

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ISLAK DERİN ZEMİN KARIŞTIRMA YÖNTEMİ İLE ZEMİN
İYİLEŞTİRMESİ İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Görkem AKKAYA

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2018

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ISLAK DERİN ZEMİN KARIŞTIRMA YÖNTEMİ İLE ZEMİN
İYİLEŞTİRMESİ İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Görkem AKKAYA
(501131307)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Dr. Öğr. Üyesi Berrak TEYMÜR

HAZİRAN 2018

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501131307 numaralı Yüksek Lisans Görkem AKKAYA, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı "İSLAK DERİN ZEMİN KARIŞTIRMA YÖNTEMİ İLE ZEMİN İYİLEŞTİRMESİ İNCELENMESİ" başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Dr. Öğr. Üyesi Berrak TEYMUR**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Aykut ŞENOL**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. M. Kubilay KELEŞOĞLU
İstanbul Üniversitesi

Teslim Tarihi : **04 Mayıs 2018**
Savunma Tarihi : **07 Haziran 2018**





Eşime ve aileme,



ÖNSÖZ

Bu tez kapsamında ıslak derin karıştırma kolonlarının farklı aralıklarda uygulanmasının zemin iyileştirme açısından farklılıkları incelenmiştir.

Tez süresince, değerli vaktini ve görüşlerini benden esirgemeyen, birlikte çalışmaktan oldukça şanslı olduğum Sayın Dr. Berrak TEYMUR'a saygılarımı sunarım.

Yüksek lisans eğitimi için beni yönlendiren saygı değer babam Jeoloji Müh. Ünal AKKAYA'ya özel teşekkürlerimi sunarım.

Ayrıca, yüksek lisans eğitimi ve tez çalışması süresince benden desteklerini hiç esirgemeyen eşim Pınar AKKAYA, annem Müberra AKKAYA ve kardeşim Kerem AKKAYA'ya teşekkür ediyorum.

Mayıs 2018

Görkem AKKAYA
İnşaat Mühendisi



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER.....	ix
KISALTMALAR	xi
SEMBOLLER	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xv
ŞEKİL LİSTESİ.....	xvii
ÖZET.....	xxi
SUMMARY.	xxiii
1. GİRİŞ	1
2. ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ	3
2.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Karışım Katkısı İlavesi Olmadan Zemin İyileştirme Yöntemleri.....	3
2.1.1 Dinamik kompaksiyon.....	3
2.1.2 Vibro kompaksiyon	4
2.1.3 Patlatma metodu	5
2.1.4 Elektro-osmoz metodu.....	7
2.1.5 Yüzey kompaksiyonu	8
2.2 Kohezyonlu Zeminlerde Karışım İlaveli Zemin İyileştirme Yöntemi	8
2.2.1 Önyükleme	8
2.2.2 Önyükleme ve bant dren yöntemi.....	9
2.2.3 Vibro yer değiştirme taş kolonlar	10
2.2.4 Kimyasal enjeksiyonu	11
2.2.5 Jet grout	14
3. DERİN ZEMİN KARIŞTIRMA YÖNTEMİ	19
3.1 Tarihsel Gelişim	21
3.2 Derin Zemin Karıştırma Metodu Uygulanması.....	24
3.3 Derin Zemin Karıştırma Yöntemini Etkileyen Faktörler	29
3.3.1 Kireç kullanılarak iyileştirilmiş zemini etkileyen faktörler.....	29
3.3.2 Çimento kullanılarak iyileştirilen zemini etkileyen faktörler.....	35
3.4 Derin Zemin Karıştırma Uygulamaları	42
3.4.1 Uygulama aralıkları	42
3.4.2 İyileştirme amaçları ve uygulamaları	45
3.5 Derin Zemin Karıştırma Yöntemi Tasarım Esasları.....	47
3.5.1 Derin zemin karıştırma yöntemi ile zayıf dolguların iyileştirilmesi	50
3.5.2 Derin karıştırma kolonları ile desteklenen yapıların tasarım koşulları ...	60
4. SONLU ELEMANLAR PROGRAMI İLE TASARIM.....	61
4.1 Bağlantı Tüneli Yapısal Özellikleri.....	61
4.2 Mevcut Arazi Çalışmaları.....	62
4.3 Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi.....	64
4.3.1 Kohezyonsuz zemin (dolgu).....	64
4.3.2 Anakaya	64
4.3.3 Kaya dolgu.....	65
4.3.4 İyileştirilmiş kaya dolgu	66
4.4 Temel Taşıma Kapasitesi ve Oturma Hesapları	66
4.5 Nümerik Modelleme ile Yapılan Oturma Analizi	67

4.5.1 Bakir yükleme koşullarında deplasman kontrolü	68
4.5.2 Derin zemin karıştırma kolonlarının 2 m * 2 m plan aralığına göre iyileştirme durumunda deplasman kontrolü	71
4.5.3 Derin zemin karıştırma kolonlarının 2 m * 1 m plan aralığına göre iyileştirme durumunda deplasman kontrolü	72
4.5.4 Derin zemin karıştırma kolonlarının 1.0 m * 1.5 m plan aralığına göre iyileştirme durumunda deplasman kontrolü	74
4.5.5 Kaz-değiştir yönteminden sonra, derin zemin karıştırma kolonlarının 1.0 m * 1.5 m plan aralığına göre iyileştirme durumunda deplasman kontrolü	76
5. SONUÇLAR	79
KAYNAKLAR.....	83
EKLER.....	89
EK-A: Geoteknik profil.....	90
EK-B: Plaxis 2D Zemin parametreleri.....	91
EK-C: Plaxis 2D deformasyonlu sonlu elemanlar ağı.....	96



KISALTMALAR

CBR	: Kaliforniya Taşıma Oranı
CDM	: Çimento derin karıştırma
CPT	: Konik Penetrasyon Deneyi
DJM	: Derin Jet Karıştırma
FHWA	: ABD Ulusal Karayolları İdaresi
F_s	: Güvenlik Faktörü
PHRI	: Japonya Ulaştırma Bakanlığı Kıyı Ve Liman Araştırma Enstitüsü
SPT	: Standart Penetrasyon Deneyi
TNT	: Trinitrotoluen
UCS	: Serbest Basınç Dayanımı
JIS	: Japonya Endüstriyel Standart



SEMBOLLER

U	: Ortalama konsolidasyon yüzdesi
E_s	: Elastisite modülü
N_{1,60}	: Düzeltilmiş SPT
N_c , N_q, N_γ	: Taşıma gücü faktörleri
q_{all}	: İzin verilen taşıma gücü
q_u	: Serbest basınç dayanımı
s_{dm}	: Kayma dayanımı
T_r	: Zaman faktörü
w_L	: Likit limit
w_p	: Plastik limit
γ'	: Efektif birim hacim ağırlık
T_v	: İzin verilen düşey kayma gerilmesi
a_w	: Bağlayıcı oranı



ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1 : Yumuşak zeminin tanımları. (Kitazume ve Terashi, 2013).	19
Çizelge 3.2 : Karıştırma işlemine göre derin karıştırma metodunun sınıflandırılması. (Bruce ve diğerleri, 2010).	25
Çizelge 3.3 : Kara sahası üzerinde derin karıştırma yönteminin uygulama alanları .	46
Çizelge 3.4 : Kıyı-liman yapılarında derin karıştırma yöntemi uygulamaları.....	46
Çizelge 3.5 : f_v değerleri. (FHWA-HRT-13-046).	51
Çizelge 4.1 : Sondaj çalışmaları özet tablosu.	62
Çizelge 4.2 : Presiyometre modülü ile zemin deformasyon modülü arasındaki ilişki. (Menard, 1975)	63
Çizelge 4.3 : İçsel sürtünme açısına bağlı olarak değişen taşıma kapasitesi faktörleri. (Das, 2013).	66



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Dinamik kompaksiyon uygulaması. (Url-1).....	4
Şekil 2.2 : Vibro kompaksiyon-vibro yer değiştirme yönteminin uygulanabileceği zemin sınıflarının karşılaştırılması. (Wehr J., 2012).	5
Şekil 2.3 : Vibro-Kompaksiyon uygulama aşamaları. (Url-2).	5
Şekil 2.4 : Patlatma kompaksiyonu şematik gösterimi. (Mitchell, 1970).....	7
Şekil 2.5 : Elektro-osmoz yönteminin şematik gösterimi. (Url-3).	7
Şekil 2.6 : Kum drenajsız ve kum drenajlı ön yüklemeler altındaki oturma-zaman eğrisi (Özaydın, 1970).	9
Şekil 2.7 : Vibro yer değiştirme taş kolonların düşey yük altında göçme mekanizması. (Brauns, 1978).	11
Şekil 2.8 : Vibro yer değiştirme taş kolonların zemin iyileştirme oranı. (Preibe, 1995).....	11
Şekil 2.9 : Çimento enjeksiyonu uygulanması. (Bağlantı tüneli çimento enjeksiyonu, 2016).	13
Şekil 2.10 : Kireç uygulanması (Menemen Seyrek ova yolu, İzmir, 2016)	14
Şekil 2.11 : Jet-1, Jet-2, Jet-3 ve süper jet yöntemi. (Burke, 2013).....	15
Şekil 2.12 : Dayanım-zemin sınıfı grafiği (Burke, K. 2004).....	16
Şekil 3.1 : Kara verileri ile elde edilen sonuçlar.(Kitazume ve Terashi, 2013).....	20
Şekil 3.2 : Kıyı verileri ile elde edilen sonuçlar. (Kitazume ve Terashi, 2013).	20
Şekil 3.3 : Deniz yapıları için Mark 4 isimli makine.....	22
Şekil 3.4 : Japonya’da derin zemin karıştırma metotlarının istatistikleri. (Kitazume ve Terashi, 2013).	23
Şekil 3.5 : CDM-LODIC yöntemi ile derin zemin karıştırma. (Url-4).....	26
Şekil 3.6 : CDM-Land 4 yöntemi uygulama ekipmanları ve uygulanan zeminin görüntüsü. (Url-5)	27
Şekil 3.7 : CDM-Lemni 2/3 yöntemi uygulama makinesi. (Url-6).....	27
Şekil 3.8 : CDM-Lemni 2/3 yöntemi uygulanma aralıkları. (Url-7)	28
Şekil 3.9 : CDM-Lemni 2/3 yönteminin deneysel durum gözlemleri. (Url-8).....	28
Şekil 3.10 : Zeminin türünün 91 günlük kür sonucunda serbest basınç dayanımına etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).....	31
Şekil 3.11 : Sönmemiş kirecin serbest basınç dayanımına etkisi.(Kitazume ve Terashi, 2013).	32
Şekil 3.12 : Sönmemiş kirecin dane boyutu ile ilgili değişimi (Kitazume ve Terashi, 2013).	32
Şekil 3.13 : Hümik asidin iyileştirilmiş zeminin serbest basınç dayanımına etkisi.(Kitazume ve Terashi, 2013).....	33
Şekil 3.14 : Başlangıç zeminin su içeriğinin sönmemiş kireç ile iyileştirilmiş zemine etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).....	33

Şekil 3.15 : Bağlayıcı miktarının iyileştirme üzerine etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).	34
Şekil 3.16 : Karıştırma süresinin dayanıma etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).	34
Şekil 3.17 : Çimento tipinin serbest basınç dayanımına etkisi.(Kitazume ve Terashi, 2013).	36
Şekil 3.18 : Serbest basınç dayanımı ve bağlayıcı oranının ilişkisi. (Babasaki ve diğ., 1996).	37
Şekil 3.19 : Dane çapı dağılımının çimento ile stabilizasyona etkisi.	37
Şekil 3.20 : Serbest basınç dayanımı ile pH arasında ki ilişki. (Babasaki ve diğ., 1996).	37
Şekil 3.21 : İyileştirilmiş zemine pH etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).....	38
Şekil 3.22 : Doğal su içeriğinin nihai serbest basınç dayanımına etkisi, kür zamanı 91 gündür. (Kitazume ve Terashi, 2013).	39
Şekil 3.23 : Bağlayıcı oranının serbest basınç dayanımına etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).	39
Şekil 3.24 : Karıştırma süresinin nihai serbest basınç dayanımına etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).	39
Şekil 3.25 : Kür süresinin dayanım artışına etkisi. (Kawasaki ve diğ., 1981).....	40
Şekil 3.26 : Kür sıcaklığının dayanıma etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).	41
Şekil 3.27 : Serbest basınç dayanımına efektif gerilme etkisi.(Kitazume ve Terashi,2013).	41
Şekil 3.28 : Grup kolon tipi iyileştirme.	43
Şekil 3.29 : Tipik derin karıştırma uygulamaları. (Terashi ve Kitazume, 2013).	43
Şekil 3.30 : Grup kolon tanjant duvarı şeklinde yerleştirme. (Terashi ve Kitazume, 2013).	44
Şekil 3.31 : Duvar tipi iyileştirme yöntemi.(Kitazume ve Terashi, 2013).....	44
Şekil 3.32 : Grid tipi iyileştirme yöntemi. (Kitazume ve Terashi, 2013).	45
Şekil 3.33 : Yüksek basınçlı enjeksiyon uygulaması. (Kitazume ve Terashi, 2013).	45
Şekil 3.34 : Tipik derin karıştırma yöntemi uygulama aralıkları. (FHWA-HRT-13-046).	52
Şekil 3.35 : Çakışan derin iyileştirme kolonları hesaplamaları.	53
Şekil 3.36 : Kompozit zeminde meydana gelebilecek potansiyel kayma düzlemleri. (FHWA-HRT-13-046).	55
Şekil 3.37 : Birleştirilmiş devrilme ve taşıma gücü hesaplamaları için tanımlar.	56
Şekil 4.1 : Tünel tip kesiti.	61
Şekil 4.2 : Presiyometre sonuçlarının derinlikle değişimi.	63
Şekil 4.3 : İyileştirilmeden önceki çok elektrotlu elektrot özdirenç yöntemi ile zemin profili analizi.(TTM Test Teknolojileri A.Ş, 2016).....	63
Şekil 4.4 : Kuvarsit, kıltaşı, silttaşı ardalanması için kaya mühendislik parametreleri. (Dalgıç, 2016).	65
Şekil 4.5 : Yükleme durumu. (1. Kaya Dolgu, 2. Kontrolsüz Dolgu, 3 Anakaya.) ..	69
Şekil 4.6 : İdealize zemin profili.....	69
Şekil 4.7 : Mohr-Coulomb malzeme modeli ile bakir yükleme koşulunda oturma miktarı.....	70
Şekil 4.8 : Hardening-soil malzeme modeli ile bakir yükleme koşulunda oturma miktarı.....	70
Şekil 4.9 : 2 m * 2 m uygulama aralığı, tünel temeli oturma miktarı. (Mohr-Coulomb malzeme modeli).....	71

Şekil 4.10 : 2 m * 2 m uygulama aralığı, tünel temeli oturma miktarı. (Hardening-soil malzeme modeli).....	72
Şekil 4.11 : 2 m * 1 m uygulama aralığı, tünel temelinde oluşan deplasman. (Mohr-coulomb malzeme modeli).....	73
Şekil 4.12 : 2 m * 1 m uygulama aralığına göre tünel temelinde oluşan deplasman. (Hardening-soil malzeme modeli).	74
Şekil 4.13 : 1.0 m * 1.5 m uygulama aralığına göre, tünel temelinde oluşan deplasman. (Mohr-coulomb malzeme modeli).....	75
Şekil 4.14 : 1.0 m * 1.5 m uygulama aralığına göre, tünel temelinde oluşan deplasman. (Hardening-soil malzeme modeli).	75
Şekil 4.15 : Kaz-değiştir ve 1.0 m * 1.5 m uygulama aralığına göre tünel temelinde oluşan deplasman. (Mohr-Coulomb malzeme modeli).....	76
Şekil 4.16 : DSM kolonlarının oturma miktarı, malzeme modeli Mohr-Coulomb. ..	77
Şekil 4.17 : Kaz değiştir ve 1.0 m * 1.5 m uygulama aralığına göre, tünel temelinde oluşan deplasman. (Hardening-soil malzeme modeli).	77
Şekil 4.18 : Hardening soil -DSM kolonlarının oturma miktarı.....	78
Şekil 5.1 : Kompozit elastisite modülü-yapı oturma grafiği. (Mohr-Coulomb).....	80
Şekil 5.2 : Kompozit elastisite modülü-yapı oturma grafiği. (Hardening-soil).....	81
Şekil A.1: Tünel geoteknik profili.....	90
Şekil B.1: Mohr-Coulomb malzeme modeline göre zemin parametreleri.....	91
Şekil B.2: Yapısal elemanların malzeme parametreleri.	91
Şekil B.3: Hardening-soil malzeme modeline göre zemin parametreleri.....	91
Şekil C.1: 1. Durum deforme sonlu elemanlar ağı (Mohr-Coulomb).	96
Şekil C.2: 1. Durum deforme sonlu elemanlar ağı (Hardening-soil).	96
Şekil C.3: 2. Durum deforme sonlu elemanlar ağı (Mohr-Coulomb).	97
Şekil C.4: 2. Durum deforme sonlu elemanlar ağı (Hardening-soil).	97
Şekil C.5: 3. Durum deforme sonlu elemanlar ağı (Mohr-Coulomb).	98
Şekil C.6: 3. Durum deforme sonlu elemanlar ağı (Hardening-soil).	98
Şekil C.7: 4. Durum deforme sonlu elemanlar ağı (Mohr-Coulomb).	99
Şekil C.8: 4. Durum deforme sonlu elemanlar ağı (Hardening-soil).	99
Şekil C.9: 5. Durum deforme sonlu elemanlar ağı (Mohr-Coulomb).	100
Şekil C.10: 5. Durum deforme sonlu elemanlar ağı (Hardening-soil).	100



ISLAK DERİN ZEMİN KARIŞTIRMA YÖNTEMİ İLE ZEMİN İYİLEŞTİRMESİ İNCELENMESİ

ÖZET

Son yıllarda, ülkemizde uygulanan mühendislik projelerinin adet ve bütçesel olarak artması sonucunda oldukça farklı zemin iyileştirme yöntemleri uygulanmaya başlamıştır. Kamulaştırma ve mevcut altyapıların etkilenmemesi için, ve avan proje üzerinde belirlenen güzergah üzerinde değişikliklerin hem zaman, hem de maliyet olarak proje bedeline yansıdığından dolayı tercih edilmektedir.. Nihai proje üzerinde çoğu zaman değişikliğe gidilmeyip, uygun zemin iyileştirme çalışmalarına yönelmek birçok projede başarı ile uygulanmaktadır.

Çalışmanın literatür araştırmasında, yaygın olarak kullanılan zemin iyileştirme yöntemleri araştırılmıştır. Söz konusu araştırmaların neticesinde, bu uygulamaya esas özet bilgiler verilmiştir. Tüm zemin iyileştirme çalışmaları bu çalışma kapsamında aktarılmamıştır. Tezin konusu olan derin karıştırma yöntemi detaylı bir şekilde anlatılmıştır.

Tez kapsamında, özellikle 1980'li yılların başında Japonya'da daha sonra İskandinav ve tüm dünyada uygulanmaya başlamış olan derin karıştırma yöntemi araştırılmıştır. Derin karıştırma yöntemi, öncelikle tarihsel açıdan incelenmiş, sonra yöntemleri detaylı bir şekilde anlatılmış, zemini ve dayanım parametrelerini belirleyen unsurlar aktarılmıştır. Derin karıştırma kolonları, zeminin rijitliğini artırarak, zeminin sıkışabilirlik özelliğini azaltır.

Örnek sonlu elemanlar analiz, kapsamında, aç-kapa tünel inşaatı yapılacak olan bölgede zemin iyileştirme çalışması olarak ıslak derin karıştırma kolonu uygulanmıştır. Tünel tabanındaki zeminin, taşıma gücü problemi olmamasına rağmen, olası oturma problemleri meydana gelebilir. Tünel tabanının oturacağı zeminin, arazi deneyleri sonucunda 18 metre kalınlıkta dolgu zemin olduğu belirlenmiştir. Dolgu zeminin altında ise oldukça kalın kumtaşı tabakası belirlenmiştir. Aç-kapa tünel inşaatı sonrasında, tünel üst kotundan itibaren 14 metre mühendislik dolgusu yapılacak ve hizmete açılacaktır.

Tez kapsamında, söz konusu tünelin sonlu elemanlar programı ile analizi yapılmıştır. Saha deneyleri ve gözlemleri sonucunda, literatürde yer alan uygun parametre belirleme yöntemleri ile elastisite modülü belirlenmiştir. Zeminin elastisite modülü belirlendikten sonra, ıslak derin karıştırma kolonlarının serbest basınç dayanımı yine literatürden alınmış ve uygun yaklaşım ile kolon elastisite modülü belirlenmiştir. Zemin ve ıslak derin karıştırma kolonlarının elastisite modülleri belirlendikten sonra, alan iyileştirme oranı ile kompozit elastisite modülü hesaplanmıştır. Analiz yapılırken, iyileştirilenin dolgu zemin boyunca homojen olarak yapıldığı ve anakaya

üst kotuna kadar yapıldığı kabul edilmiştir. Analizlerde kompozit elastisite modülü de bu doğrultuda zemin profiline işlenmiştir.

Sonlu elemanlar programında, malzeme modeli olarak, Mohr-Coulomb ve Hardening-soil modelleri kullanılarak çözümleri yapılmıştır. Analizler, sırasıyla, bakir yükleme koşulu, ıslak derin karıştırma kolonlarının planda 2.0 m * 2.0 m, 1.0 m * 2.0 m ve 1.0 m * 1.5 m olarak yapılmıştır. Aynı zamanda maliyet kontrolü açısından tünel tabanında yapılacak 3 metre kazı sonrasında, ıslak zemin karıştırma kolonları yapılması planlanmış ve bu şekilde de sonlu elemanlar programı ile analiz yapılmıştır.

Analiz çalışmalarında, bakir yükleme koşulu altında Mohr-Coulomb malzeme modeline göre beklenen oturma miktarı 29 cm olup, oturma limitlerinin aşıldığı görülmüştür. Sonrasında, planda uygulama aralığı 2.0m * 2.0m ıslak derin karıştırma yöntemi uygulandığında, beklenen oturma miktarı 12 cm düşmüştür. Planda uygulama aralığı, 2.0m * 1.5m uygulandığı takdirde, beklenen oturma 8.5 cm düşmüştür. Oturma limitleri tekrar aşıldığından dolayı, 1.0m * 1.5m planda uygulama aralığı olan ıslak derin karıştırma kolonu analize dahil edilmiş ve oturma 7.5 cm hesaplanmıştır. Daha sonra oturma limiti tekrar aşıldığından dolayı, öncelikle 3 metre kazı yapıp, sonrasında kolonların oluşturulacağı bir tasarım oluşturulmuştur. Bu tasarımın beklenen oturma değeri, 6.9 cm olarak hesaplanmıştır.

Analiz çalışmalarında, bakir yükleme koşulu altında Hardening-soil malzeme modeline göre beklenen oturma miktarı 25 cm olup, oturma limitlerinin aşıldığı görülmüştür. Sonrasında, planda uygulama aralığı 2.0m * 2.0m ıslak derin karıştırma yöntemi uygulandığında, beklenen oturma miktarı 9 cm düşmüştür. Planda uygulama aralığı, 2.0m * 1.5m uygulandığı takdirde, beklenen oturma 6.2 cm düşmüştür. Oturma limitleri tekrar aşıldığından dolayı, 1.0m * 1.5m planda uygulama aralığı olan ıslak derin karıştırma kolonu analize dahil edilmiş ve oturma 5.5 cm hesaplanmıştır. Maliyetler göz önüne alındığında, kolonların, tünel tabanından 3 m aşağıda yapıp, üzerine mühendislik dolgusu yapılması esaslarına göre tasarım yapılmış ve bu tasarımın oturma değeri, 5cm olup oturma limitlerini sağlamıştır.

Yapılan analizlerin, tünel tabanında beklenen oturma durumlarına göre sonuçları incelenmiştir. Maliyet ve süre optimizasyonu yapılarak, uygulama için sonuçlar aktarılmıştır.

SOIL IMPROVEMENT WITH WET DEEP SOIL MIXING METHOD

SUMMARY

In recent years, as the result of the increasing quantity and budget of the engineering projects, many different soil improvement techniques started to be implemented. As the expropriation and existing infrastructures not effected, and location of the projects change effects the project costs as and time. The soil improvement methods have been succesfully applied in many projects.

In the thesis literature was focused on commonly used soil improvement methods and explained. Information on their applications were given. All soil improvement techniques were not included in this thesis. The deep mixing method is explained in detail.

Deep mixing method was used in Japan and Nordic regions in 1980's and later. At the beginning of the 1990's, it started to be applied all over the world. Deep mixing method was investigated from historical point of view, mixing methods were explained in detail, and factors effecting the soil and strength parameters were investigated. Deep mixing columns increase the stiffness of the soil, thereby, reducing the compressibility of the soil.

The deep mixing method has been shown to be applicable to soils of high groundwater level, soft clay and clayey sandy grounds. The principle of the method is based on the pressure injection of the binder to the soil. The main ingredient of the binder used is Portland cement and blast furnace slabs added to the cement. The water / cement ratio by weights 1: 1 for many projects. When higher strength is required, this ratio is changed to obtain columns with high rigidity.

Finite elements analysis of the wet deep mixing columns that were used as a soil improvement method in an area where a cut-cover tunnel construction is to be carried out was doned. Although the tunnel foundation soil does not have a problem in terms of bearing capacity, settlements could occur. Result of the soil investigations, the soil underneath the tunnel is determined to be 18 meters thick fill layer. The bedrock is located underneath the fill layer. After the construction of the cut-cover tunnel, a 14-meter engineering fill will be made on top of the tunnel.

A wet deep mixing machine groups are three different sections. Drilling machine with high torque, circular shaft and high injection pump group. After appropriate amount of binder is prepared, the admixture is transferred to the high torque drilling machine through the powerful pump and the drilling machine mixes the soil with the rotary shaft. In application, injection pressure is range to 100-200 bar.

The success of quality control is paramount for the success of wet deep mixing. After the test columns are constructed, the engineering parameters have to be determined in the field and laboratory environment.

The main properties to look at in the test columns are diameter control, length control and unconfined compression strength and elasticity modulus of core samples. A plate loading test can then be performed to examine the displacements under loading condition, in the composite soil.

Within the scope of the thesis, a cut-cover tunnel was analyzed with a finite element program. As a result of field experimental test and engineering observations, modulus of elasticity was determined and selected by appropriate parameters present in the literature. After the elastic modulus of the soil was determined, the unconfined compressive strength of the wet deep mixing columns was taken from the literature and the modulus of elasticity of the column was determined by the appropriate approach. After the modulus of elasticity of the soil and wet deep mixing columns is determined, the composite modulus of elasticity is calculated by the area improvement ratio. In the result of analysis, it is assumed that the improvement is made homogeneously along the fill and is to the top of the bedrock. The composite modulus of elasticity used in the analyses is for the whole fill layer.

Mohr-Coulomb and Hardening-soil models were used in the finite elements program as material models. The analyses were carried out with the virgin loading conditions, in plan grid spaces of 2.0 m * 2.0 m, 1.0 m * 2.0 m and 1.0 m * 1.5 m, of the wet deep mixing columns. At the same time, in terms of cost control, the wet soil mixing columns were planned to be constructed after 3 meters of excavation on the tunnel base and the analysis was done by the finite element program.

Most of researchers have been found that the amount of settlement achieved in the analysis results made with a Mohr-Coulomb material model is higher when compared to the actual settlement amount. In the analysis results of the analysis done was given Hardening-soil material model, has given closer results to reality. Therefore the analyses made with the Hardening-soil material model in the evaluation phase of the thesis were assumed to be the main result.

According to the Hardening-soil material model under the virgin condition, the expected settlement was 25 cm and the settlement limits were exceeded in the analysis studies. Subsequently, when the center to center column distance 2.0m * 2.0m wet deep mixing method was applied, the expected amount of settlement decreased by 9 cm. If the application was made with center to center columns distance of 2.0m * 1.5m applied, the expected settlement has decreased by 6.2 cm. Because the settlement limits are exceeded, the wet deep mixing column with application range of 1.0m * 1.5m is included in the analysis and the settlement of 5.5 cm is calculated. When the costs are taken into consideration, the columns are made starting at 3 m below the tunnel base and engineering fill was done for the 3m, the settlement of the tunnel is 5 cm and it has the settlement limits.

The results of the analyzes are within considered according to the expected settlement conditions in the tunnel foundation soil. The cost and time analyses are also observe, and the optimum solution is found.





1. GİRİŞ

Dünya genelinde uygulanan bir çok projede çeşitli zemin iyileştirme yöntemleri uygulanmıştır. Uygun zemin iyileştirme yöntemi çoğu zaman projenin başında öngörülmeyip sonrasında yaşanan problemler sonucu geliştirilmiştir. Yapıların servis ömrü boyunca hizmet verebilmesi ülke ekonomisi açısından büyük önem arz etmektedir. Servis ömrünü etkileyen birinci faktör alt yapının iyi projelendirilip, şartnamelere uygun olarak sahada uygulanması olmuştur.

Değişen ve gelişen insan ihtiyaçlarının sonucu olarak teknoloji gelişmiş ve zemin mekaniği uygulamaları da günümüz ihtiyaçlarına cevap vermekle yükümlü olmuştur. 20. yy. başında başlayan bu değişim, bilgisayar programlarının sonlu elemanlar analizi ile gelişmiş ve daha büyük ölçekli yapıların yapılabilmesine imkan sağlamıştır.

Bu tezin konusu olan derin zemin karıştırma yöntemi, son yıllarda ülkemizde oldukça popüler olan uygulamalardan biridir. Derin zemin karıştırma yöntemi, büyük ölçekli projeler kapsamında, güzergah dolgusu altında bulunan zeminin iyileştirilmesi, büyük sanat yapılarının temellerinin zemin iyileştirilmesi ve derin iksalar için düşey destek elemanı olarak projelendirilmesi, söz konusu yöntemin başlıca kullanım alanlarıdır.

Tezin 2. bölümünde günümüzde uygulanan zemin iyileştirme yöntemleri ve uygulanabilirlikleri kapsamlı olarak ele alınmıştır. Tezin 3. bölümünde derin zemin karıştırma yönteminin uygulanması ve tasarım kriterleri araştırılmıştır. 4. bölümünde ülkemizin büyük ölçekli projelerinden birinde karşılaşılan sorun ve çözüm olarak derin zemin karıştırma yönteminin sonlu elemanlar programı ile analizi yapılmıştır. 5. Bölümünde ise yapılan sonlu elemanlar analizinin sonuçları incelenmiş olup, uygulama yöntem ve şekline önerilerde bulunulmuştur.



2. ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ

Zemin iyileştirme yöntemleri bu tezde, kohezyonsuz zeminlerde karışım katkısı ilavesi olmadan zemin iyileştirme yöntemleri ve kohezyonlu zeminlerde karışım katkısı ilaveli zemin iyileştirme yöntemleri olarak incelenmiştir.

2.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Karışım Katkısı İlavesi Olmadan Zemin İyileştirme Yöntemleri

Bu bölümde kohezyonsuz zeminlerde karışım katkısı ilavesi olmadan zemin iyileştirme yöntemleri aktarılmıştır. Bu yöntemler dinamik kompaksiyon, vibro kompaksiyon, elektro osmoz, patlatma metodu ve yüzey kompaksiyonu olarak ele alınmıştır.

2.1.1 Dinamik kompaksiyon

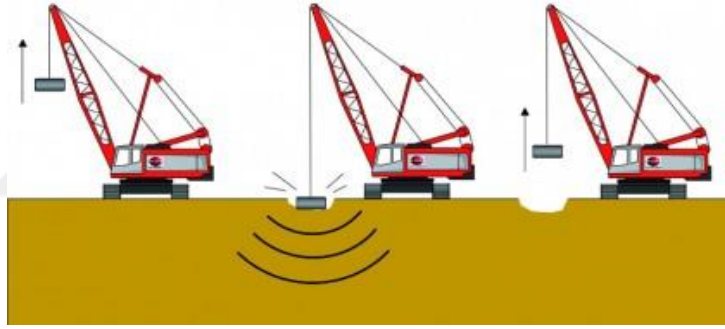
Dinamik kompaksiyon gevşek, granüler zeminlerde uygulanır. Uygulamanın amaçları ,zeminin taşıma kapasitesini veya şev stabilitesini artırarak zeminin dayanımını artırır.Zeminin elastisite modülün artırarak, statik ve dinamik yüklere karşı toplam ve farklı oturmaları azaltır.Dayanma yapılarının maruz kaldığı yanal zemin itkisini azaltır.Yer altı su seviyesinin altındaki gevşek ve granüler zeminin sıvılaşma ihtimalini azaltır.Baraj gibi su sızdırmazlığının önemli olduğu yapıların altında bulunan zeminin geçirimliliğini düşürür.Genel olarak heterojen zeminlerin mühendislik özelliklerini iyileştirir.

En yaygın kullanım amacı ise, havalimanları ve liman inşaatı olup, deprensellik açısından riskli yerlerdeki sıvılaşma riskini azaltmaktır. Dinamik kompaksiyon yöntemi oldukça basit olmasına rağmen, tasarım aşamasında dikkatli olmak gerekir. Genellikle kesin uygulamaya geçilmeden önce deneme alanları belirlenmelidir. Deneme imalatı yapıldıktan sonra, iyileştirme yapılmadan önce ki mühendislik parametreleri ve dinamik kompaksiyon yapıldıktan sonraki parametreler karşılaştırılmalıdır. Dinamik kompaksiyon yönteminin maksimum iyileştirme derinliği bir çok faktöre bağlıdır. Bu faktörler, zemin sınıfı, zeminin tabakalanma durumu (örneğin, sıkıştırılacak tabakanın altında yumuşak kil bulunması halinde

sıkıştırma önemli derecede azalacaktır.), yer altı su seviyesidir. Fakat dinamik kompaksiyon sonucu iyileştirme derinliği genel olarak şu bağıntı ile tanımlanmıştır.

$$d_{max} = \alpha\sqrt{H.M} \quad (2.1)$$

Burada, H, ortalama düşürme yüksekliği (m), M, düşürülen kütlenin ağırlığı (t), α , ampirik katsayı 1.0'den az olmalı (saha koşullarına bağlı olarak değişir). Düşürülen ağırlık genellikle 6 ton – 28 ton aralığında olup, düşürülme yüksekliği 12.2m'den 30.5 m yüksekliğe kadar çıkabilir. Düşürülen ağırlık bir kaç kere aynı yerde düşürülebilir. Sıkışma sonrası ortaya çıkan krater boşluğu, granüler malzeme ile doldurulup sıkıştırılmalıdır. Hafif ağırlıkların sıkıştırdığı zemin 3.0 m ile 4.6 m arasında olup, daha yüksek ağırlıklardaki kompaksiyon sonucunda 6.1 m'den 9.1 m'ye kadar sıkıştırma sağlanabilir. (FHWA-SA-95-037). Şekil 2.1'de dinamik kompaksiyon yönteminin şematik gösterimi bulunmaktadır.

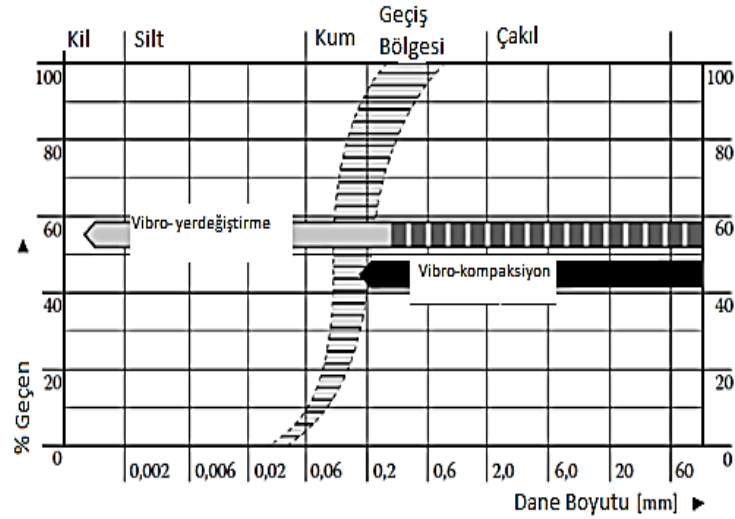


Şekil 2.1 : Dinamik kompaksiyon uygulaması. (Url-1).

2.1.2 Vibro kompaksiyon

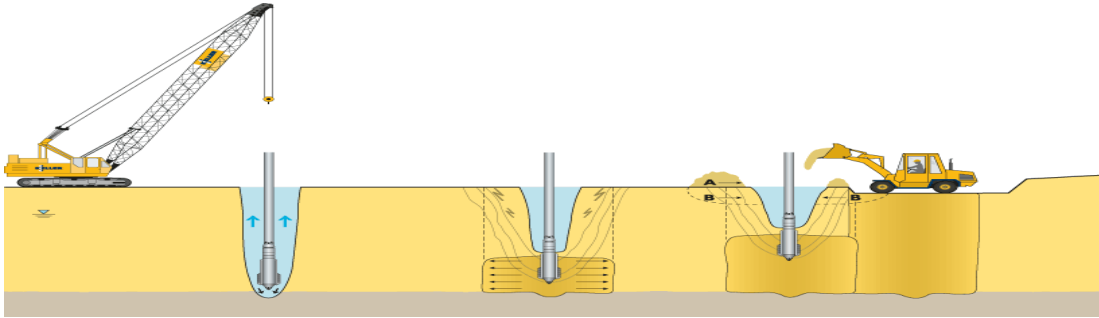
Vibro-kompaksiyonun amacı mevcut zeminin yoğunluğunu artırmaktır. Bu yöntemin uygulanabilmesi zeminin dane boyutu dağılımına bağlıdır. İyileştirmenin derecesi ise bir çok faktöre bağlı olup, kullanılan ekipman, uygulama yöntemi ve sahadaki uygulayıcının performansına bağlıdır.

Vibro-Kompaksiyon metodu gevşek kum ve çakıl zemin sınıfına sahip bölgelerde yapılacak olan zemin iyileştirme yöntemi için uygundur. (Şekil 2.2). Vibro-kompaksiyon işlemi silindirik probun zeminin içine titreşimle penetre edilmesinden ibarettir. İndirme derinliği, iyileştirilecek tabakanın kalınlığı ve kullanılan ekipmanın gücü ile ilişkilidir. Yaygın olarak kullanılan probun ağırlığı 15-40 kN, çapı 30-50 cm ve uzunluğu da 2-5 m arasındadır. (Kirsch ve diğ., 2013).



