzeyindeki artık boşluk suyu basıncını gözönünde bulundurarak, kuyu direnç faktörü (R) için, aşağıdaki eşitliği önermiştir.

$$R = \frac{q_w}{k_h L_m^2} \quad (1.11)$$

Burada; (q_w) dren deşarj kapasitesi, (k_h) zeminin permeabilite katsayısı ve (L_m) maksimum deşarj uzunluğu olarak tanımlanmıştır.

Lin vd., (2000) kuyu direnci faktörü (R) 5'ten büyük olduğunda, kuyu direncinin etkisinin ihmal edilebilir düzeyde olduğunu ve kuyu direncinin etkisini gözardı edebilmek için, drenin deşarj kapasitesinin aşağıda verilen minimum değeri aşması gerektiğini belirtmiştir.

$$q_{wmin} = 5k_h L_m^2 \quad (1.12)$$

Burada, minimum gerekli deşarj kapasitesi (q_{wmin}) 2 ile 80 m³/yıl arasında değişebilmektedir. Ayrıca, literatürde kuyu direnci indekslerine dair bir özet Tablo 1.4'te sunulmuştur. Bununla birlikte, Indraratna vd., (1994), zeminin konsolidasyon süresinin, mevcut PVD türleri için deşarj kapasitesinden etkilenmediğini öne sürmüş ve çoğu drenin kullanımı sırasında kuyu direncinin ihmal edilebileceğini belirtmiştir.

Tablo 1.4 Kuyu direnci indekslerinin özeti (Sathananthan, 2005)

Referanslar	Kuyu Direnci İndeksi
Aboshi ve Yoshikuni (1967)	$R_i = \frac{(n^2 - 1)k_h}{4F(n)n^2k_w} \left(\frac{l_m}{r_w}\right)^2 \cong \frac{\pi(n^2 - 1)}{4F(n)n^2R}$
Yoshikuni ve Nakanodo (1974), Onoue (1988)	$L = \frac{8k_h}{\pi^2k_w} \left(\frac{l_m}{r_w}\right)^2 \cong \frac{8}{\pi R}$
Hansbo (1981)	$W = 2\frac{k_h}{k_w} \left(\frac{l_m}{r_w}\right)^2 \cong \frac{2\pi}{R}$
Stamatopoulos ve Kotzias (1985)	$R_i = \frac{k_h}{F(n)k_w} \left(\frac{l_m}{r_w}\right)^2 \cong \frac{\pi}{F(n)R}$
Zeng ve Xie (1989)	$G = \frac{k_h}{4k_w} \left(\frac{l_m}{r_w}\right)^2 \cong \frac{\pi}{4R}$
Mesri ve Lo (1991)	$R = \frac{\pi k_w}{k_h} \left(\frac{r_w}{l_m}\right)^2 \cong \frac{q_w}{k_h l_m^2}$

1.1.2.5 Konsolidasyon

Bir dış yük veya yeraltı su seviyesinin düşürülmesi nedeniyle efektif düşey gerilmeye meydana gelen artış sonucunda, zamanla, kohezyonlu zeminlerde

meydana gelen oturma prosesine konsolidasyon denir. Terzaghi, kohezyonlu zeminlerin oturma sürecinde, oluşan artık boşluk suyu basıncının, zamanla drene olması ve bunun sonucunda boşluk hacminde bir azalma meydana geldiğini belirterek, literatüre kondolidasyon teorisini sunmuştur. Bu teori, zeminin suya tamamen doygun olduğu, drenajın yalnızca düşey yönde gerçekleştiği ve zeminde yatay yönde bir genişleme olmadığı varsayımlarına dayanır.

Konsolidasyon sürecinin değerlendirilmesinde iki önemli faktör bulunmaktadır: Birincisi, oturma değerinin hesaplanması; ikincisi ise oturmanın ne kadarlık bir süre içerisinde meydana gelebileceğinin belirlenmesidir. Her iki faktör de bir inşaat projesinin planlama ve uygulama aşamaları ile doğrudan ilişkilidir. Oturma değerinin büyüklüğü, zeminde meydana gelen oturmanın ne derece dikkate alınması gerektiğini belirlerken; konsolidasyonun tamamlanması için gereken süre, inşaat sürecini özellikle maliyet açısından etkiler. Bu nedenle, inşaat sürecindeki gecikmeleri minimize etmek ve projenin toplam maliyetini azaltmak amacıyla, bu iki faktörün de kapsamlı bir şekilde değerlendirilmesi gerekmektedir.

Konsolidasyon teorisine göre, oturmanın büyüklüğü, zeminin normal veya aşırı konsolide olma durumuna bağlı olarak aşağıdaki üç denklemden biri kullanılarak belirlenebilir.

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (1.13)$$

$$S_c = \frac{C_r H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (1.14)$$

$$S_c = \frac{C_r H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right) \quad (1.15)$$

Burada; (C_c) sıkışma indisi; (C_r) tekrar sıkışma indisi; (σ'_0) başlangıçtaki efektif düşey gerilme; (σ'_c) ön konsolidasyon basıncı; ($\Delta\sigma'$) konsolidasyona sebep olan gerilme; (H) kil tabakasının toplam kalınlığıdır.

Denklem (1.13), normal konsolide zeminler için ($\sigma'_0 = \sigma'_c$); Denklem (1.14) ve Denklem (1.15) aşırı konsolide zeminler için kullanılmaktadır. Denklem (1.14), $\sigma'_0 + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$ durumu için; Denklem (1.15), $\sigma'_0 \leq \sigma'_c \leq \sigma'_0 + \Delta\sigma'$ durumu için tercih edilmelidir.

Konsolidasyon süresi için ise, geçirgenlik katsayısı ve konsolidasyon katsayısı büyük önem taşımaktadır.

Zeminin düşey geçirgenliği (k_v), ödometre deneyinin sonuçlarından tahmin edilebilir. Ayrıca, dolaylı olarak (1.16) kullanılarak da hesaplanabilir.

$$k_v = \frac{c_v \gamma_w a_v}{t (1 + e_0)} \quad (1.16)$$

Burada; (c_v) düşey konsolidasyon katsayısı, (γ_w) suyun birim hacim ağırlığı, (a_v) zemin sıkışma sayısı, (e_0) zeminin başlangıç boşluk oranı ve (t) süredir.

Düşey konsolidasyon katsayısı (c_v), standart ödometre deneyinin sonuçları kullanılarak aşağıdaki eşitlik ile belirlenebilir.

$$c_v = \frac{T_v H_d^2}{t} \quad (1.17)$$

Burada; (T_v) süre faktörü, (H_d) drenaj yolu ve (t) süreyi belirtmektedir.

Eşitlikten de anlaşılacağı üzere, drenaj mesafesinin uzunluğu (kalın tabakalarda) konsolidasyon süresinde makul olmayan artışlara sebep olmaktadır. Bununla birlikte, inşa faaliyetinin, proje tasarımı sırasında öngörülen süre içerisinde bitirilmesi maliyet açısından oldukça önemlidir. Ayrıca çoğu projede, inşa süresi için belirli bir takvim düzenlenmektedir (bu takvimin dışında kalınması durumunda tazminat ödenebilmektedir). Örneğin, çoğu ulaştırma projesinde, birincil konsolidasyon oturmasının 90 günden daha kısa sürede tamamlanması tercih edilmektedir. Dolayısıyla, özellikle kalın tabakalar için, herhangi bir ilave mühendislik uygulaması olmadan, inşaat konsolidasyonunun tamamlanmasını beklemek genellikle uygun olmayabilir. Bu nedenle örneğin bir düşey dren uygulaması kullanılabilir. Düşey dren kullanımı neticesinde su, yatay yönde de hareket edebilir. Bu nedenle yatay permeabilite katsayısı ve yatay konsolidasyon katsayısı da önem kazanır. Bu nedenle, düşey konsolidasyon katsayısının yanısıra, yatay konsolidasyon katsayısı da aşağıdaki eşitlik ile belirlenebilir.

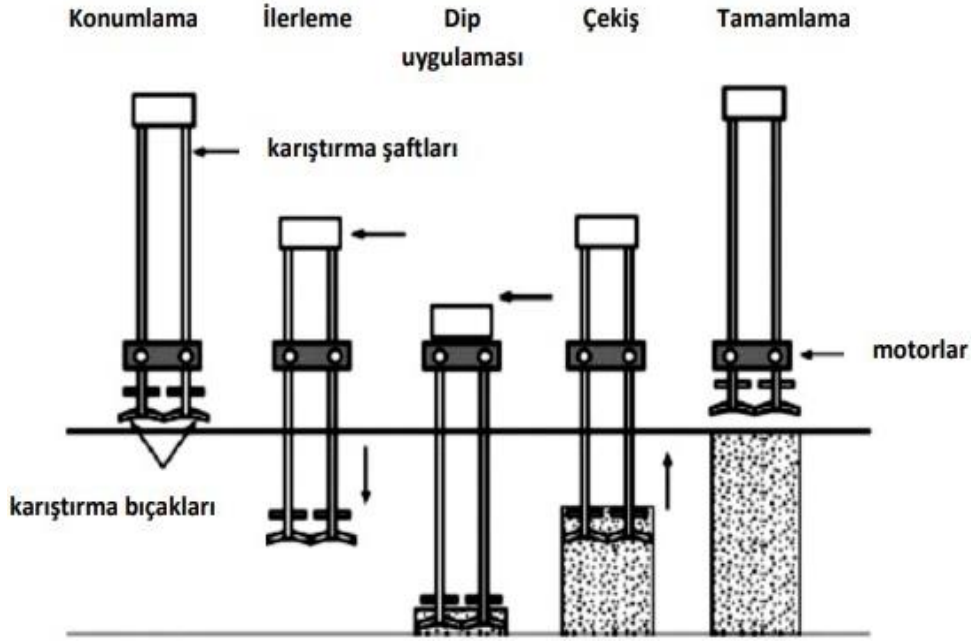
$$c_h = \left(\frac{k_h}{k_v} \right) c_v = r_k c_v \quad (1.18)$$

Burada, (c_h) yatay konsolidasyon katsayısı, (c_v) düşey konsolidasyon katsayısı, (k_h) zeminin yatay geçirgenliği, (k_v) zeminin düşey geçirgenliği, (r_k) genellikle drenlerin kurulduğu zemin türüne göre belirlenen geçirgenlik anizotropisini temsil eder.

1.1.3 Derin Karıştırma Metodu

Derin karıştırma, genellikle kireç ve/veya çimento gibi bağlayıcı maddelerin mekanik olarak zeminle karıştırıldığı zemin iyileştirme yöntemlerine verilen genel bir tanımdır (Porbaha, 1998). Başlangıç uygulamaları, 1960'lı yıllarda yol inşaatı kapsamında gerçekleştirilmiş olan bu yöntemin uygulanma sıklığı; inşaat faaliyetlerinde artan ihtiyaçlar doğrultusunda artmıştır. Başlangıçta Japonya ve İskandinav ülkelerinde geliştirilen bu yöntem, günümüzde dünya genelinde yaygın olarak kullanılmaktadır.

Derin karıştırma uygulaması, alt ucunda bir ağızlık bulunan bir tüpün ucuna monte edilmiş karıştırma bıçakları ile donatılmış bir makine kullanılarak yerinde gerçekleştirilir. İyileştirme için kullanılacak bağlayıcı malzeme, bıçaklar dönerken zemine karışacak şekilde bir pompalama sistemi aracılığı ile zemine enjekte edilir. Şekil 1.13'te derin karıştırma uygulamasının aşamaları verilmiştir.



Şekil 1.13 Derin karıştırma metodu imalat aşamaları (FHWA, 2013)

Sığ karıştırmanın iyileştirme amaçları ve uygulamaları, derin karıştırmanın amaçları ve uygulamaları ile genel olarak benzerdir. Bununla birlikte, iyileştirme derinliği yaklaşık 3 metreyi geçtiğinde, sıradan bir derin karıştırma makinesi kullanımı verimli olmayabilir. Sığ derinliklerde iyileştirme sağlamak için kovalı karıştırma, bıçaklı karıştırma ve kanal kazıclı karıştırma gibi daha basit karıştırma araçları tercih edilmektedir. Sığ karıştırmanın belirgin farkı, karıştırma aletini

kullanan operatörün hem düşey hem de yatay hareketleri kontrol edebilmesidir. Bu nedenle, karıştırma derecesi ve bağlayıcı madde dağıtımının homojenliği, derin karıştırma ile kıyaslandığında daha büyük ölçüde operatörün becerisine bağlıdır.

Derin karıştırma metodu, kuru derin karıştırma ve ıslak derin karıştırma olmak üzere iki başlık altında değerlendirilebilir.

1.1.3.1 Kuru Derin Karıştırma Metodu

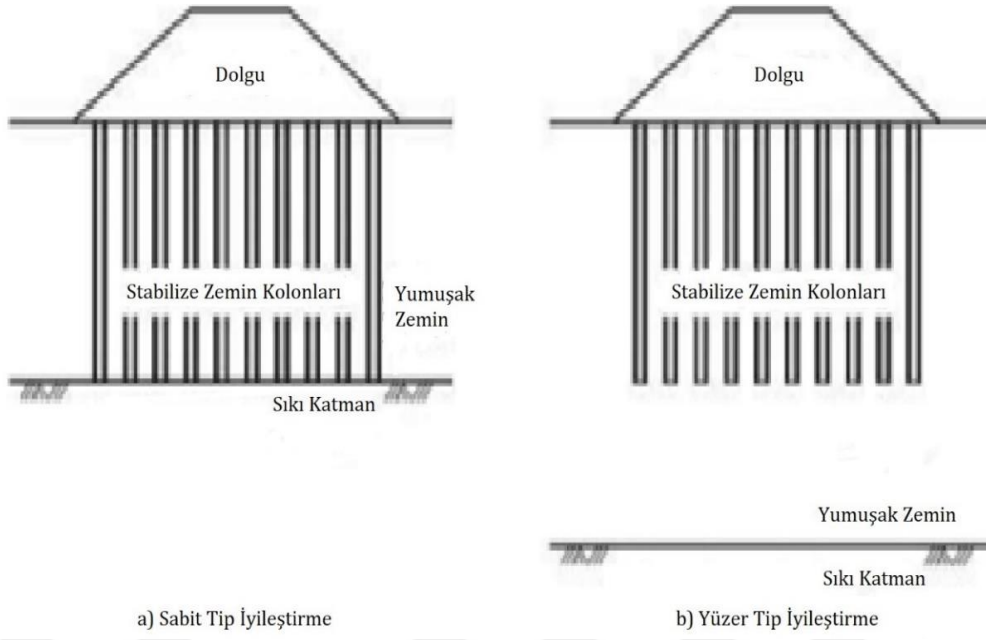
Kuru Derin Karıştırma Metodu, 1970'lerde uygulamaya konulmuş bir yöntemdir. Bu yöntem, yumuşak kil, yüksek su içeriğine sahip turba ve benzeri zeminlerde iyileştirmeye olanak sağlar (Bredenberg vd., 1999). Bu işlem, bağlayıcı maddelerin basınçlı hava kullanılarak kuru halde zemine enjekte edilmesi prensibine dayanır. Bu yöntemde, üzerinde karıştırma bıçaklarının bulunduğu mekanik karıştırma sistemleri kullanılır. Bağlayıcı maddeler, sistemin penetrasyon veya çekilme aşamasında zemine enjekte edilirken, karıştırma bıçakları aynı zamanda zemini ve bağlayıcıyı karıştırır. Bu süreç sonucunda, iyileştirme prosesi gerçekleştirilmiş olunur.

1.1.3.2 Islak Derin Karıştırma Metodu

Bağlayıcının su ile karıştırılarak zemine uygulandığı teknikler genel olarak ıslak derin karıştırma yöntemi olarak adlandırılmaktadır. Islak derin karıştırma yöntemleri çeşitlilik göstermekte olup; günümüzdeki en sık kullanılan yöntem, bağlayıcıyı (genellikle çimentoyu) su ile önceden karıştırarak bir bulamaç oluşturmak ve bu bulamacı sıvı formda zemine enjekte etmek şeklinde uygulanmaktadır.

1.1.3.3 Stabilize Zemin Kolonlarının Boyutu ve Geometrisi

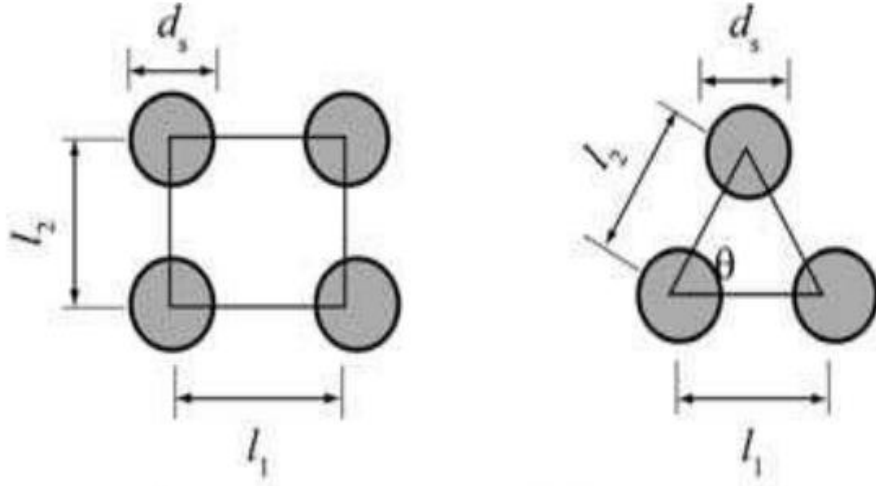
Oluşturulmuş zemin kolonu taşıyıcı tabakaya ulaşmıyor ve iyileştirilen zemin tabakası içerisinde kalıyorsa bu tür kolonlar yüzer kolonlar olarak tanımlanır (Şekil 1.14). Basitçe, yumuşak zemin tabakalarının kalın/derin olduğu durumlarda yüzer kolonlar ile iyileştirme tercih edilmektedir. Avrupa uygulamalarında, kolon çapları genellikle 0.5 m ile 1.0 m arasında değişirken, Japonya'da çapı 1.5 m'ye kadar olan kolonlar kullanılabilir; bu kolonlar tek tek, sıralar halinde veya birbirine kenetlenen paneller şeklinde inşa edilebilir. Uygulama derinlikleri Avrupa'da 30 m; Japonya'da ise 70 m'ye kadar ulaşabilmektedir.



Şekil 1.14 İyileştirme türleri (Han, 2015)

Merkezden merkeze aradaki mesafe ise; genellikle 1.0 ila 1.6 metre arasında olup, maksimum 2.5 metre olarak seçilebilmektedir (Terzaghi vd., 2005). Kolonların birbirine çok yakın yerleştirilmesi, iyileştirilmiş zemin sisteminin genel mukavemetinde önemli bir artış sağlamazken; mesafe fazla olduğunda ise, sistem bağımsız olarak davranarak herhangi bir belirgin avantaj sağlamayabilir (Leung vd., 2006). Bu nedenle, aralık, zemin iyileştirme tasarımında kritik bir parametre olarak değerlendirilmelidir.

İyileştirme genişliği ve derinliği, iyileştirme alanı oranı ve stabilize zemin kolonunun dayanımı, deneme hesaplamaları yoluyla belirlenir. İyileştirme genişliği genellikle, şev stabilitesini artırmak amacıyla dolgu tarafı eğiminin genişliği olarak kabul edilmektedir. İyileştirme alanı oranı, Şekil 1.15'te gösterildiği üzere, zemin kolonunun kesit alanının, tek bir kolonun kapladığı toplam zemin alanına oranı olarak tanımlanır.



Şekil 1.15 Stabilize zemin kolonu paternleri (Topolnicki, 2004)

Tipik olarak, Kuzey ülkelerinde iyileştirme alanı oranı 0.1 ile 0.3 arasında değişirken, Japonya'da bu oran 0.5 olarak belirlenmiştir. Dolgu temeli için genellikle 0.3 ile 0.7 arasındaki iyileştirme alanı oranı benimsenmektedir.

1.1.3.4 Stabilize Zemin Kolonlarının Mukavemeti

Japonya'da ıslak derin karıştırma metodu, 1000 kN/m²'yi aşan serbest basınç mukavemeti ile yüksek dayanımlı stabilize zeminler oluşturmaktadır. Bununla birlikte, Japonya'da kullanılan kuru derin karıştırma metodu genellikle grup kolon tipinde uygulanmakta olup, yaklaşık 500 kN/m² mukavemete sahip stabilize zeminler teşkil etmektedir. İsveç'te uygulanan kireç kolonları ise genellikle 150 kN/m²'den düşük mukavemet değerleri sağlamaktadır. Bu mukavemet farklılıkları, stabilize edilmiş ve edilmemiş zeminlerin dayanımlarındaki farklılıklardan kaynaklanarak iyileştirilmiş zeminin davranışını etkilemektedir.