Şekil 2.2 : Vibro kompaksiyon-vibro yer değiştirme yönteminin uygulanabileceği zemin sınıflarının karşılaştırılması. (Wehr ve Sondermann, 2013).

Titreşimli probun, iyileştirme derinliğine indikten sonra geri çekimi 0.5 m veya 1.0 m kademelerinde yapıp her bir kademede sırasıyla 30-60 saniye arasında beklenmesi gerekmektedir. Vibrasyon işlemi devam ederken, uygulama noktasının üst tarafından kırmataş-mıçır ile takviyesi yapılmalıdır. Titreşimden kaynaklı oturma, iyileştirilmesi gereken zemin kalınlığının %5-%15 'i kadar olabilir. Vibro-kompaksiyon uygulamasının grid aralığı 2.5m ile 5.0m arasında olabilir. (Şekil 2.3). (Wehr ve Sondermann, 2013).



Şekil 2.3 : Vibro-Kompaksiyon uygulama aşamaları. (Url-2).

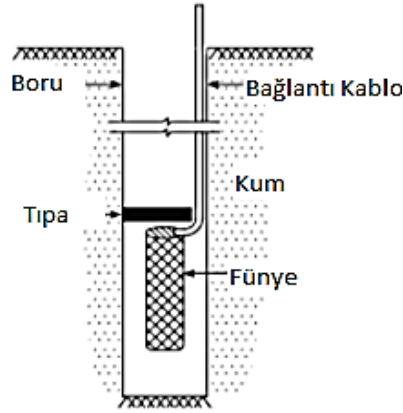
2.1.3 Patlatma metodu

Eskiden beri kullanılan bu yöntemin uygulamasının amacı, granüler zemin içerisinde oluşturulacak patlama sonucunda yayılan şok dalgaları ve titreşim ile zemin içerisinde gevşek olan bölgenin oturmasını veya sıvılaşmasını sağlamaktır. Şekil 2.4'te yöntemin şematik gösterimi verilmiştir.

Bu yöntem ilk olarak A.B.D 'de 1930'lu yılların sonunda denenmiş, Franklin Barajı inşaatında 6 m kalınlıktaki ince kumun sıkıştırılmasında kullanılmıştır.(Lyman, 1942). Rusya' da oldukça yaygın kullanım alanı olup, liman, yol, baraj ve yol gibi yapıların zemin iyileştirme yöntemi olarak kullanılmış, söz konusu yapıların altında bulunan zeminin sıvılaşma riskini azaltmıştır. (Litvinov, 1973; Denchev, 1980; Ivanov, 1980, 1983). Bu yöntem en uygun kumlu zeminlerde sonuç verir. Ayrıca yer altı su seviyesi altında bulunan kumlu zeminlerde, su seviyesinin üzerinde ki kumlu tabakaya göre daha etkili olur. Zeminin rölatif sıkılık değeri %60-%70 mertebesinde ise, bu yöntem sonucunda %70-%80 mertebesine çıkabilir.

Dağılım, yöntemin başarısını etkileyecek olan birinci faktördür. Sıralı patlatma yapılacak durumlarda, uygulama alanının kenarından ortasına doğru seri patlatma yapılmalıdır. Patlatma yer altı su seviyesinin altında yapılmalıdır. Aralık, patlayıcı genellikle 3 m- 6 m aralığında delinmiş kuyulara yerleştirilir. Kuyuların derinliği genellikle iyileştirilecek zeminin %75'i kadar olmalıdır.. Patlayıcı miktardır kuyu başına 1 kg ile 12 kg arasında uygulanabilir. Kuyuların aralığı 5 m ile 15 m arasında olabilir. Sıkışma oranı genellikle, daha fazla patlayıcı konulması yada daha sık aralıklarla kuyu açılması sonucu değiştirmez. Uygulanacak test patlatmaları ile optimum aralık ve kuyu derinliği tayin edilebilir. (Carpentier ve diğerleri, 1985). Derinlik, ölatif sıkılık genel olarak %15 ile %30 arasında artar. Bu artış sıkıştırılmış tabakanın üstten %75'ine yansır. (Solymar ve Reed, 1986). Yüzey oturması, iyileştirilecek tabakanın yaklaşık olarak %2 ile %10 u kadar olacaktır. Gevşek kumlarda iyileştirme kalınlığı, kuyu derinliğinin 1.5 katı kadar olacaktır. Orta sıkılıktaki kumun sıkışması ise kuyu derinliğinin 1.2 ile 1.3 katı kadar olacaktır. Bu yöntem ile en fazla iyileştirme derinliği 15 m ile 20 m arasında sınırlı kalmıştır. Patlayıcı miktarı, İvanov'a göre (1983), optimum patlayıcı miktarı 10 kg TNT olarak kuyu başına belirtilmiştir. Bu yöntemin avantajları, oldukça ekonomik ve hızlı bir yöntemdir. Patlatma genellikle yer altı su seviyesinin altında yapıp doğrudan amaca hizmet eder. Patlatma yöntemi ayrıca lös zeminleri susuzlaştırıldıktan sonra da sıkıştırılmasında başarılı olmuştur. (Litvinov, 1966; Abelev, 1976). Dezavantajları ise, bitişik yapıların zarar görme ihtimalinin yüksek olması, patlayıcı unsurlar ile çalışmanın ilave önlemler getirmesi olarak sunulmuştur. İyileştirmenin ölçümü CPT ve SPT deneyleri ile yapılabilir. İyileştirme anlık olmayıp, haftalık ve yıllık olarak

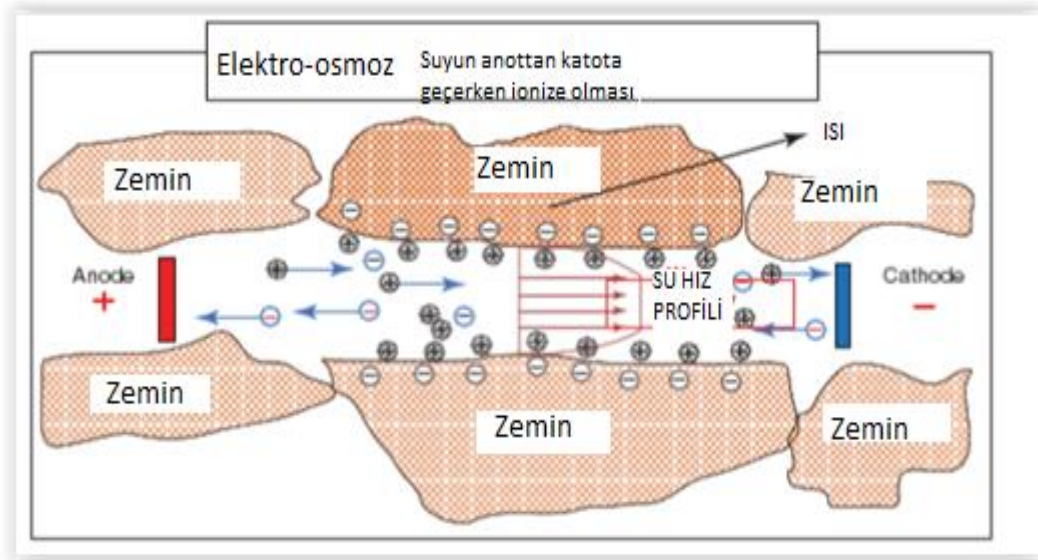
artabilir. (Mitchell, 1986). Patlatmanın ardışık yapılması, genellikle tavsiye edilir, aşırı boşluk suyu basıncının zamana göre dağılımı hakkında fikir verir.



Şekil 2.4 : Patlatma kompaksiyonu şematik gösterimi. (Mitchell, 1970).

2.1.4 Elektro-osmoz metodu

Elektro-osmoz metodu 1800'lü yılların başında geliştirilmiş olmasına rağmen, 1940'lı yılların başında Leo Casagrande tarafından uygulanmıştır. Bu yöntemin temeli, ince daneli zemine batırılmış 2 elektrot arasında ki arasındaki elektrik akımının, anottan katot çubuğuna doğru akımın olmasına dayanır. Bu akım, zemin içerisindeki suyun hareket etmesini sağlar. Kil daneleri negatif yüklüdür, pozitif yüklü iyonlar ile harekete geçer Sodyum, kalsiyum ve magnezyum gibi. Siltli ve siltli kil gibi ince daneli zeminlerde bu yöntem uygulandığında boşluk suyu basıncı azalır ve konsolidasyon sağlanır. Şekil 2.5'te elektro-osmoz yönteminin, işleyişi gösterilmektedir.



Şekil 2.5 : Elektro-osmoz yönteminin şematik gösterimi. (Url-3).

2.1.5 Yüzey kompaksiyonu

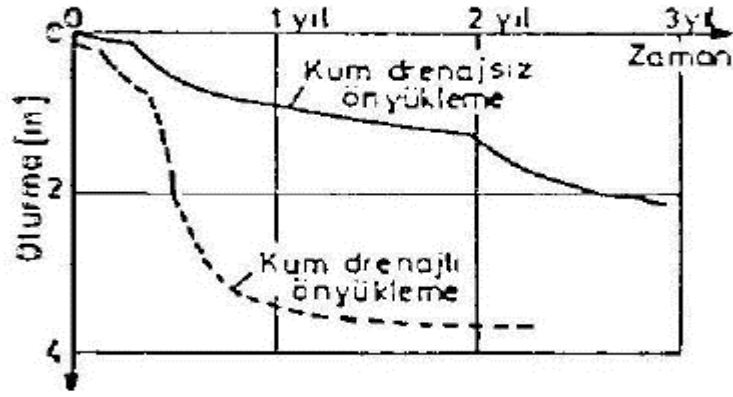
Yüzey kompaksiyonu, sıg zemin katmanlarının silindirle sıkıştırılması esasına dayanır. Silindirler statik veya dinamik silindirler içerebilir. Silindirin tipini belirleyen sıkıştırma ekipmanının şeklidir. Sıkıştırma elamanı silindirik olup pürüzlü veya pürüssüz olabilir. Keçi ayak silindirler ise ince daneli zeminlerin sıkıştırılmasında kullanılır. Kullanılan silinidirlere 50 kN ila 150 kN ağırlığında, silinidir çapı 1 m ila 2 m arasında ve 2 m ila 3 m genişliğinde olabilir. Vibrasyonun frekansı zemin cinsine bağılı olarak 30 Hz -70 Hz arasında olabilir. (Briaud, 2013). Kalite kontrol testi olarak, kum konisi deneyi, nükleer sıkışma testi, lastik balon metodu, standart veya modifiye proktor testi veya CBR testi yapılabilir. Sıkışma sonrasında zeminde meydana gelen değışiklikler, serbest basınç dayanımında artış, permeabilite katsayısının azalması olarak meydana gelir.

2.2 Kohezyonlu Zeminlerde Karışım İlaveli Zemin İyileştirme Yöntemi

Bu bölümde kohezyonlu zeminlerde karışım ilaveli zemin iyileştirme yöntemleri olan, önyükleme, önyükleme ve bant dren yöntemi, vibro yerdeğıştirme taş kolon, kimyasal enjeksiyon ve jet grout yöntemi aktarılacaktır.

2.2.1 Önyükleme

Bu yöntemin uygulanmasının esası, iyileştirilecek zemine sürşarj yükün uygulanmasına dayanır. İyileştirilecek zemin projelendirilirken uygun ön yüklemeye basıncı bulunur ve konsolidasyon oturması hesabına göre önyüklemeye prosedürü uygulanır. Bu yöntem ile önyüklemeden sonraki oturmalar sahada ölçüm yapılarak kontrol edilir. İstenen oturma miktarı sağlandıktan sonra ön yüklemeye yapılan malzeme sahadan çıkarılarak üst yapı imalatına başlanır. Killi zeminlerde uygun sonuçlar verir. İş programına göre imalatın süresini kısaltır. Ön yüklemeye yapılan malzemenin, kohezyonsuz olması bu yöntem için önemlidir. Kum veya çakıl bantları ile suyun tahliyesi sağlanır. Şekil 2.6'da drenajlı ve drenajsız yüklemeye koşullarının zamana bağılı oturma miktarı verilmiştir.



Şekil 2.6 : Kum drenajsız ve kum drenajlı ön yüklemeler altındaki oturma-zaman eğrisi (Özaydın, 1970).

2.2.2 Önyükleme ve bant dren yöntemi

Bu yöntem en çok yumuşak killerin iyileştirilmesinde kullanılır. Modern olarak önyükleme ve düşey dren veya prefabrik düşey drenler birlikte kullanılmaktadır. Yöntem konsolidasyon teorisine dayanmaktadır. Prefabrik düşey drenlerin kullanımı son yıllarda başka amaçlar için, örneğin boşluk suyu basıncının dağılımına yardımcı olarak sıvılaşma riskinin azaltılmasında da kullanılmaktadır. (Towhata, 2008; Chu ve diğ., 2009a). Yöntemin konsolidasyon teorisindeki yeri drenaj yönünün kısaltılmasına dayanır. Tek fark ise konsolidasyon oranı radyal mesafe cinsinden yazılır, z yerine r olarak:

$$\frac{du_e}{dt} = cr \left(\frac{du_e^2}{dr^2} + \frac{1du_e}{rdr} \right) \quad (2.2)$$

r = radyal mesafe.

c_r = radyal konsolidasyon katsayısı

$$D = \frac{k_h}{\gamma} \quad (2.3)$$

D = sıkışabilirlik modülü

k_h = düşey yönde permeabilite katsayısı

Mevcut konsolidasyon abaklarından U ve T_r ilişkilendirilip konsolidasyon oranı tahmin edilebilir.

Bant dren kullanımı kum drenlere alternatif yöntem olarak kullanılabilir. Suya doymun kil zeminlerde uygulanır. Bant dren kılçık şeklinde veya plastik şerit şeklinde zemine

çakıldıktan sonra konsolidasyon sağlanır. Zemin içerisinde bulunan su bant dren yardımıyla dışarı çıkar ve oturmalar hızlanır. Bant dren aralıkları kum drenler gibi belirlenebilir fakat bant dren uygulamalarında delme işleminden ziyade zemine mandrel yardımı ile bant drenin uygulanması vardır.

2.2.3 Vibro yer değiştirme taş kolonlar

Vibro yer değiştirme yönteminin, yumuşak ince daneli zeminlerde, konsolidasyon süresinin kısaltılması, sıkışabilirliğin azaltılması, zeminin taşıma kapasitesinin artışı, kesme mukavemetinin artması gibi etkileri bulunmaktadır. Aynı zamanda taş kolon uygulamasından sonra zeminde oluşacak oturmalar ilk duruma göre anlamlı ölçüde azalma oluşmaktadır. Taş kolon oluşturulduktan sonra onu çevreleyen zemine yatay olarak destek olur ve söz konusu kolonlar üst yapıdan gelen yükü beraber taşır.

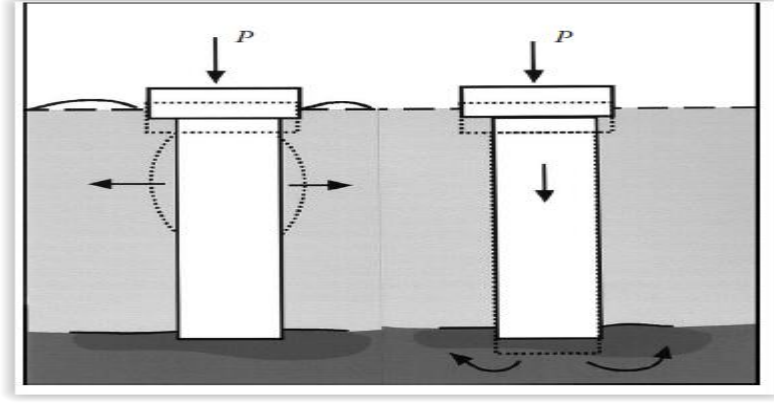
Taş kolonların göçme mekanizması onu destekleyen zeminin göreceli olarak düşük olan kısmında olmaktadır. İkincil olarak iste taş kolon boyunun sağlam zemine girmeyerek altta bulunan zemine gömülüp yüzmesi sonu oluşmaktadır. (Şekil 2.7)

Avrupa genelinde, Preiebe'ın (1995) vibro yer değiştirme taş kolon metodu tasarım olarak kabul görmüş ve uygulanmaktadır. (Şekil 2.8). İyileştirme faktörü, taş kolonun yapımında kullanılan malzemenin içsel sürtünme açısına bağlıdır.

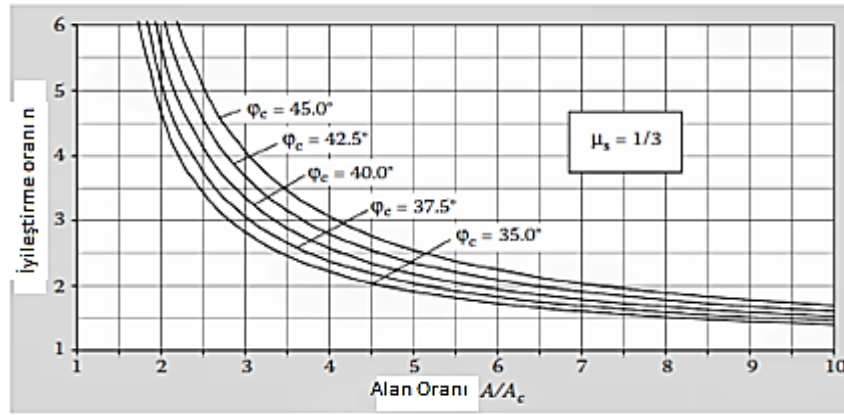
Oturma hesabı yapılırken, teorik olarak kolon aralıkları sonsuz gibi düşünülür. Yükleme testi yapılabilir ama gerçek sonuçları yansıtmaz sadece fikir verebilir.

Taş kolon uygulamaları oldukça düşük drenajsız kayma mukavemetine sahip zeminlerde uygulanmaz. Ayrıca iyi çimentolanmış veya iyi sıkıştırılmış zeminlerde ön delgi gerekliliği duyulduğundan uygulamada zorluk çıkabilir. Taş kolon uygulaması en başarılı olarak şu aralıkta olan zeminlerde gerçekleşir: $5 \text{ kPa} < c_u < 15 \text{ kPa}$. Uygulama derinliği olarak 40 m'ye kadar uygulanmaktadır.

Kalite kontrol testi olarak SPT veya CPT deneyi yapılabilir. Başlangıç durumu (uygulama öncesi) ve son durum (uygulama sonrası) olarak karşılaştırma yapılabilir.



Şekil 2.7 : Vibro yerdeğiştirme taş kolonların düşey yük altında göçme mekanizması. (Brauns, 1978).



Şekil 2.8 : Vibro yerdeğiştirme taş kolonların zemin iyileştirme oranı. (Preibe, 1995)

2.2.4 Kimyasal enjeksiyonu

Zemin iyileştirme tekniğinde kullanılan bir çok kimyasal bulunmaktadır. Fakat tüm zemin gruplarını iyileştiren herhangi bir kimyasal bulunmayıp söz konusu kimyasal zemin tipine göre değişmektedir. Genel olarak kullanılan kimyasalların amacı, zemini birbirine bağlamak, çatlakları doldurmak ve zemin yoğunluğunu artırarak zemin iyileştirmesini sağlamaktır. En çok kullanılan materyal çimento, uçucu kül, kireç, kireç-uçucu kül ve asfalt olarak sırasıyla kullanılır.

Portland çimentosu, zemin modifikasyonlarında zeminin kalitesini artırmak veya zemin iyileştirme yöntemi olarak kullanılır. Hemen hemen bir çok zemin çimento stabilizasyonundan olumlu olarak etkilenir. Ancak en iyi sonuç için iyi derecelenmiş ince daneli zeminlerde ve az miktarda çakıl içeren birimlerde projelendirilir.

Çimento karışımının oranı genellikle iyileştirilecek zemin hacminin %10 ile %15 arasında kalır. Çimento enjeksiyonunun uygulandığı zemin su geçirimsizliğine karşı

büyük direnç kazanır. Çimento enjeksiyonu uygulandığı zeminde çözünmez ,zeminde bulunan su ile ayrıca dayanım kazanır ve zeminde bulunan boşlukların tamamı enjeksiyon ile doldurulduğundan zemin-şerbet matriksi oluşur. Şekil 2.9’da çimento enjeksiyonu uygulaması gösterilmiştir.

Zemin içinde bulunan küçük miktarda kil sıkıştırmaya yardımcı olurken, matriksin kesme ve makaslama dayanımına dezavantaj olarak yansır. Granüler zeminler için mekanik kompaksiyonla beraber çimento enjeksiyonununda yapılarak oluşturulan matriksin dayanımı daha çok artırılabilir.

Oluşan zemin-çimento matrisinin mühendislik özellikleri, (sıkıştırılabilirliği, matriksin yoğunluğu, kullanılan çimentonun miktarı) uygulama yapılan zemin cinsine göre doğrudan etkilenir. Ayrıca, çimento enjeksiyonu kimyasal bir oluşum olduğundan zaman bağlı dayanımı artsada durabilitesi zamana bağlı olarak düşer. Sıkıştırma işlemi enjeksiyon sonrasında yapıldığı takdirde uygulama esnasında zeminin alacağı enjeksiyon miktarı düşecektir.

Çimento, zeminin likit limitini düşürür ve plastisite indisini yükselterek oldukça yumuşak killi zeminlerde çalışma olanağı verir. Söz konusu yumuşak killi zeminlerin mühendislik özellikleri ise No.200 elekten geçen malzeme oranı %40’tan daha düşük, likit limit oranı ise %45-%50, plastisite indeksi %25’den daha az olmalıdır.

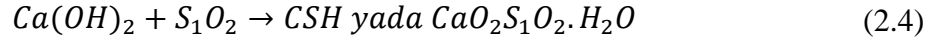
Çimento enjeksiyonu yapılacak zeminin, iyi derecelenmiş, uniformluk katsayısı %5’den az olmamalı, likit limiti %45’i aşmamalı ve plastik limiti %20’nin altında olmalıdır. Organik malzemelerin veya sülfat içeriğinin yüksek olması çimentoya doğrudan etki eder. Çimento enjeksiyonunun 7 günlük serbest basınç dayanımı minimum silindirik numunede 2.8 MN/m² olmalıdır. Eğer numune küp ise, 3.5 MN/m² olmalıdır.

Kireç, yüzyıllar boyunca zemin iyileştirme de kullanılan kimyasal ajanlardan biridir. Deneyimler sonucu kirecin en iyi olarak, orta, kısmen ince veya ince daneli killi zeminlerde sonuç verir. Kirecin killi zeminlere iyileştirme olarak verdiği en büyük katkı zeminin su içeriğini azaltarak rijit hale getirmesidir. Bu ayrıca zeminin dayanımını artırır ve işlenebilirliğini artırır.

Kireç zemine kuru olarak uygulanır fakat uygulama alanında oldukça fazla rüzgar gibi dağıtıcı etkiler var ise su ile karıştırılarak da kullanılabilir. Kür zamanı olarak 3 ile 7 gün arasında beklenerek zeminin istenilen mukavemete kazanması beklenir.

Kireç çimentolanmış malzeme değildir. Bu sebepten dolayı zeminle rijit bir yapı oluşturmaz. Zeminin içinde bulunan su ile puzolanik reaksiyona girerek zeminde bulunan su içeriğini azaltır. Puzolanik reaksiyon sonucu oluşan jel çözülemez

Zemin ve kireç arasında oluşan reaksiyonu aşağıdaki denklem gibidir.



Puzolanik reaksiyonun tamamlanması oldukça uzun sürebilir. Zeminin pH derecesi oldukça yüksek (10'dan yukarı) olduğu zamana kadar devam edebilir. Bunun sonucu olarak zemin sürekli olarak mukavemet kazanabilir. Burada anahtar rol, karışım tasarımının oldukça iyi hazırlanması ve güvenilir uygulayıcılar tarafından uygulanmasından geçer.

Uygulanacak kireç miktarı zeminin %4 ile %6 arasında en iyi sonucu verir. Daha yüksek kullanmak dayanımı artırmaz. Şekil 2.10'da yüzeye sönmemiş kireç uygulaması ile stabilizasyonun sağlanması gösterilmiştir.



Şekil 2.9 : Çimento enjeksiyonu uygulanması. (Bağlantı tüneli çimento enjeksiyonu, 2016).



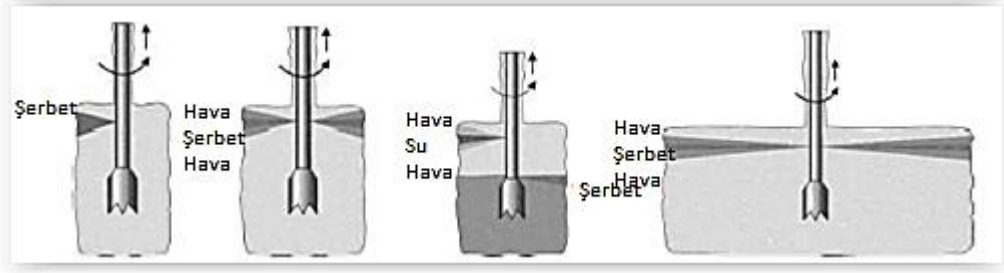
Şekil 2.10 : Kireç uygulanması (Menemen Seyrek ova yolu, İzmir, 2016)

2.2.5 Jet grout

Kimyasal katkıli zemin iyileştirme metodlarının içinde dünya genelinde ve bir çok zemin tipine uygun olarak uygulanan en yaygın zemin iyileştirme metodudur. Bu yöntem, zeminin rijitliğini artırarak taşıma kapasitesini artırır. Jet grout uygulaması sonrası zeminin elastisite modülünü oldukça yüksek oranda artırır. Jet grout uygulamasının proje tasarım değerlerine ulaşması için zemin sınıfı, uygulama kalitesi sonuca doğrudan etki eder.

Tarihçesine bakıldığında ilk olarak Japonya’da uygulansada 1950’lerin sonunda İngiltere’de de uygulanmıştır. Felsefe olarak çimento bazlı şerbetin zeminde geçirimsizliğe katkı sağlayacağı ve cut-off perde olarak tasarlanması düşünülmüştür. İlk kullanılan uygulama makinaları günümüzde ki kadar yüksek basınçlara ulaşamaması sebebiyle zeminde oluşan çaplar oldukça düşük kalmıştır. 1970’lerin ortalarında ise Japonya’dan Avrupa’ya ithal edilen sistemler sonucunda dünya genelinde yaygınlaşmıştır. Jet grout uygulaması böylece şekillenmiş olup 3 ana uygulama farkına göre sınıflandırılmıştır.

Jet-1 yöntemi uygulama açısından en kolay yöntem olup çimento bazlı şerbetin zemine enjekte edilip nozzle’ın çekilmesi ile gerçekleştirilir. Jet-2 yönteminde ise sıkıştırılmış hava ile birlikte şerbet verilir



Şekil 2.11 : Jet-1, Jet-2, Jet-3 ve süper jet yöntemi. (Burke, 2013).

Bu yöntem de özellikle yer altı su seviyesinin alt kısmında yapılacak imalatlarda kullanılır. Hava kullanılmasının sakıncası, yüksek miktarda şerbetin zeminde kayıp olmasıdır. Sonuçta istenen yüksek modüllü kolon olurken kayıp olan şerbet kolon imalatına dahil olmaz ve maliyetlere yansır. Aynı çapta kolon oluşturmak için daha yüksek miktarlarda çimento gerekebilir. Jet-2 yöntemi, kohezyonsuz daneli zeminlerde (çakıl ve kum) oldukça uygundur. Jet-3 yöntemi, Jet-2 yöntemine ilave olarak uygulamaya yönelik basınçlı su verilmesine dayanır. Bu yöntemde kullanılan basınçlı suyun katkısı ince ve kohezyonlu zeminlerin delinmesini kolaylaştırarak istenen çap ve derinlikte kolonu oluşturur. (Şekil 2.11).

Jet grout yönteminin başarısını belirleyen önemli faktörler kullanılan ekipman ve zemin koşullarıdır. Bu kısıtlamalara rağmen, önceki çalışmalara dayanarak (saha verileri, benzer zemin koşulları vb.) teorik çözümler üretilebilir. Bu yaklaşımlar kesin sonucu vermeyecektir.

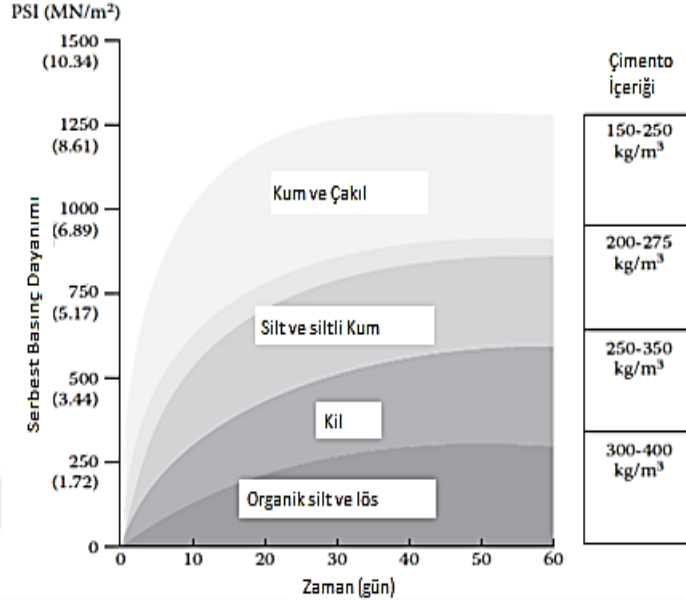
Jet grout imalatını etkileyen faktörler, şerbetin akış hızı, sıkışmış havanın etkisi, zeminin perdeleme etkisi, dane dağılımı olarak belirtilir.

Şekil 2.12’de zemin sınıflarına göre, karışımda bulunan çimento miktarı ve nihai serbest basınç dayanımı grafiği aktarılmıştır. Japonya Jet grout şartnamesine göre 30 m geçen kolonlarda eğim mutlaka gyroskop veya inklinometre ile ölçülmelidir. Sapma açısı olarak 1:250 aşıldığı takdirde delme işlemi tekrarlanmalıdır.

Kalite kontrol ve değerlendirme işlemlerinde sahada mutlak suretle kuyunun hikayesini içeren bilgiler bulunmalıdır. Bu bilgilerin içerisinde derinlik, çekme hızı ve çekme aralığı, hava basıncı ve akış hızı, şerbetin yada su basıncı ve akış oranı, dönme hızı ve şerbetin yoğunluğu olmalıdır.

Franz (1972), Fritsch ve Kirsch (2002), ve Kirsch ve Sondermann (2002) jet grout uygulamasının kalite kontrol ve değerlendirmeleri için yayınları bulunmaktadır. Kalite

kontrol bakımından kolonların her birinin değerlendirilmesi gerekmektedir. Öncelikle, derinlik, çap ve aplikasyon şartı mutlaka onaydan geçmelidir.



Şekil 2.12 : Dayanım-zemin sınıfı grafiği (Burke, 2004)

Kolon çapı, çap değerlendirmesi 5-6 m'ye kadar sahada yapılabilir. Kolonun sayısal modelde olduğu gibi her yerinde aynı mühendislik özelliklerini vermesi gerekmektedir. Bir çok kolonda çekirdek kısmında oldukça kaliteli sonuçlar alınmakta iken kolon merkezinden uzaklaştıkça daha zayıf veriler elde edilebilir. Bunu bertaraf etmek için Elektronik CPT cihazı kullanılabilir. Bazı jeofizik şirketleri 3D kuyu radar yöntemi ile kuyu içi radarı kullansada bu yöntemin doğruluğu daha araştırma aşamasındadır. (Burke, 2012).

Kolon pozisyonu, daha önceden belirtilen kısıtlamaları mutlaka sağlamalı ve doğruluğu sahada teyit edilmelidir.

Kolon özellikleri, bu yöntemin belirleyici özelliği, kolondan derinlik boyunca örnek alınması ve bu numunelerin mühendislik özelliklerinin kontrol edilmesidir.

Jet grout uygulamaları ise, yer-altı suyu kontrolü, deplasman kontrolü, destek amaçlı, çevresel amaçlı olarak sınıflandırılır. Yer-altı suyu kontrolü açısından düşünüldüğünde sisteme faydaları, su akışının kazı çukuru içine girmesini engellemek, tünel açma esnasında yeraltı suyunun kontrolünü sağlamak, sızma basıncını düşürerek, su dayanma yapılarının dayanımını arttırmak olarak sıralanabilir.

Deplasman kontrolü açısından düşünöldüğünde, kazı veya tünel açma işlemleri esansında deplasmanları kısıtlar, uzun veya kısa dönemde destek elemanı olarak kullanılır, dolguların veya kazıların güvenlik faktörünü artırır, kazıklı veya betonarme duvarların yatay hareketini önler. Destek amaçlı düşünöldüğünde, bina güçlendirme çalışmalarında destek olarak kullanılır, uygunsuz zemin çalışma koşullarında taşıma gücünü artırır, temelden aldığı yükü daha mukavim tabakaya aktarır. Çevresel amaçlı, hassas su sistemlerinin çalıştığı bölgede sızdırmayı azaltarak korunmasını sağlar, yanal ve düşey bariyer oluşturarak zararlı maddeleri uzak tutar.





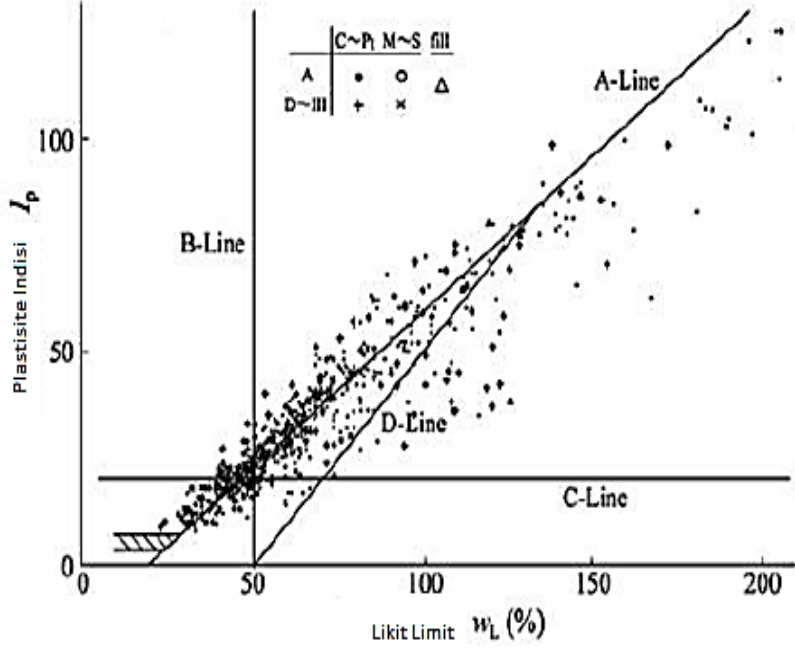
3. DERİN ZEMİN KARIŞTIRMA YÖNTEMİ

Derin zemin karıştırma yöntemi, bağlayıcı maddenin kullanımı ile (çimento ya da kireç vb.) mevcut zeminin iyileştirilmesinde kullanılır. Dolgu veya doğal zeminin mühendislik özellikleri olan dayanım, permeabilite ve sıkışabilirlik değerlerini olumlu yönde iyileştirir. Bu yöntem uygun zemin özellikleri kohezyonlu zeminler olup, gevşek ve yüksek nem içeriğine sahip, suya doymun ve ince daneli zeminlerdir. Derin zemin karıştırma yöntemi oldukça geniş zemin sınıflarında kullanılabilir. Fakat bu yöntem çok sıkı ve sert zeminlerde kullanmak için uygun değildir. Bu yöntem Japonya’da geliştirilmiştir. Japonya’da geliştirilmesinin sebebi ise bir çok projenin yumuşak alüvyonlu killi zeminlerde, yumuşak deniz tarama malzemelerinin oluşturduğu yapay adalarda, yüksek organik materyal içeren zemin koşullarında yapılmasıdır. Bu tip zeminler oldukça yüksek oturma miktarına ve yapınının stabilitesini bozacak niteliktedir. Killi, yüksek organik madde içeren zeminler ve gevşek kumlu zeminler yer altı su seviyesinin altında özellikle sismik durumlarda oldukça yüksek sıvılaşma potansiyeline sahiptir. Eğer, diğer tüm özellikler düşünüldüğünde inşaat zorunlu ise mutlak suretle mevcut zemin koşullarının iyileştirilmesi gerekir. İyileştirme yöntemi, zeminin üzerine yapılacak yapıya ve üzerinde bulunduğu zeminin koşullarına göre farklı durumlar içerebilir. Yumuşak zemin tanımlaması ve zeminin mühendislik özellikleri zemin iyileştirme yöntemini belirlemez, yapının şekli, özellikleri, yapının önemi ve inşa periyodu da iyileştirme yönteminin seçimine yardımcı olur. Fakat, bu iyileştirme yöntemine yol gösteren terim olan yumuşak zeminin tanımlamasını aşağıdaki çizelge 3.1’de gösterilmiştir.

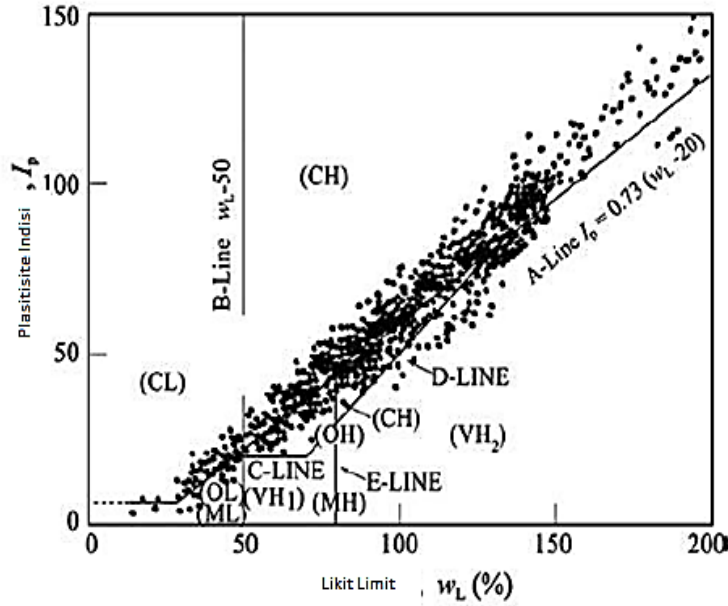
Çizelge 3.1 : Yumuşak zeminin tanımları. (Kitazume ve Terashi, 2013).

	Otoyol			Demiryolu		Taşıma Kapasitesi (kN/m ²)	Baraj Dolgusu SPT N-
	Su içeriği (%)	UCS, q _u (kN/m ²)	SPT N-	SPT N-	Kalınlık (m)		
organik zemin	> 100	< 50	< 4	0	> 2	< 100	< 20
killi zemin	> 50	< 50	< 4	2	> 5	< 100	-
kumlu zemin	> 30	≧ 0	< 10	4	> 10	-	-

Şekil 3.1 ve 3.2’de yumuşak kil zeminleri tipik fiziksel özellikleri verilmiştir. Bu veriler oluşturulurken Japonya’da bulunan kara ve deniz ortamlarında ki zemin örnekleri kullanılmıştır. Bu şekillere göre, plastisite indisi ve likit limit arasında genellikle likit limitin artmasına bağlı olarak plastisite indisi de artmıştır. Birçok yumuşak killi zeminin likit limitinin %50 ile %200 arasında olduğu görülmüştür. Yüksek plastisiteli yumuşak killerin, inşaat sırasında ve sonrasında stabilite ve deformasyon problemi yaratacakları bilinmektedir.



Şekil 3.1 : Kara verileri ile elde edilen sonuçlar.(Kitazume ve Terashi, 2013).



Şekil 3.2 : Kıyı verileri ile elde edilen sonuçlar. (Kitazume ve Terashi, 2013).

3.1 Tarihsel Gelişim

Japonya'da derin karıştırma metodunun geliştirilmesi ve araştırılması Japonya Ulaştırma Bakanlığı Kıyı ve Liman Araştırma Enstitüsü (PHRI) tarafından başlatılmıştır.

Bu konuda ki ilk yayın PHRI tarafından 1968 yılında, deniz killерinin kireç ile stabilizasyonu kavramından gelmiştir. Fizibilite olarak metod Okumura, Terashi ve diğerleri PHRI' de 1970'lerin başında araştırma ve geliştirme işine başlamasından sonra ivmekazanmıştır. Araştırma ve geliştirme aşamalarının ilk ayağı kireç ve çimentonun deniz killeri ile reaksiyonu, ikinci ayağı uygulama ekipmanlarının zemini üniform koşullara ulaştırıncaya kadar geliştirilmesi, üçüncü ayağı iyileştirilmiş zeminin mühendislik karakteri, dördüncü ayağı ise tasarım prosedürlerinin oluşturulması olarak uygulanmıştır.

Geniş laboratuvar testleri bir çok killi zeminlerde uygulanmıştır. Yalnız, deniz killерinin iyileştirilmesinde en büyük oran elde edilmiş olup zeminin serbest basınç dayanımı 100 kN/m^2 den 1 MN/m^2 ye kadar çıkmıştır. (Kitazume ve Terashi, 2013). Terashi ve Tanaka, PHRI'de kireç ve çimentonun zeminin mühendislik özelliklerinde çalışmalarına devam etmiş (Terashi ve diğerleri, 1983) ve laboratuvar da karıştırma prosedürleri hazırlamışlardır. Oluşturulan prosedürler Japon Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Topluluğu tarafından 1981'de taslak standart olarak kabul görmüştür. JSF: T31-81. Taslak olarak kabul gören şartname 1990 yılında kabul görmüş ve tecrübelerle bağılı olarak 2000 ve 2009 yılında küçük revizyonlar ile yürürlükte dir. (Kitazume ve Terashi, 2013). Takenaka Co. Ltd tarafından devam edilen araştırmalar oldukça geniş kapsamda devam etmiştir. (Kawasaki ve diğerleri, 1981, 1981b).

Terashi, Tanaka ve Kitazume iyileştirilmiş zeminin mühendislik özelliklerinde oldukça geniş araştırmalar yapmıştır. (Terashi ve Tanaka, 1981a, 1981b, 1983; Terashi ve diğerleri, 1983b, 1985). 1980'li yıllarda bu süreç devam ederken, Japon Geoteknik Topluluğu yapılan çalışmaları derleyip, topluluğu aylık dergisinde yayınladı. 1983 yılında Japon Ulaştırma Bakanlığı, çalışma ofis ve grupları kurup 3 yıl boyunca tüm tasarım prosedürlerini oluşturdu ve geçmiş durum incelemelerini yaptırdı. (Kitazume ve Terashi, 2013). Deniz yapıları için tasarım standardı 1989'da yayımlandı ve 1999 ve 2007 yıllarında tekrar revize oldu.

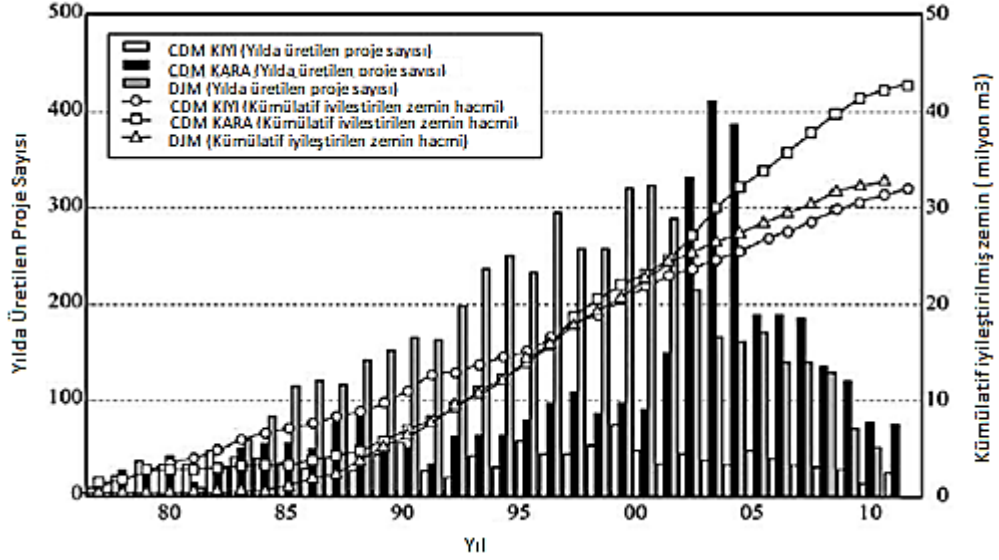
Yapılan bir çok uygulamadan sonra, sönmemiş kireç yada pudralanmış hidrate kireç bağlayıcı olarak kullanılmış ve “Deep Lime Mixing” makinesi ile başarıya ulaşılmıştır. Bu bağlamda uygulamayı gerçekleştiren ilk firma FUDA Construction Co. Ltd. şirketi olmuştur. İlk uygulama, yumuşak alüvyal killi zeminde Chiba’da 1974 yılının haziran ayında yapılmıştır. Bunu takip eden 5 yıl içinde de 21 adet farklı bölgede yapılmıştır. 1980’li yılların başında ise PHRI farklı bir yöntem geliştirdi. Bu yöntemin adına “Dry Jet Mixing” olarak isimlendirilmiştir.. Bu yöntemde kuru çimento yada kireç, sulu bağlayıcının yerini almıştır. (Kitazume ve Terashi,, 2013). Şekil 3.3’te kuru derin karıştırma makinesi gösterilmektedir. Günümüzde bu metod kuru derin karıştırma adıyla kullanılmaktadır. Birçok ekipmanın kurulması ve standartların oluşturulmasının sonucunda derin karıştırma metodları oldukça fazla kullanıldı. Derin karıştırma projeleri ve kümülatif olarak iyileştirilen zemin miktarı aşağıdaki şekilde verilmiştir. Islak derin zemin karıştırma yöntemi ile iyileştirilen zeminin hacmi 1977’den 2010 yılına kadar 72.3 milyon m³ , kuru derin zemin karıştırma metodu ile iyileştirilen zemin hacmi ise 32.1 milyon m³ mertebesine ulaşmıştır. Şekil 3.4’te yıl ve hacimsel olarak değişimi gösterilmiştir.



Şekil 3.3 : Deniz yapıları için Mark 4 isimli makine.

Zemin iyileştirme yönteminde kullanılan kirecin yerini, hızla çimento şerbeti ve bulamacı aldı. PHRI, Kawasaki Steel Corp. ve Fudo Const. Co. Ltd. şirketleri, 1974 yılında çimento harcını bağlayıcı olarak kullanan makine geliştirerek bu yönteme “Clay Mixing Consolidation Method” adını verdi. PHRI, ayrıca çimento şerbetini de bağlayıcı olarak kullanan metodu Takenaka Civil Eng. and Const.Co. Ltd. ile birlikte geliştirdi. Derin karıştırma metodunda kullanılan bağlayıcı bulamaç artık “Islak Derin Karıştırma” isimlendirilmiştir. Bu yöntemlerin geliştirilmesi ile, 1974 yılını takip eden

yıllarda bir çok firma kendi yöntemini geliştirmiş ve uygulamıştır. Uygulanan yerler arasında oldukça büyük çaplı projeler arasında örneğin Yokohama limanında bulunan Daikoku iskelesidir vardır.



Şekil 3.4 : Japonya'da derin zemin karıştırma metotlarının istatistikleri. (Kitazume ve Terashi, 2013).

1980'li yılların sonuna kadar derin zemin karıştırma yöntemleri İskandinav ve Japonya gibi ülkelerde kullanıldı. 1990'lı yıllarda ise ABD ve merkez avrupada popülarite kazandı.

Derin zemin karıştırma yöntemi ile ilgili ilk önemli konferans, Japon Geoteknik Topluluğu ve Uluslararası zemin mekaniği ve geoteknik topluluğu tarafından 1996 yılında Tokyo'da düzenlendi. Bu konferansı 1999 Stockholm, 2000 Helsinki, 2002 Tokyo, 2003 New Orleans, ve 2005 Stockholm takip etti. Söz konusu forumların devamında CEN TC288/WG10 isimli standart taslak olarak 2000 yılında oluşturuldu. WG 10, Japonya ve ABD 'den seçilmiş uzman kişilerin çalışmasının ışığında 9 Avrupa ülkesinin daveti sonucunda tamamlanmış uluslararası bir standarttır. Sonuç olarak, Uluslararası Derin Karıştırma ve Katkı Stabilizasyonu, OKINAWA 2009, bu yöntemin geleneksel derin karıştırma yönteminin kapsamı genişletildi ve katkı ilaveleri teknolojileri tartışıldı. Şu anda ise değişen malzeme özellikleri, durum incelemeleri, tasarım prosedürleri, kalite kontrol ve uygulamaları sürekli olarak güncellenmekte ve uluslararası derin karıştırma topluluğu tarafından paylaşılmaktadır. Jet grout metodu 1960'lı yıllarda Japonya'da kömür madenciliğinde kullanılmıştır. Bu metod, yüksek basınçlı pompanın ürettiği bağlayıcının enjeksiyon borusundan geçerek

nozzle ucundan püskürtülmesi ile uygulanmasından oluşur. Yüksek basınçlı akışkan yada bağlayıcı zemine çok yüksek hız ile enjekte edilir. Zeminin mevcut durumunu kırarak yada dağıtarak bağlayıcı ile birlikte yerinde homojen kütle elde edilir.

Bu yöntem bir çok zemin tipinde uygulanabilir, örneğin yumuşak killer ve siltler, kum ve çakıllar. Daha önce bu çalışmada da bahsedilen JET-2 yöntemi derin zemin karıştırma metoduna adapte edilmiş olup dünya çapında kabul görmüştür. (Shibasaki, 1996).

3.2 Derin Zemin Karıştırma Metodu Uygulanması

Yumuşak killerin yerinde kompaksiyon olmaksızın iyileştirilmesinde yaygın olarak kullanılır. Stabilite, oturma azaltılması, kazı desteği ve sızma kontrolünde oldukça yaygın kullanılır (Coastal Development Institute of Technology, 2002). Karıştırma işlemleri çizelge 3.2’de ilk olarak Bruce ve diğerleri (2000) tarafından sınıflandırılmış olup 2010 yılında çizelge genişletilmiştir.

Kuru bağlayıcı zemine uygulandığında genel olarak kuru derin karıştırma yöntemi olarak adlandırılır. Bu yöntemde düşey rotary şaftının ucunda bıçaklar yardımı ile zemin yoğurulur ve zemine sokma ve çekme işlemlerinde bağlayıcı zemine enjekte edilir. Karıştırma bıçakları zemine yatay yönde hareket eder ve bağlayıcı zemine uygulanır. Bu yöntem ile şaft boyunca zeminde iyileştirme elde edilir. Japon DJM ve İskandinav kuru metodları 2 büyük kuru karıştırma yöntemidir. Standart bir DJM makinasında 2 adet döndürme şaftı bulunur ve penetre yada çekme ve dönme hızı İskandinav tekli şaft makinalarına göre çok daha yavaştır.

Bağlayıcının ıslak olması yani “slurry” halinde zemine uygulanması halinde bu yöntem ıslak derin karıştırma yöntemi olacaktır. Islak yöntemin uygulama çeşitleri günümüzde hala farklılıklar kazanmaya ve değişmeye açıktır.

“Islak A” olarak çizelge 3.2’te gösterilen kuru karışım ile temelde aynı mekanizmaya sahiptir. Kullanılan ekipman bir ile sekiz adet düşey dönen şaft mekanizmasına sahip olabilir. İleride yapılacak bir çok geliştirme ve modifikasyon bu temel anlayışı değiştirmeyecektir.

Çizelge 3.2 : Karıştırma işlemine göre derin karıştırma metodunun sınıflandırılması. (Bruce ve diğerleri, 2010).

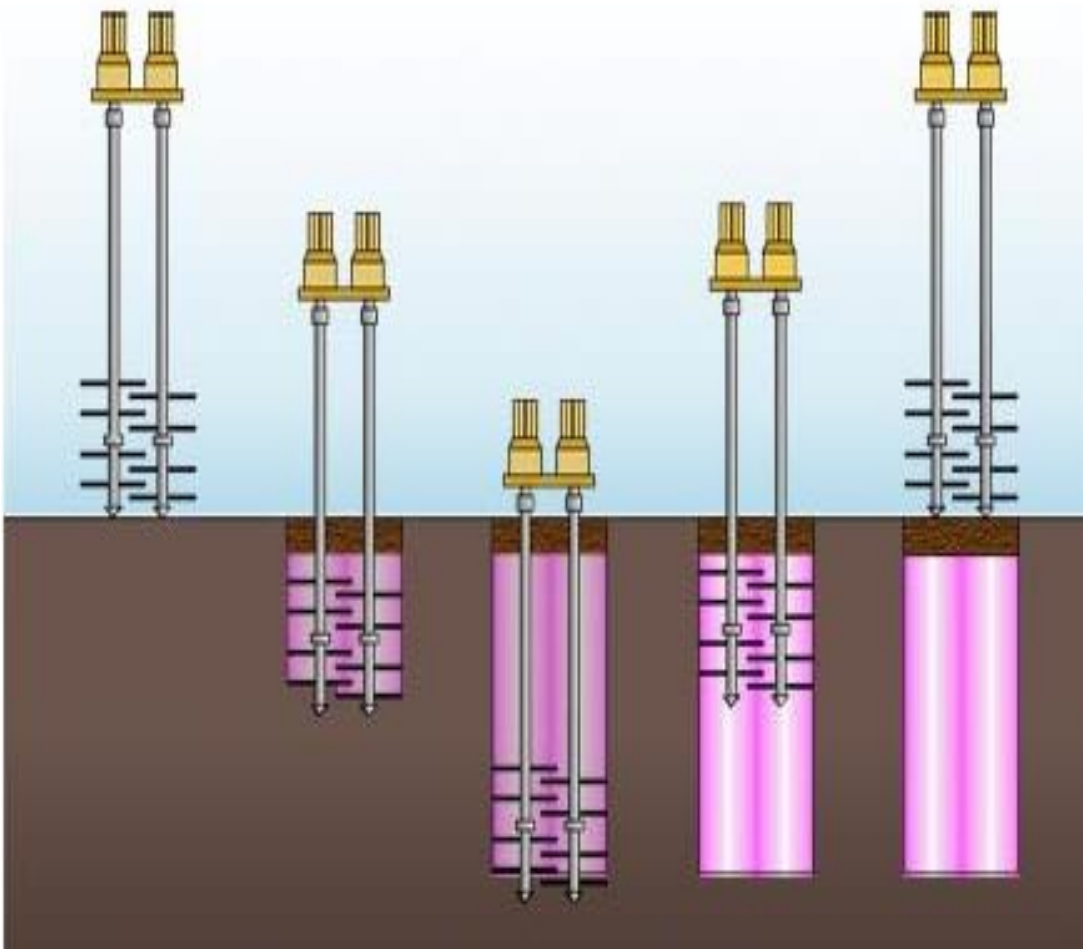
Bağlayıcı türü	Şaft türü	Karıştırma Pozisyonu	Temsili sistem	Ürün
Kuru	Düşey rotari şaftı	Bıçaklar şaftın en altında	DJM, İskandinav kuru metodu	Derin karıştırma
Islak A	Düşey rotari şaftı	Bıçaklar şaftın en altında	CDM (Standart, MEGA, Land 4, LODIC, Column 21, Lemni 2/3)(Japonya), SCC (Japonya), Çift karıştırma (Japonya), SSM (ABD), Keller (Mekez Avrupa), MECTOOL (ABD).	Derin karıştırma
Islak B	Düşey rotari şaftı yüksek basınçlı	Bıçaklar ve yüksek basınç şaftın en altında	JACSMAN (Japonya), SWING (Japonya), WHJ (Japonya), Geojet (ABD), HydraMech(ABD), TURBOJET (İtalya)	Derin karıştırma
Islak C	Yüksek basınçlı şaft	Tabanda yüksek basınç	Jet grout- tek-çift-üçlü akışkanlı (Japonya), X-jett (Japonya)	Derin karıştırma
Islak D	Düşey rotari şaftı	Matkap boyunca şaft	SMW (Japonya), Bauer Üçlü Matkap (Almanya), COLMIX (Fransa), DSM (USA), MULTIMIX (İtalya)	Diyafram duvar veya hendek kazıcı

CDM-LODIC yönteminde geleneksel olarak zemine giren şaft sonsuz matkap şeklinde olup bıçakların üzerindeki çıkıntı sayesinde zemini boşaltır ve çevre yapıların zeminde oluşacak deplasmanları sınırlar. CDM-MEGA, CDM-Land 4 ve CDM-Lemni 2/3 yöntemlerinde ise daha geniş çaplı bıçaklar kullanılır ve zemindeki etkinliği artırır. CDM-Column 21 ve CDM-Çift bıçaklı karıştırıcı daha özel karıştırma ekipmanı olup zemin ile bağlayıcı arasında daha etkin sonuç verir. Şekil 3.5, 3.6, 3.7, 3.8, 3.9'da uygulama ekipmanları ve farklı karıştırma yöntemleri gösterilmiştir.

“Islak B” olarak çizelge 3.2’te gösterilen mekanik karışım ve yüksek basınçlı enjeksiyon karışımının karma versiyonudur. Wet A ile benzer işleme sahip olup farklı çaplarda yatayda dönen bıçaklar ile oluşturulur. Karıştırma metoduna ilave olarak bıçaklar üzerine nozzle gruplarının ilave edilmiş olması ve bu nozzle gruplarından bağlayıcı karışımın püskürtülmesidir. JACSMAN metodu hariç jetlerin yönü tamamen yatayda olup böylece dış çap zemin koşullarına bağlı olarak halka şeklini alır. JACSMAN metodunda ise nozzle çiftleri 2 farklı seviye de konuşlanmıştır, üstteki nozzle aşağıya doğru, alttaki nozzle ise yukarı doğru basınç uygular ve bu durumda halka şeklinde iyileştirilmiş zemin elde edilir.

“Islak C” olarak tabloda gruplandırılan yöntem ise yüksek basınçlı enjeksiyon karışımı jet grout olarak uygulanır. Karışım hazırlandıktan sonra tıpkı jet grout setlerinde olduğu gibi yüksek basınçla zemine uygulanır. Kuyunun en alt kotundan itibaren hızlı bir şekilde bağlayıcı püskürtülür. Zemin yapısını bozar ve zeminle bağlayıcı karışımı homojen hale getirir. Akışkan yada bağlayıcı zemine nozzle tarafından uygulanır ve zemin koşuluna ayrıca enjeksiyon basıncına bağlı olarak çap değişir. X-jet tekniğinde ise bağlayıcı iki farklı seviyede nozzle tarafından uygulanır ve tahmin edilen uygulama çapı boyunca uygulanır. Bu uygulama da ekipmanlar mekanik karıştırma işine göre çok daha küçük olup yükseklik sınırlaması olan yerlerde etkin bir şekilde kullanılır.

“Islak D” olarak gruplandırılan uygulama ise diyafram duvar uygulamasında ki şartlara benzerlik gösterir. Sürekli veya süreksiz matkaplar ile istenilen derinliğe inildikten sonra karışım işlemine başlanır. Matkabı çekme esnasında da bağlayıcı eklenerek homojen yapı elde edilir.



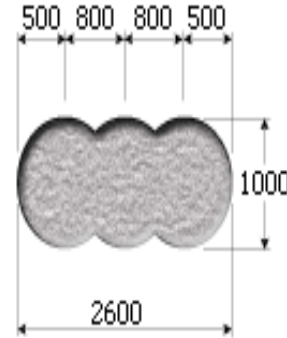
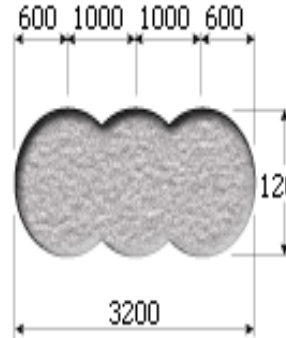
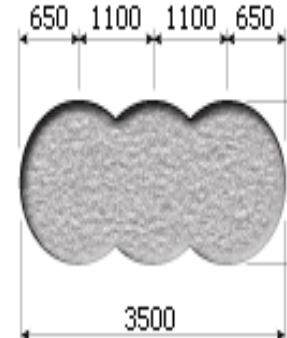
Şekil 3.5 : CDM-LODIC yöntemi ile derin zemin karıştırma. (Url-4).



Şekil 3.6 : CDM-Land 4 yöntemi uygulama ekipmanları ve uygulanan zeminin görüntüsü. (Url-5)



Şekil 3.7 : CDM-Lemni 2/3 yöntemi uygulama makinesi. (Url-6)

$\phi 1000 \times 3$ 軸	$\phi 1200 \times 3$ 軸	$\phi 1300 \times 3$ 軸
		
2.19m ² /set	3.21m ² /set	3.79m ² /set

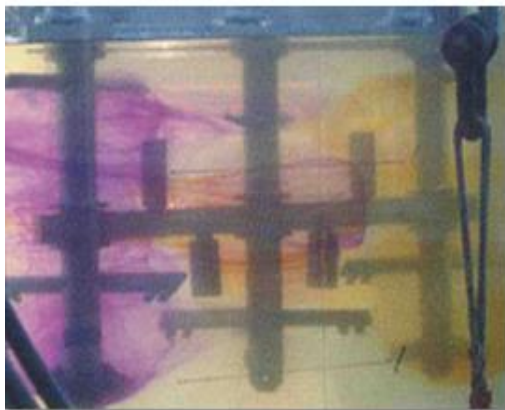
Şekil 3.8 : CDM-Lemni 2/3 yöntemi uygulanma aralıkları. (Url-7)



1 Bulamaç boşaltımını başlat



2 Bulamaç orta eksene hareket eder.



3 Karıştırma başlayacak



4 Karışmanın tamamlanması

Şekil 3.9 : CDM-Lemni 2/3 yönteminin deneysel durum gözlemleri. (Url-8)

3.3 Derin Zemin Karıştırma Yöntemini Etkileyen Faktörler

Kireç yada çimento ile iyileştirilen zeminlerde ki mukavemet artışı zemin ile bağlayıcı arasında ki kimyasal reaksiyona bağlıdır. Kabaca bu faktörleri 4 ana başlık altında ayırabiliriz, bağlayıcının karakteristik özellikleri, zemin koşulları ve karakteristik özellikleri, karıştırma koşulları ve kür koşulları.

Bağlayıcının karakteristik özellikleri zeminin iyileşme faktörüne en yüksek etkiyi yapar. Uygun bağlayıcı seçimi projenin istenilen sonucu vermesi için çok önemlidir. Japonya'da birçok bağlayıcı çeşitleri oldukça fazladır. (Kitazume ve Terashi, 2013).

Otoyol mühendisleri tarafından yıllarca kullanılan bir yöntem olarak zayıf zeminlerin sönmemiş kireç ile stabilizasyonu yapılmıştır. Çünkü bu işlem sonucunda oluşan zemin temel ya da alttemel olarak kullanılabilir. (Ingles ve Metcalf, 1972). Farklı bağlayıcı tipleri geoteknik mühendisleri tarafından araştırılmaktadır. (Babasaki ve diğ., 1996). Zemin koşulları iyileştirmenin derecesini doğrudan belirler ve kısıtlamalar değiştirilemez. Thompson (1966) İllinois zeminlerinde, kireç aktivitesinin sıkıştırılmış kireç-zemin karışımının üzerinde, doğal zeminde bulunan asidite ve organik bileşen içeriklerini araştırmıştır. Karıştırma yöntemi ise en kolay değiştirilebilen yöntemdir. Çünkü sahada uygulama esnasında yeterli mühendislik muhakemesi kullanıldığı takdirde doğru sonuca ulaşılabilir. Kür koşulları her ne kadar laboratuvar koşullarında kontrol edilebilse de saha koşullarında kontrol edilemez doğal kür koşulları geçerlidir.

3.3.1 Kireç kullanılarak iyileştirilmiş zemini etkileyen faktörler

Kireç zemine uygulandığı anda, hidrasyon reaksiyonu oldukça hızlı olur ve oldukça büyük miktarda ısı açığa çıkar. Bu işlem sırasında sönmemiş kireç hacimce 2 katına çıkar. Zemindeki su içeriği kimyasal absorpsiyon ile azalır ve zeminin kayma dayanımı artar.

Yeterli miktarda olan boşluk suyu basıncı ile, hidrate kireç suyu çözer ve kalsiyum iyonu ordataya çıkar, aynı zamanda hidroksit iyonu içerir. Daha sonra kalsiyum iyonu kil yüzeyinde ki katyonla değişir. Bu tepkimenin sonucunda katyon elementler kil minerallerinde su filmi olarak başkalaşır.

Genellikle zeminin plastik limiti artar ve plastisite indexi azalır. Hidroksit iyonunu yüksek yoğunlukta olması (yüksek pH şartlarında), silika yada alüminyum içeren kil

mineraller boşluk suyu basıncını çözemez ve kalsiyum minerali tepkimeye girerek suyun çözünmeyen jel halini meydana getirir. Bu jel kalsiyum silikat yada kalsiyum alüminat olarak oluşur. Bu reaksiyon, kalsiyum iyonlarının yüksek pH değerinde olduğu müddetçe devam eder.

Yukarıda açıklandığı gibi, kireç ile iyileştirilen zeminlerde kimyasal reaksiyon kil mineralleri ve kireç arasında devam ettiği sürece devam eder. Kirecin kimyasal olarak etkilediği kil zemin çimentolaşmış formasyon olarak değerlendirilir. Bu yüzden, zemin ve kirecin temas alanını oldukça artırmak gereklidir.

Japonya’da 4 farklı kireç tipi zemin iyileştirme uygulamalarında kullanılmaktadır. Kalsiyum oksit, kalsiyum hidroksit, ıslak hidroksit ve kireç bazlı özel bağlayıcılar. Kalsiyum oksit ve kalsiyum hidroksit özellikleri JIS şartnamelerinde tanımlanmıştır. Islak hidroksit karışımı %20 ile %25 arasında su içeriğine sahip olmalıdır. Bu bağlayıcı çöl koşulları gibi oldukça düşük su içeriğine sahip zeminler için etkin sonuç verir.

Kireç bazlı özel bağlayıcı karışımların (sönmemiş yada hidrate kireç) ana maddesi jips, curüf, alümina yada uçucu küldür.

Şekil 3.10’de kalsiyum hidroksit ile iyileştirilen zeminin 91 günlük kür sonucunda elde edilen q_u değerlerinin zemin türüne bağlı değişimi gösterilmiştir. Zemin türleri organik kil değildir çünkü plastisite indeksi ve başlangıç su içerikleri sırasıyla %23 ile %69 ve %39 ve %175 arasında değişmektedir. Grafikler denizel yada karasal killerin oldukça fazla etkilendiğini göstermiştir.

Sönmemiş kireç ve kireç bazlı özel bağlayıcıların uygulandığı aynı zeminde ki serbest basınç dayanımları Şekil 3.11’de gösterilmiştir. Serbest basınç dayanımı (q_u) bağlayıcı miktarına bağlı olarak artmasına rağmen, zemini iyileştirme etkisi bağlayıcının tipine ve zeminin karakteristik özelliklerine doğrudan bağlıdır.

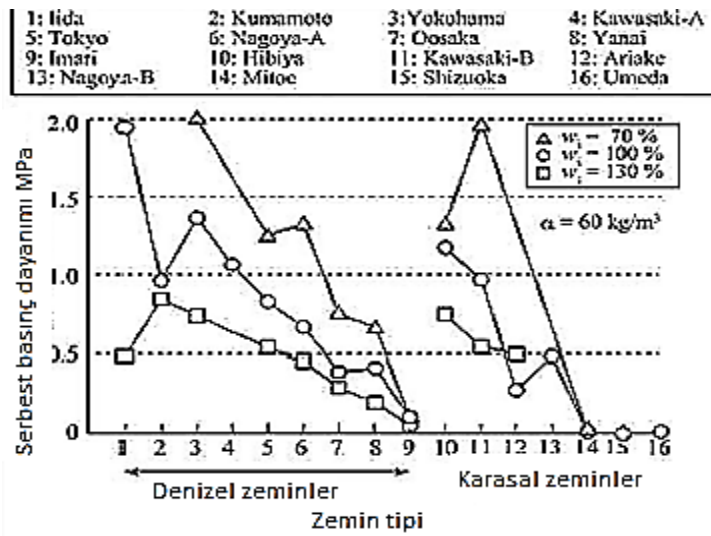
Minerolojik olarak kil zemin incelendiğinde dane boyutu ne kadar küçük ise bir o kadar puzolonik reaksiyon yüksek olup daha yüksek serbest basınç dayanımı verecektir. Allofan, halosit ve hidrete halosit yüksek puzolonik reaksiyona sahip iken, kalonit, klorit ve illit düşük puzolonik reaksiyona sahiptir.

Şekil 3.12’te sönmemiş kireç ile iyileştirilen zeminin dane boyutu dağılımına göre etkisi incelenmiş ve sonuçları aktarılmıştır. Bu teste göre, Toyoura standart kumu (D_{50} 0.2 mm civarında), 2 farklı kil ile karıştırılmış Daikoku-cho kili (w_L %96.1 ve w_p

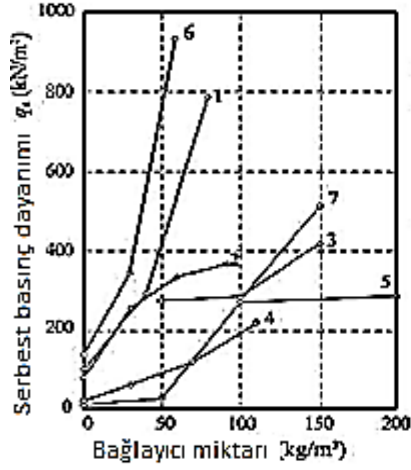
%47.8) ve Nagaura kili (w_L %86.0 ve w_p %45.0) ve farklı kum yüzdelerinde yapay zemin oluşturulmuştur. Bu yapay zemin aynı bağlayıcı oranı ile iyileştirilmiştir, a_w %5 ve %10. Grafiğe göre, serbest basınç dayanımı, 7 günlük külden sonraki düşey yönde gösterilmiştir. Grafiğe göre en yüksek serbest basınç dayanımı %40 ve %60 arasındaki kum yüzdesinin bulunduğu zemin türünde vermiştir.

Şekil 3.13'te gösterilen grafik üzerinde hümik asidin serbest basınç dayanımına etkisi gösterilmiştir. 4 farklı yapay zemin, farklı hümik asit miktarlarında karıştırılarak kaolin kilinde (w_L %50.6), 3 farklı hümik asit japonya killerinden elde edilmiş sonuçlar elde edilmiştir. Yapay zeminin su içeriği %60.6 ve iyileştirme a_w %5 olarak yapılmıştır. Şekilden anlaşılacağı üzere hümik asit miktarı arttıkça zeminde iyileşme oranı düşmüştür. Hümik asit varlığı iyileştirme oranını doğrudan tayin eder. Çünkü denizel killerde yüzdesel olarak fazla miktarda hümik asit içerebilir.

Şekil 3.14'te gösterilen grafikte başlangıç zemin koşullarında su içeriğinin serbest basınç dayanımına etkisi gösterilmiştir. Honmoku, Wharf ve Yokohama Kıyılarında kazıdan çıkan denizel killerde farklı başlangıç su içeriklerinde bulunan zemin 2 farklı bağlayıcı tarafından iyileştirilmiş ve 3, 7 ve 21 günlük serbest basınç dayanımı araştırılmıştır. Şekle göre maksimum mukavemet 3 günlük kür sonucunda, likit limiti orijinal su içeriğine yakın olan zemin türünde göstermiştir. Eğer zeminin başlangıç su içeriği likit limit değerinden daha yüksek ise serbest basınç dayanımı anlamlı olarak düşük kalmıştır. Bu olay tarama denizel killerinin iyileştirileceği durumlarda oldukça önemlidir.

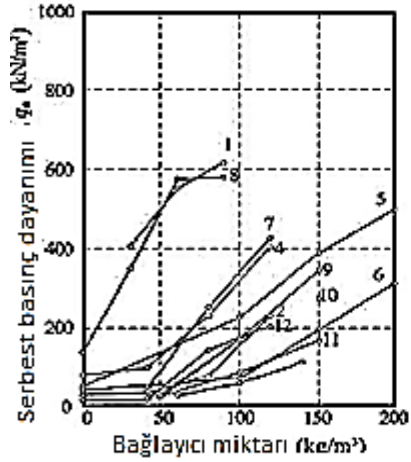


Şekil 3.10 : Zeminin türünün 91 günlük kür sonucunda serbest basınç dayanımına etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).



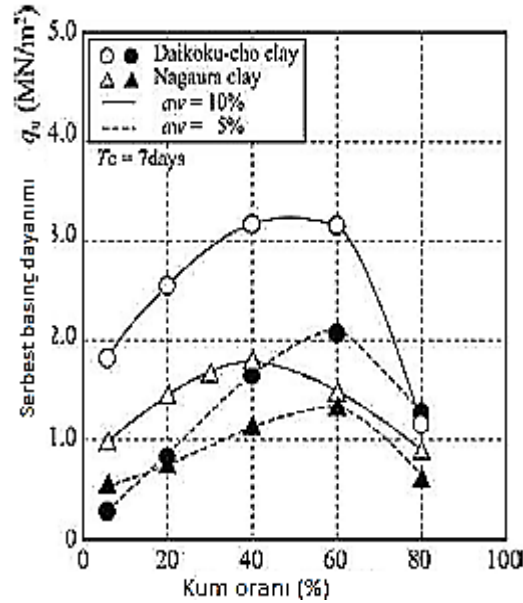
No.	Saha	Zemin Türü	Doğalsu içeriği (%)	Islak b.h.a (g/cm³)	Kuru b.h.a (g/cm³)
1	Tokyo	Kumlu zemin	67,8	1,563	0,931
2	Tokyo	Kumlu zemin	25,4	1,891	1,508
3	Tokyo	Siltli kumlu zemin	47,1	1,725	1,173
4	Tokyo	Killi kumlu zemin	49,4	1,711	1,145
5	Chiba	Kohezyonlu organik zemin	204,2	1,198	0,394
6	Kanagawa	Kumlu zemin	24,7	1,972	1,582
7	Nagano	Volkanik kohezyonlu zemin	143,7	1,294	0,531

(a) Sönmemiş kireç

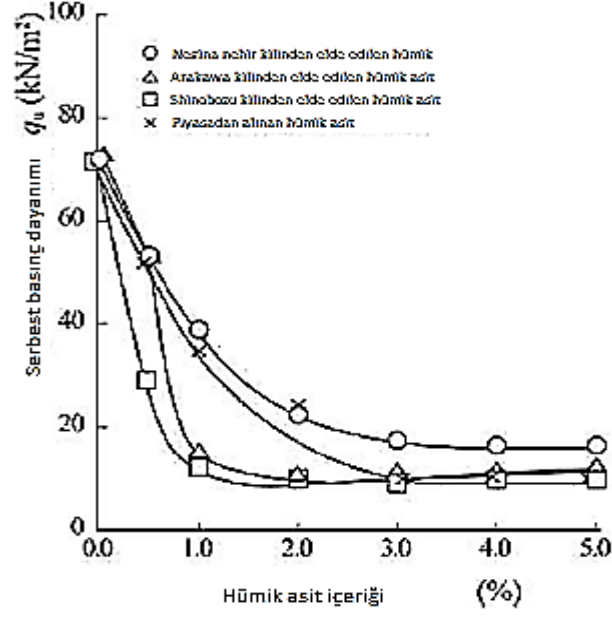


No.	Saha	Zemin türü	Doğalsu içeriği (%)	Islak b.h.a (g/cm³)	Kuru b.h.a (g/cm³)
1	Tokyo	Kumlu zemin	42,4	1,744	1,225
2	Tokyo	Volkanik kohezyonlu zemin	58,6	1,601	1,009
3	Tokyo	Organik kohezyonlu zemin	46,4	1,722	1,176
4	Chiba	Volkanik kohezyonlu zemin	125,3	1,321	0,586
5	Chiba	Kum	47,6	1,659	1,124
6	Chiba	Kum	59,9	1,593	0,996
7	Chiba	Kumlu zemin	30,9	1,868	1,427
8	Kanagawa	Kumlu zemin	24,7	1,972	1,582
9	Tochigi	Volkanik kohezyonlu zemin	89,6	1,451	0,765
10	Tochigi	Volkanik kohezyonlu zemin	122,5	1,323	0,595
11	Tochigi	Kohezyonlu zemin	57,8	1,618	1,025
12	Gunma	Volkanik kohezyonlu zemin	65,8	1,565	0,944

Şekil 3.11 : Sönmemiş kirecin serbest basınç dayanımına etkisi.(Kitazume ve Terashi, 2013).