1.2 Tezin Amacı

Aşırı oturmalar, hem tasarlanan yapı hem de çevre yapılar açısından çeşitli tehlikeler oluşturmaktadır. Bu aşırı oturmaların temel sebebi, zeminin, şu veya bu sebeple taşıma kapasitesini aşan yapı yüklerine maruz kalmasıdır. Zeminin, yumuşak, kohezyonlu bir zemin olması durumunda, oturma, yük altında zemin içerisindeki suyun bir miktarının drene olması ve bu süreçte boşluk hacminin azalması sonucu, danelerin birbirine yaklaşarak meydana getirdiği düşey deplasmandır (konsolidasyon oturması). Oturmanın değerinin yanısıra, süre, inşaat planlamasında oldukça önemli bir faktördür. Sürenin uzaması maliyet açısından

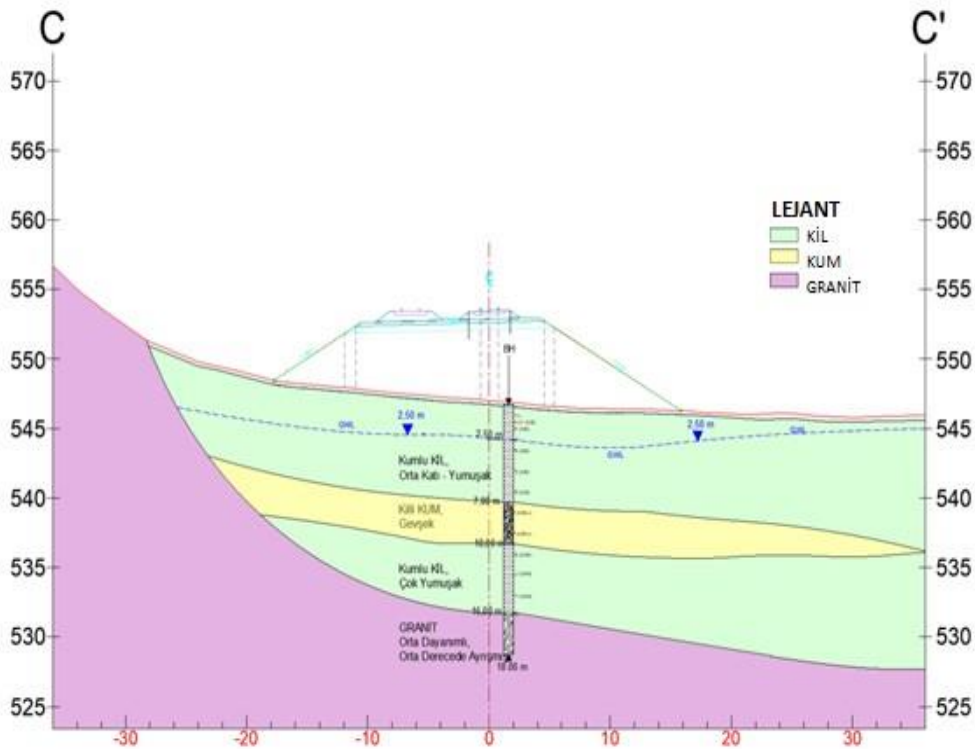
olumsuz bir tablo oluşturmaktadır. Bu nedenle, özellikle, ince daneli ve suya doygun yumuşak zeminlerde, yapı yükü ve/veya sürşarj kaynaklı ve/veya su seviyesinin indirilmesi kaynaklı olası aşırı ve uzun süreli oturma problemleri, inşaat öncesinde elimine edilmelidir. Bu tez çalışması kapsamında, üzerinden demiryolu geçecek olan ince daneli ve suya doygun yumuşak bir zeminde, bu eliminasyonu sağlayacak teknikler ile ilgili bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla farklı iyileştirme teknikleri kullanımı ile; prefabrik düşey dren ile önyükleme ve alternatif olarak derin karıştırma metodlarının nümerik analizler ile değerlendirilerek, arazideki ölçümler ile karşılaştırılması ve sonuçlar arasındaki yakınlık ya da farklılıkların incelenmesi amaçlanmaktadır.

1.3 Hipotez

Bu çalışmada, farklı zemin iyileştirme yöntemlerinin çalışılması ile bir yumuşak killi zemin üzerinde inşa edilen bir demiryolu dolgusunun oturma değerleri sayısal analizler aracılığıyla incelenecektir. Önyükleme uygulaması sonucu elde edilen dolgunun oturma değerleri ölçülmüş ve bu değerler, prefabrik düşey dren kullanılarak önyükleme ve alternatif olarak derin karıştırma metodunun sayısal analiz programındaki çıktıları ile karşılaştırılarak sonuçlar değerlendirilecektir.

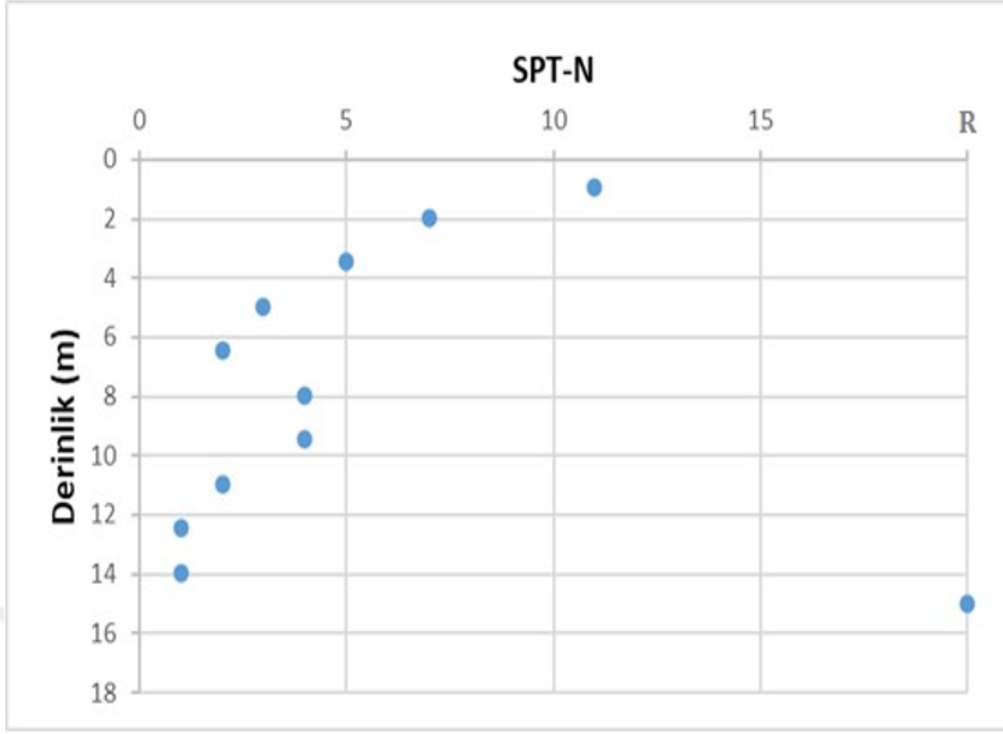
2.1 Zemin Profili ve Özellikleri

Bir demiryolu hattı projesinin zemin özelliklerini belirlemek amacıyla gerçekleştirilen arazi incelemesi, zemin araştırma sondajlarını, arazi ve laboratuvar deneylerini kapsamaktadır. Şekil 2.1’de gösterildiği üzere, C-C’ kesitinde, zemin profili yaklaşık 7 metre kalınlığında bir kumlu yumuşak-orta katı kil tabakası, bu tabakayı takip eden yaklaşık 3 metre kalınlığında bir killi gevşek kum tabakası ve devamında yaklaşık 5 metre kalınlığında bir kum içerikli çok yumuşak kil tabakası ve sonrasında taban kayası yer almaktadır. Taban kayası, orta derecede ayrılmış ve orta dayanımlı granitten oluşmaktadır. Yeraltı suyu seviyesi (GWT) zemin yüzeyine yakın olup, zemin seviyesinin yaklaşık 2.5 metre altında yer almaktadır.



Şekil 2.1 C-C' kesiti

Standart penetrasyon testi (SPT) sonuçları Şekil 2.2’de sunulmuştur.



Şekil 2.2 SPT değerlerinin derinlikle değişimi

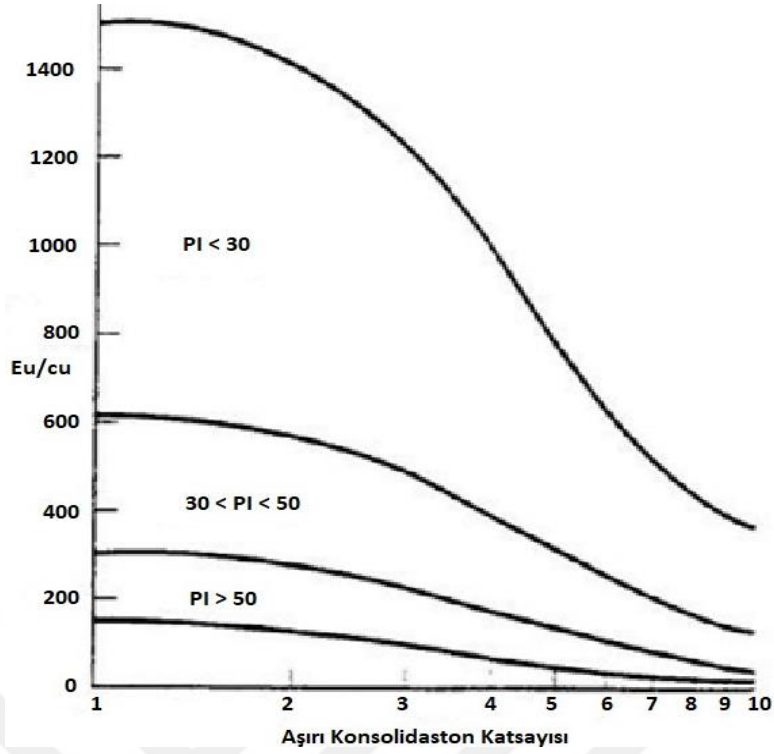
Stroud (1974), SPT N değeri ile c_u arasında, ampirik bir eşitlik sunmuştur.

$$c_u = f_1 N_{60} \quad (2.1)$$

Burada; f_1 faktörü, kilin plastisite indisine bağlı olarak (artan PI değeri ile azalan) $4 - 6 \text{ kN/m}^2$ aralığında değişmektedir.

Drenajsız elastik modül, Şekil 2.3'te görüldüğü üzere, E_u/c_u , aşırı konsolidasyon oranı (OCR) ve plastisite indeksi (PI) arasındaki ilişki ile belirlenir. OCR'de belirsizlik söz konusu olduğunda, genellikle daha güvenli bir yaklaşım tercih edilmektedir. Bu bağlamda, genellikle 200 ile çarpılmaktadır.

$$E_u = (\text{genellikle } 200) c_u \text{ (kPa)} \quad (2.2)$$



Şekil 2.3 Killere için E_u/c_u oranı ile plastisite indeksi ve aşırı konsolidasyon oranı arasındaki ilişki (Jamiolkowski vd., 1979)

Butler (1975), drenajlı elastik modülünü, drenajsız elastik modülünün zemin türüne göre bir değerle çarpılmasıyla bulunduğunu belirtmiştir.

$$E' = \beta' E_u \text{ (kPa)} \quad (2.3)$$

Burada; β' faktörü zeminin Poisson oranı değerine bağlı olarak, Tablo 2.1'den alınmaktadır.

Tablo 2.1 Farklı zeminler için önerilen β' değerleri (Poulos ve Small, 2000)

Zemin Türü	β' faktörü
Çakıl	0.9
Kum	0.8
Silt, siltli kil	0.7
Sert kil	0.6
Yumuşak kil	0.4

Kohezyonsuz zeminlerde ise drenajlı elastik modülü, Bowles (1988) tarafından şu şekilde ifade edilmiştir.

$$E' = (0.7 - 1.2) N_{60} \text{ (MPa)} \quad (2.4)$$

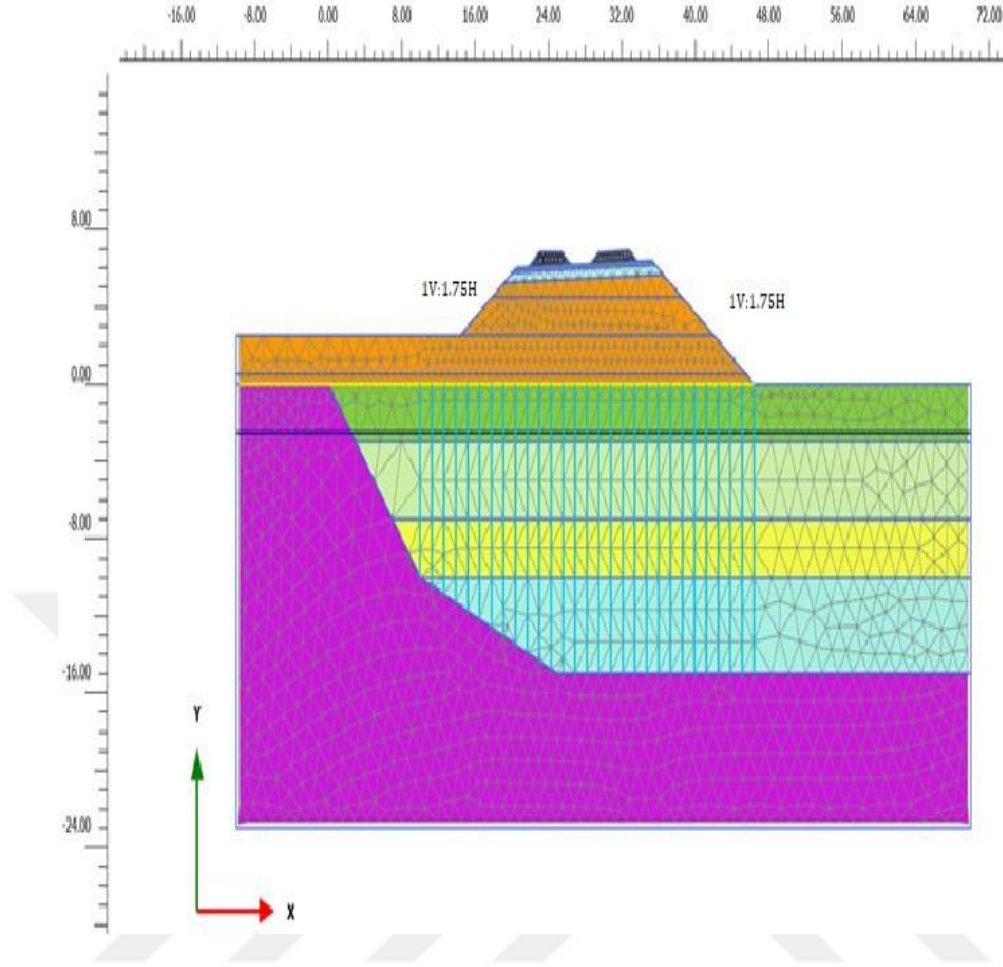
Farklı zeminlerdeki geçirimsizlik durumuna göre geçirimsizlik katsayısı, Tablo 2.2’de verilmiştir.

Tablo 2.2 Farklı zeminler için ortalama k değerleri

Zemin Cinsi	k, m/s	Geçirimsizlik Durumu
Çakıl	$> 10^{-1}$	Çok geçirimsiz
Kum	$10^{-1} - 10^{-5}$	Geçirimsiz
Silt	$10^{-5} - 10^{-7}$	Az geçirimsiz
Kil	$< 10^{-7}$	Çok az geçirimsiz veya pratik olarak geçirimsiz

2.2 Drenli Önyükeme Uygulaması

Şekil 2.4’te, PVD yerleştirilmiş yumuşak bir zemin üzerinde inşa edilen bir demiryolu dolgusu için, bu tezde çalışılmış bir model sunulmuştur. Dolgu yüksekliği yaklaşık 7 metre olup, eğimi ise 1V:1.75H olarak tasarlanmıştır. Dolgunun stabilitesini artırmak amacıyla, yumuşak zemin yüzeyine bir geogrid uygulaması yapılmıştır. Dolgunun altındaki idealleştirilmiş zemin profili, arazide görülen profile uygun olarak; fakat SPT değerlerine de bakarak sadece üst 7 m’lik kesimin iki tabaka gibi ele alınması ile oluşturulmuştur-bu durum Tablo 4.1’de daha açık bir şekilde görülecektir-.Yeraltı su seviyesinin derinliği, arazi ile uyumlu olarak zemin yüzeyinin 2.5 metre altında olacak şekilde seçilmiştir. Dren tasarımı; aralarındaki mesafe 1.3 metre ve 15 metre derinliğe kadar uzanacak şekilde gerçekleştirilmiştir.



Şekil 2.4 Analizlerde kullanılan drenli önyükleme modeli

2.2.1 Dren Özellikleri ve Kurulumu

2.2.1.1 Dren Tipi

Bu proje kapsamında tercih edilen PVD malzemesi, temin ve kurulumu için yetkilendirilmiş taşeron tarafından CT-D1010 olarak belirlenmiştir. Sahada, PVD'lerin CT-D1010 standardına uygun olarak temin ve montaj işlemleri gerçekleştirilmiştir.

2.2.1.2 Dren Aralığı

Drenler genellikle 1.0 ile 1.5 metre aralıklarla, kare veya üçgen patern olarak kurulmaları tavsiye edilmektedir. Bu projede, drenler demiryolu dolgusu boyunca kare bir patern ve 1.3 metre aralıklarla yerleştirilmiştir. Kare patern olmasının nedeni, sahada uygulamanın daha kolay gerçekleştirilmesini sağlamaktır. Ayrıca, 1.3 metre aralığının tercih edilmesinin nedeni, daha küçük aralıklarla uygulama yapıldığında drenlerin bozulma bölgelerinin çakışmasından dolayı dren

çevresindeki zeminde aşırı bozulma riskinin artmasıdır. Bu nedenle, bu tez çalışması kapsamında gerçekleştirilen tüm sayısal analizlerde, dren aralığı projeye uygun olarak 1.3 metre seçilmiştir.

2.2.1.3 Dren Derinliği

Dren derinliği, arazideki zemin profiline bağlı olarak belirlenmiştir. Zemin etüdü sonuçlarına göre dren derinlikleri saptanmıştır. Uygulama alanı, yumuşak zeminlerle dolu vadilerden geçtiğinden, ana kaya vadilerin kenarlarına yakın olup; daha sığ seviyelerdedir ve dren derinliği kaya seviyesi tarafından kontrol edilebilmektedir. Bu nedenle, bu tez çalışması kapsamında gerçekleştirilen tüm sayısal analizlerde dren derinliği, projeye uygun olarak 15 metreye kadar ulaşabilecek şekilde belirlenmiştir.

2.2.1.4 Dren Kurulumu

Dren uygulamasının gerçekleştirileceği alanın genişliği yaklaşık 40 metre olup, dren aralığı 1.3 metre olarak belirlenmiştir. Bu doğrultuda, projeye uygun olarak yumuşak zemine farklı derinliklerde toplamda 29 adet dren yerleştirilmiştir. Dren uygulamasına ilişkin tasarım değerleri Tablo 2.3'te verilmiştir.

Tablo 2.3 PVD tasarım parametreleri

Dren Tipi	Dren adeti	Tasarım Dren Uzunluğu (m)	Kare Patern Dren Aralığı (m x m)
CT-D1010	29	15.0 m'ye kadar	1.3 x 1.3

PVD kurulumundan önce çalışma sahası, yüzey kalıntıları ve bitki örtüsü sıyrılarak hazırlanır. Drenlerin etkin bir şekilde suyu dışarı atabilmesi için uygun bir ortam sağlamak amacıyla zemine kum serilmektedir. Şekil 2.5'de gösterildiği üzere, operatör, lideri hedef dren konumu üzerinde hizalamalı ve çalışanlar mandrelden yaklaşık 30 cm uzunluğunda PVD çekmelidir. PVD, lider plakasının etrafına sarılacak ve katlanmış ucu, plaka mandrel tabanına dayanana kadar mandrel içine geri çekilecektir. Drenin sertliği nedeniyle, katlanmış kısım çelik lider plakasına sabitlenecektir. Ana makinenin hidrolik motorları, mandreli tanımlanan derinliğe itmek için vinci çalıştıracaktır. Uygulama sırasında, operatör kabini içindeki bir ekrandan dren derinliği kontrol edilir. Minimum dren derinliği, isteniyorsa, tolerans ± 2 cm olacaktır. Minimum dren derinliği, belirtilen maksimum sürtünme direncine

göre de belirlenir. Ancak, maksimum sürtünme direncinin aşılması durumunun, sıkıştırılmaz bir tabaka mı yoksa tek bir engel nedeniyle mi oluştuğunun değerlendirilmesi, sorumlu geoteknik uzmanları tarafından yapılacaktır. Diğer durumda, tasarlanan noktaya belirli bir uzaklıkta başka bir PVD denenecektir. Yumuşak zeminin yetersiz sürtünme direnci nedeniyle drenin tanımlanan derinlikte sabitlenmesinde sorunlar yaşanırsa, dren derinliği, yeterli direnç sağlayan bir tabakaya kadar uzatılacaktır.



Şekil 2.5 Dren konumunun hizalanması

Belirlenen derinliğe ulaşıldıktan sonra işlem tersine çevrilir ve mandrel zeminden çekilir. Mandrel yükselmesiyle birlikte, lider plakası, sürülen derinlikte dreni kendiliğinden kilitler. Mandrel zemin yüzeyine ulaştığında, dren zemin seviyesinden yaklaşık 15 cm ile maksimum 25 cm yukarıda kesilir. Bu işlemle drenin kurulum süreci tamamlanmış olur. Drenlerin zemine yerleştirilmesinden sonra, artık boşluk suyu basıncı oluşumunu ve sonrasında drenlerden su çıkışını sağlamak amacıyla, ön yükleme uygulaması yapılır.

2.2.2 Geogrid

Tasarım gereği, taşıma kapasitesini artırmak ve farklı oturmalara engel olmak amacıyla, dolgular serilmeden önce tek kat geogrid kullanılmaktadır. Genellikle, geogrid altında ve arasında 20 ile 30 cm kalınlığında granüler malzeme kullanılır. Geogrid tasarımı, kalıcı olup ömrü, demiryolu projesinin ömrü ile uyumlu olacak şekilde belirlenmiştir. Bu tez çalışması kapsamında gerçekleştirilen tüm sayısal

analizlerde, projeye uygun olarak seçilen geogrid; “Maccaferri Paralink 150” olarak belirlenmiştir.

2.2.3 Dolgu Yapımı

Drenlerin kurulumu tamamlandıktan ve zemin üzerine geogrid malzemesi uygulandıktan sonra, dolgu işlemi kademeli olarak gerçekleştirilmiştir. Dolgunun kademeli uygulanma nedeni, oturmaların ve yanal yer değiştirmelerin izlenmesini ve uygulama sırasında temelde herhangi bir sorun oluşmasını önlemektir. Mukavemet kazanımı, yumuşak kil tabakalarında, artık boşluk suyu basıncının elimine edilmesi ile sağlanır. Bu süreç, nihai dolgunun stabilitesini artırır ve oturmaların demiryolu işletimine başlamadan önce pratik olarak tamamlanmasını sağlar.

Arazide projeye uygun olarak, dolgu yüksekliği yaklaşık 7 metre ve eğimi 1V:1.75H oranında uygulanmıştır. Kademeli dolgu serme sürecinde stabilitenin artırılması amacıyla, ilk kademe dolgu serilmeden önce tek katmanlı bir geogrid serilmiştir. Drenaj katmanı, geogrid ile birlikte kullanılarak granüler malzemenin drenaj işlevini yerine getirmesi sağlanması amaçlanmıştır. Bu malzemenin, ince dane içermemesi önemlidir. Ayrıca, bu malzemenin, alttaki çalışma platformu ve üstteki dolgu malzemesine karışmaması gereklidir. Bu, özel olarak tasarlanmış ayırma katmanları (kum ve/veya geotekstil) kullanılarak sağlanabilir. Bu tasarımın avantajları arasında inşaat süresinin kısaltılması, dolgu malzemelerinden tasarruf edilmesi ve zemindeki farklı oturmaların en aza indirilmesi yer almaktadır.

Bu tez çalışması kapsamında gerçekleştirilen tüm sayısal analizler için, dolgu özellikleri ve tren rayları için gerekli olan A+B katmanı, alt-balast ve balast malzemelerinin projeye uygun olarak özellikleri Tablo 2.4’te verilmiştir. Tabloda, analizde kullanılan malzemelerin drenaj tipi ve malzeme modeli, kalınlığı, suya doygun olmayan birim hacim ağırlığı (γ_{unsat}), suya doygun birim hacim ağırlığı (γ_{sat}), elastik modülü (E), ν (nu), kohezyon (c_{ref}), içsel sürtünme açısı (ϕ), yatay ve dikey geçirgenlik katsayı (k_x, k_y) değerleri verilmiştir.

Tablo 2.4 Dolgu özellikleri

Dolgu Özellikleri				
	Ballast	Alt-Ballast	A+B Katmanı	Dolgu
Kalınlık (m)	0.55	0.25	0.50	7.10
Malzeme Modeli	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Drenaj Tipi	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı
γ_{sat} (kN/m ³)	22	22	20	20
E (kN/m ²)	173500	173500	86800	35000
c_{ref} (kN/m ²)	0.1	0.1	0.1	0.1
ϕ (°)	40	40	40	38
k_x (m/gün)	8.64	8.64	8.64	8.64
k_y (m/gün)	8.64	8.64	8.64	8.64

Dolgunun sahada uygulanması, oturmanın zamana bağlı olmasından dolayı Tablo 2.5’de gösterildiği gibi gerçekleştirilmiştir. Yumuşak zemine drenlerin kurulumu tamamlandıktan ve zemin yüzeyine geogrid yerleştirildikten sonra 0.5 metre kalınlığında dolgu (drenaj) malzemesi serilmiştir. İlk aşamanın ardından 7 gün beklenmiş ve bu süre sonunda arazide oturma ölçümleri yapılmıştır. Ölçümler doğrultusunda 2 metre daha dolgu malzemesi serilmiştir. Daha sonra, 14 gün beklenerek bir kez daha oturma ölçümleri yapılmış ve hemen ardından 2 metre dolgu malzemesi daha serilmiştir. 35. günün sonunda, inşaat faaliyetleri için gerekli kot değerine (7.1 metre) ulaşabilmek amacıyla ek olarak 2.6 metre dolgu malzemesi serilmiştir ve zemin oturması için 3 ay beklenmiştir.

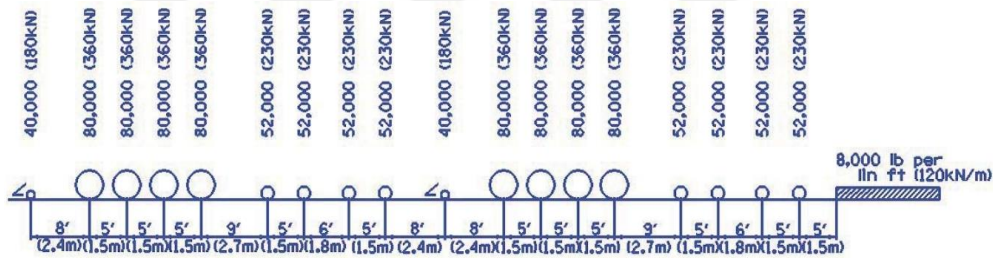
Ayrıca, dolgu inşaatının her aşamasında, önceki aşamalarda meydana gelen oturmaları elimine etmek için sahada ekstra dolgu uygulanmıştır. 3 ayın sonunda, toplam kalınlık değeri olan 6.96 metre [(dolgu-5.66 m) +(A+B tabakası-0.5 m) +(alt balast-0.25 m) +(balast-0.55 m)] seviyesini sağlamak amacıyla 1.44 metre kalınlığındaki mevcut dolgu kaldırılmış ve yerine toplam kalınlıkları 1.3 metre olan A+B tabakası, alt-balast ve balast serilmiştir. Böylece istenilen demiryolu ray seviyesine ulaşılmıştır. Ayrıca, oturma kontrolü amacıyla analiz programında, 169. gün trenin hareketli yüküne karşılık gelen bir yayılı yük uygulanmıştır.

Tablo 2.5 Dolgu yapım adımları

Süre (gün)	Aşama
7	0.5 m dolgu
21	2.5 m dolgu
35	4.5 m dolgu
49	7.1 m dolgu
139	7.1 m dolgu
169	6.96 m dolgu*
169	Tren Yüğü

* [(dolgu tabakası-5.66 m)+(A+B tabakası-0.5 m)+(alt balast-0.25 m)+(balast-0.55 m)]

Arema Cooper E80 (EM360), hareketli yük değerini yaklaşık 35 ton (360 kN) olarak tanımlamaktadır. Şekil 2.6'da, tren yükünün dağılımı şematik olarak gösterilmiştir.



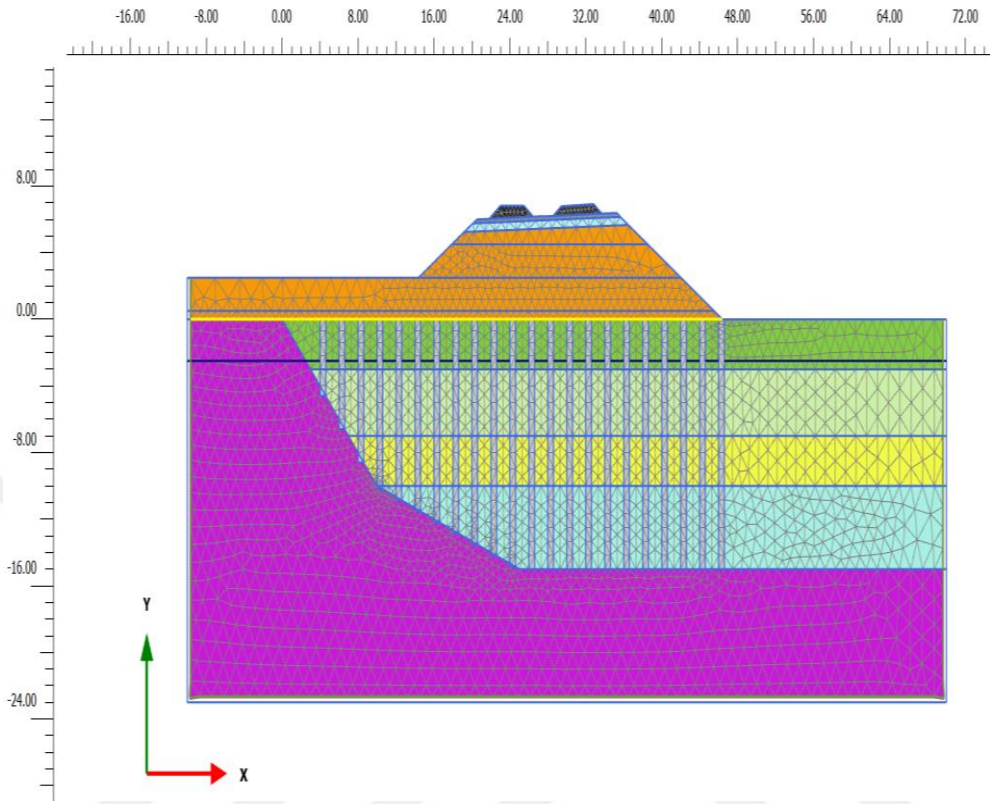
Şekil 2.6 Aks yükü diyagramı (Arema Cooper E80)

Eurocede EN 1992-1 standardına göre, hareketli yükün ballast katmanı altında 3 metrelik bir mesafe içerisinde yayılması öngörülmüştür. Balastın altındaki subballast katmanı da göz önünde bulundurularak, yük dağılımı için 3.25 metrelik bir mesafe dikkate alınmıştır. Bu bağlamda, trenin hareketli yükü 63 kN/m^2 olarak hesaplanmıştır.

2.3 Derin Karıştırma Uygulaması

Derin karıştırma uygulaması, Şekil 2.7'de gösterildiği üzere, içerisinde zemin kolonlarının imal edildiği ve üzerine inşa edilmiş bir demiryolu dolgusunu içermektedir. Bu uygulama kapsamında, dolgu yüksekliği yaklaşık 7 metre olarak belirlenmiş ve dolgunun eğimi 1V:1.75H şeklinde tasarlanmıştır. Dolgu stabilitesini artırmak amacıyla, yumuşak zemin yüzeyine geogrid yerleştirilerek ek bir takviye sağlanmıştır. Yeraltı su seviyesi (GWT), yumuşak zemin yüzeyinden yaklaşık 2.5 metre altındadır. İmalat işlemleri sırasında, zemin kolonlarının çapı 0.6

metre olarak belirlenmiş ve kolon merkezleri arasındaki mesafe 2 metre olarak uygulanmıştır. Kolonlar, 15 metre derinliğe kadar inşa edilmiştir.



Şekil 2.7 Analizlerde kullanılan derin karıştırma modeli

3.1 Sonlu Elemanlar Modeli

Bir çok mühendislik problemini çözüme amacıyla yararlanılan sonlu elemanlar yöntemi, geoteknik problemleri çözümünde de yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu yöntem, düzensiz geometri ve karmaşık sınır koşulları içeren problemleri analiz edebilen kapsamlı bir yöntemdir. Bu nedenle, bu tez çalışmasında da, sonlu elemanlar yöntemi kullanan bir program olan Plaxis programı ile (PVD kullanılarak önyüklemeye uygulamaları ile iyileştirilmiş yumuşak zeminlerin davranışını incelemek amacıyla) kapsamlı bir çalışma gerçekleştirilmiştir.

Analitik çözüm yöntemi, bir yapının herhangi bir konumundaki bilinmeyen değişkenlerin değerlerini, matematiksel bir ifade ile belirleyen bir yöntemdir. Bu çözümler, yapının her noktasındaki durumu hesaplayabilme kapasitesine sahip olmakla birlikte, genellikle yalnızca basitleştirilmiş problemler için uygulanabilir. Karmaşık problemler, heterojen ve anizotropik malzeme özellikleri, doğrusal olmayan gerilme-deformasyon bağıntıları, düzensiz geometrik şekiller ve karmaşık sınır koşulları gibi faktörler gözönüne alındığında, sayısal yöntemlerin kullanımı daha uygun ve etkili bir çözüm sunmaktadır.

Sayısal çözüm yöntemi, yapı içerisindeki belirli sayıda ayrık noktada bilinmeyen değişkenlerin yaklaşık değerlerini belirleyen bir yöntemdir. Bu yöntem, mühendislik ve bilimsel problemlerin analizi için geniş bir uygulama alanı sunmaktadır. Sınır Elemanı Yöntemi (LE), Sonlu Farklar Yöntemi (FDM) ve Sonlu Elemanlar Yöntemi (FEM) gibi çeşitli sayısal yöntemlerin her biri, farklı problem türlerine ve çözüm gereksinimlerine yönelik avantajlar ve sınırlamalar sunarak, karmaşık mühendislik problemlerinin etkili bir şekilde analiz edilmesini sağlamaktadır.

Bu çalışmada kullanılan Plaxis programı, sonlu elemanlar yöntemini kullanan bir programdır. Bu yöntemin gelişimi ile birlikte rijitlik matrisinin temel kavramları ve eleman düzenlemesi, günümüzde kullanılan biçiminde şekillenmeye başlamıştır.

Rijitlik matrisleri, alttaki yapının mekanik özelliklerini temsil eden matematiksel yapılar olup, doğrusal dönüşüm kullanılarak düğüm deplasmanları ile düğüm kuvvetleri arasındaki ilişkiyi kurar. Bu yaklaşım, yapının davranışını analiz etmek ve tasarım gereksinimlerini karşılamak için güçlü bir konsepttir.

Sonlu elemanlar analizinde, araziye temsil eden bir model, eşdeğer bir sonlu elemanlar sistemine bölünür. Bu sistemde, her bir sonlu eleman üzerindeki gerçek yer değiştirmelerin değişimini yaklaşık olarak belirlemek amacıyla yer değiştirme fonksiyonları kullanılır. Bu fonksiyonlar genellikle polinomlar veya trigonometrik fonksiyonlar şeklinde olabilir. Rijitlik matrisi, her bir elemanın malzeme ve geometrik özelliklerini içeren bir yapıdadır. Rijitlik matrisi $[k]$ ve düğüm yer değiştirmeleri ile; uygulanan düğüm kuvvetleri arasında aşağıdaki şekilde ilişkilendirilir:

$$\{Q\} = [k]\{u\} \quad (3.1)$$

Burada; $\{Q\}$ düğüm noktası kuvvet vektörü ve $\{u\}$ düğüm noktası yer değiştirme vektörüdür.

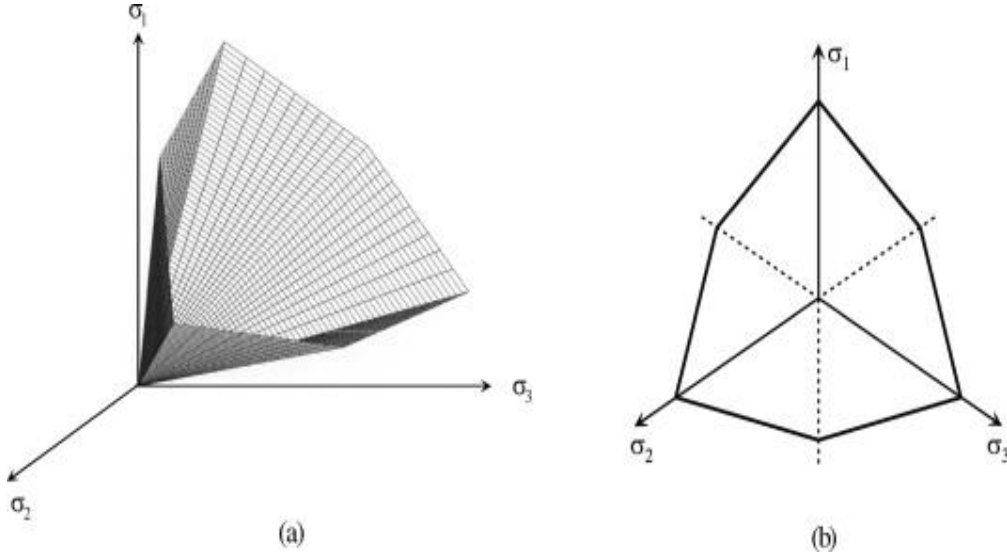
Ayrık elemanların rijitlik matrisleri birleştirildiğinde, tüm sistemin genel rijitlik matrisini $[K]$ ve eleman düğüm kuvveti vektörlerinden elde edilen genel kuvvet vektörünü $\{F\}$ oluşturur. Bu işlem, her bir elemanın rijitlik matrislerinin topluca değerlendirilmesi ve düğüm kuvvetlerinin birleştirilmesi yoluyla gerçekleştirilir.

$$\{F\} = [K]\{U\} \quad (3.2)$$

Burada; $\{U\}$ tüm yapı için düğüm yer değiştirme vektörüdür.

3.1.1 Mohr-Coulomb Modeli

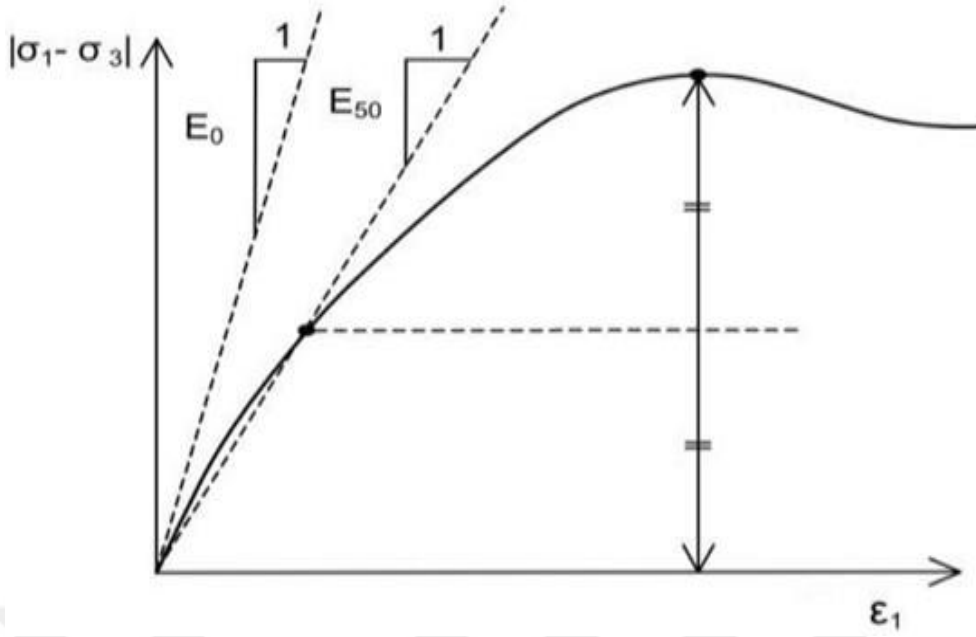
Mohr-Coulomb modeli, zeminlerde göçme durumunu belirlemek için sıklıkla kullanılan bir modeldir (Şekil 3.1). τ - σ eksen takında değerlendirilmesi için; kohezyon (zemin koheziv bir zemin ise) ve içsel sürtünme açısı bilinmeli ya da hesaplanmalıdır.