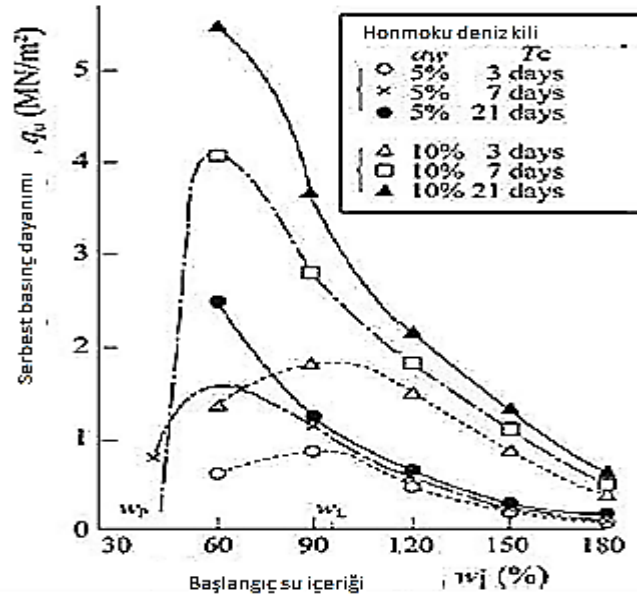


Şekil 3.12 : Sönmemiş kirecin dane boyutu ile ilgili değişimi (Kitazume ve Terashi, 2013).

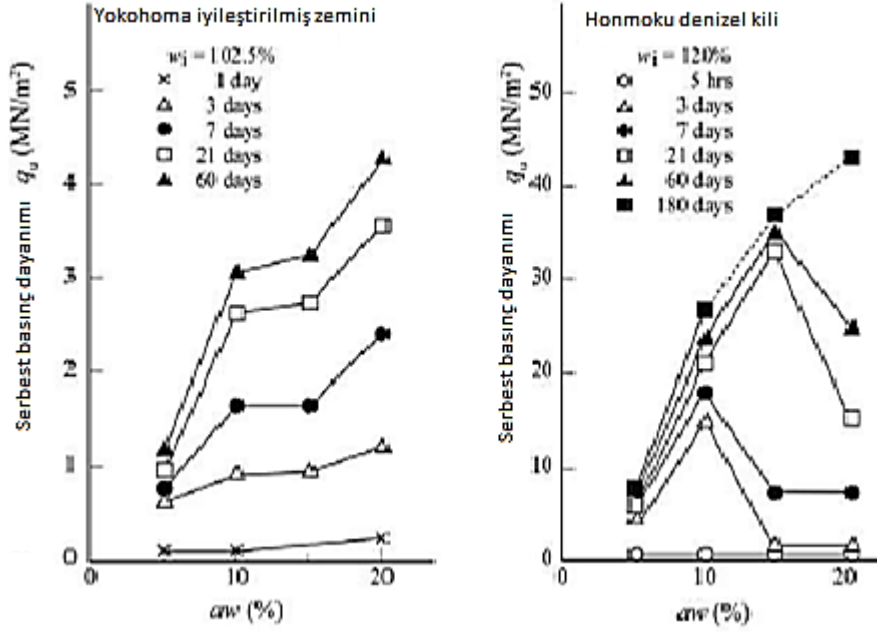


Şekil 3.13 : Hümik asidin iyileştirilmiş zeminin serbest basınç dayanımına etkisi.(Kitazume ve Terashi, 2013).

Şekil 3.15 bağlayıcı oranının serbest basınç dayanımına etkisini göstermektedir. 2 farklı denizel zemin ele alınmıştır. Yokohama iyileştirilmiş zemini (w_L %78.8 ve w_p %49.1) serbest basınç dayanımını bağlayıcı oranının artması ile lineer artmıştır. Honmoku denizel kili (w_L %92.4 ve w_p %46.9) durum daha farklı olmuştur. Haneda denizel kilinde de (w_L %99.1 ve w_p %49.7) bu grafiğe benzer bir durum yaşanmıştır.

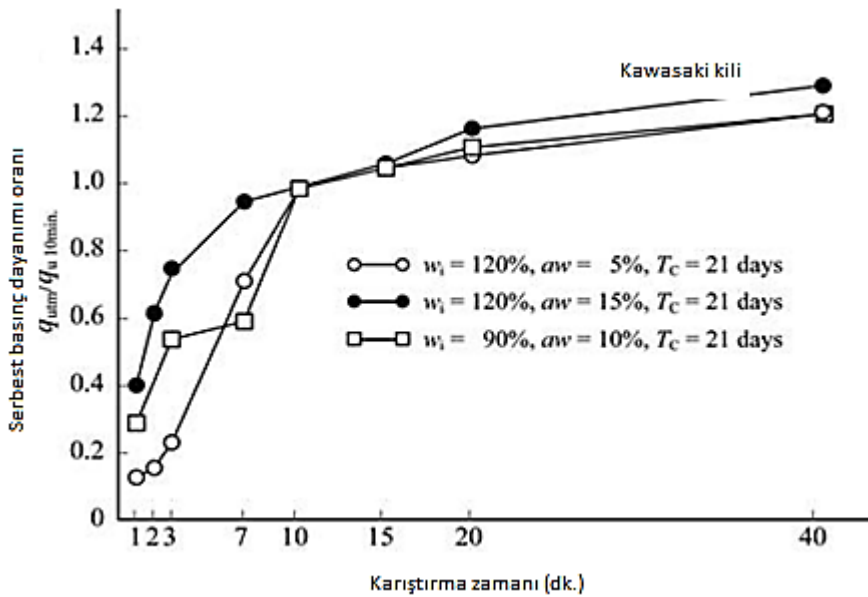


Şekil 3.14 : Başlangıç zeminin su içeriğinin sönmemiş kireç ile iyileştirilmiş zemine etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).



Şekil 3.15 : Bağlayıcı miktarının iyileştirme üzerine etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).

Şekil 3.16 de serbest basınç dayanımına karıştırma süresinin etkisi gösterilmiştir. Bu deney koşulları laboratuvar da hazırlanmış olup Kawasaki kili (w_L %87.8 ve w_p %49.7) farklı başlangıç su içeriklerine sahip numuneler üzerinde yapılmıştır. Düşey eksen, dayanım oranını temsil etmektedir. Karıştırma zamanı 10 dakikadan az ise dayanımın düştüğü aşıkardır. Karıştırma zamanı 10 dakikadan fazla ise serbest dayanımı artacaktır.



Şekil 3.16 : Karıştırma süresinin dayanıma etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).

3.3.2 Çimento kullanılarak iyileştirilen zemini etkileyen faktörler

Japonya’da kil ve kumların stabilizasyonu için kullanılan bağlayıcı portland çimentosu ve yüksek fırın curüf katkılı çimentodur.

Çimento bazlı bağlayıcılar, iyileştirilecek zemine göre özel olarak üretilebilir. Özgül yüzey değeri yada bazı ilave maddeler değiştirilebilir. Yüksek fırın curüflü çimentoların tepkimesi sonucunda, daha fazla silikon dioksit ve alüminyum oksit bulunmasından ötürü kalsiyum ve sülfat ortaya çıkar ve puzolonik reaksiyon daha uzun sürer. Bu tepkimenin sonucu olarak iyileştirilmiş zeminin mühendislik özellikleri daha gelişmiş olur.

Şekil 3.17’de gösterilen grafiklere göre çimento tipleri yüksek fırın cürufu ve Portland çimentosunun karşılaştıran nihai serbest basınç dayanımına etkisini araştıran sonuçları göstermektedir. Bu testler 2 adet denizel sedimentlerden elde edilen veriler sonucunda hazırlanmıştır. Yokohama kıyı kili (w_L %95.4, w_p %42.4 ve w_i %97.9) ve Osaka kıyı kili (w_L %79.4, w_p %40.2 ve w_i %94.9) zeminleri karşılaştırılmıştır. Her bir kil numunesinden 3 farklı miktarda çimento ile iyileştirilmiş olup %100 ile %300 kg/m^3 oranlarında hazırlanmıştır. Bağlayıcı içeriği, α şöyle tanımlanmıştır: $1m^3$ orijinal zemine eklenen çimento kuru birim hacim ağırlığı cinsindedir. Yatay eksen ise t_c gün olarak ifade edilmiştir. Düşey eksen serbest basınç dayanımını temsil etmektedir. Portland çimentosu Yokohama kıyı kilinde daha etkin sonuç vermiştir. Osaka kıyı kilinde ise puzolonik aktivite Yokohama kıyı kiline göre daha düşük olup, yüksek fırın curüfu daha etkin sonuç vermiştir. Bu sonuçlara göre ilginç olan yüksek fırın curüflü numunelerin genellikle son dayanımları portland çimentosuna göre daha yüksek olmasıdır.

Şekil 3.18’de grafiklerde Babasaki ve diğ., 231 test sonucunu 69 farklı lokasyondan toplamış (Japonya’da) ve 14 farklı yayını 1981 ile 1992 yılları arasında yayınlamıştır. Bu çalışmada kullanılan bağlayıcılar yalnızca Portland çimentosu ve yüksek fırın curüfu olarak karşılaştırılmıştır. Kür ve karıştırma koşulları sabit olup yalnızca bağlayıcı oranları değiştirilmiştir. 28 günlük nihai serbest basınç dayanımları karşılaştırılmıştır.

Şekil 3.19’da dane çapı dağılımının serbest basınç dayanımına etkisi araştırılmıştır. (Kitazume ve Terashi, 2013). 2 yapay zemin B ve C iki doğal zemin ile karıştırılmış, Shinaga alüvyal kili (w_L %62.6 ve w_p %24.1), A ve D olarak isimlendirilen Ooigawa

kumudur. Portland çimentosu bağlayıcı oranı α olarak belirtilmiştir. Serbest basınç dayanımı 28 günlük kür sonucunda elde edilen sonuçtur.

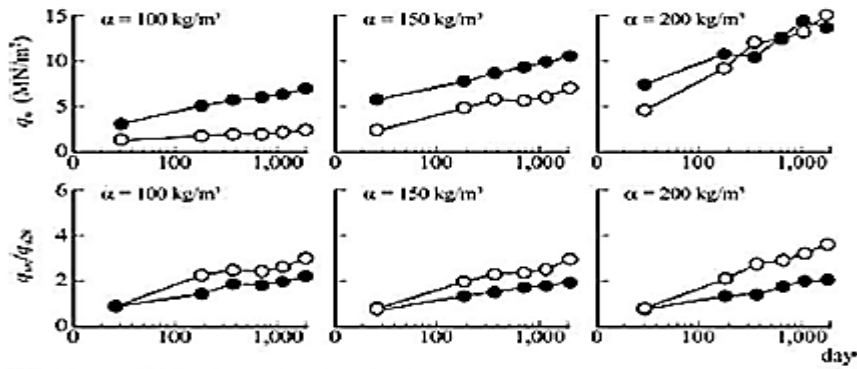
Derin karıştırma yöntemine etkileyen bir diğer faktör ise zeminin pH değeri olup bu konuda incelenmiştir.

Şekil 3.20'ye göre aynı bağlayıcı oranına sahip zeminlere göre düşük pH değerinde ki zeminlere göre yüksek pH değerinde ki zeminler daha düşük mukavemet vermiştir.

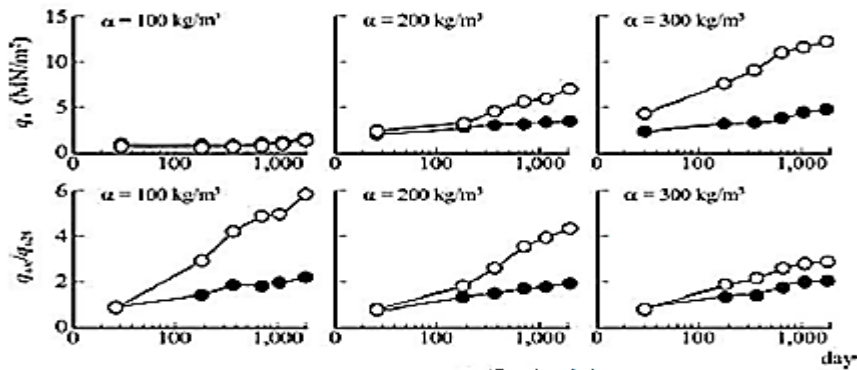
Nakamura ve diğ.,(1980) tarafından ise pH ile zeminin serbest basınç dayanımı arasında doğrudan bağıntı bulunmuştur. Şekilde 3.21'de beş farklı zeminin mühendislik özellikleri sunulmuştur. Buna göre denklem 3.1 pH değerine göre zeminin F parametresinin bulunması daha sonra denklem 3.2 ye göre serbest basınç dayanımının bulunmasını içerir.

$$F = \frac{W_c}{9 - pH} \text{ eğer } pH < 8 \text{ ise} \quad (3.1)$$

$$F = W_c$$



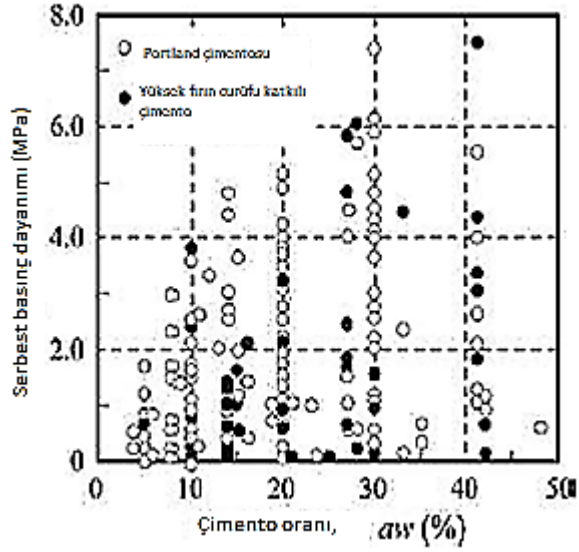
(a) Yokohama kıyı kiline bağlayıcı tipinin etkisi



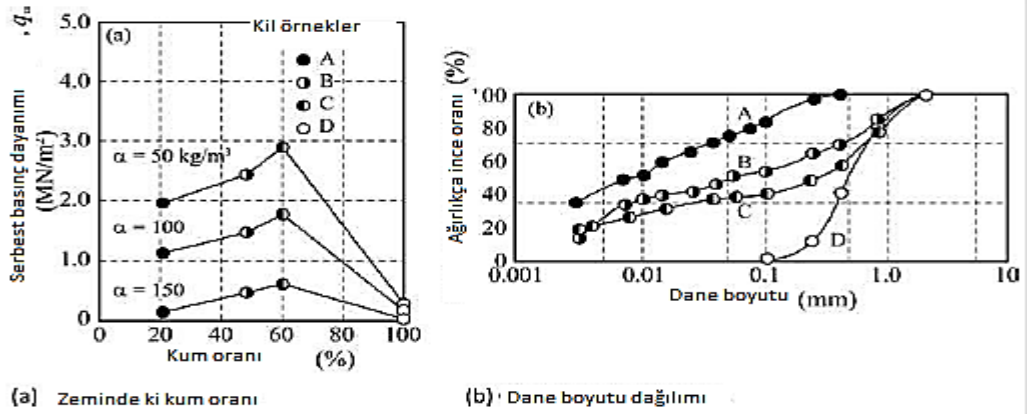
● : Portland çimentosu
○ : Yüksek fırın cürufu katkı çimento

(b) Osaka kıyı kiline bağlayıcı tipinin etkisi

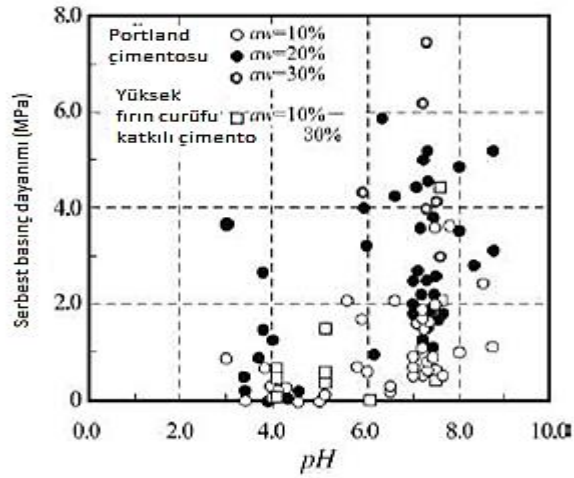
Şekil 3.17 : Çimento tipinin serbest basınç dayanımına etkisi.(Kitazume ve Terashi, 2013).



Şekil 3.18 : Serbest basınç dayanımı ve bağlayıcı oranının ilişkisi. (Babasaki ve diğ., 1996).



Şekil 3.19 : Dane çapı dağılımının çimento ile stabilizasyona etkisi.



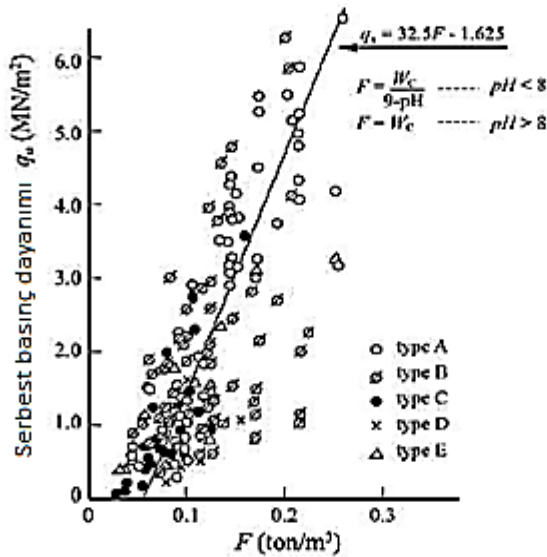
Şekil 3.20 : Serbest basınç dayanımı ile pH arasında ki ilişki. (Babasaki ve diğ., 1996).

$$q_u = 32.5 * F - 1.625 \quad (3.2)$$

Burada, F, parametre, Wc, 1 m³ orijinal zemine eklenen çimento ağırlığıdır.

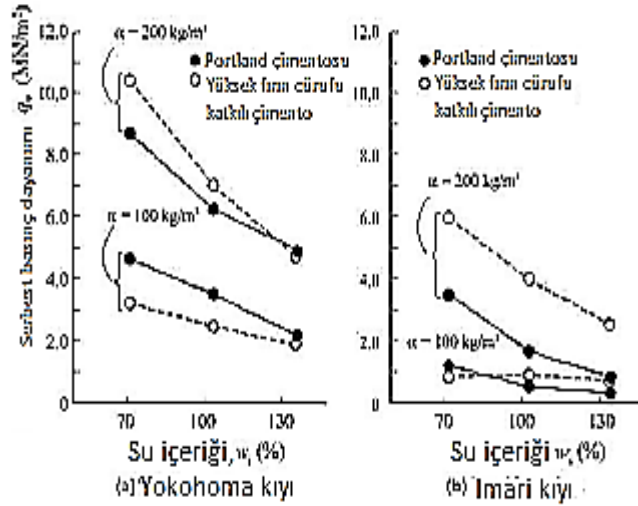
Zeminin başlangıçta ki su içeriğinin nihai serbest basınç dayanımına etkisi konusunda çalışmalara konu olmuştur. Şekil 3.22 teki grafikler elde edilirken 2 çeşit deniz kili standart Portland çimentosu ve yüksek fırın curüflu çimento ile iyileştirilmiştir. Her iki grafikte de başlangıç su içeriği arttıkça serbest basınç dayanımının düştüğü açıkça görülmüştür.

Şekil 3.23’de bağlayıcı oranının çimento esaslı derin karıştırma metoduna etkisi de Kawasaki kilinin doğal su içeriğinin %120 olması sabit tutularak yalnızca Portland çimentosu kullanılarak 4 farklı kür süresince farklı miktarlarda ki bağlayıcı oranı uygulanarak araştırılmıştır. (Kitazume ve Terashi, 2013). Serbest basınç dayanımı bağlayıcı oranının artışına bağlı olarak lineer artmıştır. %5 bağlayıcı oranına göre iyileştirilen zeminde serbest basınç dayanımının oldukça yetersiz olduğu görülmüştür.

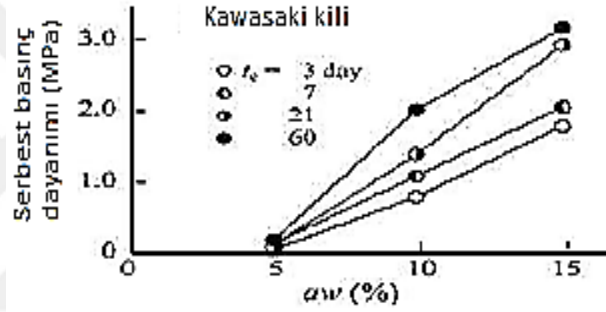


Type	Islak b.h.a. γ_t (g/cm ³)	Doğal su içeriği, w_t (%)	Likit limit w_L (%)	Plastik limit w_p (%)	Dane boyutu dağılımı (%)			pH (H ₂ O)	Yanma Kaybı
					Kum-çakıl oranı	Silt oranı	Kil oranı		
A	1.38~1.76	55~144	51~121	2~18	30~47	33~50	29~52	8.1~8.7	2.0~7.0
B	1.28~1.70	38~160	27~204	3~42	18~76	27~70	16~54	7.3~8.9	3.8~12.9
C	1.50~1.76	42~86	49~110	3~43	22~66	36~54	12~55	5.5~7.9	4.0~12.0
D	1.10~1.40	114~740	-	-	-	-	-	5.5~6.0	19.0~64.0
E	1.49~1.97	25~56	-	49~86	-	9~35	2~2	5.4~9.3	3.3~15.2

Şekil 3.21 : İyileştirilmiş zemine pH etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).

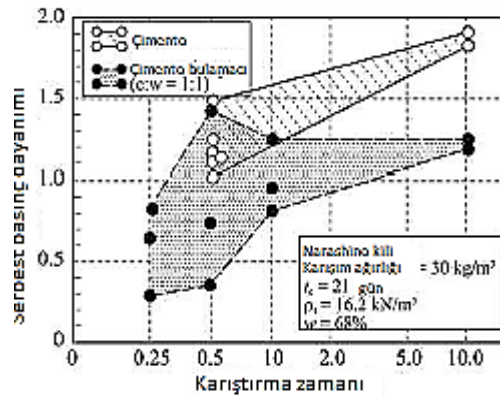


Şekil 3.22 : Doğal su içeriğinin nihai serbest basınç dayanımına etkisi, kür zamanı 91 gündür. (Kitazume ve Terashi, 2013).



Şekil 3.23 : Bağlayıcı oranının serbest basınç dayanımına etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).

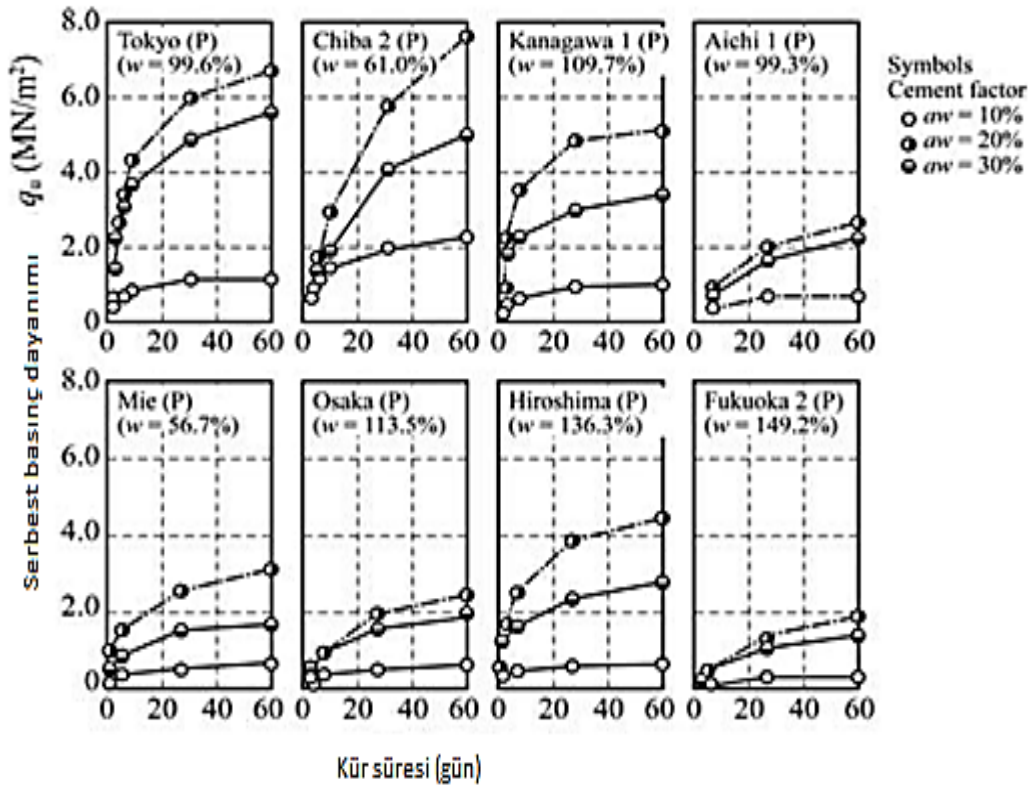
Şekil 3.24'te bağlayıcıyı zeminle birlikte karıştırma süresi de bir çok araştırmacı tarafından yapılmıştır. Araştırmada zemin cinsi ve özellikleri, bağlayıcı oranı, bağlayıcı miktarı aynı zemin örnekleri üzerinde yapılmıştır. Karıştırma süresinin düştükçe serbest basınç dayanımının düştüğü açıkça görülmektedir.



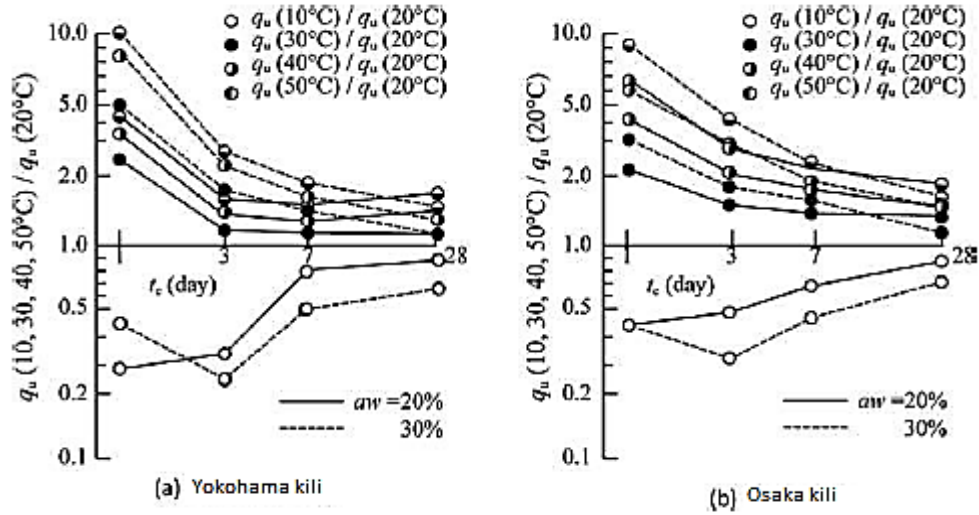
Şekil 3.24 : Karıştırma süresinin nihai serbest basınç dayanımına etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).

Şekil 3.25 kür süresinin iyileştirme üzerinde ki etkisini araştıran sonuçları göstermektedir. (Kawasaki ve diğ., 1981). Bu testte 4 farklı zemin Tokyo, Chiba, Kanagawa ve Aichi bölgelerinden kazılarak aw %10, 20 ve 30 oranlarında Portland çimentosu ile karıştırılarak yapılmıştır. Kür süresinin etkisi zeminin serbest basınç dayanımında olumlu etkisi olmasına rağmen, bağlayıcı oranı serbest basınç dayanımında daha baskın rol oynamıştır. Benzer sonuçlar bağlayıcı tiplerinin karşılaştırılması yani Portland çimentosu ve yüksek fırın curüfu karşılaştırmasında da bulunmuştur. (Kitazume ve Terashi, 2013).

Şekil 3.26 de farklı kür sıcaklıklarına göre Osaka kili ve Yokohama kili araştırmaya konu olmuştur. Bu şekilde, yüksek sıcaklıklarda bulunan kür koşullarında daha yüksek serbest basınç dayanımı değerlerine ulaşılmıştır. Kısa kür koşullarında, kür sıcaklığı daha yüksek etki ederken süre uzadıkça daha sınırlı etkisi olmuştur.

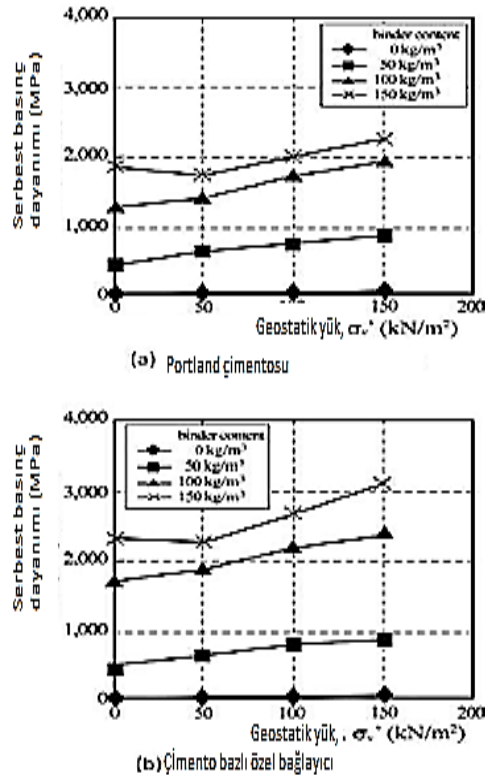


Şekil 3.25 : Kür süresinin dayanım artışına etkisi. (Kawasaki ve diğ., 1981).



Şekil 3.26 : Kür sıcaklığının dayanıma etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).

Şekil 3.27’de sükunetteki toprak basıncının serbest basınç dayanımına etkisi araştırılmıştır. Ube kili, Portland kili ve çimento bazlı özel bağlayıcı tarafından iyileştirilmiştir. Kür süresi 7 gün olup sonuçlar buna göre karşılaştırılmıştır. Sukunetteki serbest basınç dayanımına bakılmaksızın bağlayıcı oranı daha belirleyici olmuştur.



Şekil 3.27 : Serbest basınç dayanımına efektif gerilme etkisi. (Kitazume ve Terashi, 2013).

3.4 Derin Zemin Karıştırma Uygulamaları

Derin zemin karıştırma uygulamalarına bakıldığında, ıslak derin karıştırma yönteminde serbest basınç dayanımı cinsinden 1 MN/m^2 , Japon kuru derin karıştırma yöntemine göre 500 kN/m^2 , İsveç kireç kolonları ise 150 kN/m^2 mertebesinde olur. Bu farkın oluşmasında rol oynayan bileşenleri daha önce anlatılmıştır. İyileştirilmiş zeminin çalışma sisteminde de farklılıklar bulunmaktadır. Genellikle Japonya’da iyileştirilen zeminler geçirimsiz materyal ile gerçekleştirilirken, İskandinav uygulamalarında düşey drenaj koşulları göz önüne alınır.

Derin zemin karıştırma uygulamaları yapılan projelerden bazıları ise, Rawang-Ipoh Demiryolu projesi (Raju, Abdullah & Aruljarah, 2003) ve Trasa zielona otoyolu (Polonya) (Topolnicki, 2004) ve birçok yol ve demiryolu projelerinde Çin, Fransa, ABD ve İtalyada uygulanmıştır. (Massarch ve Topolnicki, 2005; Liu, Yi, ve Zhu, 2008). Aynı zamanda İngiltere’de, kirlenmiş zeminlerin kapsüllenmesinde kesici duvar olarak uygulanmıştır. (Al Tabbaa & Evans, 2003).

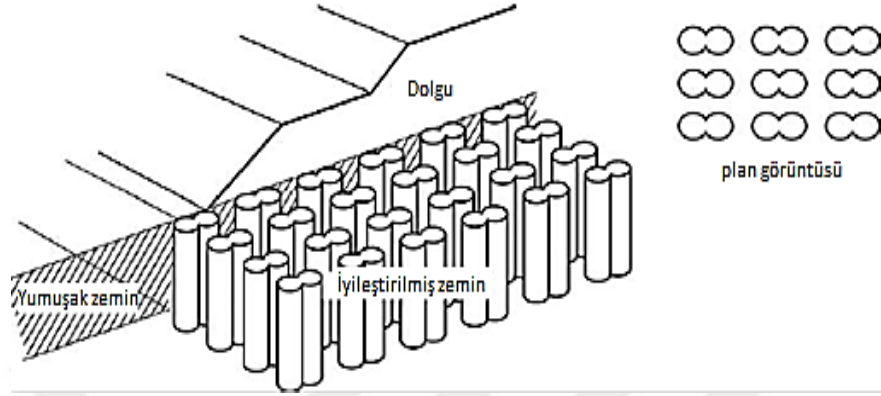
3.4.1 Uygulama aralıkları

1970’lerin başından bu yana mekanik karıştırma yöntemi, yumuşak killer, organik zeminler ve kumlu zeminler için sıklıkla kıyı ve liman yapılarında kullanılmıştır. (Kitazume ve Terashi, 2013). Dairesel kolonlar tekil piston tarafından itme ve çekme işlemleri ile derin karıştırma makinası tarafından oluşturulur. Bu makineler iki ile sekiz arasında karıştırma bıçağına sahip olabilir. Çoğul şaftlara sahip makineler “kolon” oluşturabilir. Oluşturulan iyileştirilmiş zemin bıçakların adedine ve karıştırma açalarına göre farklılık gösterebilir. Şekil 3.28’de farklı lokasyonda yerleştirilen şaft ve karıştırma bıçakları ile oluşturulan derin karıştırma kolonları bulunmaktadır.

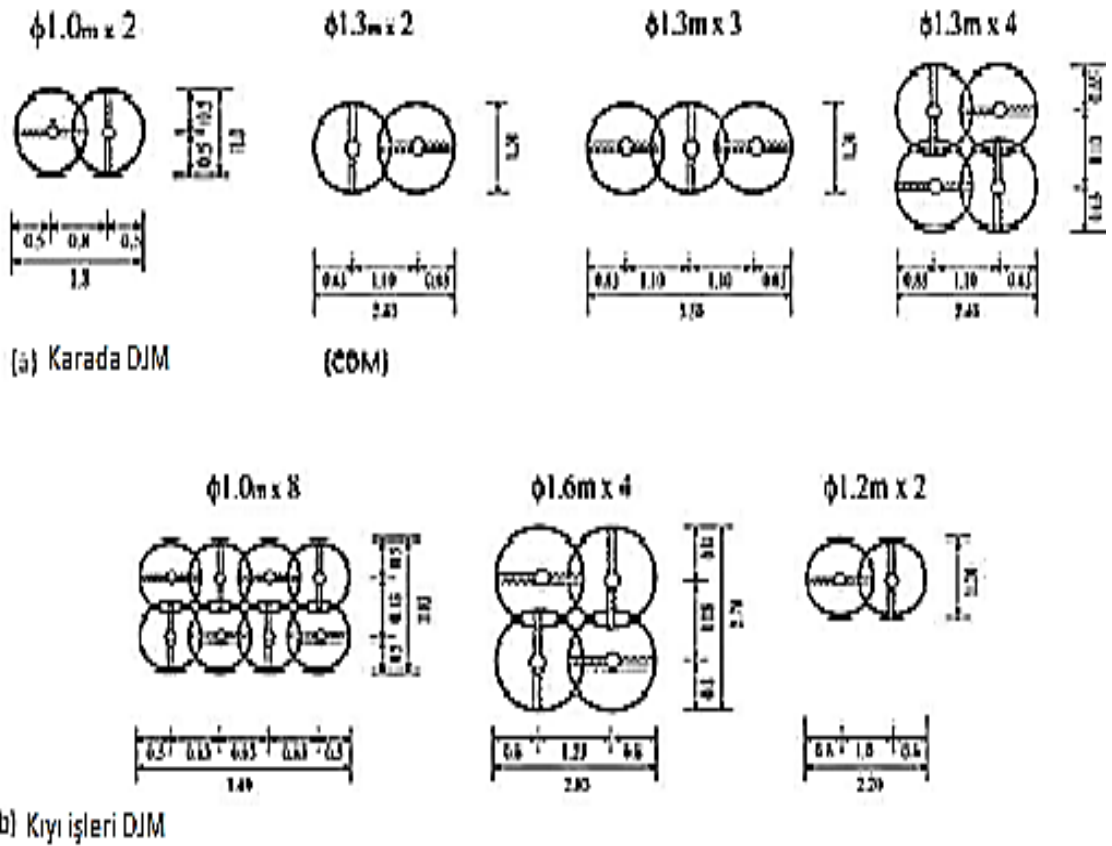
Bıçak çapı ve şaft aralığı sırasıyla 1.0 m ve 0.8 m ile en çok kullanılan cinsidir. Bu tip karıştırma metodunda iyileştirilen alan 1.5 m^2 olarak hesaplanır. Islak yöntemde kullanılan bıçaklar ve şaft aralıkları sırasıyla 1.0 m ve 1.3 m, 0.8 m ve 1.1 m olarak kullanılır. İyileştirilen zeminin alanı ise 1.50 ile 5.00 m^2 arasında kullanılan ekipmana göre değişir. Şekil 3.29’da tipik derin karıştırma uygulamaları gösterilmiştir.

Kıyı deniz yapılarında ise karıştırma bıçakları 1.0 ile 1.6 m ve şaft aralıkları ise 0.8 ile 1.2 m arasında uygulanır. 4 şaftlı karıştırma yönteminde iyileştirilen alan 2.2 m^2 , 8 şaftlı karıştırma kolonlarında ise 4.6 ile 5.7 m^2 arasında iyileştirilmiş zemin elde edilir.

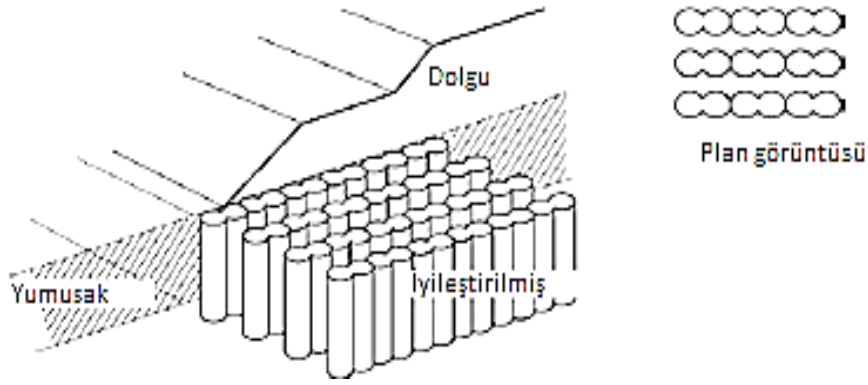
Japonya’da karşılaşılan kuru derin karıştırma yönteminde iyileştirilmiş zeminin toplam alana oranı 0.3 ile 0.5 arasında olması gerekmektedir. Fakat uygulamanın amacı daha çok şev stabilitesine yönelikse söz konusu iyileştirme alanının 0.5’ten büyük olması gerekmektedir. (Terashi ve diğ., 2009).