Şekil 3.1 Mohr-Coulomb göçme yüzeyi

3.1.1.1 Young Modülü

Plaxis programında, Young modülü, rijitlik parametresi olarak kullanılmaktadır. Birçok malzeme, yükleme başlangıcından itibaren doğrusal olmayan davranışlar sergilediğinden, hesaplamalarda kullanılan Young modülü değerlerinin dikkatle seçilmesi gerekmektedir. Şekil 3.2’de gösterildiği gibi, yük-deformasyon davranışı lineer olmayan malzemelerde (ki zemin elasto-plastik davranış gösteren bir malzemedir) başlangıçtaki lineer davranan düşük deformasyon aralığı için eğim $E_0 = E_I = E_{max}$; linearitenin aşılmasından sonra ise başlangıç noktasını eğri üzerinde herhangi bir noktaya birleştiren doğrunun eğimi E_{sec} ; herhangi bir deformasyon değerindeki eğriye çizilen teğetin eğimi ise E_{tan} olarak belirlenmekle birlikte; program için kullanılabilen bir başka modül değeri ise yükleme koşulları altında, zeminler için %50 dayanıma karşılık gelen sekant modülü E_{50} olarak tanımlanmaktadır. Ayrıca, boşaltma ve tekrar yükleme koşulları için elastisite modülü olarak E_{ur} ; özellikle tünel ve kazı gibi yük kaldırma problemlerinde kullanılmaktadır.



Şekil 3.2 Drenajlı standart üç eksenli deney için E_0 ve E_{50}

3.1.1.2 Poisson Oranı

Mohr-Coulomb modelinin önyükleme problemlerine uygulanmasında, Poisson oranının (ν) seçimi genellikle basit bir süreçtir. Plaxis programı, bu tür yüklemeler için yatay toprak basıncına (K_0) dayalı olarak gerçekçi bir Poisson oranı sağlar. Yatay gerilme (σ_h) ile düşey gerilme (σ_v) arasındaki oran, Poisson oranına bağlı olduğundan, yanıl toprak basıncı ile uyumlu olarak değerlendirilir.

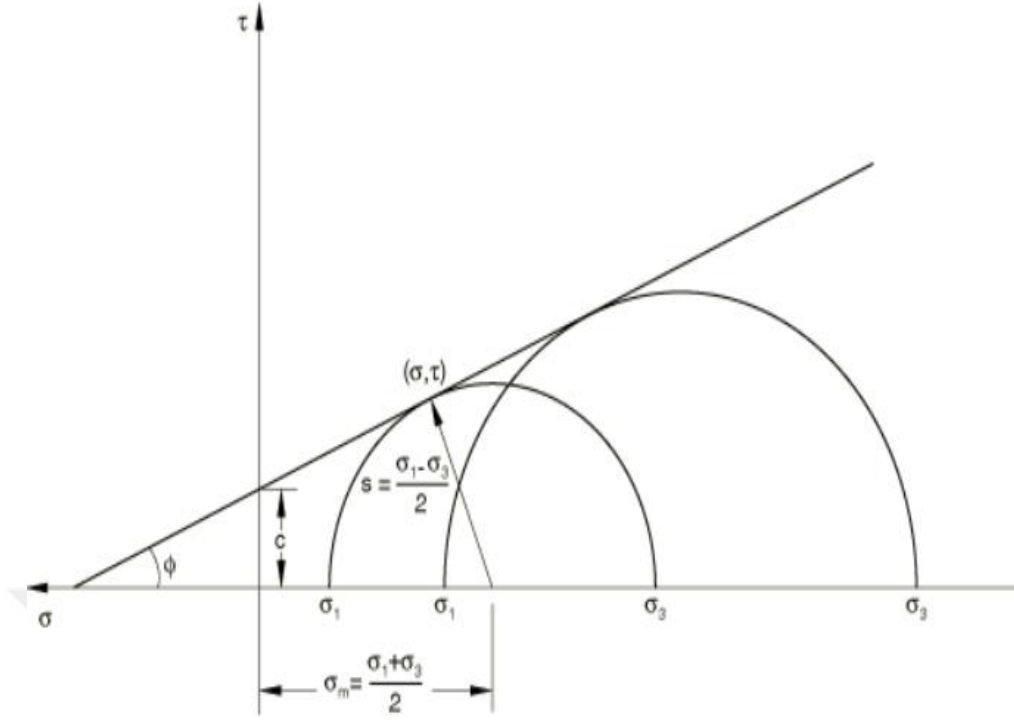
$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{(1 - \nu)} \quad (3.3)$$

3.1.1.3 Kohezyon

Zeminin kohezyonu (c) (-kohezyonlu zeminler-) için aslında bir mukavemet parametresidir. Kohezyonsuz zeminlerde ise bu değer (-pure cohesionless zeminler için-) sıfır olarak alınmakla birlikte; programda; kohezyon değeri sıfır olan zeminler için, oldukça minimal bir değeri alımı, programın daha verimli çalışmasına olanak sağlayabilmektedir.

3.1.1.4 İçsel Sürtünme Açısı

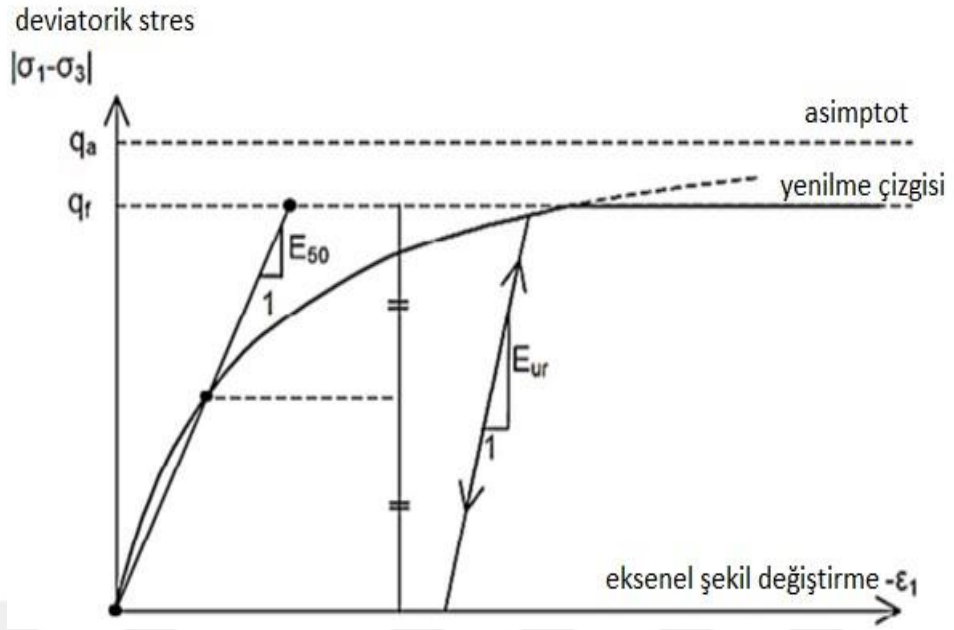
Zeminin içsel sürtünme açısı (ϕ), kohezyon gibi, bir başka önemli mukavemet parametresidir. Zeminin kayma mukavemeti, temel olarak kohezyon ve içsel sürtünme açısına bağlıdır ve bu ilişki, Şekil 3.3'te gösterildiği üzere Mohr dairesi kullanılarak gösterilebilir.



Şekil 3.3 Mohr dairesi

3.1.2 Hardening Soil Modeli

Bu model, bir pekleşme modelidir. Zemindeki plastik deformasyon oluşumu, yüklemenin erken aşamalarından itibaren başlayabilmektedir. Bu model; plastik deformasyon başlangıcından sonra bir pekleşme kuralı içermektedir. Modelde pekleşme; 3 farklı akma yüzeyi kullanımı ile deviatörük ve hacimsel pekleşme konsepti içermektedir. Model, elastisite modül ile gerilme arasında nonlinear elastik bir ilişki olduğunu kabul etmektedir. Hardening Soil modeli, hem yumuşak zeminler hem de katı/sert zeminler dahil olmak üzere çeşitli zeminlerin davranışını simüle edebilen gelişmiş bir model olarak kullanılmaktadır. Şekil 3.4'te gösterilen hiperbolik ilişki, Hardening Soil modelinin formülasyonunun temelini oluşturmaktadır.

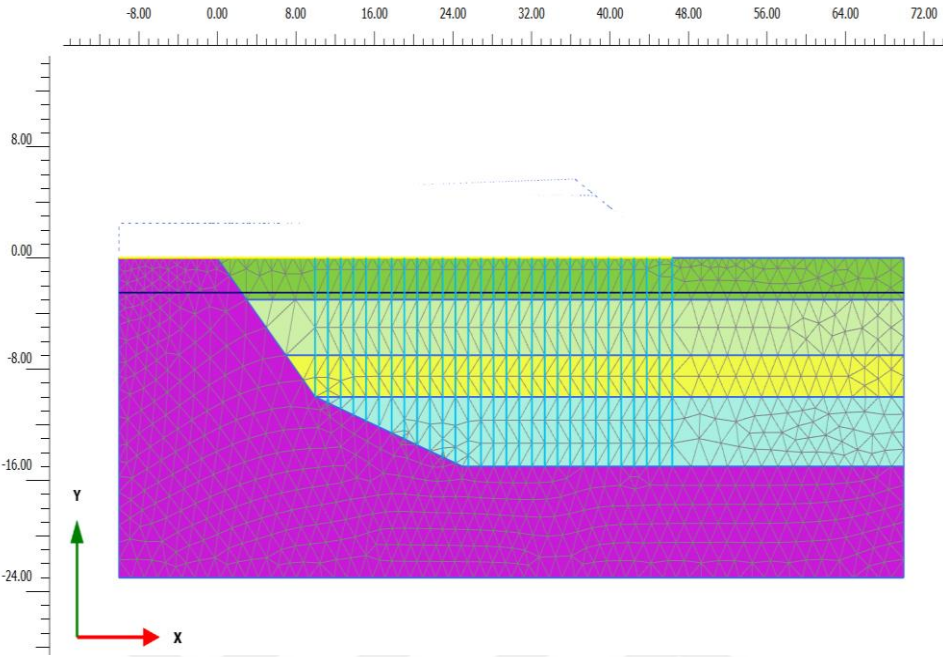


Şekil 3.4 Hiperbolik gerilme-şekil değıştirme ilişkisi (Brinkgreve ve Vermeer, 2002)

Önyükleme, diğer zemin iyileştirme tekniklerine kıyasla ekonomikliği, basitliği ve güvenilirliği nedeniyle en yaygın tercih edilen yöntemlerden biridir. Bu yöntem, taşıma kapasitesini arttırmak ve düşük geçirgenlik katsayısına sahip zeminlerde inşa edilecek yapıların oturma miktarını azaltmak amacıyla sıklıkla kullanılır. Özellikle sınırlı drenaja sahip yumuşak killere oturacak mühendislik yapıları altında aşırı oturmalar meydana gelebilir; bu durumda, önyükleme metodu ile bu durum elimine edilebilir. Yumuşak zemin tabakalarının önceden yüklenmesi, hem olası aşırı oturmaları azaltacak hem de boşluk suyu basıncının azalımı ile efektif gerilmede meydana gelen artış nedeniyle, zeminde kayma mukavemeti parametrelerini iyileştirecektir. Bu nedenle, tasarım yüküne eşdeğer veya bu yükten daha fazla bir yük zemin üzerine uygulanabilir. Uygulama sırasında oturma değerleri düzenli olarak izlenir. İstenilen oturma seviyesine ulaşıldığında, zemin üzerindeki yük kaldırılır ve yapı inşasına başlanmadan önce düşey deplasman (oturma) sergilemiş olan zemin üzerinde tasarlanan proje güvenle gerçekleştirilebilir. Uygulamada, yük olarak, kum veya çakıl dolgu gibi bir malzeme kullanılabilir. Bu uygulamada dikkat edilmesi gereken hususlardan birisi, önyükleme hesabının iyi yapılması; diğer dikkat edilmesi gereken husus ise kullanılacak malzemenin çevreyi ve zemin içerisindeki suyu kirletmeyecek şekilde seçilmesidir.

Bu çalışmada, incelenen sahada gerçekleştirilen inşa faaliyetini simule etmek amacıyla, arazide elde edilmiş olan sondaj verileri, SPT N değerleri ve laboratuvar test sonuçlarının yararlanılarak seçilen parametrelerin kullanımı ile sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla daha önceki kısımlarda da bahsedildiği gibi Plaxis programı kullanılmıştır. Analizlere başlamadan saha için bir zemin profili oluşturulmuştur (Şekil 4.1). Bu profile göre, Zemin yüzeyinin hemen altında, 0-3 metre derinlikte orta katı bir kil tabakası (koyu yeşil), 3-7 metre arasında yumuşak bir kil tabakası (açık yeşil), 7-10 metre derinlikte gevşek kum tabakası (sarı) ve 10-15 metre derinlikte çok yumuşak kil tabakaları (mavi) bulunmaktadır. Taban kayası

ise, orta dayanımlı granitten oluşmakta olup, mor renk ile gösterilmiştir. Yeraltı su seviyesi (GWT), zemin yüzeyinin 2.5 metre altındadır.



Şekil 4.1 İdealleştirilmiş zemin profili

Şekil 2.1 de görülen kesitteki üst 7 m'lik kil tabakası, bu kesimdeki SPT değerleri dikkate alınarak; bu çalışmada, 3 m'lik bir orta katı kil ve 4 m'lik bir yumuşak kil tabakası olmak üzere 2 tabaka olarak değerlendirilmiş ve Tablo 4.1 bu şekilde kurulmuştur.

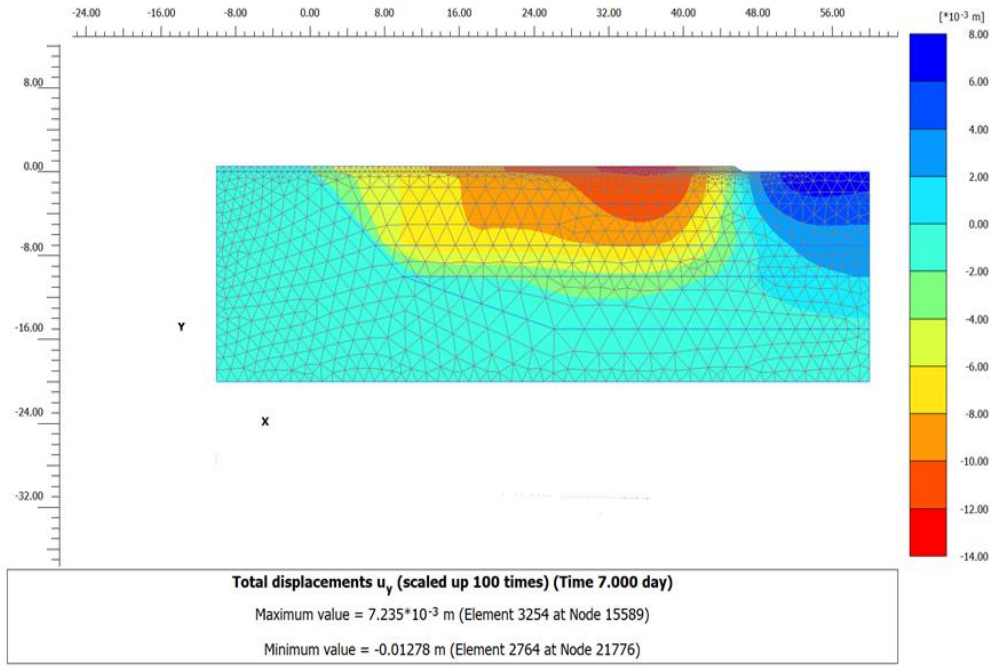
Tablo 4.1 İdealleştirilmiş zemin katmanlarının özellikleri

Zemin Özellikleri					
	Orta Katı Kil	Yumuşak Kil	Gevşek Kum	Çok Yumuşak Kil	Granit
Kalınlık (m)	3,0	4,0	3,0	5,0	25
Malzeme Modeli	Hardening Soil	Hardening Soil	Hardening Soil	Hardening Soil	Hardening Soil
Drenaj Tipi	Drenajsız	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı
γ_{sat} (kN/m ³)	16	16	18	16	25
E_{50}^{ref} (kN/m ²)	6000	2000	4000	1500	200000
E_{oed}^{ref} (kN/m ²)	6000	2000	4000	1500	200000
E_{ur}^{ref} (kN/m ²)	18000	6000	12000	4500	600000
c_{ref} (kN/m ²)	5	2	0,1	1	0,1
ϕ (°)	26	24	30	24	40
k_x (m/gün)	8,64E-05	8,64E-05	8,64E-01	8,64E-05	8,64E-01
k_y (m/gün)	4,32E-05	4,32E-05	8,64E-01	4,32E-05	8,64E-01

4.1 Önyükleme Analizi

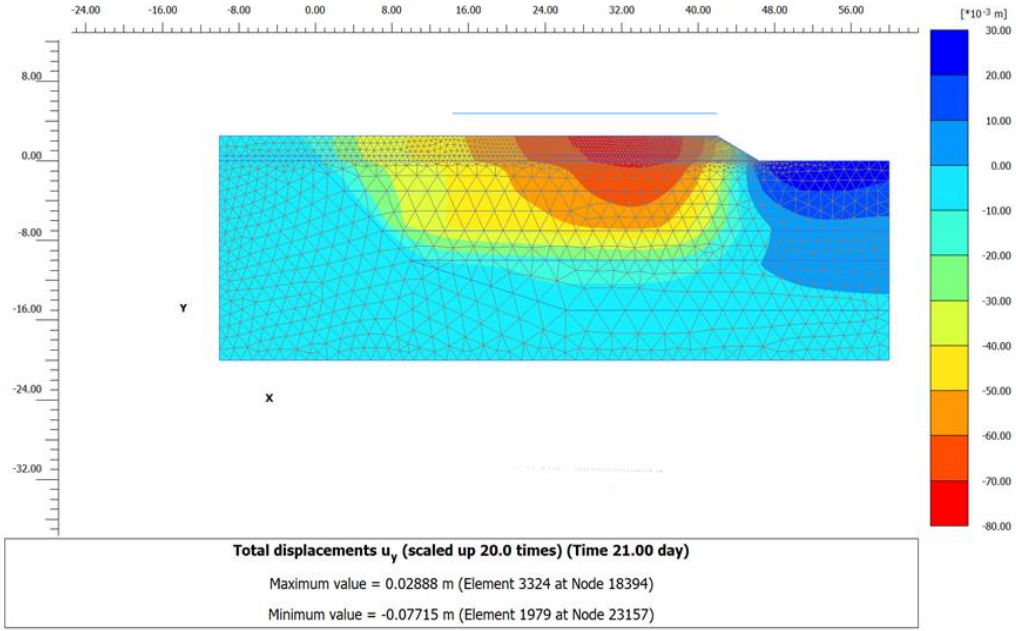
Bu teze konu olan çalışmanın ilk aşamasında, sahada, sadece önyükleme metodu uygulaması gerçekleştirilmesi durumu incelenmiştir. Tüm analizler, Plaxis programı kullanımı ile ve daha önceki kısımlarda açıklanmış olan zemin profili ve profilde yer alan zemin tabakalarının özelliklerinin programa tanımlanması ile gerçekleştirilmiştir. Bir başka deyişle, analiz sürecinde, mevcut durumu temsil eden bir model kullanılarak herhangi bir ilave geoteknik iyileştirme uygulaması yapılmadan, sadece önyükleme metodunun kullanımı durumu incelenmiştir.

İlk aşamada, geogrid içeren profil üzerine, arazideki yükleme kademelerine uygun olarak 0.5 metre kalınlığında bir dolgu tanımlanmıştır. Dolgu uygulamasından sonra, arazideki bekleme süresine uygun olarak 7 gün süre ile beklenmiştir. Bu süre sonunda elde edilen oturma değeri, Şekil 4.2’de görüldüğü üzere yaklaşık 1.3 cm olarak hesaplanmıştır.



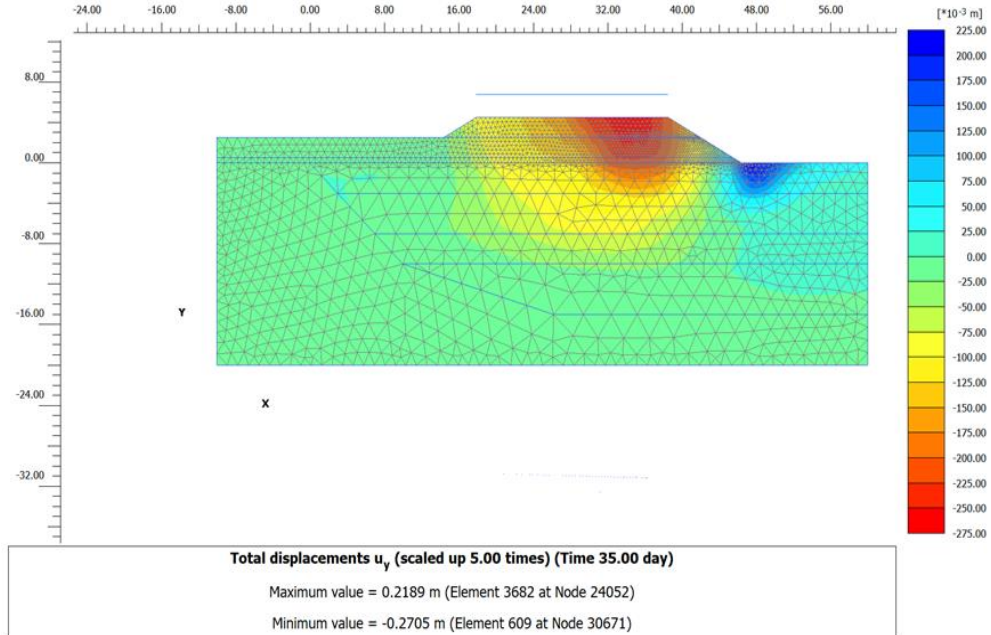
Şekil 4.2 Toplam yerdeğiştirme u_y (7.gün)

Daha sonra, arazideki uygulamaya eşdeğer olarak, 2 metre daha dolgu malzemesi serilmiş ve önceki aşamada oluşan oturma değerine karşılık gelen bir yayılı yük uygulanmıştır. Bu işlemlerin sonucunda, arazideki bekleme süresine uygun olarak 14 gün beklenmiş ve toplamda 21. günün sonunda toplam oturma değeri, Şekil 4.3’te görüldüğü üzere yaklaşık 7.7 cm olarak hesaplanmıştır.



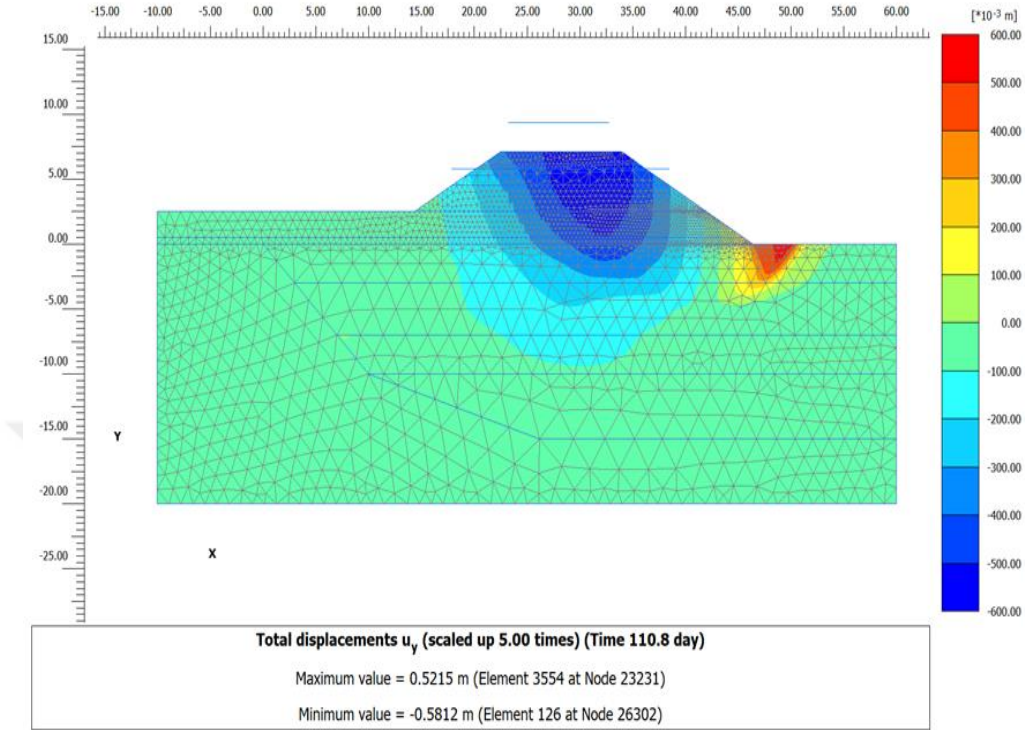
Şekil 4.3 Toplam yerdeğiştirme u_y (21.gün)

Hemen ardından, arazideki uygulamaya eşdeğer olarak, 2 metre daha dolgu malzemesi tanımlanmış ve önceki aşamalarda oluşan oturma değerine karşılık gelen bir yayılı yük uygulanmıştır. Bu işlemin sonucunda, arazideki bekleme süresine uygun olarak toplamda 35 günün sonunda oluşan oturma değeri, Şekil 4.4'te görüldüğü üzere yaklaşık 27 cm olarak hesaplanmıştır.



Şekil 4.4 Toplam yerdeğiştirme u_y (35.gün)

Bu aşamada, sahada maksimum dolgu seviyesine ulaşacak şekilde dolgu malzemesi serildikten sonra, yaklaşık 111. gün oluşan oturma değeri, Şekil 4.5'te görüldüğü üzere yaklaşık 58.1 cm olarak hesaplanmıştır.



Şekil 4.5 Toplam yerdeğiştirme u_y (111.gün)

Önyüklemeye analizinin sonuçları Tablo 4.2'de verilmiştir. Sahada gerçekleştirilen önyüklemeye 7.1 m kalınlıklı dolgu kaynaklıdır. Bu nedenle; sahadaki, dolgu inşa kademe ve bekleme sürelerine uygun olarak gerçekleştirilen sayısal analizlerde, 111. günün sonunda dolguda göçme meydana gelmiştir. Bunun sonucunda, sadece bu yöntemin başka bir mühendislik tedbiri alınmadan uygulanmasının, gerek inşaat süresi gerek ise inşaat maliyeti açısından uygun olmadığı görülmektedir.

Tablo 4.2 Oturma değerleri (önyüklemeye analizi)

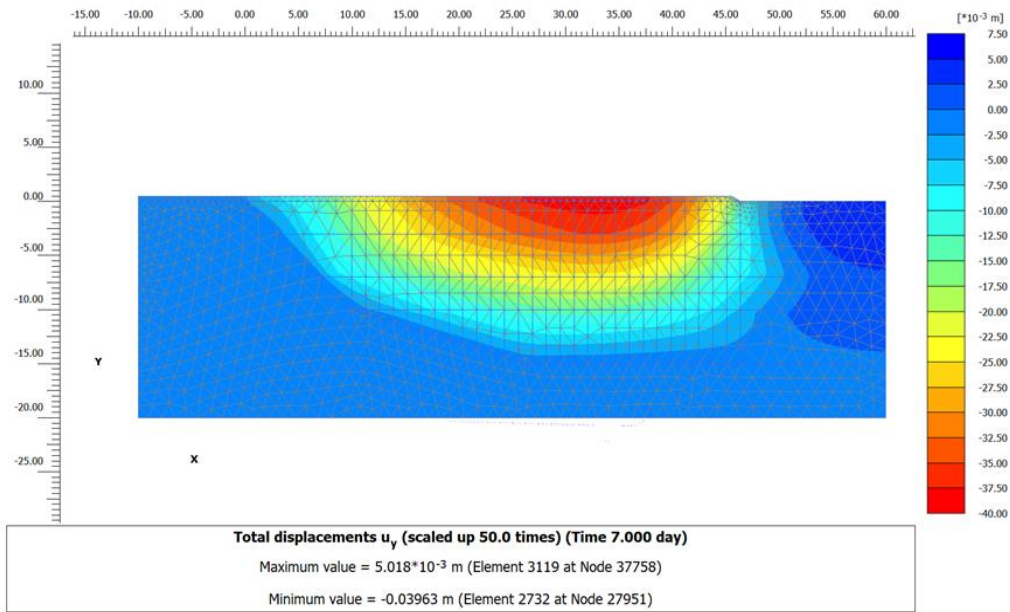
Önyüklemeye Analizi Sonuçları		
Süre (gün)	Aşama	Oturma (cm)
7	0.5 m dolgu	1.3
21	2.5 m dolgu	7.7
35	4.5 m dolgu	27
111	7.1 m dolgu	58.1

4.2 Dren Analizi

Bu teze konu olan çalışmanın ikinci aşamasında, sahada, sadece dren uygulaması gerçekleştirilmesi durumu incelenmiştir. Tüm analizler, Plaxis programı kullanımı ile ve daha önceki kısımlarda açıklanmış olan zemin profili ve profilde yer alan zemin tabakalarının özelliklerinin programa tanımlanması ile gerçekleştirilmiştir. Bir başka deyişle, analiz sürecinde, mevcut durumu temsil eden bir model kullanılarak herhangi bir ilave geoteknik iyileştirme uygulaması yapılmadan, sadece dren kullanımı durumu incelenmiştir.

Bu amaçla, modelde, geogrid içeren profile dren kurulumu (aralıkları 1.3 m, uzunlukları taban kayası seviyesine kadar uzanacak şekilde-maksimum 15 m- olan toplam 29 dren) gerçekleştirilmiş ve analiz aşamasına geçilmiştir. Bu analizde, drenin tanımlandığı zemin üzerinde önyüklemeye yapılmaksızın gerekli dolgu inşasının yapılması planlanmıştır.

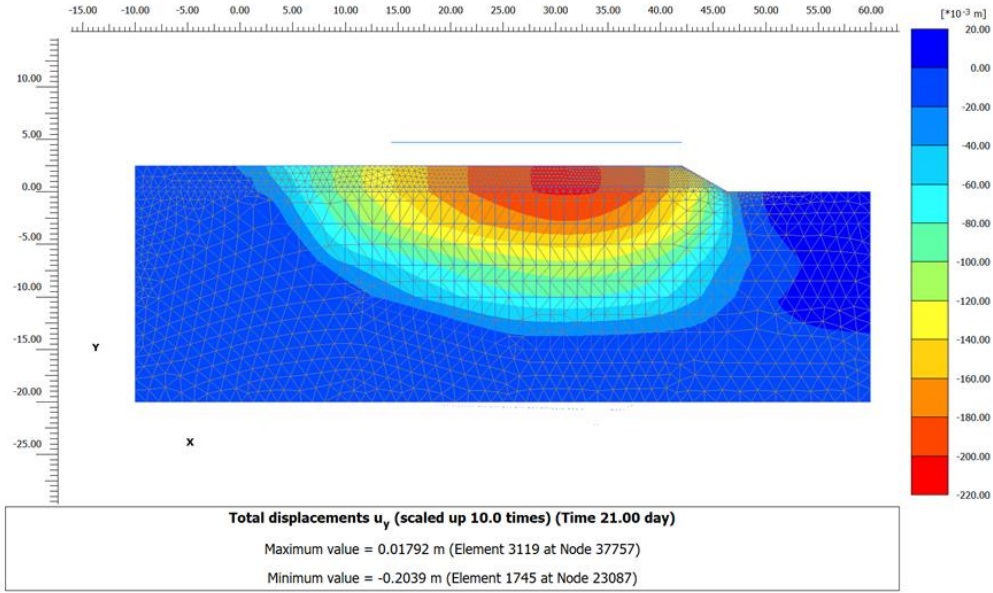
Bu aşamada; ilk olarak, PVD ve geogrid içeren profil üzerine, 7 gün süresince 0.5 metre kalınlığında bir dolgu tanımlanmıştır. Bu uygulamanın sonucunda meydana gelen oturma değeri, Şekil 4.6'da görüldüğü üzere yaklaşık 4 cm olarak hesaplanmıştır.



Şekil 4.6 Toplam yerdeğiştirme u_y (7.gün)

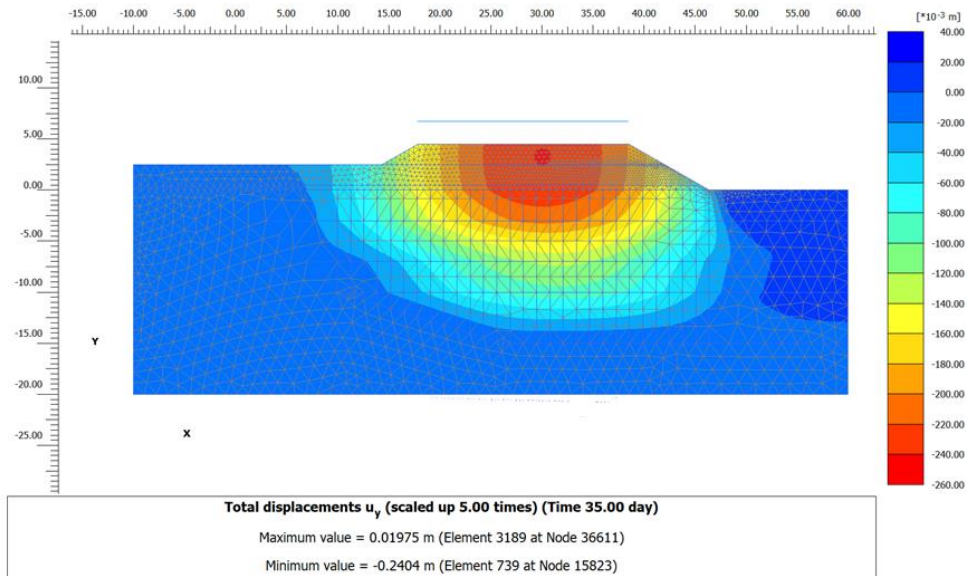
Hemen ardından, 2 metre daha dolgu malzemesi tanımlanmış ve önceki aşamalarda oluşan oturma değerine karşılık gelen bir yayılı yük uygulanarak analiz

gerçekleştirilmiştir. Arazideki bekleme süresine uygun olarak 14 gün beklenildikten sonra, oturma değeri Şekil 4.7’de görüldüğü üzere yaklaşık 20.4 cm olarak bulunmuştur.



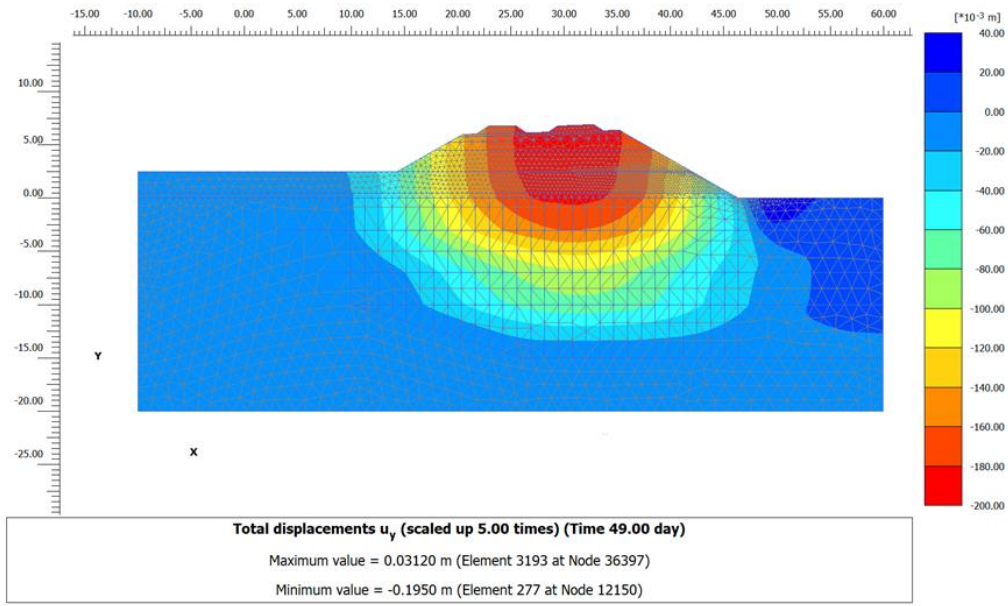
Şekil 4.7 Toplam yerdeğiştirme u_y (21.gün)

21. gün sonunda, önceki aşamada uygulanan prosedüre benzer şekilde, 2 metre daha dolgu malzemesi tanımlanmış ve toplamda 4.5 metre kalınlığında dolgu yapılmıştır. Bu işlemlerin sonucunda, arazideki bekleme süresine uygun olarak 35. günün sonunda dolgu altında oluşan oturma değeri, Şekil 4.8’de görüldüğü üzere yaklaşık 24 cm hesaplanmıştır.



Şekil 4.8 Toplam yerdeğiştirme u_y (35.gün)

35. günün sonunda, sahada ulaşılmak istenen toplam kalınlık değeri olan 6.96 metre [(dolgu-5.66 m)+ (A+B tabakası-0.5 m)+(alt balast-0.25 m)+(balast-0.55 m)] seviyesini sağlamak amacıyla 1.16 metre kalınlığında dolgu ve toplam kalınlıkları 1.3 metre olan A+B tabakası, alt-balast ve balastın yerleştirilmesi ile istenilen demiryolu ray seviyesine ulaşılmıştır. Bu işlem yaklaşık 14 gün sürmüş ve sonucunda oluşan oturma değeri Şekil 4.9’da görüldüğü üzere yaklaşık 19.5 cm olmaktadır. Zemine sadece dren uygulanan analizin sonuçları Tablo 4.3’te verilmiştir.



Şekil 4.9 Toplam yerdeğiştirme u_y (49.gün)

Tablo 4.3 Oturma değerleri (sadece dren analizi)

Sadece Dren Analizi Sonuçları		
Süre (gün)	Aşama	Oturma (cm)
7	0.5 m dolgu	4
21	2.5 m dolgu	20.4
35	4.5 m dolgu	24
49	6.96 m dolgu*	19.5

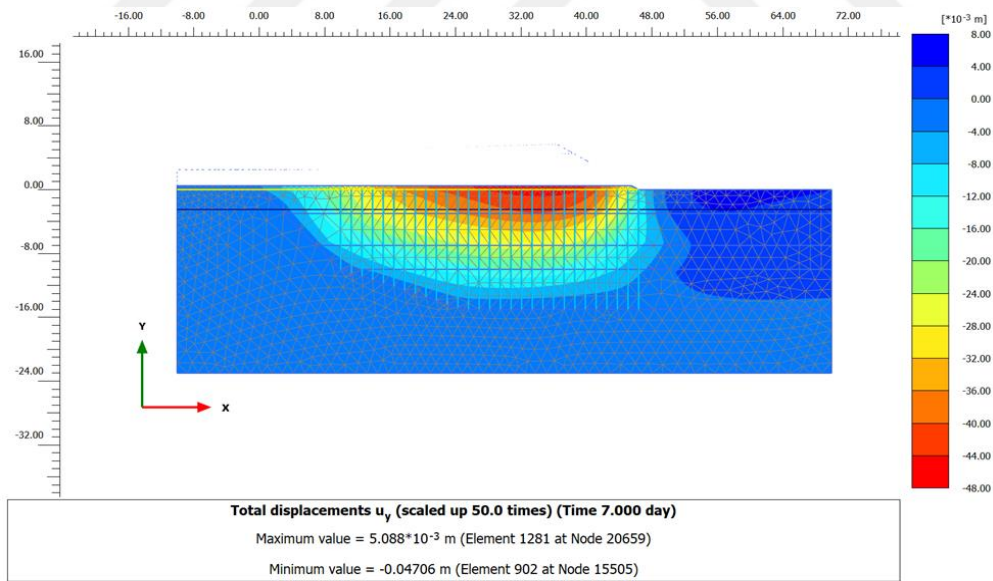
* [(dolgu tabakası-5.66 m)+(A+B tabakası-0.5 m)+(alt balast-0.25 m)+(balast-0.55 m)]

Zemine sadece dren yerleştirilerek yapılan dolgu inşası (önyüklemesiz) tamamlandığında, 49 günün sonunda toplamda 67.9 cm oturma gerçekleşmiştir. Ancak, oturma sürecinin devam ediyor olabileceği değerlendirilmiştir.

4.3 Drenli Önyüklem Analizi

Bu teze konu olan çalışmanın üçüncü aşamasında, incelenen arazide de, yerinde gerçekleştirilmiş olan, dren takviyeli önyüklem uygulamasının gerçekleştirilmesi durumu, sayısal analizler ile incelenmiştir. Tüm analizler, Plaxis programı kullanımı ile ve daha önceki kısımlarda açıklanmış olan zemin profili ve profilde yer alan zemin tabakalarının özelliklerinin programa tanımlanması ile gerçekleştirilmiştir. Bir başka deyişle, analiz sürecinde, mevcut durumu temsil eden bir model kullanılarak iki farklı geoteknik iyileştirme uygulamasının bir arada kullanımı durumu incelenmiştir. Bu amaçla, modelde, dolgu altındaki profilde yer alan tabakalar için prefabrik düşey dren (PVD) destekli önyüklem uygulaması durumu çalışılmıştır.