Şekil 3.28 : Grup kolon tipi iyileştirme.

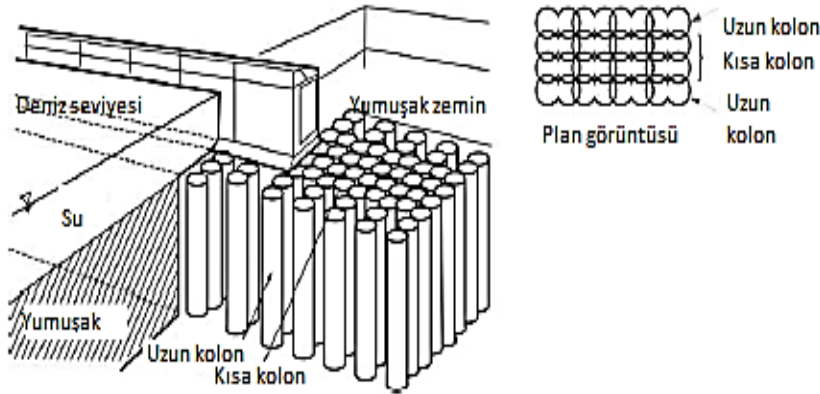


Şekil 3.29 : Tipik derin karıştırma uygulamaları. (Terashi ve Kitazume, 2013).



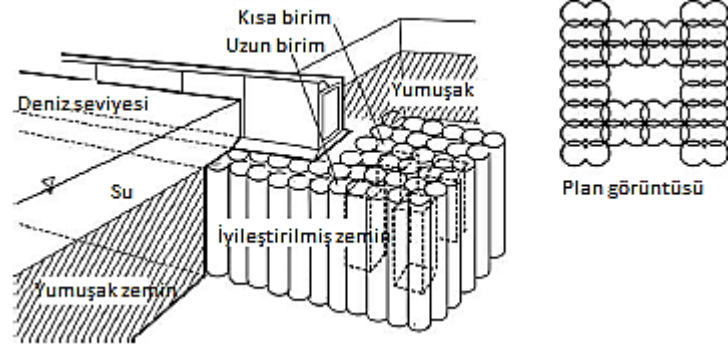
Şekil 3.30 : Grup kolon tanjant duvarı şeklinde yerleştirme. (Terashi ve Kitazume, 2013).

Duvar tipi iyileştirme, yapının merkezine dik olacak şekilde birbiri ile örtüşen kolonlar ile yapılır. Şekil 3.31’de gösterilen yapının altında bulunan zemin blok halinde derin karıştırma yöntemi ile iyileştirilmiştir. Maliyet olarak bakıldığı zaman blok tipi iyileştirmeye göre daha ucuzdur. Derin karıştırma kolonları istinad dayanma yapılarının taşıma gücünü ve şev stabilitesini artırır.



Şekil 3.31 : Duvar tipi iyileştirme yöntemi. (Kitazume ve Terashi, 2013).

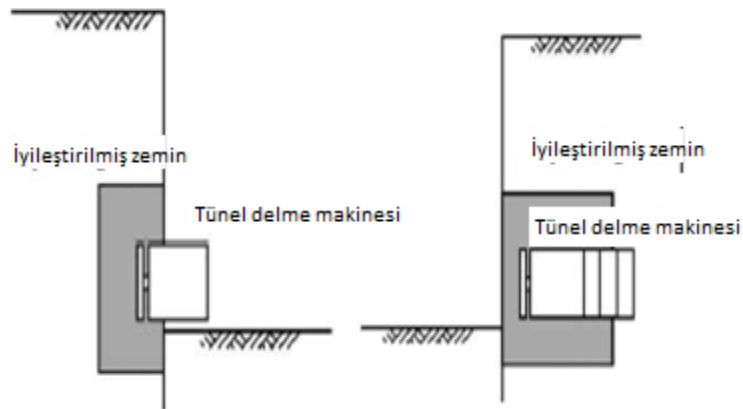
Grid şeklinde iyileştirme duvar ve blok tip iyileştirmelerin arasında bir maliyette sonuçlanır. Şekil 3.32’de bu tipteki gösterim bu iyileştirme tipini temsil eder. Grid tipi iyileştirme de daha çok taşıma gücü artışı ve kıyı deniz yapılarında şev stabilitesi için yapılır. İyileştirilmiş zemin kesme deformasyonlarını, deprem esnasında sınırlar. Bu fonksiyonundan dolayı kumlu zeminlerin sıvılaşma dayanımının artırılmasında da kullanılır. Grid tipi iyileştirme, uygulama noktaları bal peteği şeklinde Avrupa’da uygulanması çok yaygındır.



Şekil 3.32 : Grid tipi iyileştirme yöntemi. (Kitazume ve Terashi, 2013).

3.4.2 İyileştirme amaçları ve uygulamaları

Saha uygulamalarında derin zemin karıştırma yöntemi genel olarak organik ve killi zeminlerde, taşıma gücü artışı, oturma azaltılması, pasif toprak basıncının artırılması, aktif toprak basıncının azaltılması, kazık ve perde duvarların yatay direncinin artırılması esasına göre, kumlu zeminlerde ise, taşıma gücünün artırılması, oturma azaltılması, sıvılaşmanın önlenmesi ve sızdırmazlık duvarı olarak yapısal elemanın sızma boyunu uzatması olarak kullanılır. Çizelge 3.3 'de kıyı yapıları, çizelge 3.4'de deniz yapıları olarak kullanılabilen yapılar verilmiştir. Bu derin karıştırma yöntemlerine yüksek basınçlı enjeksiyon da ilave edilebilir. Örneğin, şehir merkezlerinde yapılacak metro işlerinde oldukça yumuşak zemin ile karşılaşıldığında ilerlemek oldukça güç olabilir. Bu koşulu bertaraf etmek ve TBM (Tunnel Boring Machine) ilerlemesine devam edebilmek adına, güzergah üzerinde yüksek basınçlı enjeksiyon derin karıştırma yöntemi yapılır ve iyileştirilen zemin istenilen mukavemete ulaştığında kazı işlemi devam eder. Şekil 3.33'de şematik gösterimi bulunmaktadır.



Şekil 3.33 : Yüksek basınçlı enjeksiyon uygulaması. (Kitazume ve Terashi, 2013).

Çizelge 3.3 : Kara sahası üzerinde derin karıştırma yönteminin uygulama alanları

YAPI	AMAÇ
Yol ve demiryolu dolgusu	Stabilitenin artması, taşıma gücü artışı, oturmanın azaltılması
Köprü yaklaşım ayakları	Stabilitenin artması, taşıma gücü artışı, oturmanın azaltılması, sıvılaşmanın engellenmesi
Enerji santralleri	Stabilitenin artması, taşıma gücü artışı, oturmanın azaltılması
Baraj dolguları	Kayma göçmesinin önlenmesi, taşıma gücü artışı, oturma azaltılması, sıvılaşmanın önlenmesi
Tank, silo vb. yapılar	Stabilitenin artması, taşıma gücü artışı, oturmanın azaltılması
Yer altı yapıları	Taşıma gücü artırılması, sıvılaşmanın önlenmesi, toprak basıncının azaltılması, K ₀ değerinin artırılması
Bina ve fabrika temelleri	Stabilitenin artması, taşıma gücü artışı, oturmanın azaltılması

Çizelge 3.4 : Kıyı-liman yapılarında derin karıştırma yöntemi uygulamaları

YAPI	AMAÇ
Dalgakıran yapıları	Stabilitenin artırılması, taşıma gücü artışı ve oturmanın azaltılması
Taşkın koruma yapılarında	Stabilitenin artırılması, taşıma gücü artışı ve oturmanın azaltılması
Dairesel taşıyıcı ayaklarda	Stabilitenin artırılması, taşıma gücü artışı ve oturmanın azaltılması
Çelik perde kazıkları kullanılarak yapılan deniz dayanma yapılarında	Taşıma gücü artırılması, sıvılaşmanın önlenmesi, toprak basıncının azaltılması, K ₀ değerinin artırılması
Soket tip temele sahip yapılarda	Taşıma gücü artırılması, sıvılaşmanın önlenmesi, toprak basıncının azaltılması, K ₀ değerinin artırılması
Eğimli yüzey dayanma yapılarında	Stabilitenin artırılması, taşıma gücü artışı ve oturmanın azaltılması

3.5 Derin Zemin Karıştırma Yöntemi Tasarım Esasları

Bu bölümde derin karıştırma yöntemine göre zemin iyileştirme tasarım esasları aktarılacaktır. Tasarım esasları olarak, bazı örnek olaylara göre ampirik formüller çıkarılmış yada yaklaşımlar basit formüllerle ifade edilmiştir. CDM ve DJM yöntemine göre yapılmış düşey şaftlarla imal edilen derin iyileştirme kolonlarından imal edilen zeminlere göre ampirik formüller elde edilmiştir.

Derin karıştırma yöntemi sonucunda ortaya çıkan ürün oldukça karmaşık kompozit sistemden oluşur. Bu sistemin içinde göreceli olarak sert kolon yada elemanlar ve iyileştirilmemiş yumuşak zemin bulunur. Oluşan soil-crete, doğal zemine göre oldukça farklı mühendislik davranışı gösterir.

Durum çözümlerine göre tasarım yapılır. Tasarım sürecindeki değişkenler sonucu doğrudan etkiler. Bu değişkenler: kolon çapı, iyileştirme alan oranı, karıştırma tanımlamaları, bağlayıcı miktar ve tipi. (Porbaha, Shibuya ve Kishida, 2000).

Derin karıştırma kolonları genel olarak çapları 0.5 ile 1.75 m arasında değişken olup, uygulama aralıkları merkezden merkeze 1.0 ile 1.5 m arasında olmaktadır. Pratik olarak 10 ile 30 m normal şartlar altında zemin türüne bağlı olarak kolon elde edilebilir. Bazı kıyı yapılarında, 60 m uzunlukta kolon elde edilmiştir. (Bruce, 2001).

Alan iyileştirme oranı, derin karıştırma kolonlarının alan toplamının iyileştirme yapılacak alanın tamamına oranı olarak tanımlanmıştır. Yaygın uygulamalarda, İskandinav ve ABD, bu oran %10 ile %30 arasında değişmektedir. Bazı sismik bölgelerde yanal kayma göçmesine karşı dayanımı artırmak adına %30 ile %50 arasında da uygulanabilir. (Bergado, Anderson, Miura & Balasubramaniam, 1996). Bu araştırmacıların tavsiye ettiği bir diğer oran ise, iyileştirme yapılacak zeminin genişliğine, iyileştirilecek zeminin kalınlığı oranı olarak belirtilmiştir.

Derin karıştırma kolonları oluşturulurken 280 bar basınç ile kuyu içine verilir. (Druss, 2002; Porbaha, 1998). Karıştırma işleminden sonra, bağlayıcı ile zemin arasında kimyasal tepkime sonucunda kompozit zemini meydana getirir.

Kompozit zemin, genellikle yüksek yoğunluklu olduğundan dolayı, mühendislik özellikleri bakımından oldukça ayrılmış kaya gibi davranır. Kayma dayanımı ve elastisite modülü bakımından, betonun %10 ile %20 oranında dayanım gösterir. (Jo, Hafez & Norbaya, 2011). Böylelikle düşük dayanımlı beton kolon davranışı gösterir.

Teorik olarak, gerilme dağılımı, iyileştirilmiş zemin üzerinde yoğunlaşacaktır, çünkü kolonlar, çevreleyen zemine göre daha rijit yapıya sahiptir. Bu durumdan dolayı, temel üzerine gelecek yükleri, iyileştirme kolonu taşıyacak olup, dış yüklere ve deformasyona dayanıklı olmalıdır. Kolonların, iç stabilitesi tasarımın ana unsurudur. Sonuç olarak, kolonun nihai taşıma kapasitesi, kolonların çalışma performansını doğrudan etkiler.

Birçok laboratuvar çalışması ve tam ölçekli analiz sonucunda nihai taşıma kapasitesi Broms (2000) ve ağırlık metodu ile aktarılmıştır.

$$\text{Broms Metot } q_{ult} = 0.7q_{uc}\alpha + \lambda(1 - \alpha)C_{us} \quad (3.3)$$

$$\text{Ağırlık Metodu } q_{ult} = C_{us}\alpha + (1 - \alpha)C_{us} \quad (3.4)$$

Burada, C_{us} ve q_{uc} , sırasıyla yumuşak zeminin ve derin karıştırma kolonunun serbest basınç dayanımıdır. λ ise boyutsuz sabit olup Bergado ve diğ. (1996) tarafından 5.5 olarak belirtilmiştir. α , burada alan iyileştirme oranıdır.

Bergado, Ruenkraigsa, Taesiri ve Balasubramaniam (1999) tarafından yapılan vaka analizinde Bagna-Bangkapong Otoyolu (Tayland) projesinde derin karıştırma kolonları incelenmiştir. Bu projede kolon çapı 0.6 m ve 14m veya 16m kolon boyları uygulanmıştır. Kolonların aralıkları merkezden merkeze 1.5 m olarak uygulanmıştır. Islak karıştırma metodu uygulanmış olup 150 kg/m^3 çimento uygulanmış oluo hedef kolon dayanımı 600 kPa olarak belirlenmiştir. Yüzer grup olarak tasarlanan derin karıştırma kolonlarının arasında bulunan yumuşak zeminin kayma dayanımı 12.5 kPa olarak belirlenmiştir. Bu araştırmacıların sonucuna göre q_{ult} değeri, plaka yükleme değerinden daha yüksek olduğunu belirlemiştir.

Lin ve Wong (1999), Fu-Xia Otoyolu, Fujian İli, Çin'de yapılan projede yüzen derin karıştırma kolonlarında statik yükleme testi yapılmıştır. İki kolon burada teste tabi tutulmuştur. Test kolonları 28 gün kür süresince beklenmiştir. Söz konusu kolonların çapı 0.5 m ve boyu 9.6m ile 8.6 m olarak imal edilmiştir. Bu gözlem sonucunda oturma 25 mm mertebesine ulaştığında kolonda göçme gerçekleşmiş ve 150 kN ve 183 kN olarak q_{ult} değeri belirlenmiştir. Maksimum sıkışma dayanımı ise 667 kPa ve 832 kPa olarak sırasıyla ölçülmüştür. Bu araştırmacıların bulduğu sonuç ise, nihai birim yüzey sürtünmesi sırasıyla %50 ve %70 olduğunda ortalama kilin kayma dayanımı 15 kPa olarak ölçülmüştür. Kolonun göçme mekanizmasında, heterojen karışım

uygulandığından şüphelenilmektedir. Sonuç olarak, sahada uygulanan test sonucunda, laboratuvar sonucundan daha düşük bir dayanım elde edilmiştir.

Chai, Liu ve Du (2002), Xu-Lian Otoyolu, Çin Doğusunda, derin karıştırma kolonlarının performansı araştırılmıştır. Arazi veyn kayma dayanımı sonuçları 5 kPa ile 25 kPa arasında değişken olup derinlik 10 m olarak uygulanmıştır. Grup çimento kolonlarının çapı 0.5 m oluo 10 m boyunca kuru karıştırma metodu ile uygulanmıştır. Üçgen dağılıma göre yapılmış kolonların uygulama aralığı 1.1 m ile 1.6 m arasında uygulanmıştır. Birçok durumda, 59kg/m^3 çimento uygulandığı takdirde, hedef dayanım olan 0.8 MPa ulaşılmıştır. Tekil kolon yükleme koşullarında 0.24 m^2 plaka yükleme tablası kullanılmıştır. Chai ve diğ., ortalama serbest basınç dayanımını 0.96 MPa olarak bulmuş olup, laboratuvarında bulunan hedef dayanım sağlanmıştır. Sonuçta, kompozit zemin farklı aralıklarda inşaa edilmiş (1.1 m, 1.2m, 1.4m, 1.6m), farklı plaka boyutlarında (3.14 m^2 , 3.84 m^2 , 5.25 m^2 ve 6.65 m^2) uygulanmıştır. Değerlendirmeler sonucunda, (%8.9, %11.2, %15.3, %18.8) alan iyileştirme oranında yükleme plakaları teste tabi tutulmuştur. Alan iyileştirme oranının artması ile q_{ult} arttığı tespit edilmiştir.

Maghsoudloo ve Can (2014), yaptıkları çalışma sonucuda, yerel hastane binası temelinin altında bulunan derin karıştırma kolonlarının sahada yükleme deneyi sonuçlarını, öngörülen zemin parametreleri ile karşılaştırmış ve sonrasında geri hesaplama yöntemi ile zemin parametreleri revize edilerek kesin proje oluşturulmuştur. Derin karıştırma kolonlarının çapı 0.8m, ve dönüş hızı ise 82 rpm olarak belirlenmiştir. Bağlayıcı ise 150-200 bar arasında 16 nozül tarafından zemine enjekte edilmektedir. Test için yapılan kolonlardan alınan numuneler üzerinde serbest basınç deneyi yapılmış ve ortalama 6 MPa serbest basınç dayanımı elde edilmiştir. Bu çalışmanın sonucu olarak, zemin modeli sonlu elemanlar programında Mohr-Coulomb ve Hardening-Soil olarak 2 farklı malzeme modelinde çözülmüş ve bu iki modelin deformasyon ilişkisi bakımından çokta farklı sonuçlar vermediği ve kabul edilebilir hassasiyette yaklaştığı görülmüştür. Laboratuvar sonuçlarının yeterli olmaması durumunda, saha deneyleri ve gözlemleri sonucunda doğru çözüme ulaşılabileceği aktarılmıştır. Bu çalışmanın bir diğer sonucu ise, taşıma kapasitesindeki artışın ve oturma miktarında ki azalışın, nümerik yöntemler ve ampirik yöntemler ile tahmin edilebileceğidir.

3.5.1 Derin zemin karıştırma yöntemi ile zayıf dolguların iyileştirilmesi

Derin karıştırma kolonları ile dolguların desteklenmesi için verilen gerilme tasarımına göre geoteknik tasarım işlemlerini takip edilerek yapılabilir. Özetle, proje gerekliliklerini tanımlamak, yeraltı sınır koşullarını tanımlamak, deneme kolonlarının mühendislik özelliklerini belirlemek, deneme kolonlarının geometrik tasarımını belirlemek, oturmayı hesaplamak, stabilite, şev duraylılığı analizi, birleştirilmiş dönme ve taşıma gücü analizi, topuktaki perde kolonlarının kırılma analizi, düşey planda bulunan derin karıştırma kolonlarının analizi ve zemin ve kolon arasında kalan zeminin özelliklerinin belirlenmesi, plan ve şartnamelerin oluşturulmasıdır.

Daha karmaşık ve kritik projelerin tasarımı için nümerik analiz yapılabilir. (Filz ve diğ., 2012).

Dolgu geometrisi, (yükseklik, kret genişliği, kenar eğimleri ve uzunluk), trafik sürüş yükü, performans kriterleri (F_s ve izin verilen oturma) belirlenmesi ile yapılır. Dolgu desteklemek amaçlı yapılan derin karıştırma yöntemine göre tipik tasarım değerleri, F_{cc} , Merkezden izole derin karıştırma kolonlarının kırılmaya karşı dayanımının güvenlik faktörü. (1.3), F_s , şev duraysızlığı güvenlik faktörü, genel stabilite ve derin karıştırma bölgesinin kayma dayanımının güvenlik faktörü (1.5), F_o , derin karıştırma kolonlarının birleştirilmiş taşıma gücü ve dönme analizi güvenlik faktörü (1.3), F_c , topuk bölgesinde bulunan derin karıştırma kolonlarının güvenlik faktörü (1.3), F_v , düşey plana göre kırılmaya karşı iyileştirilen bölgenin güvenlik faktörü (1.3), F_e , zemin ile derin karıştırma kolonu arasında ki bölgenin güvenlik faktörüdür. (1.3).

Tasarımcı, aslında kendisine uygun güvenlik faktörünü seçebilir. Örneğin, yer altı koşullarının iyi bilindiği, zemin parametrelerinin konservatif kabul edildiği, işlevsel performansın kritik olmadığı takdirde daha düşük güvenlik faktörleri tercih edilebilir. Tam tersi olarak, yer altı koşullarının iyi bilinmediği, zemin parametrelerinin olduğundan daha yüksek özelliklerde kullanıldığını, işlevsel performansın oldukça önemli olduğu takdirde güvenlik faktörü daha yüksek seçilebilir.

Geoteknik analiz ve tasarımında, stratigrafi, yer altı suyu koşulları ve temel özellikleri tam anlamıyla belirlenmelidir. Sıkışma oranı, gevşeme oranı ve ön konsolidasyon basıncı derin karıştırma kolonlarını içeren zemin için hesaplanmalıdır. Stabilite hesaplarında inşaat sonrası koşullar için, suya doygun killer için drenajsız kesme dayanımı, geçirimli kumlar için drenajlı dayanım parametreleri kullanılmalıdır.

Deneme kolonları sonrasında oluşturulan kompozit zemin bölgesi için parametreleri belirlenmelidir. Kayma dayanımı olarak belirlenen (s_{dm}), kompozit zeminden alınan örnek ile ($q_{dm,spec}$) belirlenebilir. Pik ve geniş deformasyonlu serbest basınç dayanımları birbirinden farklıdır, sırasıyla (f_c) ve (f_r). 28 günlük serbest basınç dayanımı ($q_{dm,spec}$) 0.52 ile 1.03 MPa arasında olmalıdır. Alınan numuneden çıkan sonuç bu değerler arasında ise f_c hesaplanabilir. $f_c = 0.187 \ln(t) + 0.375$

f_c , kür faktörü, t gün de oluşan serbest basınç dayanımının, 28 günlük serbest basınç dayanımına oranı, t, kür süresi (gün).

Denklem 3.3, 28 ile 365 gün arasında herhangi bir değer seçilebilir. Genel olarak f_c 28 günlük için 1.00, 365 günlük için 1.48 arasındadır.

s_{dm} , hesapları için denklem 3.5 kullanılır. Burada f_r değeri genel olarak 0.65 ile 0.9 arasındadır. Ulaştırma projelerinde ise 0.8 değeri uygulanması tercih edilir. s_{dm} , derin karıştırma kolonlarının kayma dayanımıdır.

$$s_{dm} = \frac{1}{2} f_r f_c q_{dm,spec} \quad (3.5)$$

Çizelge 3.5'te yer alan bilgilere göre f_v seçilir. f_v değerini etkileyen durumlar ise, derin karıştırma dayanımının varyasyon katsayısı, V_{dm} . İyi kalite kontrol ve iyi uygulayıcı firmalar ile beraber V_{dm} değeri 0.5'i aşmaz. p_{dm} değerinin %80 olarak alınması birçok proje için uygundur. p_{dm} , gerçekte olan derin karıştırma dayanımının, proje dayanımını aşma olasılığıdır.

Çizelge 3.5 : f_v değerleri. (FHWA-HRT-13-046).

Tasarım Güvenlik Faktörü	Derin karıştırma mukavemeti değişim katsayısı	f_v		
		$p_{dm} = 70$ Percent	$p_{dm} = 80$ Percent	$p_{dm} = 90$ Percent
1.2	0.4	0.93	1.05	1.25
	0.5	0.88	1.02	1.26
	0.6	0.83	0.99	1.27
1.3	0.4	0.89	1.01	1.19
	0.5	0.82	0.95	1.17
	0.6	0.75	0.90	1.15
1.4	0.4	0.85	0.97	1.14
	0.5	0.76	0.89	1.09
	0.6	0.69	0.82	1.05
1.5	0.4	0.82	0.93	1.10
	0.5	0.72	0.83	1.03
	0.6	0.63	0.75	0.96
1.6	0.4	0.79	0.90	1.06
	0.5	0.68	0.79	0.97
	0.6	0.58	0.69	0.89

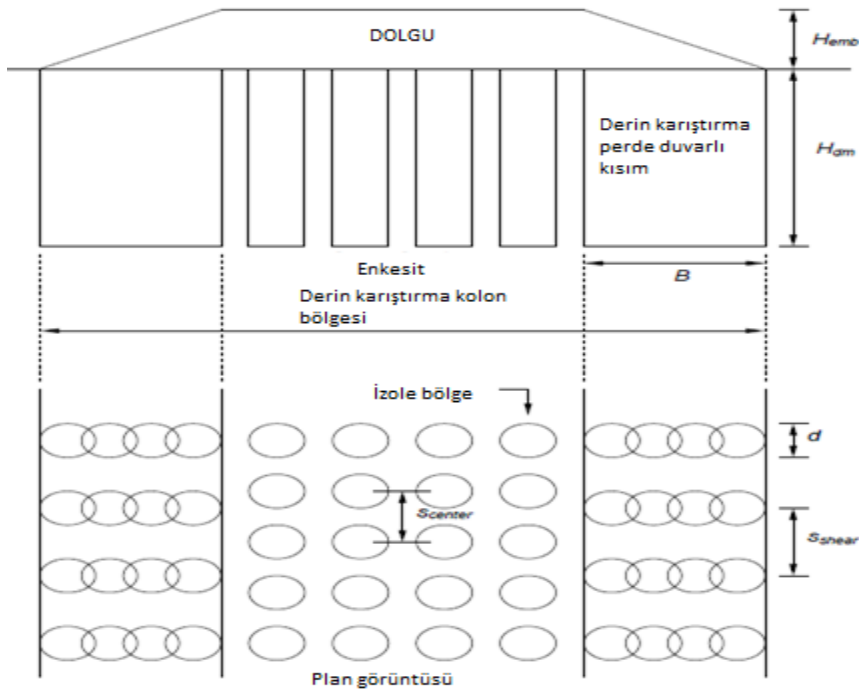
Young modülünün hesaplanması ıslak yada kuru yöntemle göre aşağıdaki formüllere göre yapılır. (denklem 3.6, Islak yöntem, 3.7 kuru yöntem)

$$E_{dm} = 300q_{dm,spec} \quad (3.6)$$

$$E_{dm} = 150q_{dm,spec} \quad (3.7)$$

Derin karıştırma bölgesi için tanımlanacak ortalama boyutlar ve lokasyonlar, stabilite ve oturma gereksinimleri dahilinde tasarlanır. İzole kolonlar ve sürekli perde duvar imalatları yol dolgu işlerinde en sık kullanılan tipteki kolonlardır. Maliyet açısından bakıldığında dolgunun iz düşümü olarak kret kısmından altta olan bölgede izole kolonlar uygulanırken, dolgunun şev kısmında olan bölgede perde şeklinde derin karıştırma bölgesi yapılmalıdır. Şekil 3.34’de bu çizim detaylandırılmıştır.

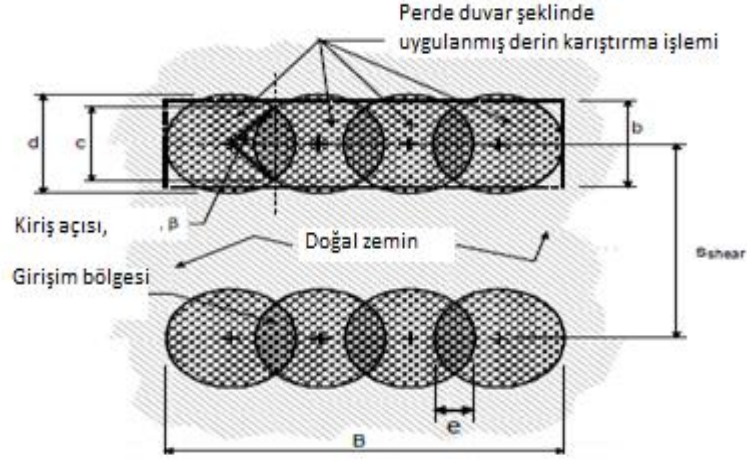
Wcrest, dolgu kretinin genişliği, Hemb, dolgu yüksekliği, Hdm, derin karıştırma bölgesi yüksekliği, B, derin karıştırma perde duvarının uzunluğu, d, kolon çapı, scenter, izole kolonların merkezden merkeze mesafesi, sshear, derin karıştırma perde duvarının merkezden merkeze mesafesidir. Sürekli perde duvarlar, birbiri üstüne giren şaftlar ile yapılır. Kesişen perde duvarların planda ki birbiri arasında ki mesafe izole kolonların mesafesinden farklı olabilir. Dolgunun merkezinin altında kalan zeminin iyileştirilen alan oranı denklem 3.8’deki formülle hesaplanır. Bu oran 0.2 ile 0.4 arasında değişir. Şekil 3.35’de derin karıştırma kolonlarına ait çizim gösterilmektedir.



Şekil 3.34 : Tipik derin karıştırma yöntemi uygulama aralıkları. (FHWA-HRT-13-046)

$$a_{s,center} = \frac{\pi d^2}{4s_{center}^2} \quad (3.8)$$

Burada, e, çakışma mesafesi, β , kiriş açısı radyan cinsinden, c, kiriş uzunluğu, b, ortalama perde duvar genişliğidir.



Şekil 3.35 : Çakışan derin iyileştirme kolonları hesaplamaları. (FHWA-HRT-13-046)

Dolgunun kenar şevlerinin altında kalan zeminin iyileştirme oranı, $a_{s,shear}$, denklem 3.9'da aktarılmıştır. Söz konusu perde kolonlar, dolgunun merkezine dik şekilde imal edilir. Genel olarak hesaplanan $a_{s,shear}$, $a_{s,center}$ değerine eşit yada daha büyük çıkar. Bu değer 0.2 ile 0.4 arasında değişir.

$$a_{s,shear} = \frac{b}{s_{shear}} \quad (3.9)$$

Perde duvarları çakışan kolonlar olarak imal edildiğinde, perde duvarın kalınlığını ve genişliğini etkiler. Bu tip geometrik özelliklerin, mühendislik parametrelerine etkisini incelemek için aşağıda ki yönergeleri kullanarak hesaplamalar yapılır. Değer olarak, d, e ve s_{shear} hesaplamak için β , c ve çakışma alan oranı (a_e) ve $a_{s,shear}$ değerleri kullanılır.

$$\beta = 2 \arccos \left(1 - \frac{e}{d} \right) \quad (3.10)$$

$$c = d \sin \left(\frac{\alpha}{2} \right) \quad (3.11)$$

$$a_e = \frac{\alpha - \sin \alpha}{\pi} \quad (3.12)$$

$$a_{s,shear} = \frac{\pi d (1 - a_e)}{4 s_{shear} \left(1 - \frac{e}{d} \right)} \quad (3.13)$$

Derin karıştırma yönteminin tekil kolonlar ile (izole) uygulandığı bölgede yani kret mesafesinin iz düşümünde, oransal olarak denklem 3.14 deki gibi bağıntı bulunmalıdır. Burada F_{cc} , değeri için daha önce belirtilen değer kullanılabilir. $a_{s,center}$ değeri ise 0.2 ile 0.4 arasında bir değerdir.

$$a_{s,center} \geq F_{cc} \frac{q}{2s_{dm}f_v} \quad (3.14)$$

q , Dolgudan veya sürşarj yükten olayı oluşturan düşey gerilmedir. Denklem 3.14 koruyucu bir yaklaşımdır çünkü kolonların hiçbir zemin ile çevrelenmediği, yükün direkt olarak etkidiği kabul edilmiştir.

İnşaatı yapılacak olan dolgunun altında kalan bölümünün yani derin karıştırma bölgesinin oturma miktarı hesaplanacaktır. Derin karıştırma bölgesinde ki sıkışma, kompozit sıkışma modülünün hesabı ile yapılır. Denklem 3.15'te kompozit sıkışma modülünün hesabı aktarılmıştır.

$$M_{comp} = a_{s,center}E_{dm} + (1 - a_{s,center})M_{soil} \quad (3.15)$$

M_{soil} , iyileştirilmemiş zeminin sıkışma modülüdür.

Bu yaklaşımda, E_{dm} ve M_{soil} parametrelerinin kullanımında, rijit kolonların yanal genişlemeleri sınırlandırılmamıştır. Yani yanal olarak deplasman olsa dahi birim yumuşak zemin hücrelerinin de bu deplasmana uyacağı kabul edilmiştir.

İyileştirilmiş zeminin oturması, ΔH_{dm} , Denklem 3.16'te hesabı aktarılmıştır.

$$\Delta H_{dm} = H_{dm} \frac{q}{M_{comp}} \quad (3.16)$$

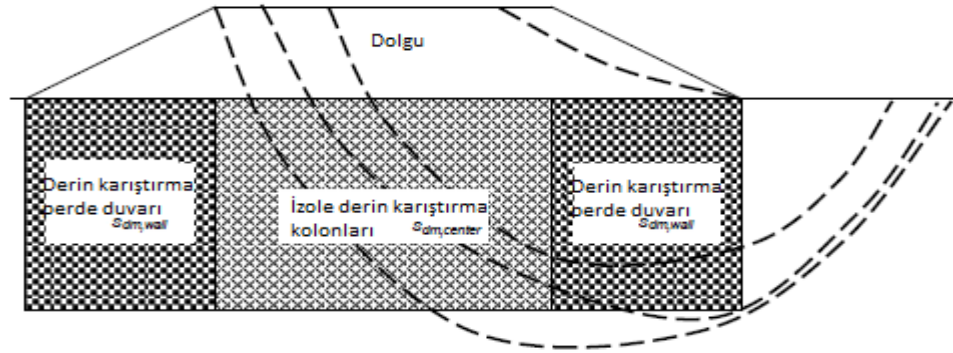
Eğer hesaplanan oturma değeri, eğer izin verilen oturmayı aşarsa, $a_{s,center}$, kolon elastisite modülü, yada kolon boyu arttırılarak oturma limitlerine ulaşması sağlanır.

H_{emb} değeri, kolonların aks açıklığının, genişliğine farkının iki katından daha büyük olduğu takdirde, dolgunun niteliği ve sıkıştırma kalitesinin yüksek olması, iyileştirme bölgesi ile dolgunun temas ettiği yüzeyde herhangi bir önlem alınmasını gerektirmez. Önlem olarak bağlantı plakaları ve bir kısım ankraj uygulanabilir. Eğer $H_{emb} < 2(s_{center} - d)$, koşulu gerçekleşirse yük transferi için Sloan, J.A. (2011) açıklamıştır. Yük transfer platformu dolgunun taban alanı boyunca mutlak suretle devam etmelidir. Eğer karıştırma işlemi ıslak yöntem kullanılarak yapıldı ise, zeminin yüzeyinde mutlak

suretle kabarma ve bozulmalar olacaktır. Bu kabaran ve bozulan zemin temizlendikten sonra tekrar sıkıştırmaya ihtiyaç duyar.

Şev stabilitesi, kritik kayma düzlemine karşılık gelen kayma güvenlik katsayısına göre yapılacaktır. Potansiyel kayma düzlemi, derin karıştırma perdesinin hemen altından, biraz üzerinden yada dolgu platformunu de içine alacak şekilde gerçekleşebilir. Şekil 3.36’da şematik olarak kayma düzlemleri gösterilmiştir.

Dolgunun altında bulunan kompozit zeminin elastisite modülü $S_{dm,wall}$ ve $S_{dm,center}$ olarak bölgelerine göre ayrılmış olup, bu değerler denklem 3.17 ve denklem 3.18’da ki formüllere göre hesaplanır. Formülde yer alan f_v ve F_s değeri için daha önce belirtilen hesaplamalar ve kabuller yapıldıktan sonra kullanılır.



Şekil 3.36 : Kompozit zeminde meydana gelebilecek potansiyel kayma düzlemleri. (FHWA-HRT-13-046).

$$S_{dm,wall} = f_v a_{s, shear} S_{dm} \quad (3.17)$$

$$S_{dm,center} = \max\{a_{s,center} 71.82 kPa + (1 - a_{s,center}) S_{soil}, S_{soil}\} \quad (3.18)$$

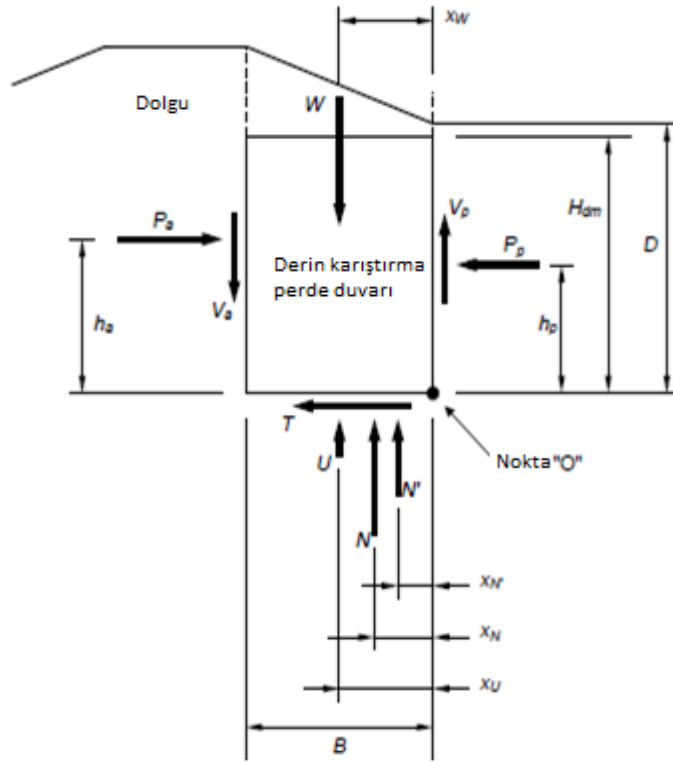
Burada S_{soil} olarak isimlendirilen ifade, dolgunun merkez bölgesinin altında yer alan bölgenin iyileştirilmemiş kesme dayanımıdır.

F_s değeri hesaplandıktan sonra, tasarım kayma güvenlik katsayısı ile karşılaştırılmalıdır.

Eğer hesaplanan F_s , oldukça küçük ve kritik kayma düzlemi, hemen derin karıştırma perde kolonlarının altından geçiyor ise, F_s değerini arttırmak adına derin karıştırma perdesinin genişlik ve uzunluğunu artırma işlemi yapılmalıdır. Eğer, F_s değeri oldukça yüksek çıkıyor ise, derin karıştırma perde kolonlarının boyu ve genişliği azaltılmalıdır.

Eğer hesaplanan F_s , oldukça küçük ve kritik kayma düzlemi, derin karıştırma perde kolonlarının içinden geçiyorsa, alan iyileştirme oranı, derin karıştırma kolonunun genişliği ve kolonun dayanımı arttırılmalıdır. Söz konusu değerlerin, mühendislik açısından arttırılabilir derece olması oldukça önemlidir. Eğer hesaplanan F_s , oldukça büyük ise yukarıda bulunan yöntemlerin tersini yapmak mümkündür.

Eğer hesaplanan F_s , oldukça küçük ve kritik kayma düzlemi derin karıştırma perde duvarının üzerinde ve aynı zamanda dolgu şevini de içine alacak şekilde geçiyorsa, daha güçlü dolgu malzemesi kullanılabilir, yada dolgu platformu geosentetikler ile daha güçlü hale gelebilir. Geosentetik malzeme kullanımı uygulanırsa, kullanım sonrasında şev stabilite analizleri tekrarlanmalıdır. Şekil 3.37’de, devrilme ve taşıma gücü tahkiki için kullanılacak parametrelerin şematik çizimi yapılmıştır.



Şekil 3.37 : Birleştirilmiş devrilme ve taşıma gücü hesaplamaları için tanımlar.

W , derin karıştırma bölgesinin ve üzerinde kalan dolgunun toplam ağırlığı, x_w , derin karıştırma bölgesinin altında ve en dışında bulunan "O" noktasının "W" kütlesinin merkezine mesafesi, B , derin karıştırma bölgesinin genişliği. D , dolgunun şev dibi ile derin karıştırma bölgesinin alt noktası arasında ki mesafe, P_a , toplam aktif basınç, h_a , P_a etki noktası ile "O" noktası arasında ki düşey mesafe, V_a , aktif bölgedeki düşey kesme kuvveti, P_p , toplam pasif basınç, su basıncı dahil, h_p, P_p etki noktası ile "O"

noktası arasında ki düşey mesafe, V_p , pasif bölgede ki düşey kesme kuvveti, N , derin karıştırma bölgesinin alt kotuna etki eden toplam düşey yük, U , derin karıştırma bölgesinin alt kotuna etki eden su yüküdür.

N' , en alt noktaya etki eden efektif düşey yük, x_N , “O” noktası ile N arasında ki yatay mesafe, x_U , “O” noktası ile U arasında ki yatay mesafe, $x_{N'}$, “O” noktası ile N' arasında ki yatay mesafe, T , Derin karıştırma bölgesinin alt kotu ile zemin arasında meydana gelen kesme kuvvetidir.

Devrilme ve taşıma gücü kapasitesi analizi için $F_0 = 1.3$ seçilerek tasarıma başlanır.

Farklı olan herbir zemin tabakası ve derin karıştırma bölgesinin altında kalan zemin için mobilize kayma dayanımı parametresi belirlenir. Denklem 3.19 ve 3.20 ‘de hesaplamalar aktarılmıştır.

$$c_m = \frac{c}{F_0} \quad (3.19)$$

$$\phi_m = \arctan \frac{\tan \phi}{F_0} \quad (3.20)$$

Burada, c_m , mobilize kohezyon kayma önleyici toplam gerilme, c , kohezyon kayma önleyici toplam gerilme, ϕ_m , mobilize toplam içsel sürtünme açısı, ϕ , toplam gerilme içsel sürtünme açısıdır.

Eğer kayma dayanımı parametreleri efektif gerilme cinsinden ifade edilirse Denklem 3.21 ve 3.22’deki eşitlikler kullanılmalıdır.

$$c'_m = \frac{c'}{F_0} \quad (3.21)$$

$$\phi'_m = \arctan \frac{\tan \phi'}{F_0} \quad (3.22)$$

Burada, c'_m , mobilize kohezyon kayma önleyici efektif gerilme, c' , kohezyon kayma önleyici efektif gerilme, ϕ'_m , mobilize toplam içsel efektif açısı, ϕ' , toplam gerilme içsel efektif açısıdır.

P_a , h_a , V_a , P_p , h_p ve V_p değerlerinin hesabı için mobilize kayma dayanımı parametreleri kullanılır. Yanal kuvvetler, P_a ve P_p ve zeminin boşluk suyu basıncı toplam efektif yatay kuvvetlerdir.

Bileşke düşey kuvvet denklem 3.23’deki eşitliğe göre hesaplanır.

$$N = W + V_a - V_p \quad (3.23)$$

Eğer, derin karıştırma bölgesinin altında kalan bölge efektif normal gerilme cinsinden ifade edilecekse, x_u ve U değeri elde edildikten sonra toplam normal gerilmeden çıkarılarak bulunabilir. Denklem 3.24'deki eşitlik bu durumu yansıtır.

$$N' = N - U \quad (3.24)$$

x_N hesabı için denklem 3.25 kullanılacaktır.

$$x_N = \frac{P_p h_p + W_{XW} + V_A B - P_a h_a}{N} \quad (3.25)$$

Eğer, zemin karıştırma bölgesinin altında kalan bölgenin kayma dayanımı efektif gerilme cinsinden ifade edilecekse $x_{N'}$ hesaplanmalıdır. Bu parametrenin hesabı denklem 3.26'te verilmiştir.

$$x_{N'} = \frac{N_{x_N} + U_{x_U}}{N'} \quad (3.26)$$

x_N ve $x_{N'}$, değerleri oldukça küçük olduğu yada sifira yakın olduğu takdirde derin karıştırma bölgesi oldukça dar olmuştur.

Eğer hesaplanan mesafe, B değerinin yarısından büyük ise, derin karıştırma bölgesi devrilme tahkikine karşı oldukça büyük geniş olmuştur. Fakat, proje şartları gereği B değeri değiştirilemiyorsa, devrilme tahkiki yapmaya gerek yoktur.

Derin karıştırma perde duvarının topuk kısmında ki taşıma gücü, q_{toe} olarak isimlendirilmiştir. Eğer, derin karıştırma perde duvarının altında bulunan zeminin toplam kayma dayanımı hesaplanacaksa, denklem 3.27 'teki eşitlik kullanılır.

$$q_{toe} = \left\{ \frac{N}{B} \left(\frac{2B}{3x_N a_{s, shear}} - \frac{1}{a_{s, shear}} + 1 \right) \right\}, \text{ ise } x_N \leq \frac{B}{3} \quad (3.27)$$

$$q_{toe} = \left\{ \frac{N}{B} \left(\frac{3}{a_{s, shear}} - \frac{6x_N}{B a_{s, shear}} + 1 \right) \right\}, \text{ ise } \frac{B}{3} \leq x_N \leq \frac{B}{2} \quad (3.27)$$

Eğer, taşıma gücü analizi efektif gerilme değeri üzerinden ifade edilecek olursa denklem 3.28'daki eşitlikler kullanılır.

$$q_{toe} = \left\{ \frac{N'}{B} \left(\frac{2B}{3x_{N'} a_{s, shear}} - \frac{1}{a_{s, shear}} + 1 \right) \right\}, \text{ ise } x_{N'} \leq \frac{B}{3} \quad (3.28)$$

$$q_{toe} = \left\{ \frac{N'}{B} \left(\frac{3}{a_{s, shear}} - \frac{6x_{N'}}{B a_{s, shear}} + 1 \right) \right\}, \text{ ise } \frac{B}{3} \leq x_{N'} \leq \frac{B}{2} \quad (3.28)$$

q_{toe} değeri için hesaplanan parametreler, lineer basınç dağılımı temeline dayanır.

İzin verilen taşıma gücü gerilmesi, q_{all} , derin karıştırma perde duvarının topuk kısmına göre hesaplanır. Toplam gerilme cinsinden değerin denklem 3.29'te verilmiştir.

$$q_{all} = c_m N_c + \frac{1}{2} \gamma_{below} b_{min} N_\gamma + \gamma_{above} D N_q \quad (3.29)$$

Burada, N_c , N_γ , N_q , Φ_m kullanılarak elde edilen taşıma gücü faktörleri, γ_{below} , perde duvarın altında bulunan zeminin toplam birim hacim ağırlığı, γ_{above} , derin karıştırma kolonunun altından itibaren yüzeye kadar olan zeminlerin ortalama toplam birim hacim ağırlığı, b_{min} , minimum izin verilen efektif perde duvar genişliğidir, minimum izin verilen kolon çapı için kullanılacak değer e/d değerinin %90'ı olarak alınabilir.

Eğer, Φ_m sıfır olarak hesaplanırsa, $N_\gamma=0$, $N_q=1$ ve $N_c=7.5(1+0.1b_{min}/x_N)$ olarak hesaplanır. Bu durumda denklem 3.29 denklem 3.30'a dönüşür.

$$q_{all} = c_m 7.5 \left(1 + 0.1 \frac{b_{min}}{x_N} \right) + \gamma_{above} D \quad (3.30)$$

Taşıma gücü analizi, efektif gerilmeler cinsinden yapılırsa, efektif taşıma gücü değeri bulunur. Bu durumun sonucu olan denklem 3.31'de verilmiştir.

$$q_{all} = c'_m N'_c + \frac{1}{2} \gamma_{b,below} b_{min} N'_\gamma + \gamma_{b,above} D N'_q \quad (3.31)$$

Burada, N_c , N_γ , N_q : Φ'_m kullanılarak elde edilen taşıma gücü faktörleri, $\gamma_{b,below}$, perde duvarın altında bulunan zeminin efektif birim hacim ağırlığı, $\gamma_{b,above}$, derin karıştırma kolonunun altından itibaren yüzeye kadar olan zeminlerin ortalama efektif birim hacim ağırlığıdır.

Taşıma gücü analizleri yapılırken, şekil, derinlik ve sıkışabilirlik düzeltme faktörü kullanılarak yapılır.

Eğer, q_{toe} değeri, q_{all} değerinden daha küçük yada eşit çıkarsa, devrilme ve taşıma gücü açısından yeterli tasarım yapılmış olarak değerlendirilebilir. Ters durumda ise derin karıştırma bölgesinin geometrisi değiştirilmeli, q_{toe} değeri düşürülmeli ve q_{all} değeri artırılmalıdır. Bu genellikle tasarıma, derin karıştırma bölgesinin derinlik ve genişliği değiştirilerek yapılabilir. Bu durumda, derin karıştırma kolonları sert tabakaya oturuyorsa, yanal kuvvetler etkilediği zaman, derin karıştırma kolonlarının kapasitesini artırmak gerekebilir.

$$q_{all} = \frac{2s_{dm}f_v}{F_c} + \sigma_h \quad (3.32)$$

Burada σ_h , topraktaki yanal toprak basıncıdır. σ_h değeri için koruyucu yaklaşımı sükunetteki yanal toprak basıncıdır. Denklem 3.33'deki hesaplanması aktarılmıştır.

$$\sigma_h = K_0 \sigma'_v + u \quad (3.33)$$

Burada, K_0 , sükunetteki efektif toprak basıncı katı sayısı, ϕ'_m kullanılarak derin karıştırma kolonunun topuktaki zemin parametrelerine göre hesaplanır.

σ'_v , efektif düşey gerilme, derin karıştırma kolonunun topuk kısmına göre, u , boşluk suyu basıncı, derin karıştırma kolonunun topuk kısmına göre.

Efektif yanal toprak basıncı hesabı için, denklem 3.34'deki eşitlik kullanılır.

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (3.34)$$

Eğer q_{toe} değeri, q_{all} değerinden daha küçük yada eşitse, karıştırma bölgesinin topuk bölgesi kolonların yanal kuvvetlere karşı dayanımı için yeterlidir.

3.5.2 Derin karıştırma kolonları ile desteklenen yapıların tasarım koşulları

Derin karıştırma kolonları, birçok farklı amaçlar için kullanılabilir. Örneğin, dayanma yapıları, köprü yaklaşım dolguları ve köprü ayakları olarak. Dayanma yapısı olarak kullanıldığı takdirde, derin karıştırma kolonları grup olarak değerlendirilir ve yükü zemine aktarırken herhangi bir bağlantı kullanılmadan tasarlanır.

Derin karıştırma kolonunun eksenel yük taşıma kapasitesi, kolonların geoteknik ve yapısal yük kapasitesidir. İzin verilen eksenel yapısal yük kapasitesi, Q_{all} , denklem 3.35'de verilmiştir.

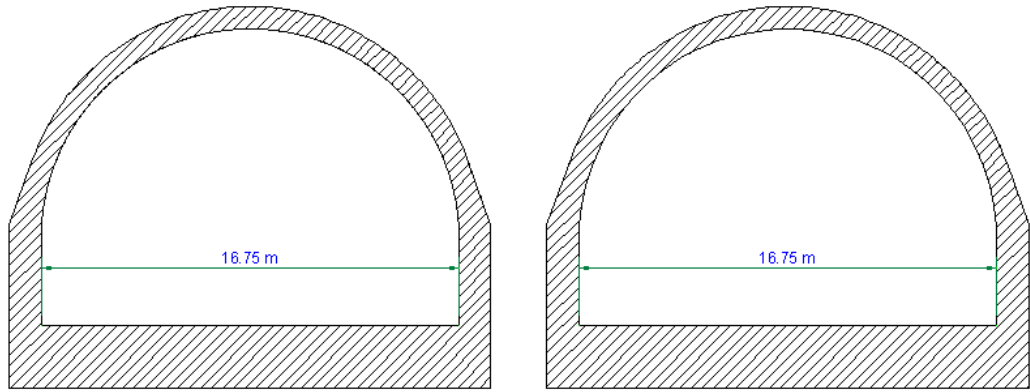
$$Q_{all} = \frac{\pi d^2 s_{dm}}{5} \quad (3.35)$$

4. SONLU ELEMENLAR PROGRAMI İLE TASARIM

Bu bölümde, aç-kapa tünel inşaatı prensiplerinde yapılacak olan bağlantı tüneli projesinde karşılaşılan zemin koşulları ile ilgili karşılaşılan oturma probleminin sonlu elemanlar programı kullanılarak çözümü yapılmıştır. Tasarım öncelikle, temel taşıma gücünün belirlenmesi, sonrasında bakir durum ile oturma kontrolü yapılmasında ve nihai olarakta 2 farklı derin karıştırma kolonu uygulama aralığına göre oturma kontrolü ile tamamlanacaktır. Şekil 4.1’de Bağlantı Tüneli’nin yerleşim planı görülmektedir.

4.1 Bağlantı Tüneli Yapısal Özellikleri

Yapılacak olan tünel, 1500 m uzunluğunda olup aç-kapa yöntemine göre yapılacaktır. Tünel 2 farklı tüpten oluşacak, (batı ve doğu) tünel içi net açıklık 16.75 m, iki tünel arası mesafe de 4.8 m olarak sınırlandırılmıştır. Şekil 4.1’de tünelin tip kesiti verilmiştir.



Şekil 4.1 : Tünel tip kesiti.

Tünelin üzerine gelecek dolgu yüksekliklerinin farklı olması sebebiyle farklı temel kalınlıklarına ve farklı zemin iyileştirme çözümleri içermektedir. Bu tez kapsamında, yalnızca ıslak derin karıştırma yöntemi ile iyileştirilmiş temel sınıfları analiz edilecektir. Tünelin imalatında, zemin problemi açısından karşılaşılan en büyük güçlük, Km 0+500 ve Km 0+900 lokasyonlarında mevcut yolun altında kalan, kırmızı

kotun 15 m derininde bulunan 3 gözlü ana kollektör menfezinin üzerinde kalan dolgunun mühendislik özelliklerinin belirlenmesi ve oturma probleminin bertaraf edilmesi olmuştur.

4.2 Mevcut Arazi Çalışmaları

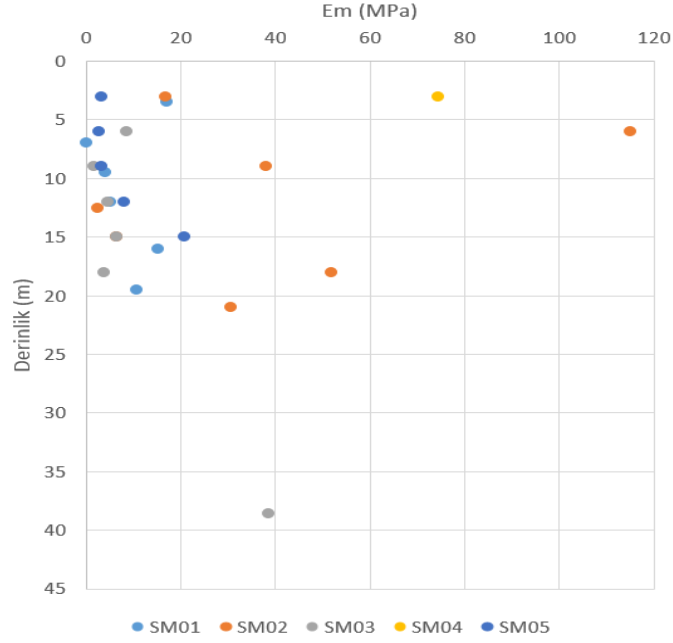
Tünel inşaatına başlamadan önce 11 adet sondaj yapılmış ve anahtar plan oluşturulmuştur. Sondajlar yapılırken yol hizmete devam ettiğinden dolayı sondajlar yeterli aralıkta ve istenen düzeyde yapılamamıştır. Daha sonra menfez geçişlerinde 5 adet ilave sondaj, yüzey jeofiziği ile mühendislik özellikleri belirlenmiştir. (Çizelge 4.1). Şekil 4.2’te sondajlardan elde edilen presiyometre (Menard) modülü değerleri verilmiştir. Şekilden görüldüğü üzere, presiyometre deneylerinin değişkenliği grafik halinde aktarılmıştır. Bazı sonuçların beklenen değerlerden çok yüksek çıkmasından dolayı bu tip deney sonuçlarına itibar edilmeyip değerlendirme dışı bırakılmıştır.

Çizelge 4.1 : Sondaj çalışmaları özet tablosu.

Sondaj No	Zemin Cinsi	Tabaka Kalınlığı (m)	Ortalama SPT N60	Ortalama RQD (%)
SM-01	Dolgu	22	REFÜ	-
	Kumtaşı	>3	-	%10
SM-02	Dolgu	22,5	REFÜ	-
	Kumtaşı	>3,5	-	%0
SM-03	Dolgu	20	REFÜ	-
	Kumtaşı	>8	-	%0
SM-04	Dolgu	4,5	REFÜ	-
	Kumtaşı	>20,5	-	%7
SM-05	Dolgu	18	REFÜ	-

Çizelge 4.2’de presiyometre modülü ve zemin deformasyon modülü arasındaki ilişki gösterilmiştir. Buna göre, $\alpha=1/3$ alınıp, zemin elastisite modülü presiyometre modülünün 3 katı olarak hesaplanabilir.

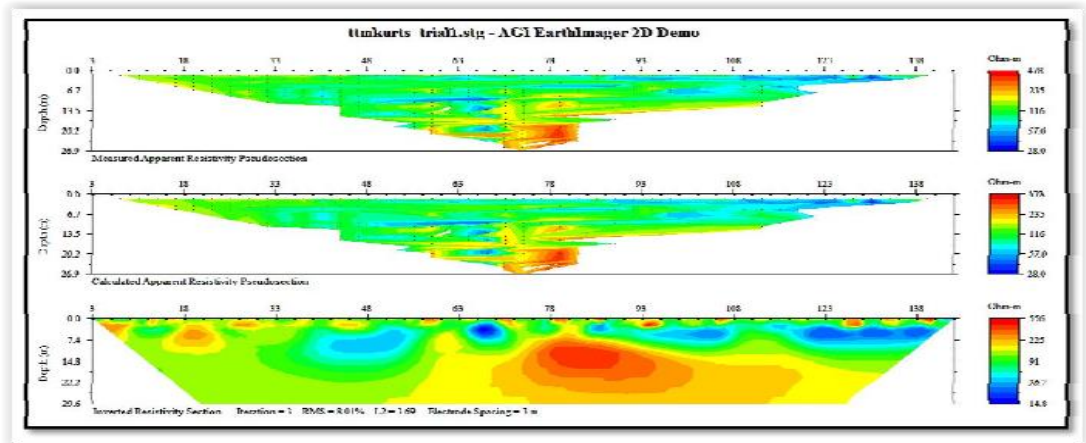
Şekil 4.3’deki profilin analizine göre, 8 m derinliğe kadar, düşük ve yüksek özdirenç değerlere sahip heterojen dolgu birimlerini temsil eder. Özdirençin düşük olduğu yerlerde ise ince daneli zeminin yoğunlaştığı bölgedir. Sarı ve turuncu olarak gösterilen zeminler ise anakaya olan kuvarsit-kumtaşı birimlerini temsil eder.



Şekil 4.2 : Presiyometre sonuçlarının derinlikle değişimi.

Çizelge 4.2 : Presiyometre modülü ile zemin deformasyon modülü arasındaki ilişki. (Menard, 1975)

MALZEME CİNSİ	TURBA		KİL		ALÜVYON		KUM		KUM-ÇAKIL	
	E/p ₁	α	E/p ₁	α	E/p ₁	α	E/p ₁	α	E/p ₁	α
Aşırı konsolide			> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normal konsolide		1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Aşınmış yada ayrılmış			7-9	1/2		1/2		1/3		1/4



Şekil 4.3 : İyileştirilmeden önceki çok elektrotlu elektrot öz direnç yöntemi ile zemin profili analizi.(Ozkol, 2016).

4.3 Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi

Bu bölümde zemin parametreleri deneyler ve ampirik yaklaşımlar ile belirlenecektir.

4.3.1 Kohezyonsuz zemin (dolgu)

İlk yapılan sondajlar ile söz konusu bölgede yapılan sondajlar neticesinde SPT ile elde edilen değerlerin N=7-Refü arasında, düzeltilmiş SPT değerleri ise N₆₀=7 - 50 arasında değiştiği gözlemlenmiştir. Sondaj sırasında, çarık ucunun tıkanmış olması neticesinde de oldukça yüksek SPT değerleri elde edilmiş olabileceğinden ötürü yüksek olan değerlerin değerlendirme dışı bırakılıp, SPT değeri olarak N_{60,ort} olarak 25 değeri alınmıştır. Efektif içsel sürtünme açısı denklem 4.1 deki bağıntıdan hesaplanır. (Hatanaka ve Uchida, 1996)

$$\phi' = [20N_{1,60}]^{0.5} + 20^\circ \quad (4.1)$$

N_{1,60}=25 ise, $\phi' = 42^\circ$ olarak alınabilir. Fakat burada, dolgu içinde sahada yapılan gözlemler sonucunda ince daneli malzeme oranının lokal bölgelerde oldukça yüksek olduğu görüldüğünden efektif içsel sürtünme açısı 30° alınmıştır. Efektif kohezyon $c'=5$ kPa olarak analize dahil edilmiştir.

Elastisite modülü için denklem 4.2 deki bağıntı kullanılabilir. (McGregor ve Duncan, 1998).

$$E_s = 600(N_{60} + 6) + 2000 \quad (4.2)$$

$$E_s = 20.0 \text{ MPa}$$

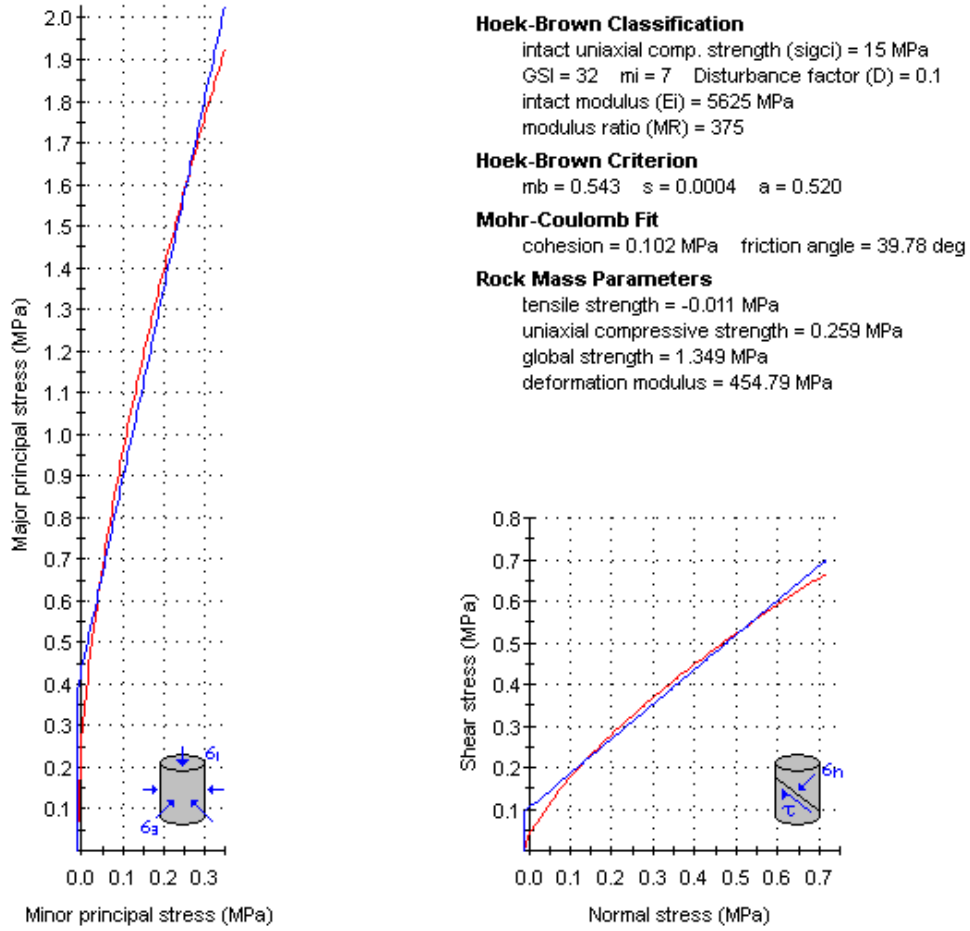
Analizlerde dolgu zemin için $E_s=20,0$ MPa değeri kullanılmıştır. Her ne kadar poisson oranı 0.35 olarak dikkate alınabileceği literatürde açıkça gösterilsede, Hardening-soil analizlerinde önerilen 0.2 kullanılmıştır.

4.3.2 Anakaya

Zemin parametrelerinin belirlenmesi amacıyla yapılan sondajlar sonucunda, anakaya iki farklı kayaktan oluşup tek tabaka halinde çözüme gidilmiştir. Kayanın serbest basınç dayanımı $q_u=15.0$ MPa, elastisite modülü $E_s=454.79$ MPa, içsel sürtünme açısı $\phi=40^\circ$ olarak hesaplamalara dahil edilmiştir. Efektif kohezyon ise $c=5$ kN/m² alınmıştır. Şekil 4.4'de kaya parametreleri gösterilmiştir. *Kuvarsit*; üst seviyeler kırıklı, kırık yüzeyleri boyunca alterasyonlu, kapalı çatlaklı, çatlaklar çoğunlukla

düşey yönde gelişmiş ve kıvrık renkli kil dolgululu, beyazımsı – pembemsi – bejimsi – kahverengimsi gri, orta ayrışmış, yüksek dayanımlı kaya. *Kiltaşı – Şeyl*; üst seviyeler ayrışmış, killeşmiş, alt seviyeler parçalı kırıklı, çatlaklı, çatlaklar yüzeyleri oksidasyonlu, az – orta ayrışmış, sarımsı kahverengi, bejimsi sarı, siyahımsı gri, kahverengimsi siyah ve grimsi alacalı renkli orta dayanımlı kaya olarak tanımlanmıştır. (Ozkol, 2017).

Kuarsit, Kiltasi, Silttaşı Ardalanması



Şekil 4.4 : Kuarsit, kiltası, silttaşı ardalanması için kaya mühendislik parametreleri. (Dalgıç, 2016).

4.3.3 Kaya dolgu

Tünelin inşaatından sonra yapılacak olan dolgunun parametreleri ise $E_s=50.0$ MPa, $\gamma=20.0$ kN/m³, içsel sürtünme açısı $\phi=40^\circ$ olarak hesaplamalara dahil edilmiştir. Dolgunun niteliği ise kaya dolgu olup 0 -500 mm gradasyonlu malzeme ile yapılacaktır. Efektif kohezyon ise $c=5.0$ kN/m² alınmıştır.

4.3.4 İyileştirilmiş kaya dolgu

Bu zemin tabakası alternatif çözüm için verilmiştir. Islak derin karıştırma kolonlarının boyunu kısaltmak adına tünel tabanında bulunan kontrolsüz dolgu zeminin 3 metre kadar kazıldıktan sonra yapılacak iyileştirilmiş kaya dolgu yapılması durumunda bu parametreler kullanılmıştır. İse $E_s=200.0$ MPa, $\gamma=21$ kN/m², içsel sürtünme açısı $\phi=40^\circ$ olarak hesaplamalara dahil edilmiştir. Efektif kohezyon ise $c=5$ kN/m² alınmıştır.

4.4 Temel Taşıma Kapasitesi ve Oturma Hesapları

Bu bölümde tünelin kontrolsüz dolgu üzerine oturduğu durumun taşıma kapasitesi analizi ve oturma analizi yapılacaktır. Öncelikle yüzeysel temelin taşıma kapasitesi için Terzaghi (1943) tarafından sürekli temeller için önerilen denklem 4.3 kullanılacaktır. Denklemdaki N_c , N_q ve N_γ içsel sürtünme açısına bağlı faktörler olup çizelge 4.3 kullanılarak hesaplanmıştır.

$$q_u = c'N_c + qN_q + 0,5\gamma BN_\gamma \quad (4.3)$$

Çizelge 4.3 : İçsel sürtünme açısına bağlı olarak değişen taşıma kapasitesi faktörleri. (Das, 2013).

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Temelin taşıma kapasitesi şöyle hesaplanmıştır:

$\phi=40^\circ$ için çizelge 4.3'den N_c , N_q ve N_γ değerleri sırasıyla, 95.06,81.27 ve 115.31 değerleri alınmıştır.

Temel genişliği, $B=18.75$ m,

Tünel kesit alanı $=48.5$ m² ,

Yapı Gerilmesi = Tünel en kesit alanı · Beton yoğunluğu / Temel genişliği

$$= 48.5 \times 25 / 18.75 \approx 64.65 \text{ kPa}$$

$$\text{Dolgudan gelen ilave gerilme} = 14 \text{ m} \times 20.0 = 280 \text{ kPa}$$

$$\text{Toplam temel gerilmesi} = 64.65 + 280 = 344.65 \text{ kPa}$$

Hesaplarda pist dolgusunun sürşarjdan gelen pozitif etkisi ihmal edilmiştir.

$$q_u = 5 \times 95.06 + 0.5 \times 20 \times 1 \times 115.31 = 1689 \text{ kPa}$$

Güvenlik faktörü: $FS_a = 1689 / 344.65 = 4.9 > 3$ büyük olduğundan iyileştirme yapılmadan önce bile taşıma gücü açısından herhangi bir problem yoktur.

4.5 Nümerik Modelleme ile Yapılan Oturma Analizi

Bu bölümde ilk olarak yapılan oturma analizi, kontrolsüz dolgunun iyileştirilmeden tünel yapılmasını, sonrasında kaya dolgu yapılması ve oturma analizi yapılacaktır. İkinci analizde ise derin zemin karıştırma kolonlarının uygulama aralığı planda 2.0 m * 2.0 m olacak şekilde iyileştirmeden sonra yapının oturma analizi olacaktır. Üçüncü analizde ise derin karıştırma kolonlarının uygulama aralığı planda 1.0 m * 2.0 m olacak şekilde iyileştirmeden sonra yapının oturma analizi yapılacaktır. Dördüncü analizde ise derin karıştırma kolonlarının uygulama aralığı planda 1.0 m * 1.5 m olacak şekilde iyileştirmeden sonra yapının oturma analizi yapılacaktır. 5. Analizde ise derin karıştırma kolonlarının boyunu kısaltmak adına 3 metre tabii zeminden kazı yapıp, zemine göre -3.0 metre kotunda, planda uygulama aralığı 1.0 m * 1.5 m olacak şekilde iyileştirmeden sonra yapının oturma analizi yapılacaktır. Tüm oturma analizleri öncelikle Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılıp daha sonra Hardening-Soil malzeme modelleri ile tekrar çözüm yapıldıktan sonra karşılaştırma yapılacaktır.

Mohr-coulomb malzeme modeli hakkında, lineer elastik davranış bu model kapsamında 5 farklı parametre ile oldukça iyi oluşturulabilir. Bu parametreler, E ve ν ,

zemin elastisitesi için; ϕ ve c zemin plastisitesi için ve ψ dilatans açısı olarak tanımlanır. Mohr-Coulomb modeli zemin ve kaya çözümleri için ilk yaklaşımdır. Her tabaka için ortalama sabit rijitlik ve derinlikle doğrusal artan rijitlik kabul edilmiştir. Rijitlik sabit kalmasından dolayı, hesaplamalar göreceli olarak oldukça hızlı ve ilk tahmin için yeterli deformasyonları göstermektedir. (Plaxis 2D 2017 Material Model Manuel).

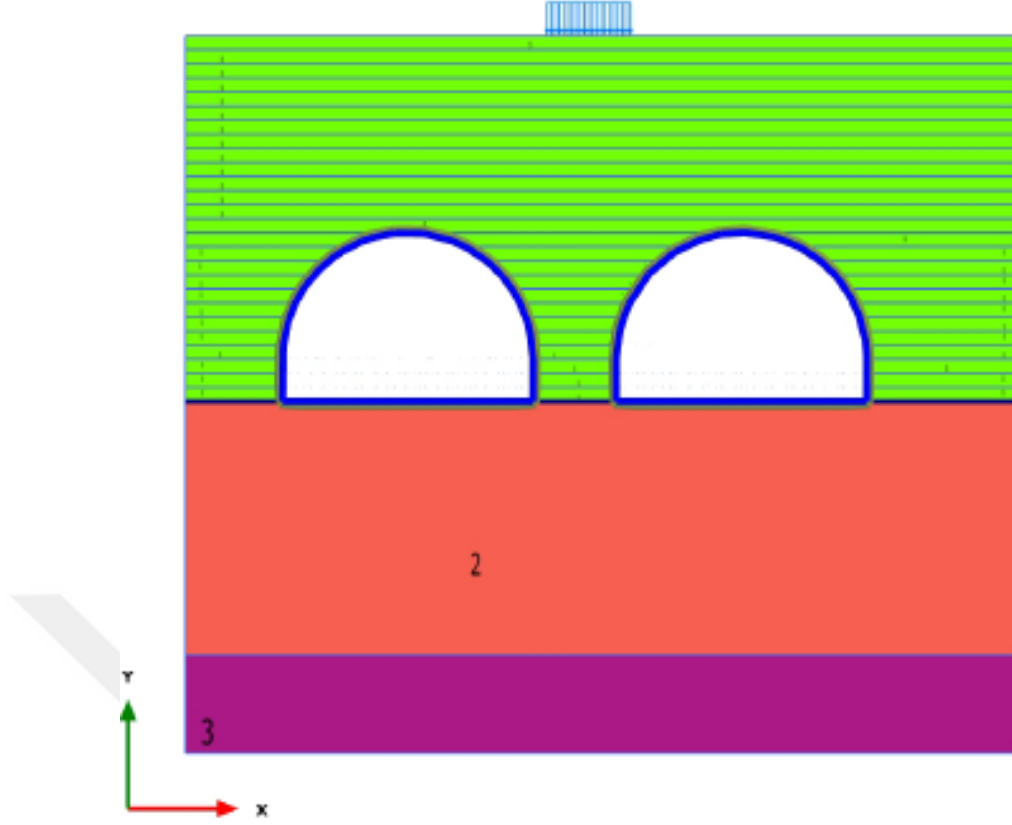
Hardening-soil zemin modeli, zemin davranışını büyük ölçüde gösteren geliştirilmiş zemin modelidir. Mohr-Coulomb zemin modeli, içsel sürtünme açısı, kohezyon ve dilatans açısı ile gerilme cinsinden tanımlanmasına rağmen zeminin rijitliği bu parametrelere ilave olarak üç farklı parametre ile daha hassas ölçüm yapılabilir. Bu parametreler, E_{50} , üç eksenli yükleme rijitliği, E_{ur} , üç eksenli boşaltma rijitliği, E_{oed} ödometre yükleme rijitliğidir. Ortalama değer olarak, $E_{ur} = 3E_{50}$ ve $E_{oed} = E_{50}$ olarak hesaplanabilir. Fakat oldukça yumuşak ve oldukça sert zeminler için değiştirilmelidir. Hardening-soil zemin modelinde, Mohr-Coulomb malzeme modelinden farklı olarak gerilme- bağıllık rijitlik modülünü de değerlendirir. Bunun anlamı, rijitliğin basınç ile beraber artmasıdır. Bu sebepten dolayı, gerçek davranışa daha yakın sonuçlar içermektedir. (Plaxis 2D 2017 Material Model Manuel).

4.5.1 Bakir yükleme koşullarında deplasman kontrolü

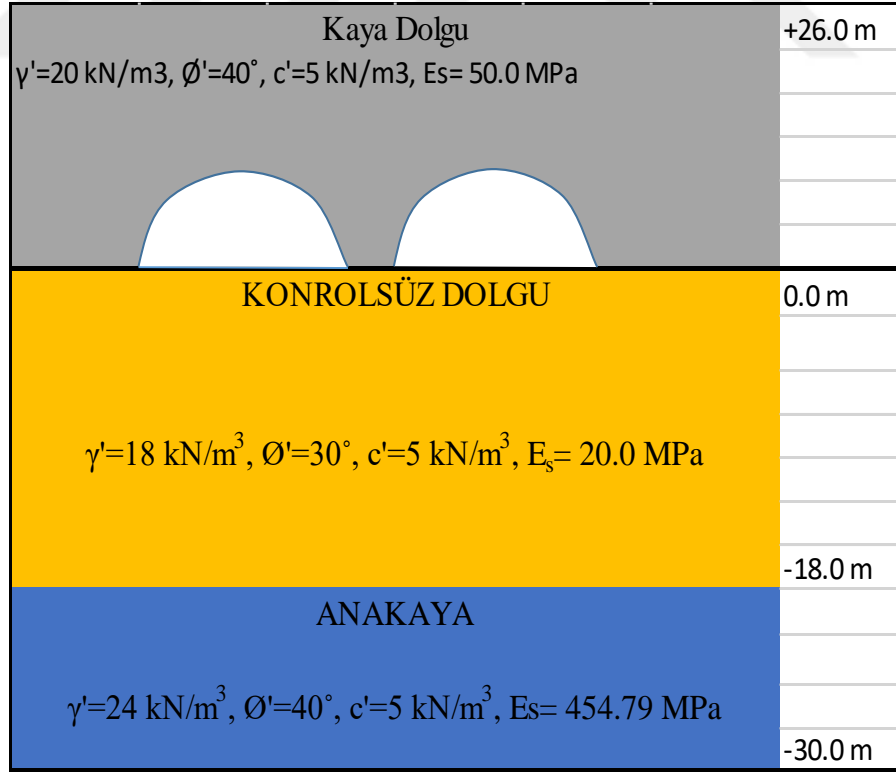
İnşaatı yapılacak olan tünelin, tabii zemin kotunda herhangi bir taşıma gücü problemi yoktur. Dolgu yapılmadan, temelin oturma limitini de aşmadığı görülmüştür. Fakat, yapılacak dolgudan sonra tünel temelinde oturmaların sınırı aşacağı öngörülmüş ve analizler buna göre şekillendirilmiştir.