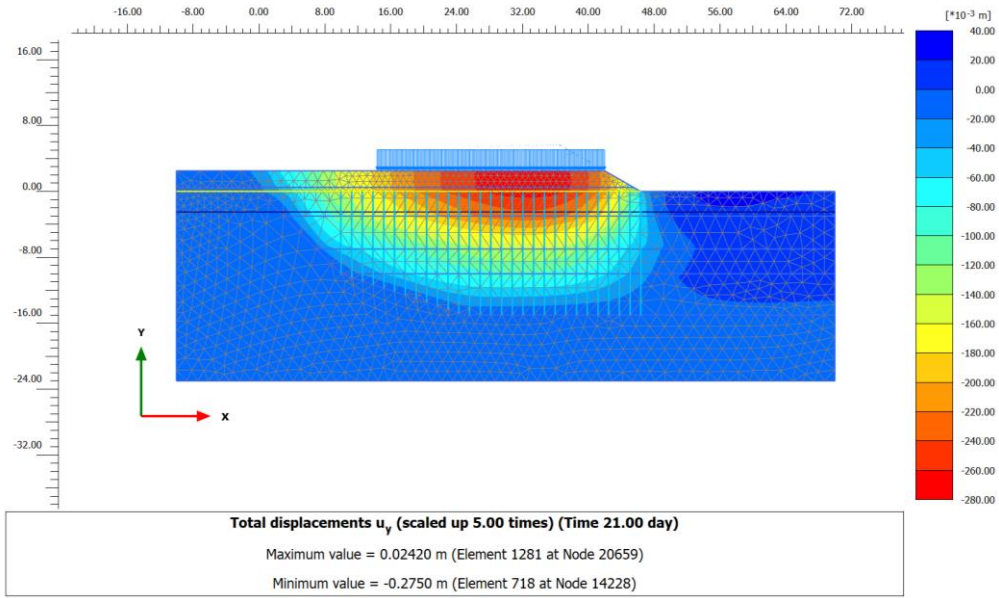
Bu analizde, ilk olarak, PVD ve geogrid içeren profil üzerine, arazideki yüklem kademelerine uygun olarak 0.5 metre kalınlığında bir dolgu tanımlanmış. Bu dolgu uygulamasının ardından, arazide bekleme süresine uygun olarak 7 gün beklenmiş ve oluşan oturma değeri, Şekil 4.10'da görüldüğü üzere yaklaşık 4.7 cm olarak hesaplanmıştır.



Şekil 4.10 Toplam yerdeğiştirme u_y (7.gün)

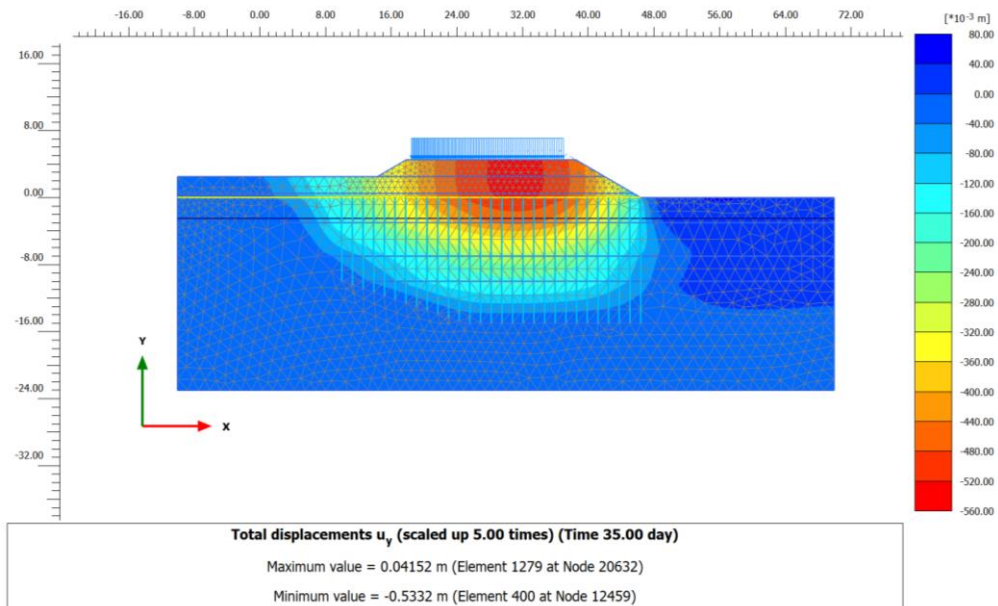
Süreç içerisinde, ölçümler yapıldıktan sonra arazideki yüklem kademelerine uygun olarak 2 metre daha dolgu malzemesi serilmiş ve önceki aşamada oluşan oturma değerine karşılık gelen bir yayılı yük uygulanmıştır. Bu işlemlerin sonucunda, arazideki bekleme süresine uygun olarak 14 gün beklenmiş ve 21.

günün sonunda toplam oturma değeri, Şekil 4.11’de görüldüğü üzere yaklaşık 27.5 cm olarak hesaplanmıştır.



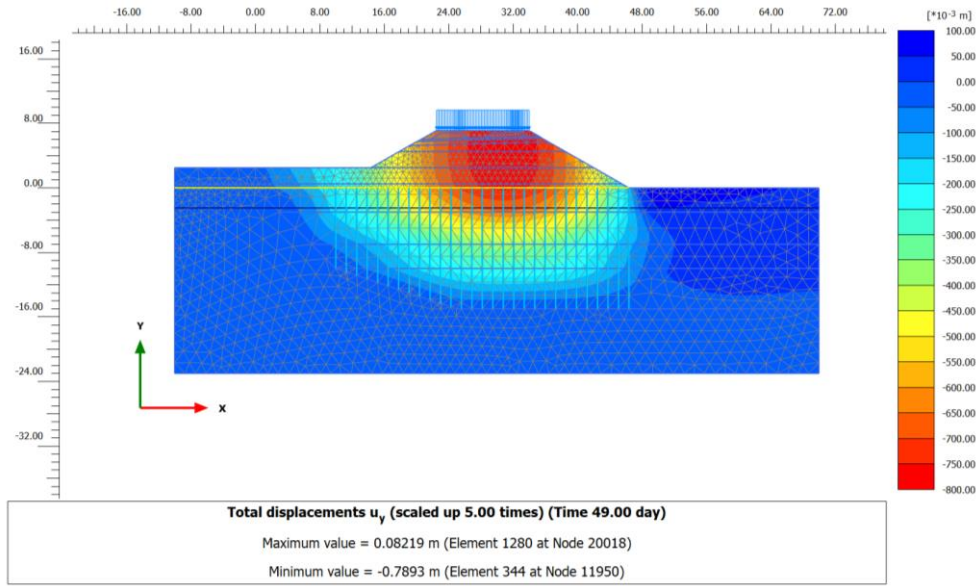
Şekil 4.11 Toplam yerdeğiştirme u_y (21.gün)

Hemen ardından, 2 metre daha dolgu malzemesi tanımlanmış ve önceki aşamalarda oluşan oturma değerine karşılık gelen bir yayılı yük uygulanarak çözümleme gerçekleştirilmiştir. Bu analiz sonucunda, oturma değeri Şekil 4.12’de görüldüğü üzere yaklaşık 53.3 cm olarak bulunmuştur. Bu analizde bekleme süresi, saha koşullarına uygun olacak şekilde 14 gün olarak belirlenmiştir.



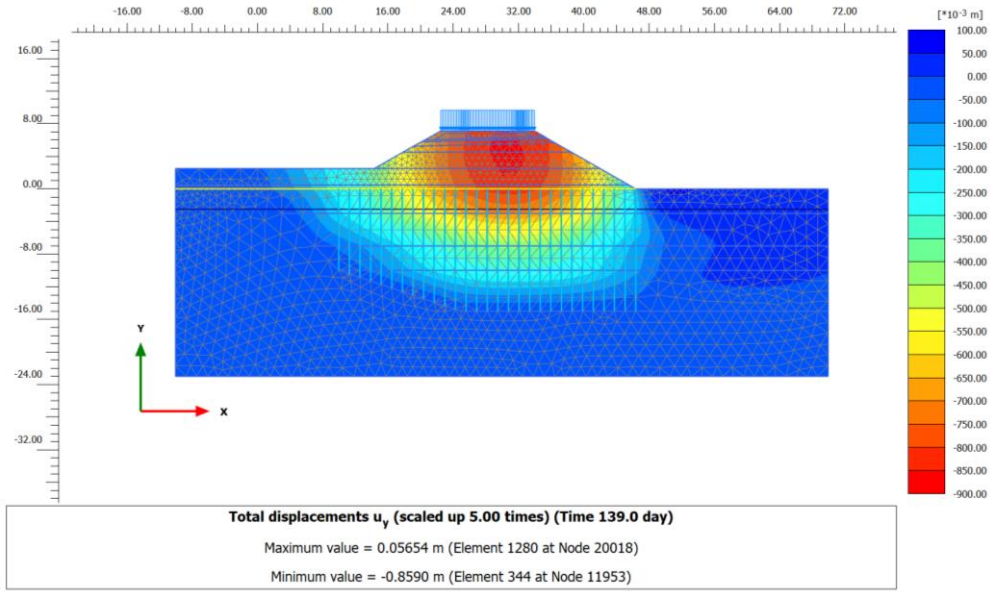
Şekil 4.12 Toplam yerdeğiştirme u_y (35.gün)

35. günün sonunda, modelde arazide gerçekleştirilen önyükleme dolgu değerine (7.1 m) ulaşmak amacıyla 2.6 metre daha dolgu malzemesi tanımlanmış ve önceki aşamalarda oluşan oturma değerine karşılık gelen bir yayılı yük uygulanmıştır. Bu işlemlerin sonucunda, 14 gün beklenmiş ve 49. günün sonunda, toplam 7.1 metre dolgu altında oluşan oturma değeri, Şekil 4.13'te görüldüğü üzere yaklaşık 78.9 cm olarak hesaplanmıştır.



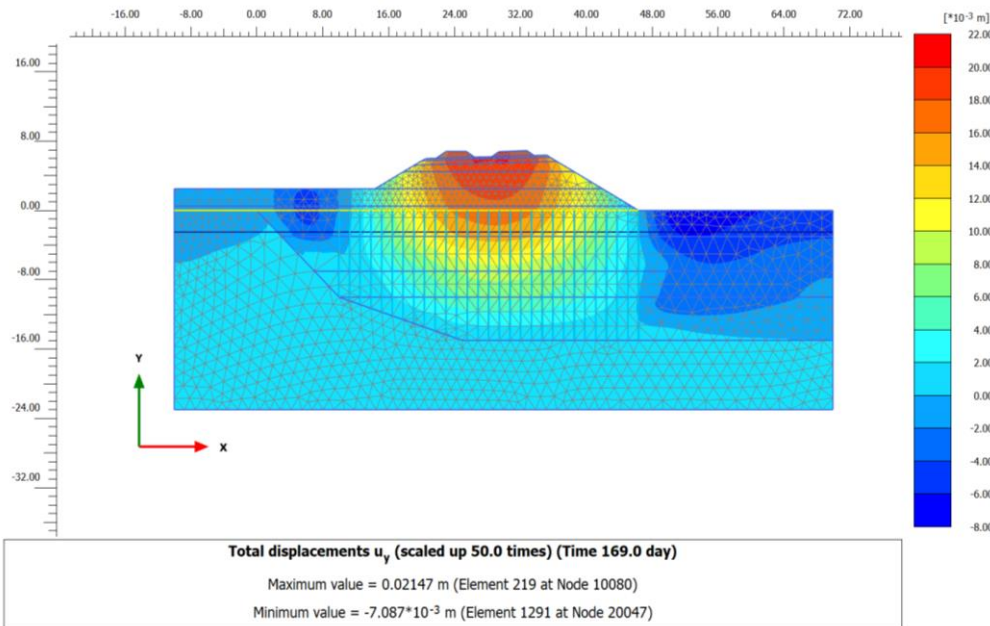
Şekil 4.13 Toplam yerdeğiştirme u_y (49.gün)

Bu aşamada, sahada maksimum dolgu seviyesine ulaşıldığı ve sahaya uygun olarak 90 gün bekleme süresi uygulandığı gözönünde bulundurularak, modelde sadece önceki adımda oluşan oturma değerine karşılık gelen bir yayılı yük tanımlanmıştır. Bu modelleme doğrultusunda, 90 gün beklenmiş ve 139. günün sonunda toplam 7.1 metre kalınlığındaki dolgu altında meydana gelen oturma değeri, Şekil 4.14'te görüldüğü üzere yaklaşık 85.9 cm olarak hesaplanmıştır.



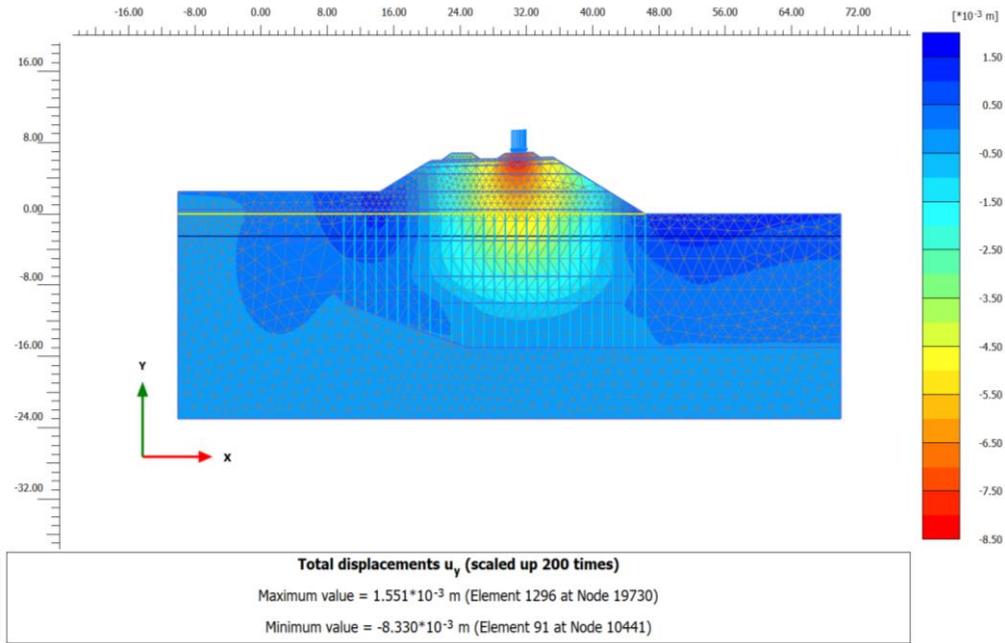
Şekil 4.14 Toplam yerdeğiştirme u_y (139.gün)

139. günün sonunda, sahada ulaşılmak istenen toplam kalınlık değeri olan 6.96 metre [(dolgu-5.66 m)+(A+B tabakası-0.5 m)+(alt balast-0.25 m)+(balast-0.55 m)] seviyesine ulaşmak amacıyla, 1.44 metre kalınlığındaki yük kaldırılmış ve yerine toplam kalınlıkları 1.3 metre olan A+B tabakası, alt-balast ve balast yerleştirilerek istenilen demiryolu ray seviyesine ulaşılmıştır. Bu işlemlerin sonucunda, 30 gün beklenmiş ve oluşan oturma değeri, Şekil 4.15’te görüldüğü üzere yaklaşık 0.7 cm olarak hesaplanmıştır.



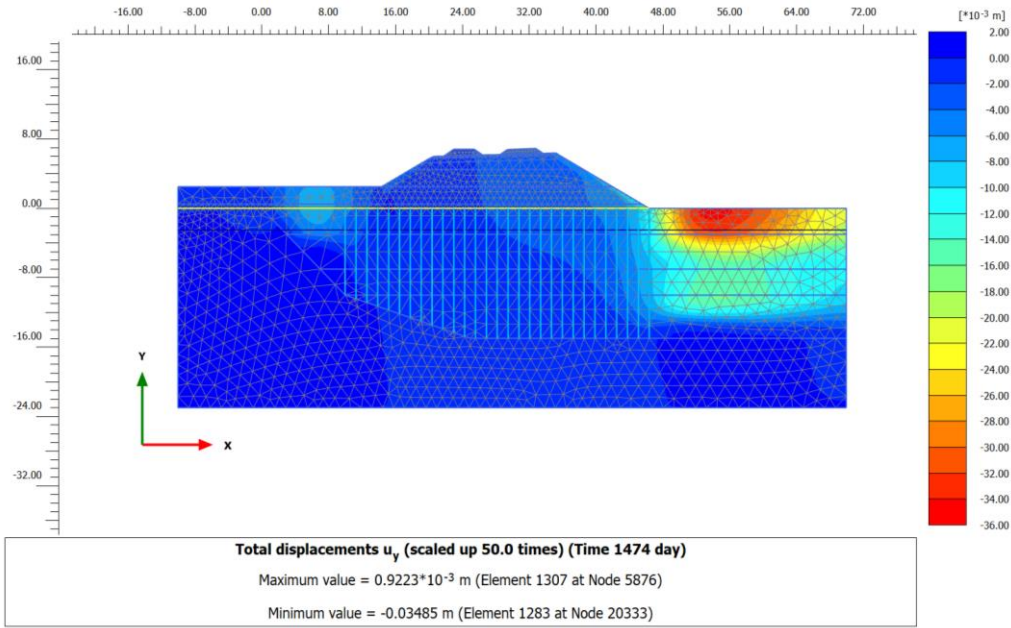
Şekil 4.15 Toplam yerdeğiştirme u_y (169.gün)

Analizlerde, tren kaynaklı hareketli yükün oturma prosesi üzerindeki etkisini incelemek amacıyla, 63 kN/m'lik bir yük tanımlanmıştır. Bu varsayımlar doğrultusunda gerçekleştirilen Plaxis çözümünde, sahada oluşması olası oturma değeri, Şekil 4.16'da görüldüğü üzere yaklaşık 0.8 cm olarak hesaplanmıştır. Bu değer, oldukça düşük bir oturma miktarını temsil etmekte olup, iyileştirme sonrası, zemin için anlamlı bir oturma riski bulunmadığı sonucuna varılmıştır.



Şekil 4.16 Toplam yerdeğiştirme u_y (169.gün tren etkisi dahil)

Sonraki aşamada, tren kaynaklı hareketli yük kaldırılmış ve inşa edilen kalıcı dolgu yapısının ve tren raylarının ağırlığı nedeniyle uzun süreli oturma kontrolleri yapılmıştır. Bu işlemler sonucunda oluşan oturma değeri, Şekil 4.17'de görüldüğü üzere yaklaşık 3.5 cm olmaktadır. Bu değer, 5 cm'den düşük olduğundan, uzun dönemde oturma problemi kaynaklı bir risk oluşmayacağı değerlendirilmiştir.



Şekil 4.17 Toplam yerdeğiştirme u_y (1474.gün/uzun dönemde)

Zemine ayrı ayrı önyükleme ve sadece dren uygulaması yapılan analizlerde gerek istenilen sürede, istenilen oturmanın gerçekleşmemesi gerekse de oturmanın bitip bitmediğini, devam ediyorsa hangi mertebelere kadar ulaşacağı bilinmediğinden, söz konusu yumuşak zeminlerde oturmayı azaltmak ve konsolidasyon sürecini hızlandırmak amacıyla prefabrik düşey drenler (PVD) yerleştirilerek önyükleme uygulanması planlanmıştır.

Drenli önyükleme analizinin sonuçları Tablo 4.4'te verilmiştir. Zemine önce drenler yerleştirilip ardından önyükleme analizi gerçekleştirildiğinde, önyükleme sonucu sahada yapılan dolgu kalınlığı ve bekleme süresine uygun olarak 139. günün sonunda toplam 86 cm oturma gerçekleştiği görülmüştür. Devamında dolgu inşası tamamlanıp raylar yerleştirildikten sonra maksimum 3.5 cm oturma gerçekleşeceği hesap edilmiş olup oturmanın tamamlandığı görülmüştür.