Öncelikle tabii zemin kotunda tünel inşaatına müteakip 1 m. Dolgu kademe boyu olacak şekilde deplasman kontrolü yapılmıştır. 1. çözüm Mohr-Coulomb malzeme modelidir.

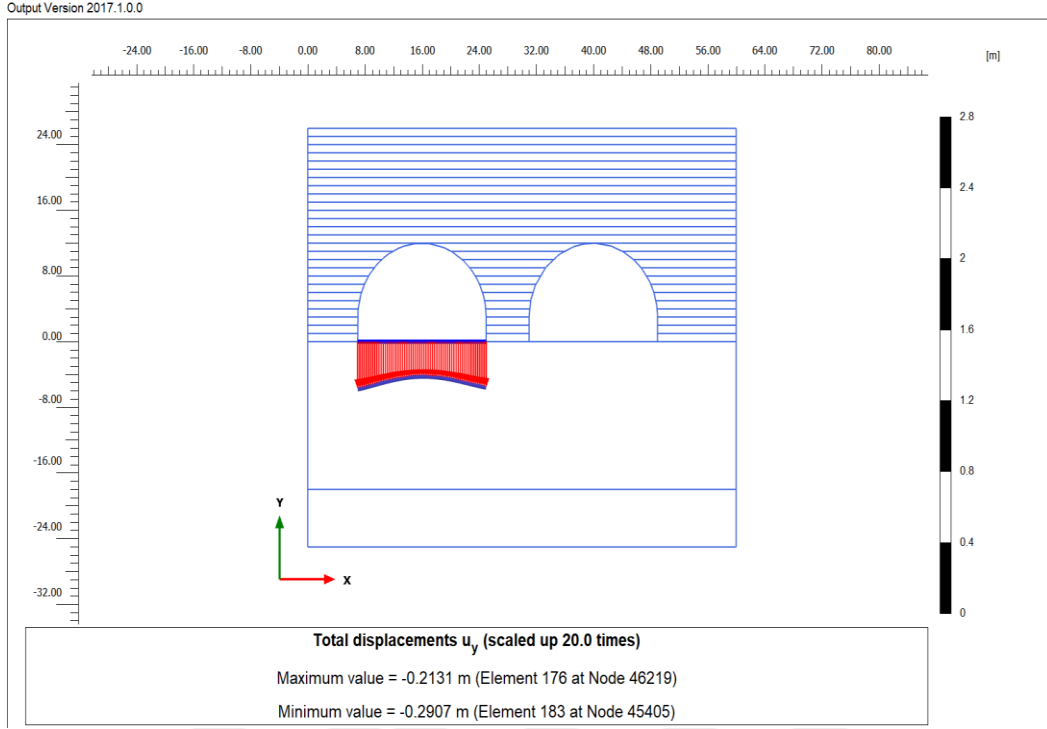
Şekil 4.5’de yükleme durumu verilmiştir. Yükleme durumunda, kaya dolgu tabakası 1 m. tabakalar halinde modellenmiştir. En üst kotta verilen sürşarj yük uçak yüküdür. Pist üzerindeki uçak yükünden (2280 kN bir teker; 1,8 m genişlik; 6 m uzunluk), olduğundan yayılı yük, 200 kN/m^2 olarak hesaplamalara dahil edilmiştir. Şekil 4.6’da idealize zemin profili verilmiştir. Şekil 4.7’de, Mohr-Coulomb malzeme modeline göre tünel tabanının oturma miktarı gösterilmiştir.



Şekil 4.5 : Yükleme durumu. (1. Kaya Dolgu, 2. Kontrolsüz Dolgu, 3 Anakaya.).

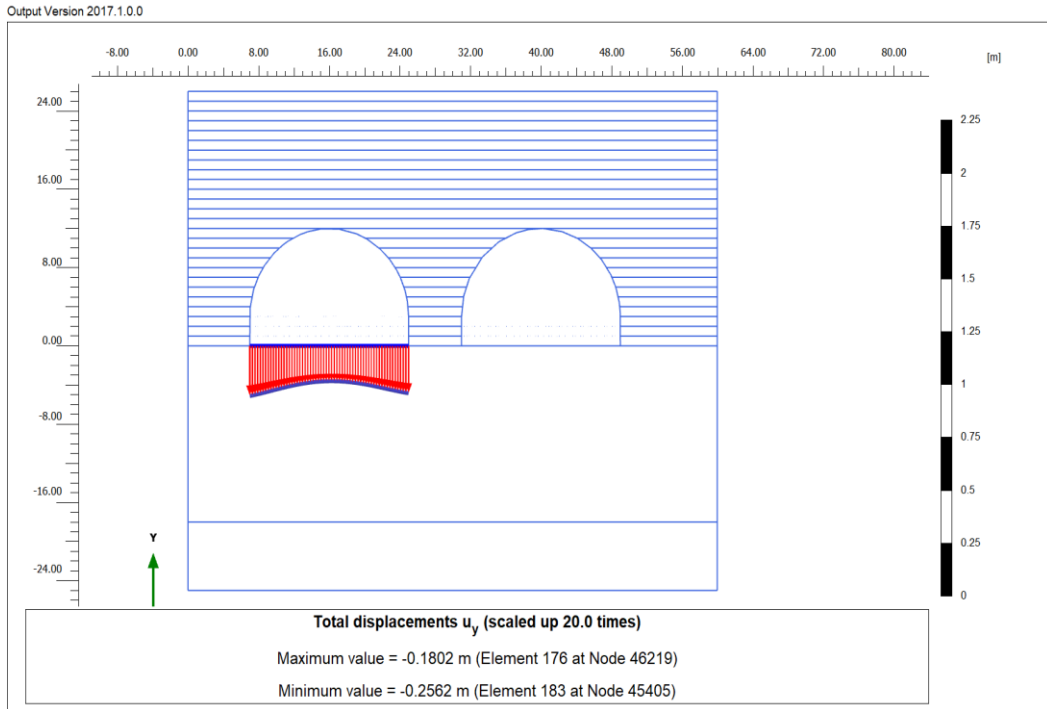


Şekil 4.6 : İdealize zemin profili.



Şekil 4.7 : Mohr-Coulomb malzeme modeli ile bakır yükleme koşulunda oturma miktarı.

Hardening soil model durumu ile yapılan 1. Durum çözümü sonucunda oluşan deplasman şekil 4.8’de aktarılmıştır.



Şekil 4.8 : Hardening-soil malzeme modeli ile bakır yükleme koşulunda oturma miktarı.

Mohr-Coulomb ve Hardening soil malzeme modellerine göre olan çözümlerde, eğer tünel temelini oturduğu zeminin iyileştirilmemesi durumunda sırasıyla, 29 cm ve 25 cm oturma beklendiğinden iyileştirme yapılması gerekmektedir. Tünelin yapısal tasarım olarak oturma limiti 5 cm olarak belirlenmiştir.

4.5.2 Derin zemin karıştırma kolonlarının 2 m * 2 m plan aralığına göre iyileştirme durumunda deplasman kontrolü

Derin karıştırma kolonlarının hedef serbest basınç dayanımı 28 günlük numune için 1.0 MN/m^2 olarak tasarlanmıştır. Elastisite modülü eşitliği için denklem 3.6 kullanılarak $E_{DSM} = 300 \text{ MN/m}^2$ olarak kabul edilmiştir.

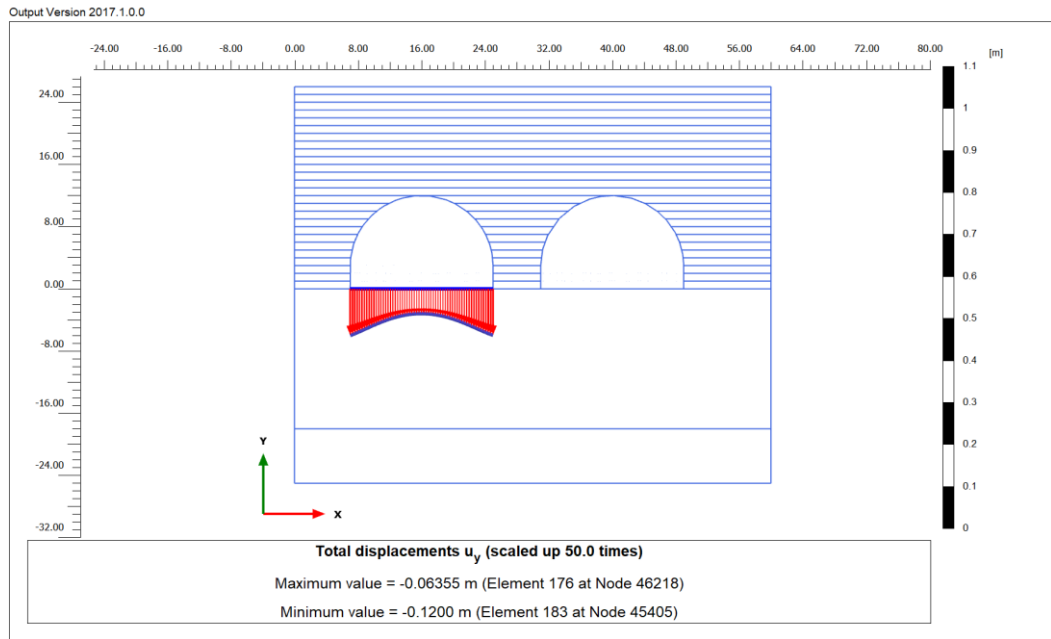
Bu durumda denklem 3.8'den alan iyileştirme oranı hesaplanmıştır.

$$a_{s,center} = \frac{\pi d^2}{4s_{center}^2} = \frac{\pi * 1^2}{4 * 2^2} = 0.196$$

Denklem 3.14'ten kompozit zeminin sıkışma modülü hesaplanmıştır.

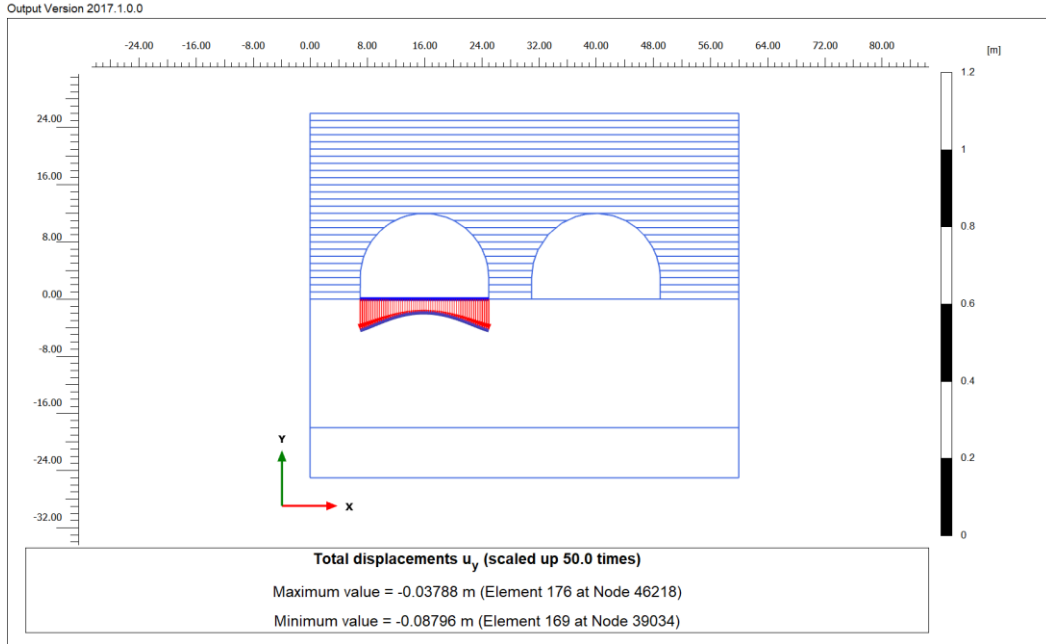
$$M_{comp} = a_{s,center} E_{dsm} + (1 - a_{s,center}) M_{soil} = 0.196 * 300 + (1 - 0.196) * 20 = 74.88 \text{ MPa}$$

Bu malzeme modelleri ile çözüm tekrarlanarak önce Mohr-coulomb malzeme modeline göre deplasman kontrolü yapılmıştır. Şekil 4.9'da deplasman değeri verilmiştir.



Şekil 4.9 : 2 m * 2 m uygulama aralığı, tünel temeli oturma miktarı. (Mohr-Coulomb malzeme modeli).

Mohr-coulomb malzeme modeline göre gerçekleşen deplasman 12 cm olup söz konusu aralıkta ıslak zemin karıştırma kolonları yeterli iyileştirmeyi sağlayamamıştır.



Şekil 4.10 : 2 m * 2 m uygulama aralığı, tünel temeli oturma miktarı. (Hardening-soil malzeme modeli).

Şekil 4.10 'da aynı derin karıştırma kolonu uygulama aralığına sahip durum için fakat malzeme modeli olarak hardening-soil modeli kullanıldığında gerçekleşen deplasman verilmiştir.

Hardening soil zemin modeline göre yapılan analiz sonucuna göre tahmini oturma miktarı 9 cm mertebesinde olup, oturma kriteri sağlanamadığından planda uygulama aralığı 2.0m*1.0m ıslak derin karıştırma kolonu uygulandığında oturma miktarını kontrol etmek için tekrar analiz yapılmıştır.

4.5.3 Derin zemin karıştırma kolonlarının 2 m * 1 m plan aralığına göre iyileştirme durumunda deplasman kontrolü

Derin karıştırma kolonlarının hedef serbest basınç dayanımı 28 günlük numune için 1.0 MN/m² olarak tasarlanmıştır. Elastisite modülü eşitliği için denklem 3.6 kullanılarak $E_{DSM} = 300$ MN/m² olarak kabul edilmiştir.

Bu durumda denklem 3.12 'dan alan iyileştirme oranı hesaplanmıştır.

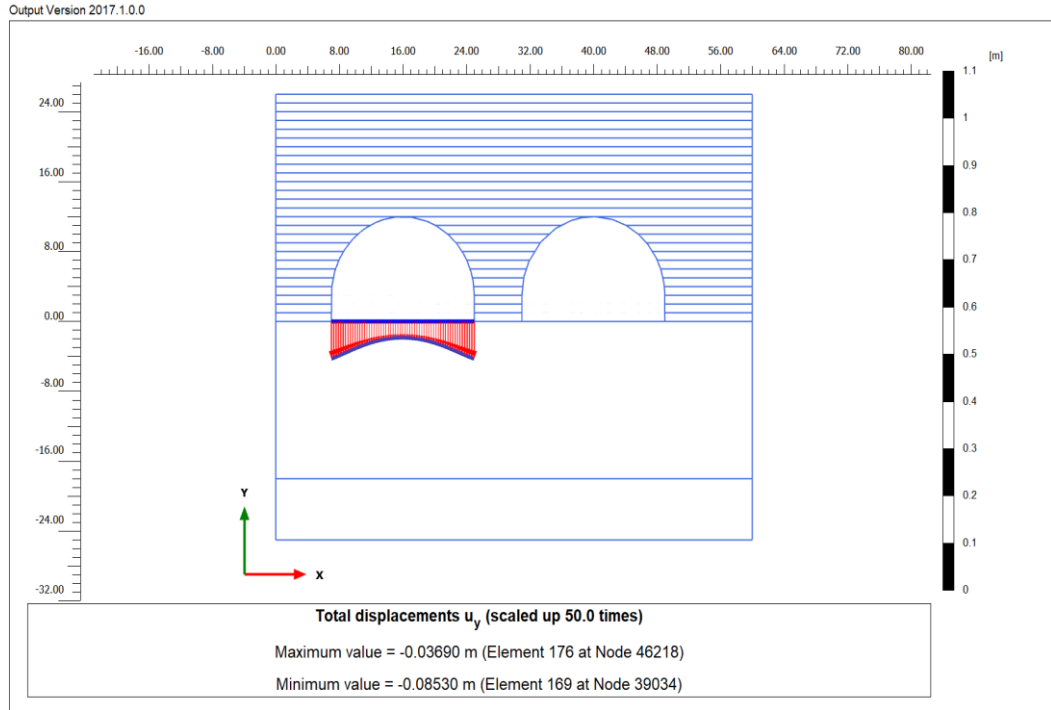
Alan iyileştirme oranı Bölüm 4.5.2 de hesaplanan alan iyileştirme oranının 2 katıdır.

$$a_{s,center} = 0.392$$

Denklem 3.14'ten kompozit zeminin sıkışma modülü hesaplanmıştır.

$$M_{comp} = a_{s,center}E_{dsm} + (1 - a_{s,center})M_{soil} = 0.392*300 + (1-0.392)*20 = 129.76 \text{ MPa}$$

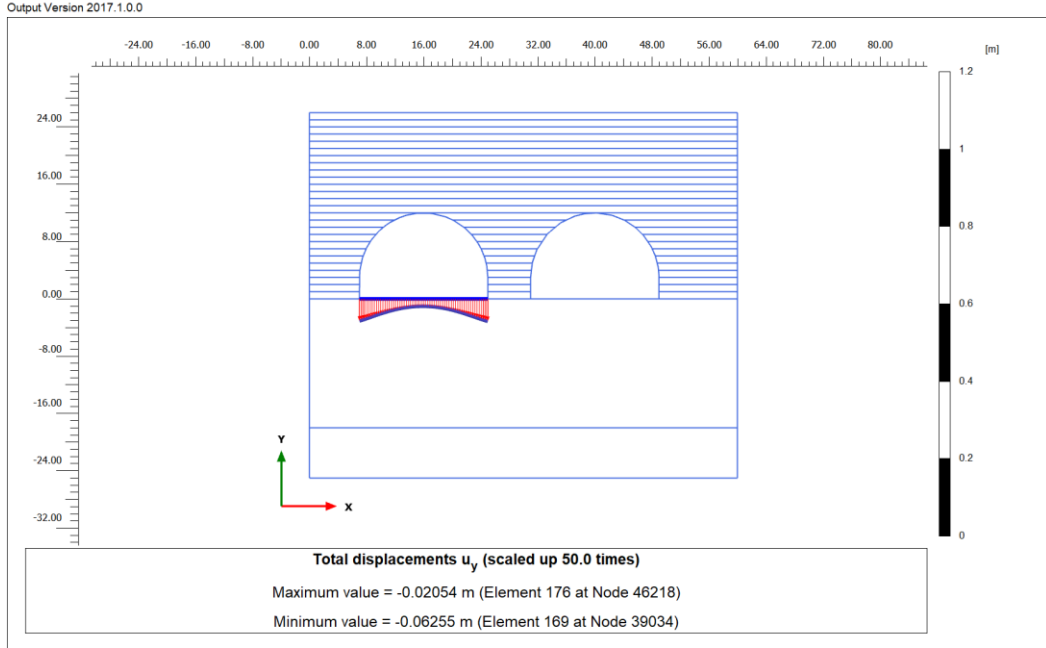
Şekil 4.11'te 2 m * 1 m grid aralığına göre derin karıştırma kolonları uygulandığında Mohr-coulomb malzeme modeline göre oluşan deplasman verilmiştir. Bu durumda oluşan deplasman 8.5 cm olup, sınır değer oturma koşulunu sağlamamıştır.



Şekil 4.11 : 2 m * 1 m uygulama aralığı, tünel temelinde oluşan deplasman. (Mohr-coulomb malzeme modeli).

Şekil 4.12'te 2 m * 1 m grid aralığına göre derin karıştırma kolonları uygulandığında Hardening soil malzeme modeline göre oluşan deplasman verilmiştir. Bu durumda oluşan deplasman 6.2 cm olup, sınır değer oturma koşulunu sağlamamıştır.

Islak derin karıştırma kolonlarının planda 2 m * 1 m aralığında uygulandığında da sınır oturma değer koşulu sağlanmadığından, planda 1.0 m * 1.5 m aralığında uygulandığı takdirde oturma analizi yapılmıştır.



Şekil 4.12 : 2 m * 1 m uygulama aralığına göre tünel temelinde oluşan deplasman. (Hardening-soil malzeme modeli).

4.5.4 Derin zemin karıştırma kolonlarının 1.0 m * 1.5 m plan aralığına göre iyileştirme durumunda deplasman kontrolü

Derin karıştırma kolonlarının hedef serbest basınç dayanımı 28 günlük numune için 1.0 MN/m^2 olarak tasarlanmıştır. Elastisite modülü eşitliği için denklem 3.6 kullanılarak $E_{DSM} = 300 \text{ MN/m}^2$ olarak kabul edilmiştir.

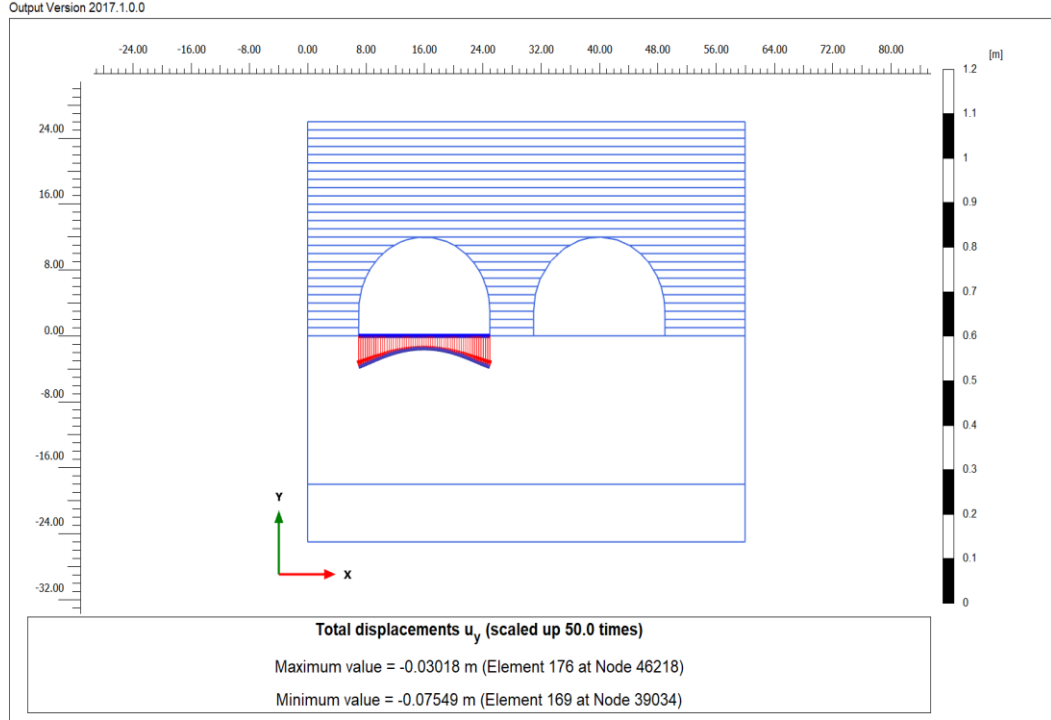
Alan iyileştirme oranı Bölüm 4.5.3’de hesaplanan alan iyileştirme oranının %20 fazlasıdır.

$$a_{s,center} = 0.48$$

Denklem 3.14’ten kompozit zeminin elastisite modülü hesaplanmıştır.

$$M_{comp} = a_{s,center}E_{dsm} + (1 - a_{s,center})M_{soil} = 0.48*300 + (1-0.48)*20 = 154.4 \text{ MPa}$$

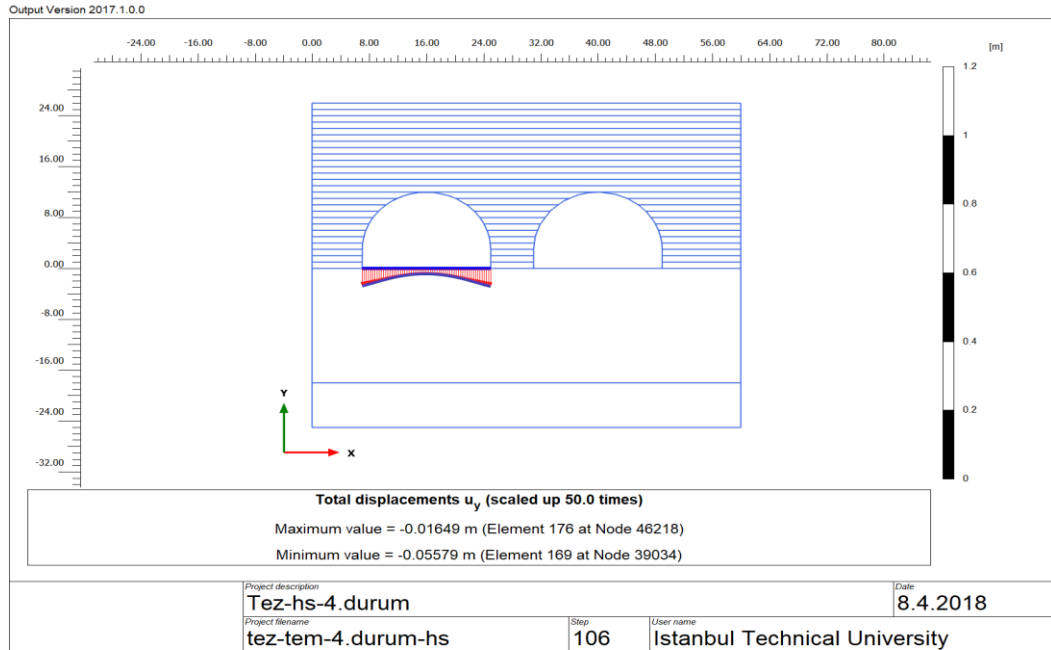
Şekil 4.13’te söz konusu plana göre Mohr-coulomb malzeme modeline göre oturma miktarı verilmiştir.



Şekil 4.13 : 1.0 m * 1.5 m uygulama aralığına göre, tünel temelinde oluşan deplasman. (Mohr-coulomb malzeme modeli).

Mohr-coulomb malzeme modeline göre yapılan analizde oturma miktarı 7.5 cm olarak hesaplanmıştır.

Şekil 4.14'da Hardening soil malzeme modeline göre oturma analizi yapılmıştır.



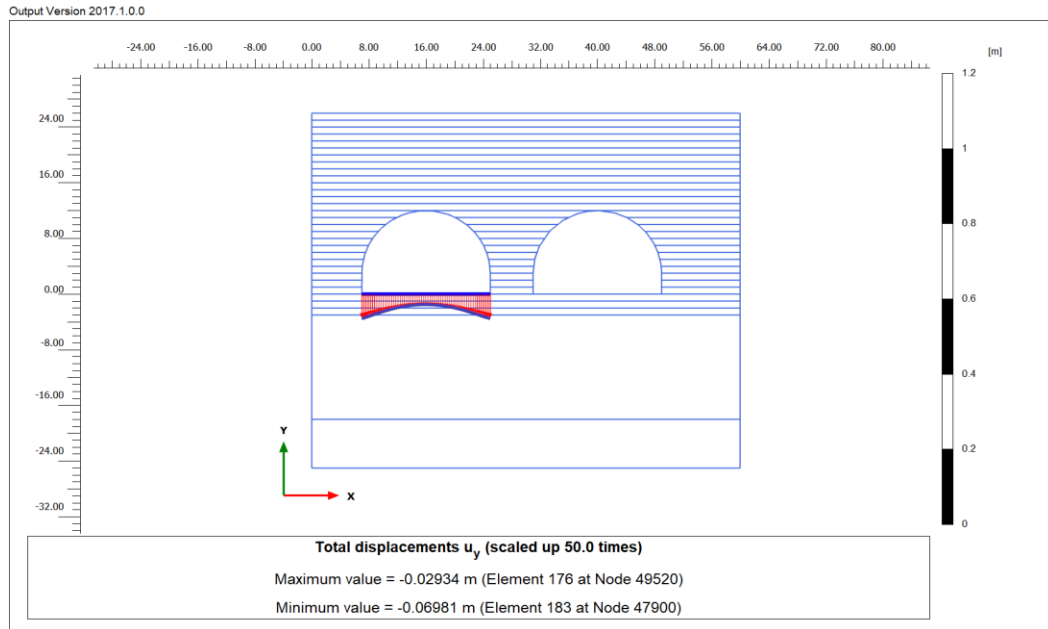
Şekil 4.14 : 1.0 m * 1.5 m uygulama aralığına göre, tünel temelinde oluşan deplasman. (Hardening-soil malzeme modeli).

Hardening soil malzeme modeline göre, planda uygulama aralığı 1.0 m * 1.5 m olduğu takdirde 5.5 cm oturma sonucu elde edilmiştir. Her ne kadar Mohr-Coulomb malzeme modeline göre oturma limiti aşılmış olsada, Hardening-soil modeli daha gerçekçi oturma miktarına yakın olduğundan değerlendirme sonucu oturma miktarı aşılmamış olup bu yönde uygulamaya geçilmiştir.

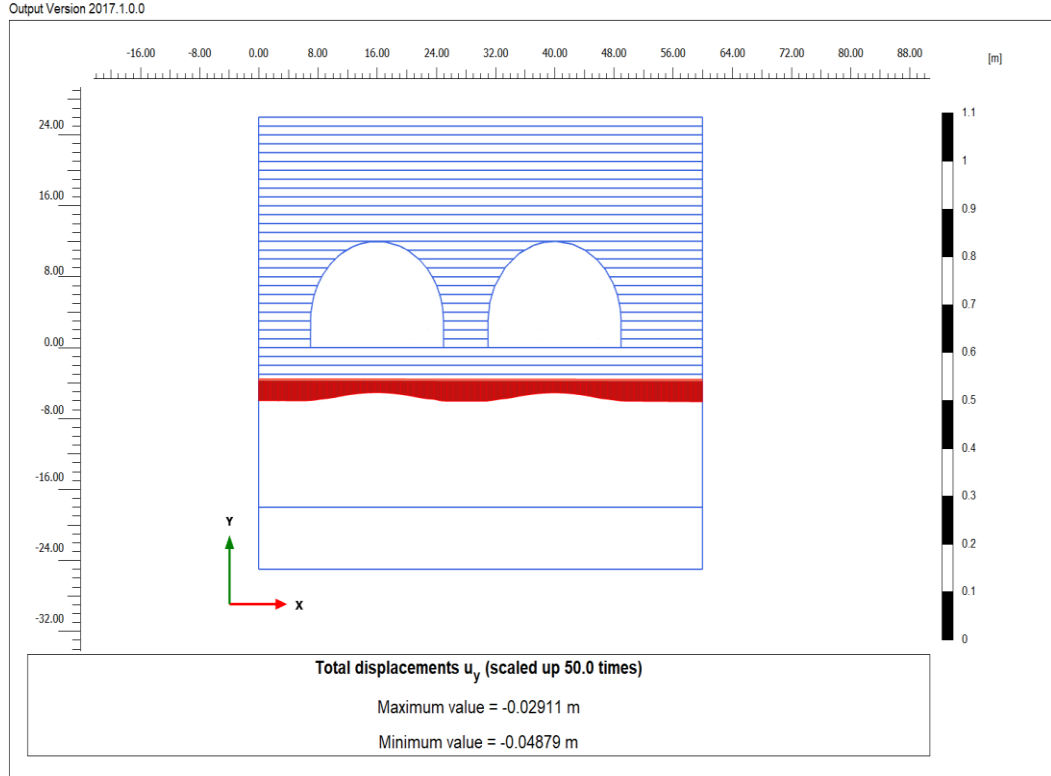
4.5.5 Kaz-değiştir yönteminden sonra, derin zemin karıştırma kolonlarının 1.0 m * 1.5 m plan aralığına göre iyileştirme durumunda deplasman kontrolü

Uygulama aralığının, planlanan proje maliyetinden daha yüksek olmasından dolayı, 3 metre kaz-değiştir yöntemi ile kazılıp, ıslak derin karıştırma kolonlarının tabii zemin kotundan 3 metre aşağıda yapılması planlanmıştır. Kontrolsüz dolgu kazıldıktan sonra, mühendislik dolgusu yapılacaktır. Yapılan kaya dolgunun özellikler, malzeme özellikleri kısmında verilmiştir. Şekil 4.15’de bu duruma göre yapılan analiz sonucu Mohr-Coulomb malzeme özelliklerine göre verilmiştir.

Şekil 4.16’de 3 metre kaz değiştir yönteminden sonra imal edilen derin karıştırma kolonlarının oturma miktarı incelenmiştir. Söz konusu oturma yüksek miktarda olmadığından kolonlarda kırılma meydana gelmeyecektir.

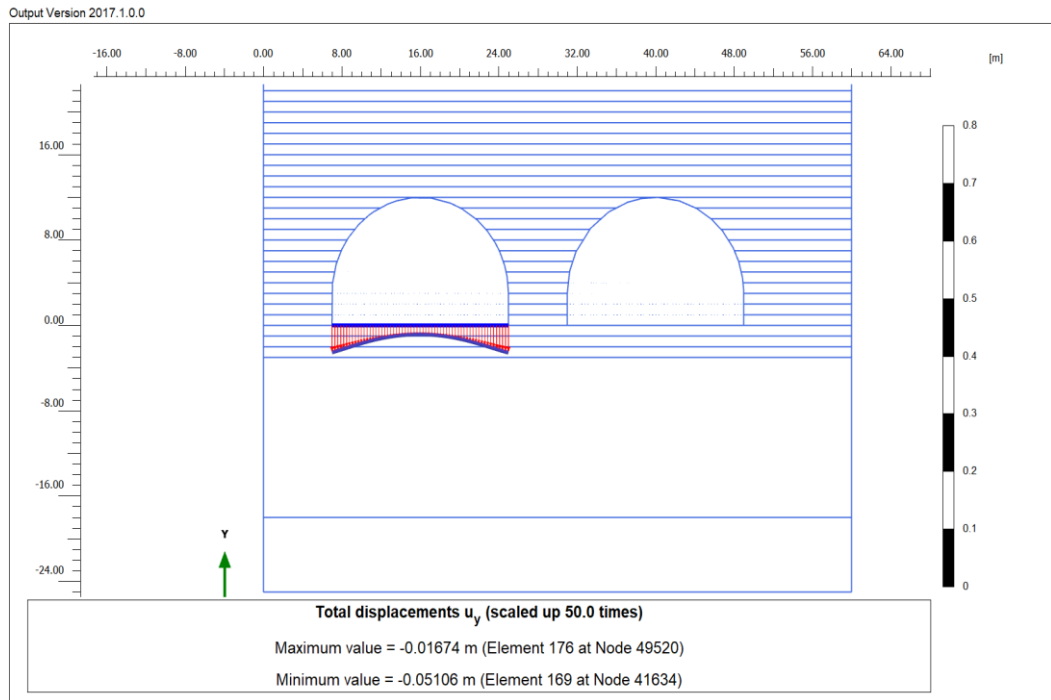


Şekil 4.15 : Kaz-değiştir ve 1.0 m * 1.5 m uygulama aralığına göre tünel temelinde oluşan deplasman. (Mohr-Coulomb malzeme modeli).



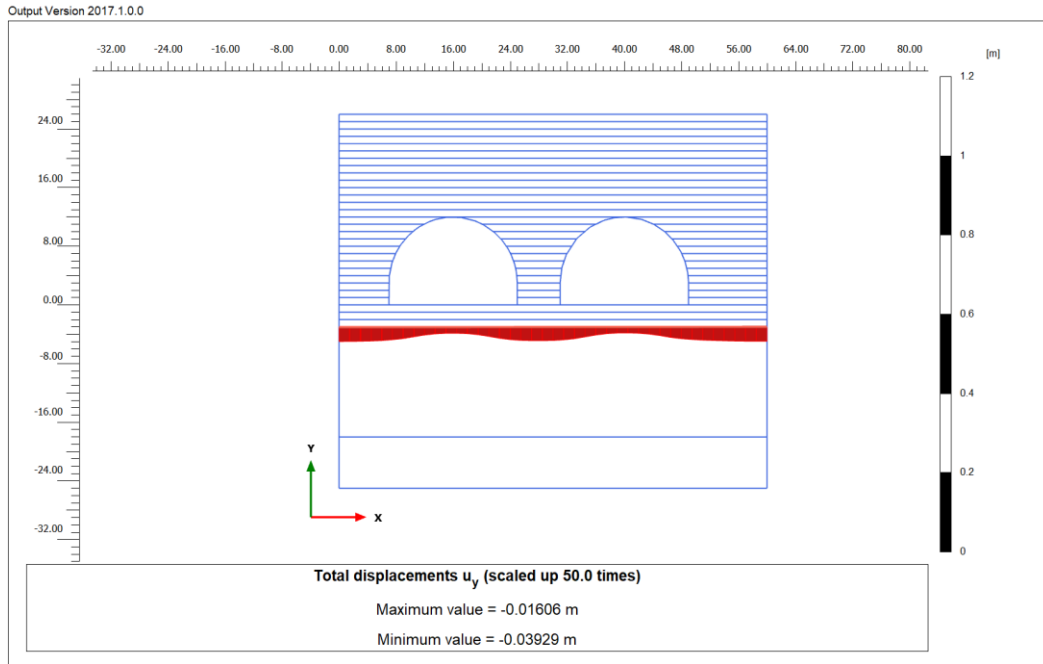
Şekil 4.16 : DSM kolonlarının oturma miktarı, malzeme modeli Mohr-Coulomb.

Şekil 4.17’de analizi Hardening soil malzeme modeline göre aynı koşulları içeren çözüme gidilmiştir.



Şekil 4.17 : Kaz değiştir ve 1.0 m * 1.5 m uygulama aralığına göre, tünel temelinde oluşan deplasman. (Hardening-soil malzeme modeli).

Analiz sonucuna göre, 3 metre kaz-değiştir ve ıslak derin karıştırma yönteminin birlikte uygulanması sonucunda temel tabanında oturma miktarı sınır değeri sağlamış olup uygulamaya esas proje bu doğrultuda yapılacaktır. Şekil 4.18’de Hardening-soil malzeme modeline göre, 3 metre kaz değiştir yönteminden sonra imal edilen derin karıştırma kolonlarının oturma miktarı incelenmiştir. Söz konusu oturma yüksek miktarda olmadığından kolonlarda kırılma meydana gelmeyecektir.



Şekil 4.18 : Hardening soil -DSM kolonlarının oturma miktarı.