Tablo 4.4 Oturma değerleri (drenli önyükleme analizi)

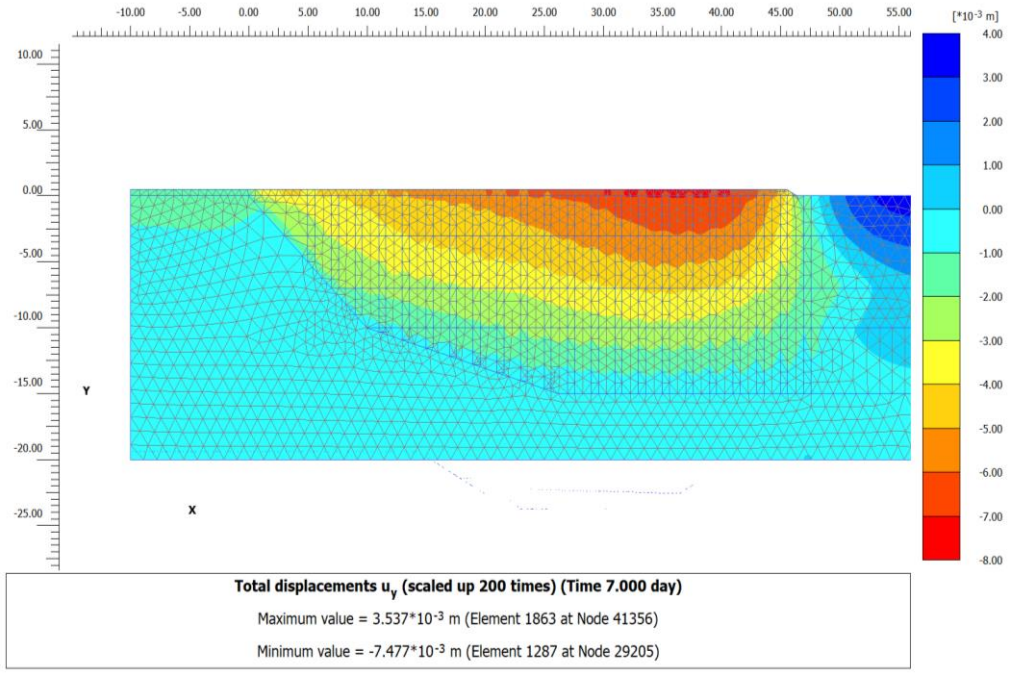
Drenli Önyükleme Analizi Sonuçları		
Süre (gün)	Aşama	Oturma (cm)
7	0.5 m dolgu	4.7
21	2.5 m dolgu	27.5
35	4.5 m dolgu	53.3
49	7.1 m dolgu	78.9
139	7.1 m dolgu	85.9
169	6.96 m dolgu*	0.7
169	Tren Yüğü	0.8
1474	6.96 m dolgu*	3.5

* [(dolgu tabakası-5.66 m)+(A+B tabakası-0.5 m)+(alt balast-0.25 m)+(balast-0.55 m)]

4.4 Derin Karıştırma Analizi

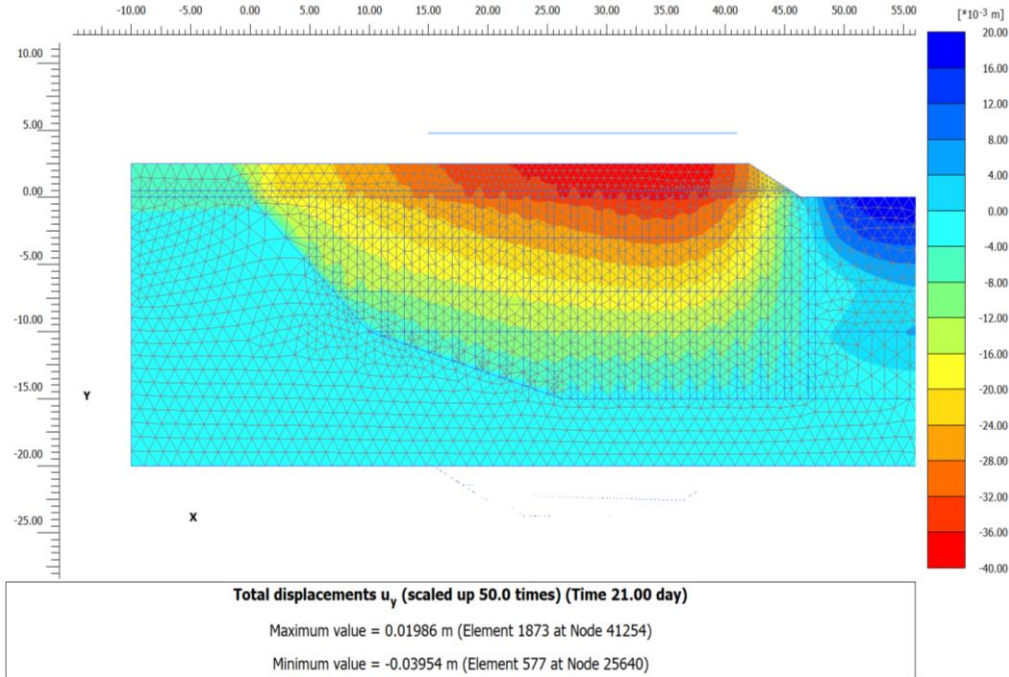
Bu teze konu olan çalışmanın dördüncü ve son aşamasında, derin karıştırma tekniği kullanımı gerçekleştirilmesi durumu, sayısal analizler ile incelenmiştir. Tüm analizler, Plaxis programı kullanımı ile ve daha önceki kısımlarda açıklanmış olan zemin profili ve profilde yer alan zemin tabakalarının özelliklerinin programa tanımlanması ile gerçekleştirilmiştir. Bir başka deyişle, analiz sürecinde, mevcut durumu temsil eden bir model üzerinde; sahada uygulanmamış bir geoteknik iyileştirme uygulamasının kullanımı durumu incelenmiştir. Bu amaçla, modelde, derin karıştırma kolonları tanımlanmıştır.

İlk aşamada, 0.5 metre kalınlığında dolgu serilmiş ve 7 gün beklenmiştir. Bu sürenin ardından meydana gelen oturma değeri, Şekil 4.18'de görüldüğü üzere yaklaşık 0.75 cm olarak görülmüştür.



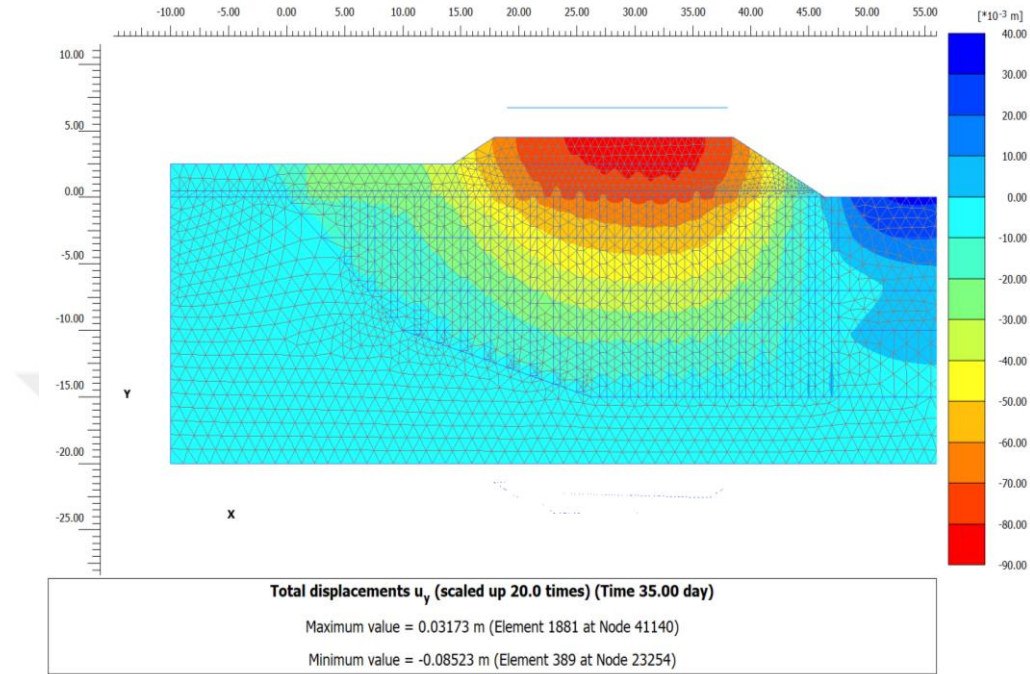
Şekil 4.18 Toplam yerdeğiştirme u_y (7.gün)

Sonraki aşamada, 2 metre daha dolgu malzemesi serilmiş ve önceki aşamada oluşan oturma değerine karşılık gelen bir yayılı yük uygulanmıştır. Bu işlemlerin sonucunda, 14 gün beklenmiş ve 21. günün sonunda toplam oturma değeri, Şekil 4.19'da görüldüğü üzere yaklaşık 4 cm olarak hesaplanmıştır.



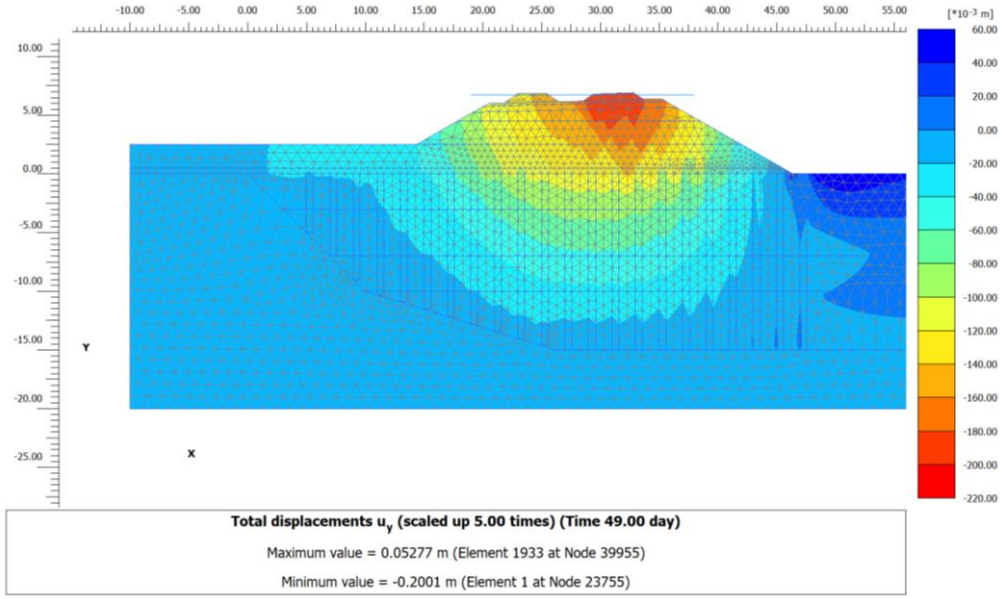
Şekil 4.19 Toplam yerdeğiştirme u_y (21.gün)

Hemen ardından, 2 metre daha dolgu malzemesi tanımlanmış ve önceki aşamalarda oluşan oturma değerine karşılık gelen bir yayılı yük tanımlanarak diğer kademe için gerekli analiz gerçekleştirilmiştir. Bu analiz neticesinde, 35. günün sonunda oturma değeri, Şekil 4.20’de görüldüğü üzere yaklaşık 8.5 cm olarak bulunmuştur.



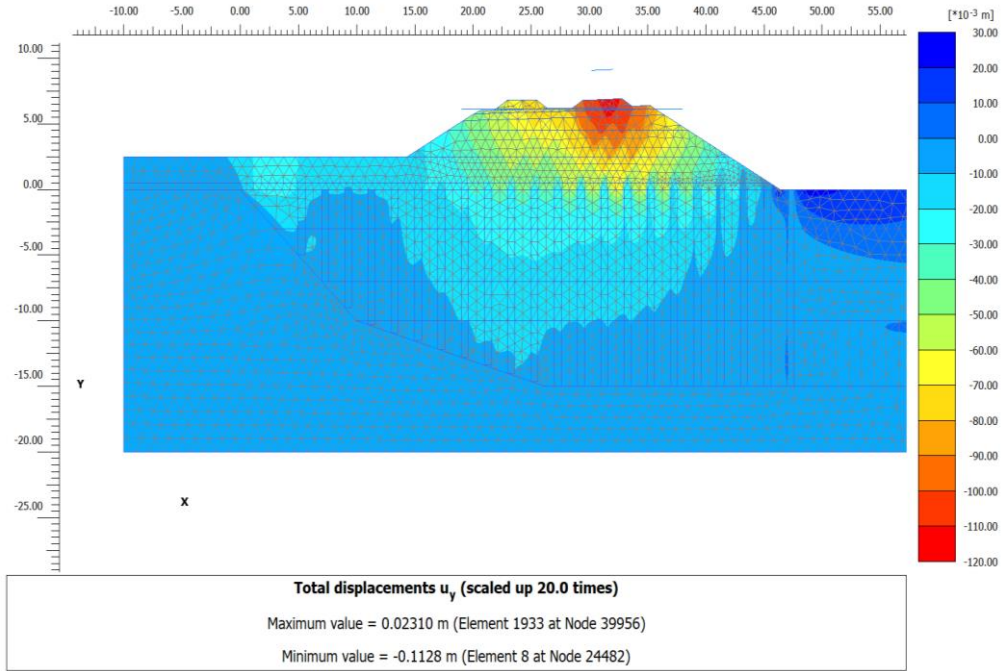
Şekil 4.20 Toplam yerdeğiştirme u_y (35.gün)

Son dolgu aşamasında, toplam kalınlıkları 2.46 metre [(dolgu tabakası-1.16 m)+(A+B tabakası-0.5 m)+(alt balast-0.25 m)+(balast-0.55 m)] olan dolgu tabakaları tanımlanmıştır. Bu işlem ile istenilen demiryolu ray seviyesine ulaşılmıştır. Bu işlemlerin sonucunda, 14 gün beklenmiş ve 49. günün sonunda oluşan oturma değeri, Şekil 4.21’de görüldüğü üzere yaklaşık 20 cm olarak hesaplanmıştır.



Şekil 4.21 Toplam yerdeğiştirme u_y (49.gün)

Analizlerde, tren kaynaklı hareketli yükün oturma prosesi üzerindeki etkisini incelemek amacıyla, trenin hareketli yüküne karşılık gelecek şekilde 63 kN/m'lik bir yük tanımlanmıştır. Bu varsayımlar doğrultusunda gerçekleştirilen sayısal analiz sonucunda, sahada oluşması olası oturma değeri, Şekil 4.22'de görüldüğü üzere yaklaşık 11.3 cm olarak hesaplanmıştır.



Şekil 4.22 Toplam yerdeğiştirme u_y (49.gün tren etkisi dahil)

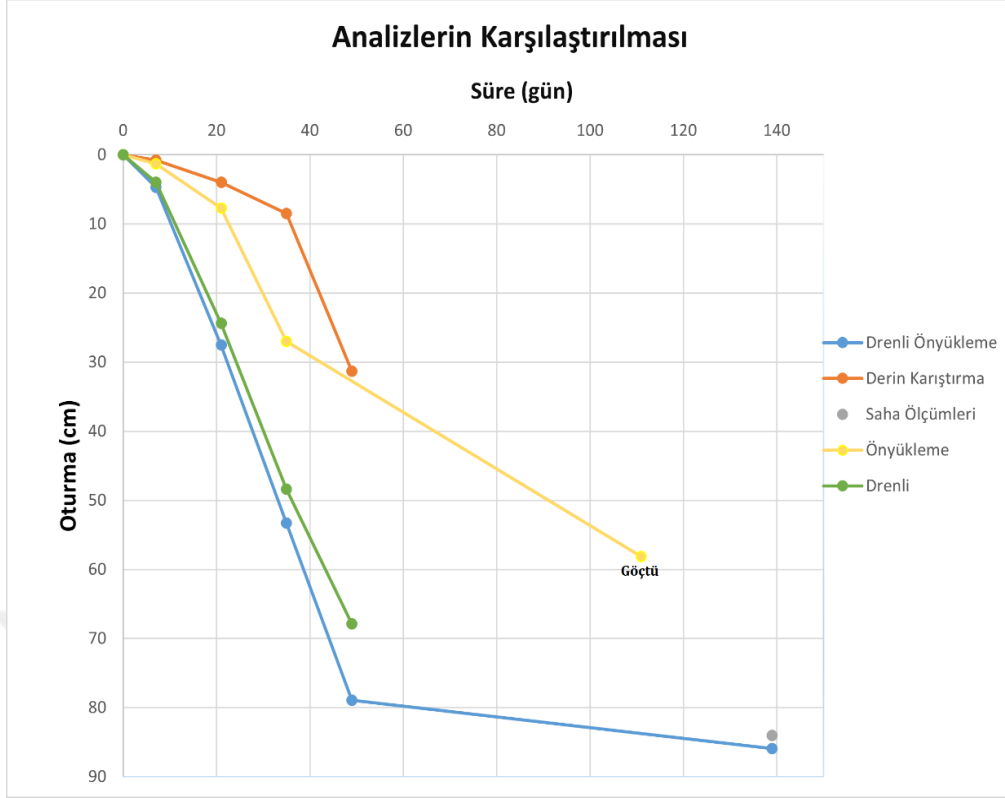
Plaxis programı ile gerçekleştirilen derin karıştırma analizi sonuçları Tablo 4.5'te verilmiştir. Gerek Plaxis çıktıları gerek ise bu çıktıları dayanılarak oluşturulan ilgili tablo incelendiğinde; analizler sonucunda, 49 günde tamamlanan dolgu inşasında toplamda yaklaşık 31.3 cm (20 cm + 11.3 cm) oturma meydana gelebileceği sonucuna ulaşılmıştır. Bununla birlikte; tren kaynaklı hareketli yükün uygulanması sonucunda gerçekleşen 11.3 cm'lik oturma miktarının 5.0 cm'den yüksek olmasından dolayı iyileştirme sonrası tren yükü kaynaklı oturma riski bulunduğu sonucuna varılabilir. Bu bilgilere dayanılarak; bu çalışmada incelenmiş inşaat sahasında uygulanmamış olan derin karıştırma yöntemi için; analizlerde kullanılan elastisite modülü (150 MPa) değerinin üzerine çıkılabileceği durumunda, kolon rijitliğinin artırılmasının, iyileştirme aksiyonu üzerinde önemli ölçüde pozitif bir etki yapabileceği değerlendirilmiştir.

Tablo 4.5 Oturma değerleri (derin karıştırma)

Derin Karıştırma		
Süre (gün)	Aşama	Oturma (cm)
7	0.5 m dolgu	0.75
21	2.5 m dolgu	4
35	4.5 m dolgu	8.5
49	6.96 m dolgu*	20
49	Tren Yükü	11.3

* [(dolgu tabakası-5.66 m)+(A+B tabakası-0.5 m)+(alt balast-0.25 m)+(balast-0.55 m)]

Tüm sayısal analizler tamamlandıktan sonra, Şekil 4.23'te görüldüğü üzere, sadece önyüklemeye uygulamasını; sadece dren uygulamasını, sahada uygulanmış iyileştirme yöntemi olan dren destekli önyüklemeye uygulamasını ve son olarak sadece derin karıştırma uygulamasını içeren sayısal analizlerden elde edilen oturma değerleri ile ve saha ölçüm sonuçları arasında bir karşılaştırma sunulmuştur.



Şekil 4.23 Analizlerin karşılaştırılması

Şekil 4.23 incelendiğinde; sahada uygulamalar sonrasında, arazide elde edilen oturma değerinin (84 cm); aynı iyileştirme uygulamasını içeren sayısal analizlerden elde edilen değer ile (85.9cm) oldukça yakın olduğu; buna karşılık diğer yöntemler için böyle bir trend oluşmadığı görülmüştür.

5.1 Sonuçlar

Bu alışma kapsamında incelenen bir sahada gerçekleştirilen geoteknik araştırmalar, üzerinden demiryolu geçecek bir arazinin, yumuşak kil tabakaları içermesi nedeniyle, inşa prosesi için risk oluşturacağını ortaya koymuştur.

Bu riski elimine etmek, bir başka deyişle, inşa faaliyeti için sahadaki zemini daha elverişli bir duruma getirmek amacıyla, sahada, yüklenici tarafından literatürde mevcut geoteknik uygulama seçenekleri arasından prefabrik düşey drenler yardımıyla önyükleme uygulamasına karar verilmiş; ve bu durum, bu çalışmada saha ile ilgili verilere ve bilgilere bağlı kalınarak, sayısal analizler ile incelenmiştir.

Ayrıca, aynı zemin için prefabrik düşey drenler yardımıyla önyükleme uygulaması ile karşılaştırmak amacıyla sadece önyükleme, sadece dren uygulaması ve bu iyileştirme tekniklerinin haricinde, ayrıca derin karıştırma metodu da kullanılarak sayısal analizler gerçekleştirilmiştir.

Tüm sayısal analizler, geoteknik uygulamalarda yaygın olarak tercih edilen programlardan bir tanesi olan Plaxis programı (2D) kullanılmıştır. Analizler için gerekli zemin profili ve parametreler, projeye uygun olarak saha ve laboratuvar deneylerinden elde edilmiştir. Çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

1. Gerçekleştirilen analizler sonucunda, sahada kullanılan iyileştirme tekniği olan dren kullanımlı önyükleme yönteminin, bu tez çalışması için kurulan arazi modeli üzerinde aynı iyileştirme tekniği için gerçekleştirilen sayısal analizlerde; prefabrik düşey drenler kullanılarak gerçekleştirilen önyükleme uygulamasının tamamlandığı 139. gününde Plaxis 2D ile elde edilen oturma değerlerinin (85.9 cm), arazi ölüm değerlerine (84.0 cm) oldukça yakın olduğu grlmştir.
2. Arazide dolgu inşası tamamlandıktan sonra yapılan uzun dönem oturma ölümlerinde, drenli önyükleme için maksimum oturma değerı 5.0 cm (inşa

faaliyeti sırasında uyulması gereken yönetmelik gereği) değerinin altında (3.6 cm) olduğu ölçülmüştür. Plaxis analizlerinde ise oturma değerinin, bir kez daha hemen hemen aynı (3.5 cm) olduğu belirlenmiştir.

3. Plaxis analizlerinde, prefabrik düşey drenler kullanılarak yapılan önyükleme uygulamasının 49. gün ile 139. gün arasında gerçekleşen oturma değerleri oranı (78.9 cm/85.9 cm); konsolidasyonunun büyük ölçüde tamamlandığını göstermektedir.
4. Plaxis analizlerinde, zemine sadece önyükleme uygulaması yapıldığında, 111. gün toplamda 58.1 cm oturma oluştuğunda; önyükleme dolgusunda göçme meydana geldiği görülmüştür. Ayrıca; ilk yükleme kademelerinde, drenli önyükleme, sadece önyükleme olduğu kabulü ile gerçekleştirilen analize göre; aynı sürelerde daha fazla oturma meydana getirdiği belirlenmiştir.
5. Zemine sadece dren yerleştirilerek dolgu serilen analizlerde, 49. günün sonunda toplamda 67.9 cm oturma oluştuğu görülmüş; bununla birlikte; oturma sürecinin devam ediyor olabileceği değerlendirilmiştir.
6. Derin karıştırma kolonlarının Plaxis analizi, tren kaynaklı hareketli yükün uygulanması sonucunda gerçekleşen 11.3 cm'lik oturma miktarının 5.0 cm'den (inşa faaliyeti sırasında uyulması gereken yönetmelik gereği) yüksek olmasından dolayı iyileştirme sonrası tren yükü kaynaklı oturma riski bulunduğu sonucuna varılmıştır.

5.2 Öneriler

Bu çalışma, başka sahalarda benzer durumlar için tekrarlanarak ve literatürde yer alan ve bu çalışmada kullanılmamış iyileştirme tekniklerinin kullanımı ile tekrarlanarak detaylandırılabilir. Bununla birlikte, elde, mutlaka saha ölçümlerinin bulunması bu çalışmalar için çok büyük önem taşımaktadır. Bu nedenle; çalışmalarını gerçekleştiren şirketler, bu konuda daha açık ve paylaşımcı olmalıdır.

- Aboshi, H. (1965). On paper drain method. *Soils and Foundations*, 13(6), 3-10.
- Aboshi, H. (1999). On some problems of consolidation and soil stabilization in soft clays. *In Symp. on Innovative Solutions in Structural and Geo-technical Engrg.*, (s. (pp. 241-250)). (Bangkok).
- Aboshi, H., Yoshikuni, H., & Uchibayashi, T. (1969). Stability of Soft Clay Foundations Underneath Embankment, Consolidated by Means of Card-Board Drains. *Soils and Foundations*, 9(2), 1-14.
- Abuel-Naga, H.M., Bergado, D.T., Chaiprakaikeow, S., (2006). Innovative thermal technique for enhancing the performance of prefabricated vertical drain during the preloading process. *Geotextiles and Geomembranes* 24 (6), 359–370.
- Akagi, T. (1977). Effect of mandrel-driven sand drains on strength. *In Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo (Vol. 1)*, (s. 3-6).
- Ali, F. H. (1991). The flow behaviour of deformed prefabricated vertical drains. *Geotextiles and Geomembranes*, 10(3), 235-248.
- Arulrajah, A., Nikraz, H., Bo, M.W., (2004). Factors affecting field instrumentation assessment of marine clay treated with prefabricated vertical drains. *Geotextiles and Geomembranes* 22 (5), 415–437.
- Bari, M. W., Shahin , M. A., & Nikraz, H. R. (2013). Probabilistic analysis of soil consolidation via prefabricated vertical drains. *International Journal of Geomechanics*, 13(6), 877-881.
- Bari, M. W., & Shahin, M. A. (2014). Probabilistic design of ground improvement by vertical drains for soil of spatially variable coefficient of consolidation. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(1), 1-14.
- Bari, M. W., Shahin, M. A., & Soubra, A. H. (2016). Probabilistic analyses of soil consolidation by prefabricated vertical drains for single-drain and multi-drain systems. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 40(17), 2398-2420.
- Barron, R. A. (1948). Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 113(1), 718-742.
- Basu, D., & Madhav, M. R. (2000). Effect of prefabricated vertical drain clogging on the rate of consolidation: A numerical study. *Geosynthetics International*, 7(3), 189-215.
- Basu, D., & Madhav, M. R. (2000). Effect of prefabricated vertical drain clogging on the rate of consolidation: A numerical study. *Geosynthetics International*, 7(3), (s. 189-215).
- Basu, P., Basu, D., & Prezzi, M. (2008, October). Equal-strain analysis of PVD-enhanced consolidation considering soil disturbance. *In Proceedings of the 12th. International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, (s. 3612-3620).

- Basu, P., Basu, D., & Prezzi, M. (2010). Analysis of PVD-enhanced consolidation with soil disturbance. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 163(4), (s. 237-249).
- Bergado, D. T., Balasubramaniam, A. S., Fannin, R. J., & Holtz, R. D. (2002). Prefabricated vertical drains (PVDs) in soft Bangkok clay: a case study of the new Bangkok International Airport project. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(2), 304-315.
- Bergado, D. T., Long, P. V., & Balasubramaniam, A. (1996). Compressibility and flow parameters from PVD improved soft Bangkok clay. *Geotechnical Engineering*, 27, 1-20.
- Bergado, D.T., Singh, N., Sim, S.H., Panichayatun, B., Sampaco, C.L., Balasubramaniam, A.S., (1990). Improvement of soft Bangkok clay using vertical geotextile band drains compared with granular piles. *Geotextiles and Geomembranes* 9 (3), 203–231.
- Bergado, D.T., Alfaro, M.C., Balasubramaniam, A.S., (1993a). Improvement of soft Bangkok clay using vertical drains. *Geotextiles and Geomembranes* 12 (7), 615–663.
- Bergado, D.T., Mukherjee, K., Alfaro, M.C., Balasubramaniam, A.S., (1993b). Prediction of vertical-band-drain performance by the finite-element method. *Geotextiles and Geomembranes* 12 (6), 567–586.
- Bergado, D.T., Manivannan, R., Balasubramaniam, A.S., (1996). Proposed criteria for discharge capacity of prefabricated vertical drains. *Geotextiles and Geomembranes* 14, 481–505.
- Bo, M.W., Chu, J., Low, B.K., Choa, V., (2003). *Soil Improvement: Prefabricated Vertical Drain Technique*. Thomson Learning, Singapore, ISBN 981-243-044-X, 341 pp.
- Bo, M. W. (2004). Discharge capacity of prefabricated vertical drain and their field measurements. *Geotextiles and Geomembranes*, 22(1-2), 37-48.
- Bo, M. W., Arulrajah, A., Horpibulsuk, S., & Leong, M. (2015). Quality management of prefabricated vertical drain materials in mega land reclamation projects: A case study. *Soils and foundations*, 55(4), (s. 895-905).
- Bo, M. W., Arulrajah, A., Horpibulsuk, S., Chinkulkijniwat, A., & Leong, M. (2016). Laboratory measurements of factors affecting discharge capacity of prefabricated vertical drain materials. *Soils and Foundations*, 56(1), 129-137.
- Bong, T., Son, Y., Noh, S., & Park, J. (2014). Probabilistic analysis of consolidation that considers spatial variability using the stochastic response surface method. *Soils and Foundations*, 54(5), 917-926.
- Brinkgreve, R. J., & Vermeer, P. A. (2002). *Plaxis finite element code for soil and rock analyses, Version 8*. Balkema, Rotterdam.
- Bredenberg, H., Broms, B. B., & Holm, G. (Eds.). (1999). *Dry mix methods for deep soil stabilization*. CRC Press.

- Broms, Chu, J., Choa, V., (1994). Measuring the discharge capacity of band drains by a new drain tester. In: Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, 5–9 September, vol. 3.
- Carroll Jr, R. G. (1983). *Geotextile filter criteria (No. 916)*.
- Chai, J. C., & Miura, N. (1999). Investigation of factors affecting vertical drain behavior. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(3), 216-226.
- Chai, J.-C., Miura, N., Nomura, T., (2004). Effect of hydraulic radius on long-term drainage capacity of geosynthetic drains. *Geotextiles and Geomembranes* 22, 3–16.
- Chai, J.-C., Miura, N., Bergado, D.T., (2008). Preloading clayey deposit by vacuum pressure with cap-drain: analyses versus performance. *Geotextiles and Geomembranes* 26 (3), 220–230.
- Chen, J., Shen, S. L., Yin, Z. Y., Xu, Y. S., & Horpibulsuk, S. (2016). Evaluation of effective depth of PVD improvement in soft clay deposit: a field case study. *Marine Georesources & Geotechnology*, 420-430.
- Christopher, B. R., & Holtz, R. D. (1985). *Geotextile engineering manual (No. FHWA-TS-86/203)*.
- Chu, J., Bo, M. W., & Choa, V. (2004). Practical considerations for using vertical drains in soil improvement projects. *Geotextiles and Geomembranes*, 22(1-2), 101-117.
- Chu, J., Bo, M. W., & Choa, V. (2006). Improvement of ultra-soft soil using prefabricated vertical drains. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(6), 339-348.
- Chu, J., Indraratna, B., Yan, S., & Rujikiatkamjorn, C. (2014). Overview of preloading methods for soil improvement. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 167(3), 173-185.
- Das, B. M., & Sivakugan, N. (2011). *Principles of foundation engineering*, Cengage Learning.
- Dijkstra, J. W., & Bodamer, R. M. (2014). Determination of the discharge capacity of buckled PVD's. In *10th Int. Conf. Geosynth. ICG*, (s. 1-8).
- Espinoza, R. D., Melo, L. D., Li, C., & Gupta, R. (2018). Design methodology for PVD installation in embankments over soft soils-a case study. In *IFCEE 2018*, 380-390.
- Han, J. (2015). *Principles and practice of ground improvement*. John Wiley & Sons.
- Hansbo, S. (1979). Consolidation of clay by bandshaped prefabricated drains. *Ground Engineering*, 12(5).
- Hansbo, S. (1980). Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. In *Proc. of the 10th ICSMFE Vol. 3*, 677-682.
- Hansbo, S. (1987). Design aspects of vertical drains and lime column installations. In *Southeast Asian geotechnical conference. 9*, (s. 1-12).

- Hansbo, S. (1987). Fact and fiction in the field of vertical drainage. *In Proceedings of the International Symposium on Prediction and Performance in Geotechnical Engineering*, (s. 61-72). Calgary.
- Hansbo, S. (1997). Aspects of vertical drain design: Darcian or non-Darcian flow. *Geotechnique*, 47(5), (s. 983-992).
- Holtz, R. D., & Holm, B. G. (1973). Excavation and sampling around some sand drains in Skå-Edeby, Sweden. *Sartryck och preliminara rapporter*, 51, (s. 79-85).
- Holtz, R.D., (1987). Preloading with prefabricated vertical strip drains. *Geotextiles and Geomembranes* 6 (1-3), 109-131.
- Holtz, R.D., Jamiolkowski, Lancellotta, R., Pedroni, R., (1991). Prefabricated Vertical Drains: Design and Performance, CIRIA Ground Engineering Report: Ground Improvement. Butterworth-Heinemann Ltd., London.
- Holtz, R. D., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., & Pedroni, S. (1989). Behaviour of bent prefabricated vertical drains. *In Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*. 12, (s. (pp. 1657-1660)).
- Hong, H. P., & Shang, J. Q. (1998). Probabilistic analysis of consolidation with prefabricated vertical drains for soil improvement. *Canadian geotechnical journal*, 35(4), 666-667.
- Huang, J., Griffiths, D. V., & Fenton, G. A. (2010). Probabilistic analysis of coupled soil consolidation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(3), 417-430.
- Indraratna, B., Baral, P., Rujikiatkamjorn, C., & Perera, D. (2018). Class A and C predictions for Ballina trial embankment with vertical drains using standard test data from industry and large diameter test specimens. *Computers and Geotechnics*, 93, 232-246.
- Indraratna, B., Sathananthan, I., Bamunawita, C., & Balasubramaniam, A. S. (2005). Theoretical and numerical perspectives and field observations for the design and performance evaluation of embankments constructed on soft marine clay. *In Elsevier geo-engineering book series Vol. 3*, 51-89.
- Indraratna, B., & Redana, I. W. (1998). Laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 124(2), 180-184.
- Indraratna, B., Balasubramaniam, A. S., & Ratnayake, P. (1994). Performance of embankment stabilized with vertical drains on soft clay.
- Indraratna, Chu, (2005). Ground Improvement Case Histories. Elsevier. JTJ/T257-96, 1996. Quality Inspection Standard for Prefabricated Drains. Ministry of Communications, China.
- Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Wijeyakulasuriya, V., & Balasubramaniam, A. S. (2007). *Soft clay foundation improvement with drainage and geo-inclusions, with special reference to the performance of embankments and transportation systems*.
- Indraratna, B., Zhong, R., Fox, P. J., & Rujikiatkamjorn, C. (2017). Large-strain vacuum-assisted consolidation with non-Darcian radial flow incorporating

- varying permeability and compressibility. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(1), 04016088.
- Ingles, O. G., & Metcalf, J. B. (1972). *Soil stabilization principles and practice* (Vol. 11, No. Textbook).
- Jamiolkowski, M., & Lancellotta, R. (1981, June). Consolidation by vertical drains: uncertainties involved in prediction of settlement rates. *In Proc., 10th Int. Conf. Soil Mechanical and Foundation Engineering (Vol. 4)*, (s. 593-595). Rotterdam, The Netherlands: Balkema.
- Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. *In Proc. European Conf. SMFE, Wiesbaden, 1963 (Vol. 1)*, (s. 19-25).
- Kjellman, W. (1948). Accelerating consolidation of fine grain soils by means of cardboard wicks. *Proc. 2nd ICSMFE, 1948, 2*, (s. 302-305).
- Lei, G. H., Zheng, Q., Ng, C. W., Chiu, A. F., & Xu, B. (2015). An analytical solution for consolidation with vertical drains under multi-ramp loading. *Géotechnique*, 65(7), 531-547.
- Leung, H., Gani, C., Okada, W., & Terzaghi, S. (2006). Comparison of the effectiveness of deep soil mix columns using 2D and 3D Plaxis. *Plaxis Bulletin*, 20, 20-22.
- Li, A. L., & Rowe, R. K. (2001). Combined effects of reinforcement and prefabricated vertical drains on embankment performance. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(6), (s. 1266-1282).
- Lin, D. G., Kim, H. K., & Balasubramaniam, A. S. (2000). Numerical modeling of prefabricated vertical drain. *Geotechnical Engineering*, 31(2), 109–125.
- Long, R. P., & Covo, A. (1994). Equivalent diameter of vertical drains with an oblong cross section. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(9), 1625-1630.
- Mesri, G., & Lo, D. O. (1991). Field performance of prefabricated vertical drains. *In Proceeding International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development-Theory to Practice*, (s. 231-236). Yokohama, Japan.
- Onoue, A., Ting, N. H., Germaine, J. T., & Whitman, R. V. (1991, June). Permeability of disturbed zone around vertical drains. *In Geotechnical Engineering Congress—1991* (s. 879-890). ASCE.
- Parsa Pajouh, A., Fatahi, B., & Khabbaz, H. (2010). Uncertainties of Smear Zone Characteristics in the Design of Preloading with Prefabricated Vertical Drains. *In International Conference on Geotechnical Engineering and Soil Mechanics*. Iranian Geotechnical Society (IGS).
- Peck, R. B. (1969). Ninth Rankine Lecture: Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Geotechnique*, 19(2), 171-187.
- Porter, O. J. (1939). Studies of fill construction over mud flats including a description of experimental construction using vertical sand drains to hasten stabilization. *In Highway Research Board Proceedings (Vol. 18)*.

- Porbaha, A. (1998). State of the art in deep mixing technology: part I. Basic concepts and overview. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 2(2), 81-92.
- Pradhan, T. (1993). Experimental Study on the Equivalent Diameter of a Prefabricated Band-Shaped Drains. *In Eleventh Southeast Asian Geotechnical Conference*, (s. 391-396).
- Rixner, J. J. (1986). *Prefabricated vertical drains. Report No. FHWA-RD-86/168*.
- Rixner, J. J., Kraemer, S. R., & Smith, A. D. (1986). *Prefabricated vertical drains, vol. I: engineering guidelines (No. FHWA/RD-86/168)*. Turner-Fairbank Highway Research Center.
- Rowe, R.K., Li, A.L., (2005). Geosynthetic-reinforced embankments over soft foundations. *Geosynthetics International* 12 (1), 50–85.
- Rowe, R. K., & Taechakumthorn, C. (2008). Combined effect of PVDs and reinforcement on embankments over rate-sensitive soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(3), (s. 239-249).
- Rujikiatkamjorn, C., Ardana, M. W., Indraratna, B., & Leroueil, S. (2013). Conceptual model describing smear zone caused by mandrel action. *Géotechnique*, 63(16), 1377-1388.
- Rujikiatkamjorn, C., Indraratna, B., & Perera, D. (2015). Alternative design approach for soft clay improved by PVDs.
- Sakleshpur, V. A., Prezzi, M., & Salgado, R. (2018). Ground engineering using prefabricated vertical drains: A review. *Geotech. Eng. J. SEAGS & AGSSEA*, 49(1), 45-64.
- Sathananthan, I. (2005). *Modelling of vertical drains with smear installed in soft clay*.
- Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (2019). The hardening soil model: formulation and verification. *In Beyond 2000 in computational geotechnics*, (s. 281-296). Routledge.
- Sharma, J. S., & Xiao, D. (2000). Characterization of a smear zone around vertical drains by large-scale laboratory tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(6), 1265-1271.
- Shen, S. L., Chai, J. C., Hong, Z. S., & Cai, F. X. (2005). Analysis of field performance of embankments on soft clay deposit with and without PVD-improvement. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(6), 463-485.
- Smiles, D. E., & Poulos, H. G. (1969). The one-dimensional consolidation of columns of soil of finite length. *Soil Research*, 7(3), 285-291.
- Terzaghi, K. (1923). Die Berechnung der Durchlässigkeit des Tones aus dem Verlauf der hydromechanischen Spannungserscheinungen. *. Sitzungsber. Akad. Wiss.(Wien). Math.-Naturwiss. Kl., Abt. Iia*, 132., 125-138.
- Terzaghi, S., Okada, W., Houghton, L. D., & Quickfall, G. (2005). Deep soil mixing in New Zealand- an update. Paper presented at the International Conference on Deep Mixing Best Practice and Recent Advances, Stockholm, Sweden.

- Thompson, M. R. (1966). Lime reactivity of Illinois soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92(5), 67-92.
- Topolnicki, M. (2004). In situ soil mixing. *Ground Improvement*.
- Tran-Nguyen, H. H., Edil, T. B., & Schneider, J. A. (2010). Effect of deformation of prefabricated vertical drains on discharge capacity. *Geosynthetics International*, 17(6), 431-442.
- Von Soos, P. (1980). *Properties of Soil and Rock (in german) In: Grundbautaschenbuch*.
- Walker, R., & Indraratna, B. (2006). Vertical drain consolidation with parabolic distribution of permeability in smear zone. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(7), 937-941.
- Walker, R., & Indraratna, B. (2007). Vertical drain consolidation with overlapping smear zones. *Geotechnique*, 57(5), 463-467.
- Ye, G., Zhang, Q., Zhang, Z., & Chang, H. (2015). Centrifugal modeling of a composite foundation combined with soil-cement columns and prefabricated vertical drains. *Soils and Foundations*, 55(5), 1259-1269.

TEZDEN ÜRETİLMİŞ YAYINLAR

Konferans Bildirileri

1. Ergel, M. ve Tonaroğlu, M. (2024). Düşey Dren Kullanarak Önyükleme ile Yumuşak Zeminlerin İyileştirilmesi. 3. Uluslararası Mühendislik ve Fen Bilimleri Kongresi.