5. SONUÇLAR

Yapı tasarımı yapılırken geoteknik mühendisliğinin ihtiyaçları doğrultusunda araştırma yapılması ve tasarımının koordinasyon içerisinde ilerlemesi oldukça önemlidir. Büyük ölçekli projelerin tasarımında, en az 50 yıllık bölge kalkınma ihtiyaçları doğrultusunda projelendirilmesi gelecekte maliyeti büyük olan zararlardan korunmasına yardımcı olur.

Tez kapsamında araştırılmış olan yapının, zemin taşıma gücü açısından herhangi bir problemi olmamasına karşın, oturma riski oldukça yüksektir. Aynı zamanda tünelin kendi içerisinde farklı oturma problemi yapıda ilave gerilme ve momentler yaratacağından oturma tasarımı esas olarak göz önünde bulundurulmuş ve 5 cm oturmayı tolerans dahilinde kabul edilmiştir.

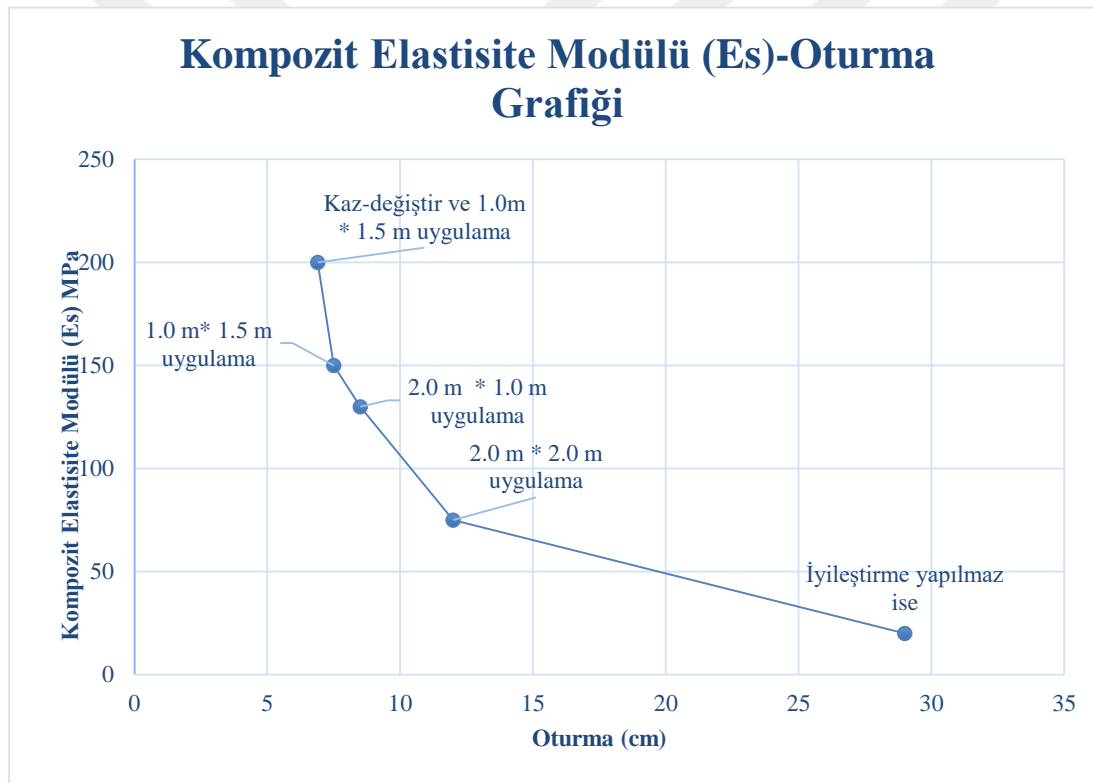
Öncelikle saha deneyleri ve raporları oluşturulmuş ve ekonomik açıdan en uygun yöntem olarak ıslak derin karıştırma yöntemi seçilmiştir. Derin karıştırma kolonlarının, su çimento oranı ağırlıkça 1:1 olarak projelendirilmiştir. Analizlerde, derin karıştırma kolonlarının boyu, bahsi geçen dolgu zemin boyunca yapıldığı kabul edilmiştir. Her ne kadar taban kayasının üst kotu tünel tabanı boyunca yükselmiş olsa bile, analizlerde en elverişsiz durum olan 18 metre kontrolsüz dolgu tabaka kalınlığına göre analiz yapılmıştır.

Uygulama maliyetleri düşünüldüğünde, öncelikle 2.0 m * 2.0 m olarak planda uygulama aralığı analizi yapılmıştır. Bu analiz sonucunda, oturma tolerans dahilinde kalmamış ve 2.0 m * 1.0 m olarak analiz tekrarlanmıştır. Bu analiz sonucunda da oturma tolerans dahilinde kalmamış ve 1.0 m * 1.5 m planda aralık olacak şekilde analiz yapılmıştır. Bu analiz sonucunda oturma tolerans dahilinde gerçekleşmiş fakat uygulama maliyeti açısından düşünüldüğünde oldukça yüksek olduğundan, söz konusu dolgunun 3 metre kazıldıktan sonra ıslak derin karıştırma kolonlarının 1.0 m * 1.5 m olacak şekilde uygulandığı analiz yapılmıştır. Kaz-değiştir yöntemine göre yapılan analiz sonucunda da oturma kriterinin sağlandığı görülmüş olup kesin proje bu şekilde uygulanmıştır.

Plaxis 2D 2017 programı ile analiz yapılırken, zemin parametreleri Mohr-Coulomb ve Hardening-soil malzeme modelleri kullanılmıştır. Anakaya için Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılmıştır.

Analizlerde, planda uygulama aralığına bağlı olarak değişen kompozit elastisite modülü hesaplanmıştır. Kontrolsüz dolgu boyunca iyileşme oranının aynı olduğu ve iyileşmenin homojen olarak sağlandığı kabul edilmiştir. Kompozit elastisite modülü hesaplanırken, ıslak derin karıştırma kolonlarının elastisite modülü ve zeminin elastisite modülü alansal olarak hesaplanıp, iyileştirme oranına göre hesaplanmıştır.

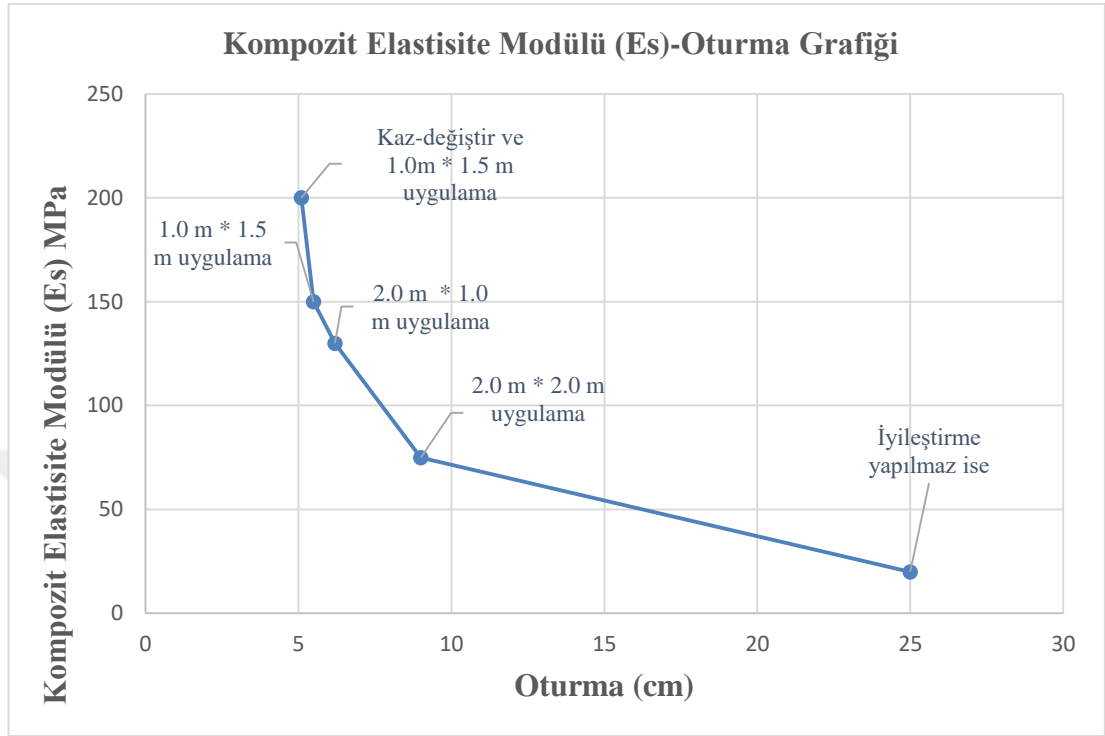
Şekil 5.1’de Mohr-Coulomb malzeme modeline göre, hesaplanan kompozit elastisite modülü ve tünel oturma grafiği verilmiştir.



Şekil 5.1 : Kompozit elastisite modülü-yapı oturma grafiği. (Mohr-Coulomb).

Şekil 5.1’de, beklendiği gibi elastisite modülünün artması ile oturma miktarı azalmıştır. Mohr-Coulomb malzeme modeline göre analiz yapıldığında, tolerans oturma limitine hiçbir koşulda ulaşamadığı görülmüştür. Mohr-Coulomb (MC) elasto-plastik model malzemelerin sertliğinin yüzey gerilmelerden bağımsız olarak tanımlandığı durumlarda kullanılan en yaygın zemin davranış modellerinden biridir. Tünel modellemelerinde Mohr-Coulomb kullanılması halinde, kazı derinliği arttıkça

zemin yüzeyindeki oturmaların gerçek değerlerden fazla çıktığı ve güvenilirliğin azaldığı görülmektedir.(Çelik, 2017). Bu sebepten dolayı, analiz sonuçlarına güven açısından bakıldığında Hardening-soil modeli referans alınmıştır.



Şekil 5.2 : Kompozit elastisite modülü-yapı oturma grafiği. (Hardening-soil).

Şekil 5.2’de görüldüğü üzere kaz değiştir yöntemi ve planda 1.0 m * 1.5 m uygulama aralığına göre oturma miktarı, izin verilen oturma limiti içerisinde kalmış olup kesin proje bu doğrultuda hazırlanmıştır.

Yapılan çalışma neticesinde, ıslak derin karıştırma kolonlarının planda uygulama aralığı azaltıldıkça, oturma miktarının da azaldığı görülmüştür. Elastisite modülü, iyileştirme yapılmamış zeminin 10 katı kadar daha rijit olmuştur. Tünel temelinde beklenen oturma miktarı ise, bakir zeminin %80’i kadar daha az miktarda olacaktır.



KAYNAKLAR

- A. K. Lyman**, (1942). "Compaction of cohesionless foundation soils by explosives," Transactions of the American Society of Civil Engineers, vol. 107, no. 1, pp. 1330–1348, Paper no. 2160.
- Abelev, M. V.**, (1976). Compacting loess soils in the USSR. *Proceedings, Ground Treatment by Deep Compaction*, Institution of Civil Engineers, London, pp. 79–82.
- Al Tabbaa, A., & Evans, C.**, (2003). Deep soil mixing in the UK: geoenvironmental research and recent applications. *Land Contamination and Reclamation*, 11, 1-14.
- Ayan, E.**, (2009). Derin Zemin İyileştirme Yöntemleri ve Uygulamadan Örnekler, Yüksek lisans Tezi, İTÜ, İstanbul.
- Babasaki, R., Terashi, M., Suzuki, T., Mackawa, A., Kawamura, M. & Fukazawa, E.**, (1996). Japanese Geotechnical Society Technical Committee Reports: Factors influencing the strength of improved soil. Proc. Of the 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems. Vol. 2. Pp. 913-918.
- Bergado, D., Anderson, L., Miura, N. & Balasubramaniam, A.**, (1996). Lime/cement deep mixing method. Paper presented at the Proceeding of Soft Ground Improvement in Lowland and Environments, Rotterdam.
- Bergado, D., Ruenkairergsa, T., Taesiri, Y., & Balasubramaniam, A.**, (1999). Deep soil mixing used to reduce embankment settlement. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement, 3(4), 145-162.
- Brauns, j.**, (1978). Die Anfangstraglast von Schottersaulen in bindgem Untergrund, Bautechnik 55(8):263-271.
- Briaud J. L.**, (2013). Geotechnical Engineering, Unsaturated and Saturated Soils, Wiley & Sons, New Jersey.
- Broms B. B.**, (1991). Foundation Engineering Handbook, Second Edition, Deep Compaction of Granular Soils, Springer Science+Bussines Media, LLC, New York.
- Broms, B.** (2000). Lime and lime/columns, summary and visions. Paper presented at the Proceedings of the 4th International Conference on Ground Improvement Geosystems, Helsinki.
- Bruce, D. A.**, (2001). Practitioner's guide to the deep mixing method. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement, 5(3), 95-100.
- Bruce, D.A., Bruce, M.E. & DiMillio, A.F.**, (2000). Deep mixing: QA/QC and verification methods, Proc. Of the 4th International Conference on Ground Improvement Geosystems, pp. 11-22.
- Burke G., Hiroshi Y.**, (2013). Jet grouting, CRC Press, Boca Raton.
- Burke, G.K.**, (2004). Jet grouting system: advantages and disadvantages, *Proceedings of Sessions of the GeoSupport Conference: Innovation and Cooperation in the Geo-Industry*, Jan. 29–31, 2004, Orlando, Florida, United States; sponsored by International Association of Foundation Drilling (ADSC) and the Geo-Institute of the American Society of Civil Engineers.

- Burke, G.K.**, (2012). The state of the practice of jet grouting, *Proceedings 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing*, February 15–18, 2012, New Orleans, Louisiana, United States; sponsored by the Geoinstitute of the American Society of Civil Engineers.
- Carpentier, R., de Wolf, P., van Damme, L., de Rouck, J., and Bernard, A.**, (1985). Compaction by blasting in offshore harbour construction, *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 3, pp. 1687–1692.
- Celik, S.**, (2017). Comparison of Mohr-Coulomb and Hardening Soil Models Numerical Estimation of Ground Surface Settlement Caused by Tunneling, *Iğdır Üniv. J.Inst. Sci. & Tech.* 7(4):95-102.
- Chai, J., Liu, S., & Du, Y.**, (2002). Field properties and settlement calculation of soil-cement column improved soft subsoil-a case study. *Lowland Technology International*, 4(2), 51-58.
- Chu, J., Varaksin, S., Klotz, U. and Mengé, P.**, (2009a). Construction processes. State-of-the-Art-Report, Proc. 17th International Conf on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt, 5–9 Oct., Vol. 4, pp. 3006–3135.
- Coastal Development Institute of Technology**, (2002). *The Deep Mixing Method – Principle, Design and Construction*. A.A.Balkema Publishers. 123p
- Coastal Development Institute of Technology**, (2003). *The Premixing Method – Principle, Design and Construction*. A.A. Balkema Publishers. 140p.
- Dalgıç, S.**, (2016)., SGH 2. Pist ve Mütemmimleri 1. Etap İşleri, Temel Etüdü Değerlendirme Raporu, İstanbul.
- Denchev, P.**, (1980). Compaction of loess by saturation and explosion, *Proceedings, International Conference on Compaction*, Paris, 1, pp. 313–317.
- Druss, D. L.**, (2002). Guidelines for Design and Installation of Soil-Cement Stabilization. *Geotechnical Special Publication*, 1(3), 527-539.
- Filz, G., Adams, T., Navin, M., and Templeton, A.E.**, (2012). “Design of Deep Mixing for Support of Levees and Floodwalls,” *Grouting and Deep Mixing: 4th International*
- FHWA-HRT-13-046**, (2013). Deep Mixing for Embankment and Foundation Support, Research, Development and Technology Turner-Fairbank Highway Research Center 6300 Georgetown Pike Mclean.
- FHWA-SA-95-037**, (1995). Dynamic compaction, *Geotechnical Engineering Circular No.1*, Washington.
- Franz, N.C.**, (1972). Fluid additives for improving high velocity jet cutting, *Proceedings of the 1st International Symposium on Jet Cutting Technology*, British Hydromechanics Research Association, April 5–7, 1972, Coventry, England, A7–93.
- Fritsch, M. and Kirsch, F.**, (2002). Deterministic and probabilistic analysis of the soil stability above jet grouting columns, *5th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, NUMGE, Paris, Presses de LENPC.

- Hatanaka M., Uchida A.,** (1996). Empirical Correlation between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils. *Soils and Foundations*, 36(4): 1-9.
- Ingles, O.G & Metcalf, J.B.,** (1972). Soil Stabilization, Principles and Practice. Butterworth.
- Ivanov, P. L.,** (1980). Consolidation of saturated soils by explosions, *Proceedings of the International Conference on Compaction*, Paris, 1, pp. 311–337.
- Ivanov, P. L.,** (1983). Prediction and control techniques to compact loose soils by explosions, *Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki, 1, pp. 253–254.
- Jo, A. N., Hafez, M., & Norbaya, S.,** (2011). Study of bearing capacity of lime–cement columns with pulverized fuel ash for soil stabilization using laboratory model. *Electronical Journal of Geotechnical Engineering*, 16, 1595-1605.
- Kawasaki, T., Niina, A., Saitoh, S. Suzuki, Y. & Honjyo, Y.,** (1981). Deep mixing ethod using cement hardening agent. Proc. Of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3. pp. 721-724.
- Kawasaki, T., Niina, A., Suzuki, Y., Saito, S., Suzuki, Y. & Babasaki, R.,** (1981b). On the deep chemical mixing method using cement hardening agent. *Takenaka Technical Research Report*. Vol. 26. pp. 13–38.
- Kirsch, F. and Sondermann, W.,** (2002). Zur GewÖlbestabilität über Soilcrete-Körpern. 9. *Darmstädter Geotechnik Kolloquium*, Technische Universität Darmstadt, March 14, 2002, Darmstadt, Germany.
- Kirsch, K., Bell A.,** (2013). Ground Improvement, third edition, CRC Press is an imprint of Taylor & Francis Group, Boca raton
- Kitazume M., Terashi M.,** (2013). The Deep Mixing Method, Taylor&Francis Group, London.
- Lin, K. Q., & Wong, I. H.,** (1999). Use of deep cement mixing to reduce settlements at bridge approaches. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(4), 309-320.
- Litvinov, I. M.,** (1966). Accelerated method of deep compaction of slumping loess soil-by the II type with preliminary flooding and directed explosives, *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2, pp. 116–121.
- Litvinov, I. M.,** (1973). Deep compaction of soils with the aim of considerably increasing their carrying capacity, *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 43, pp. 392–394.
- Liu, S. Y., Yi, Y. L., & Zhu, Z. D.,** (2008). Comparison tests on field bidirectional deep mixing column for soft ground improvement in expressway. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 27(11), 2272-2280.
- Massarsch, K., & Topolnicki, M.,** (2005). Regional Report: European practice of soil mixing technology. Paper presented at the Proceeding of International Conference on Deep Mixing– Best Practice and Recent Advances, Stockholm.
- Mitchell, J. K.,** (1986). Practical problems from surprising soil behaviour, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 112, No. 3, pp. 259–289.

- Mitchell, J. K.**, (1970), “In Place Treatment of Foundation Soils”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 96, p: 73-110.
- McGregor, J. A., & Duncan, J. M.**, (1998). *Performance and Use of the Standard Penetration Test in Geotechnical Engineering Practice*. Blacksburg: Center fo Geotechnical Practice and Research.
- Ozkol, O.**, (2016), SGH 2. Pist ve Mütemmimleri 1. Etap işleri, Geoteknik Değerlendirme Raporu, İstanbul.
- Özaydın, K.**, (1997). *Zemin Mekaniği*, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- Porbaha, A.**, (1998). State of the art in deep mixing technology. Part I: Basic concepts and overview. *Ground Improvement*, 2(2), 81-92.
- Porbaha, A., Shibuya, S., & Kishida, T.**, (2000). State of the art in deep mixing technology. Part III: geomaterial characterization. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement*, 4(3), 91-110.
- Pourakbar S**, (2015). *Pertanika Journal of Scholarly Research Rewiews, Deep Mixing Columns*, Malaysia.
- Preibe, H.J.**, (1995). The design of vibro replacement, *Ground Engineering*, December, pp. 31-37.
- Raju, V., Abdullah, A., & Arulrajah, A.**, (2003). *Ground treatment using dry deep soil mixing for a railway embankment in Malaysia*. Paper presented at the Proceedings of the 2nd Conference on Advances in Soft Soil Engineering and Technology, Kuala Lumpur.
- Saitoh, S., Suzuki, Y. & Shirai, K.**, (1985). Hardening of soil improved by the deep mixing method. *Proc. of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 3. pp. 1745–1748
- Shibasaki, M.**, (1996). State of the art grouting in Japan. *Proc. Of the 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems* . pp. 851-867.
- Sloan, J.A.**, (2011). *Column-Supported Embankments: Full-Scale Tests and Design Recommendations*, Doctoral dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA.
- Solymar, Z. V. and Reed, D. J.**, (1986). A comparison of foundation compaction techniques, *Canadian Geotechnical Journal*, 23, No. 3, pp. 271–280.
- Terzaghi, K.**, (1943). *Theoretical Soil Mechanics.*, John Wiley & Sons., New York.
- Terashi, M. & Tanaka, H.**, (1981a). Ground improved by deep mixing method. *Proc. Of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 3. pp. 777–780.
- Terashi, M. & Tanaka, H.**, (1981b). On the permeability of cement and lime treated soils. *Proc. of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 4. pp. 947–948.
- Terashi, M. & Tanaka, H.**, (1983). Settlement analysis for deep mixing method. *Proc. of the 8th European Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 2. pp. 955–960.
- Terashi, M., Kitazume, M. & Yajima, M.**, (1985). Interaction of soil and buried rigid structure. *Proc. of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 3. pp. 1757–1760.

- Thompson, R.,** (1966). Lime reactivity of Illinois soils. Proc. Of the American Society of Civil engineering, 92 (SM-5).
- Topolnicki, M.,** (2004). In situ soil mixing. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 5(2), 331-428.
- Towhata, I.,** (2008). Geotechnical Earthquake Engineering, Springer.
- Url-1** <<https://www.vibromenard.co.uk/techniques/dynamic-compaction/>> , alındığı tarih (21.4.2018.)
- Url-2** <<http://www.kellerholding.com/deep-vibro-techniques.html>>, alındığı tarih (21.4.2018).
- Url-3** <<https://www.terrancorp.com/content/case-electroosmosis-remediation>>, alındığı tarih (21.4.2018.)
- Url-4** <<http://www.chemico.co.jp/02improvement/category03/cdm.html>> , alındığı tarih (21.4.2018)
- Url-5** <<http://www.cdm-gr.com/land/cdmland4.html>>, alındığı tarih (21.4.2018.)
- Url-6** <<http://www.kokusou.com/improvement/cdm-lemniscate/index.html>>, alındığı tarih (21.4.2018).
- Url-7** <<http://www.kokusou.com/improvement/cdm-lemniscate/index.html>>, alındığı tarih (21.4.2018)
- Url-8** <<http://www.kokusou.com/improvement/cdm-lemniscate/index.html>>, alındığı tarih (21.4.2018)
- Wehr J., Sonderrmann W. ,** (2013). Deep vibro techniques, CRC Press, Boca Raton.



EKLER

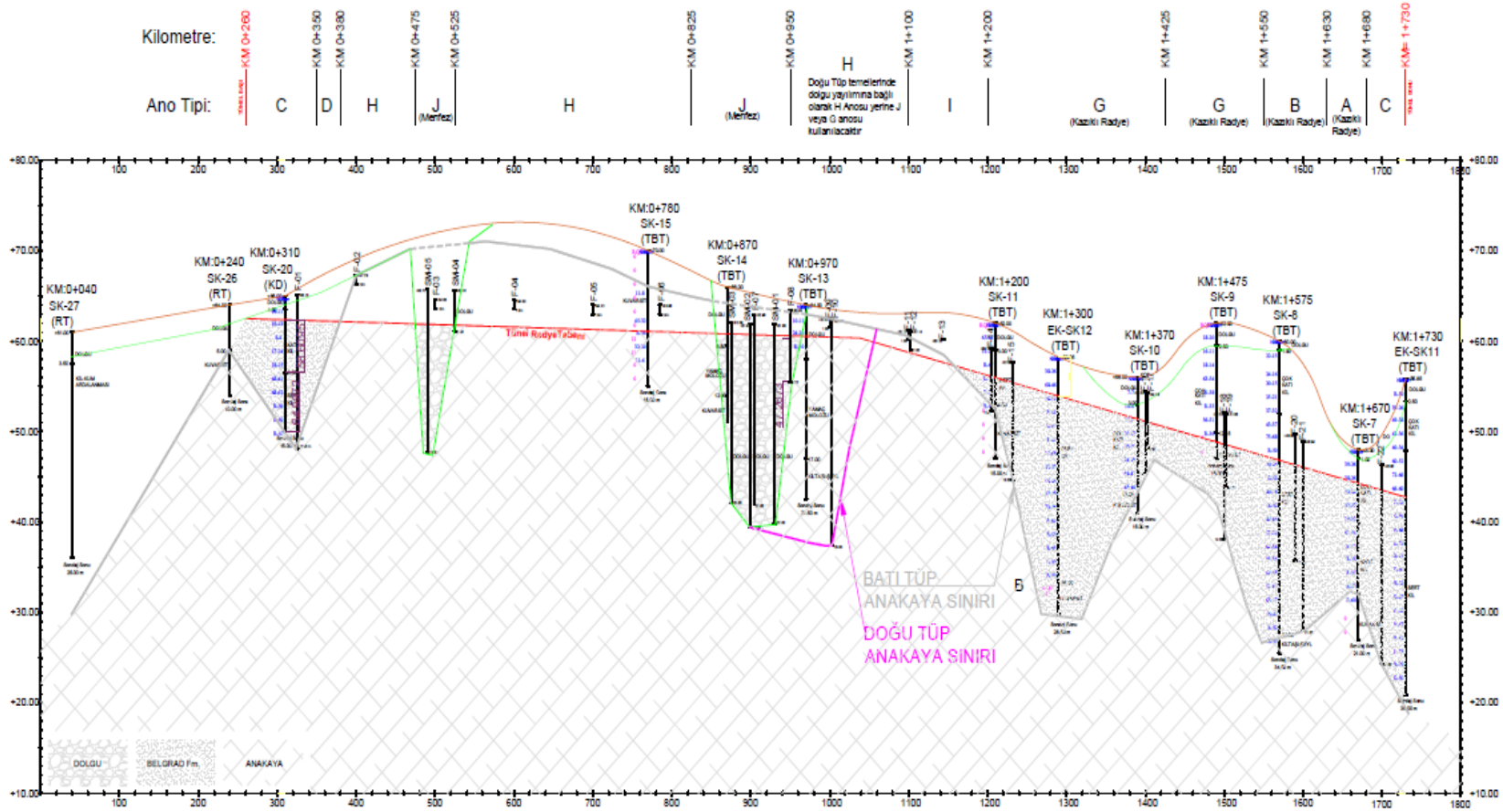
EK-A: Geoteknik profil

EK-B: Plaxis 2D Zemin parametreleri

EK-C: Plaxis 2D deformasyonlu sonlu elemanlar ağı








EK A



Ek. A.1: Tünel geoteknik profili

EK B

Identification		Pist dolgusu	Kontrolsüz Dolgu	Anakaya-Kuvarsit	2m*2m imp. s.	2m*1m imp. s.
Identification number		1	2	3	4	5
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
Colour						
Comments						
γ_{sat}	kN/m ³	20.00	18.00	21.00	18.00	18.00
γ_{dri}	kN/m ³	20.00	18.00	21.00	18.00	18.00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{sw}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
e_{sc}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
e_{su}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E	kN/m ²	50.00E3	20.00E3	450.0E3	75.00	130.0
ν (nu)		0.2000	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
G	kN/m ²	20.83E3	8000	180.0E3	30.00	52.00
E_{sw}	kN/m ²	55.56E3	24.00E3	540.0E3	90.00	156.0
c_{sw}	kN/m ²	5.000	5.000	1.000	5.000	5.000
ϕ (phi)	°	40.00	30.00	40.00	30.00	30.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
V_s	m/s	101.1	66.03	290.0	4.044	5.324
V_p	m/s	165.1	114.4	502.3	7.004	9.221

Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
E_{sw}	kN/m ³ /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
γ_{sw}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
c_{sw}	kN/m ³ /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
γ_{sw}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9866	0.9833	0.9833	0.9833	0.9833
ν_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
K_{sw} / n	kN/m ²	2.049E6	784.0E3	17.64E6	2940	5096
Strength		Rigid	Rigid	Rigid	Rigid	Rigid
R_{sw}		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000






Şekil B.1: Mohr-Coulomb malzeme modeline göre zemin parametreleri.

Identification		Pist dolgusu	Kontrolüz Dolgu	Anakaya-Kuvarit	PD2
R _w		1.000	1.000	1.000	1.000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{sw}		0.000	0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, Δk	m ² /day/m	0.000	0.000	0.000	0.000
R	m ² KAW	0.000	0.000	0.000	0.000
K _s determination		Manual	Automatic	Automatic	Automatic
K _{sw} = K _{sz}		Yes	Yes	Yes	Yes
K _{sw}		0.4554	0.5000	0.3572	1.000
K _{sz}		0.4554	0.5000	0.3572	1.000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10.00	10.00	10.00	10.00
2 μ m - 50 μ m	%	13.00	13.00	13.00	13.00
50 μ m - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00
Use defaults		None	None	None	None
k _x	m/day	0.000	0.000	0.000	0.000
k _y	m/day	0.000	0.000	0.000	0.000
$-\psi_{sw}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e _{sw}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
S _w	1/m	0.000	0.000	0.000	0.000
c _w		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12
c _s	kJ/h/K	0.000	0.000	0.000	0.000
λ_s	kW/m/K	0.000	0.000	0.000	0.000
ρ_s	t/m ³	0.000	0.000	0.000	0.000
Solid thermal expansion		Linear	Linear	Linear	Linear
α_s	1/K	0.000	0.000	0.000	0.000
α_x	1/K	0.000	0.000	0.000	0.000
α_y	1/K	0.000	0.000	0.000	0.000
D _s	m ² /day	0.000	0.000	0.000	0.000
f _s		0.000	0.000	0.000	0.000
Unfrozen water content		None	None	None	None

Şekil B.1: Mohr-Coulomb malzeme modeline göre zemin parametreleri.

Identification		tünel
Identification number		1
Comments		
Colour		■
Material type		Elastic
Isotropic		Yes
End bearing		No
EA ₁	kN/m	33.00E6
EA ₂	kN/m	33.00E6
EI	kN m ² /m	2.750E6
d	m	1.000
w	kN/m/m	7.000
v (nu)		0.1500
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000
Identification number		1
c	kJ/t/K	0.000
λ	kW/m/K	0.000
ρ	t/m ³	0.000
α	1/K	0.000

Şekil B.2: Yapısal eleman parametreleri

Identification		Pist dolgusu	Kontrolsüz Dolgu	2m*2m imp. s.	2m*1m imp. s.	1m*1.5m imp. s.
Identification number		1	2	4	5	6
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
Colour						
Comments						
γ_{sat}	kN/m ³	20.00	18.00	18.00	18.00	18.00
γ_{sub}	kN/m ³	20.00	18.00	18.00	18.00	18.00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{max}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
e_{min}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
e_{max}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E_{sw}^{ref}	kN/m ²	50.00E3	20.00E3	75.00E3	130.0E3	150.0E3
E_{sub}^{ref}	kN/m ²	50.00E3	20.00E3	75.00E3	130.0E3	150.0E3
E_{sc}^{ref}	kN/m ²	150.0E3	60.00E3	225.0E3	390.0E3	450.0E3
power (m)		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
Use alternatives		No	No	No	No	No
C_c		6.900E-3	0.01725	4.600E-3	2.654E-3	2.300E-3
C_u		2.070E-3	5.175E-3	1.380E-3	0.7962E-3	0.6900E-3
e_{max}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
c_{sw}	kN/m ²	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
ϕ (phi)	°	40.00	30.00	30.00	30.00	30.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Set to default values		No	Yes	Yes	Yes	Yes
ν_{sw}		0.2000	0.2000	0.2000	0.2000	0.2000
P_{sw}	kN/m ²	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
K_a^{ref}		0.3572	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
c_{sc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
γ_{sw}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R_f		0.9000	0.9000	0.9000	0.9000	0.9000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9866	0.9866	0.9866	0.9866	0.9866

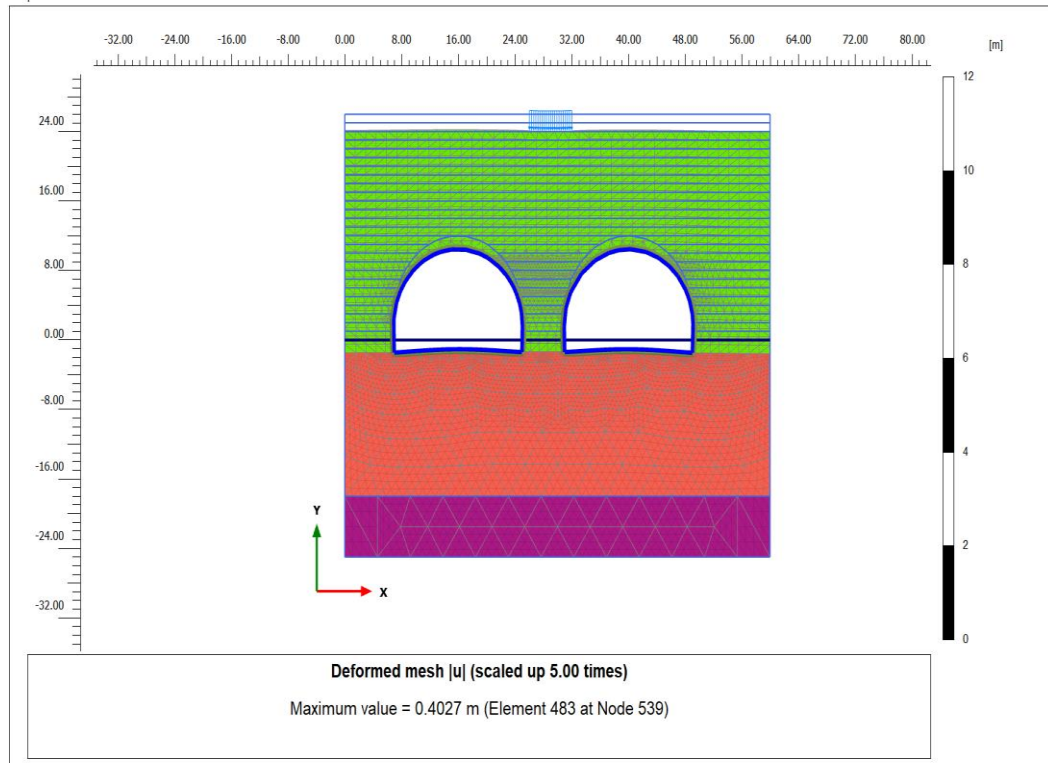
Şekil B.3: Hardening-soil malzeme modeline göre zemin parametreleri.

Identification		Pist dolgusu	Kontrolsüz Dolgu	2m*2m imp. s.	2m*1m imp. s.	1m*1.5m imp. s.
v_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
K_{sat} / n	kN/m ³	6.146E6	2.458E6	9.219E6	15.98E6	18.44E6
Strength		Rigid	Rigid	Rigid	Rigid	Rigid
R_{max}		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{max}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ² /day/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
R	m ² K/kW	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K_s determination		Manual	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
$K_{sa} = K_{sa}$		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
K_{sa}		0.4554	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
K_{sa}		0.4554	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
OCR		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
POP	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μ m	%	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2 μ m - 50 μ m	%	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
50 μ m - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00
Use defaults		None	None	None	None	None
k_x	m/day	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
k_y	m/day	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$-V_{max}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e_{sa}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
S_v	1/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
c_u		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12
c_v	kJ/vK	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
λ_u	kW/m/K	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
ρ_u	t/m ³	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Solid thermal expansion		Linear	Linear	Linear	Linear	Linear
α_x	1/K	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
α_y	1/K	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
α_z	1/K	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D_v	m ² /day	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
f_{th}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Unfrozen water content		None	None	None	None	None

Şekil B.3: Hardening-soil malzeme modeline göre zemin parametreleri.

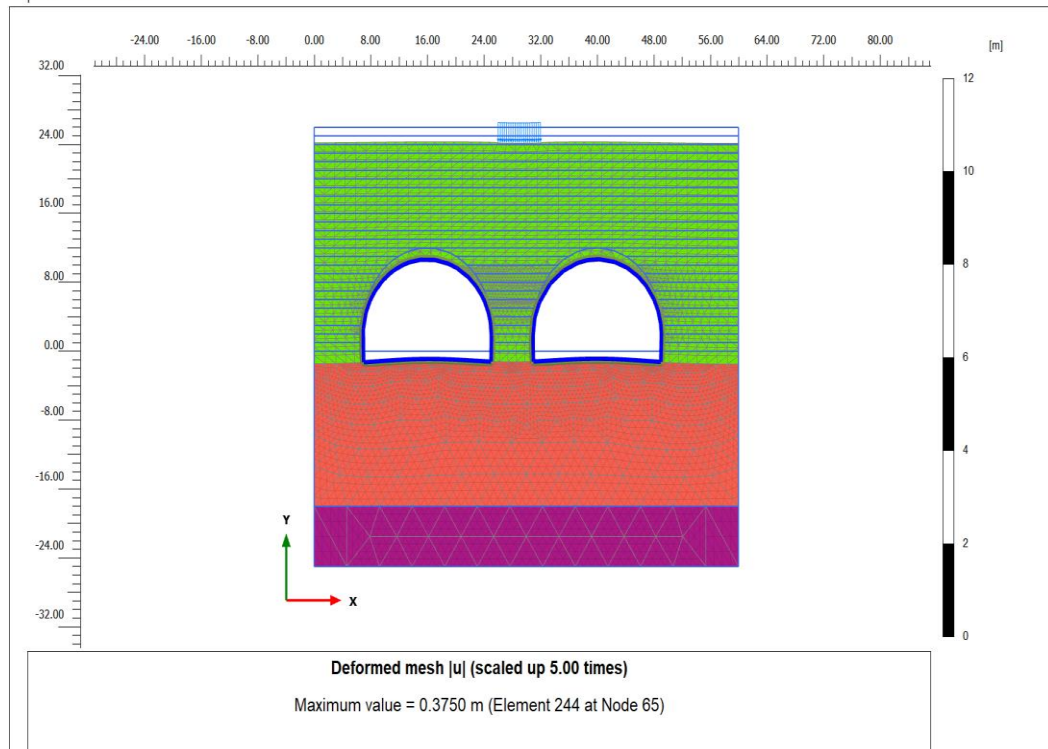
EK C

Output Version 2017.1.0.0

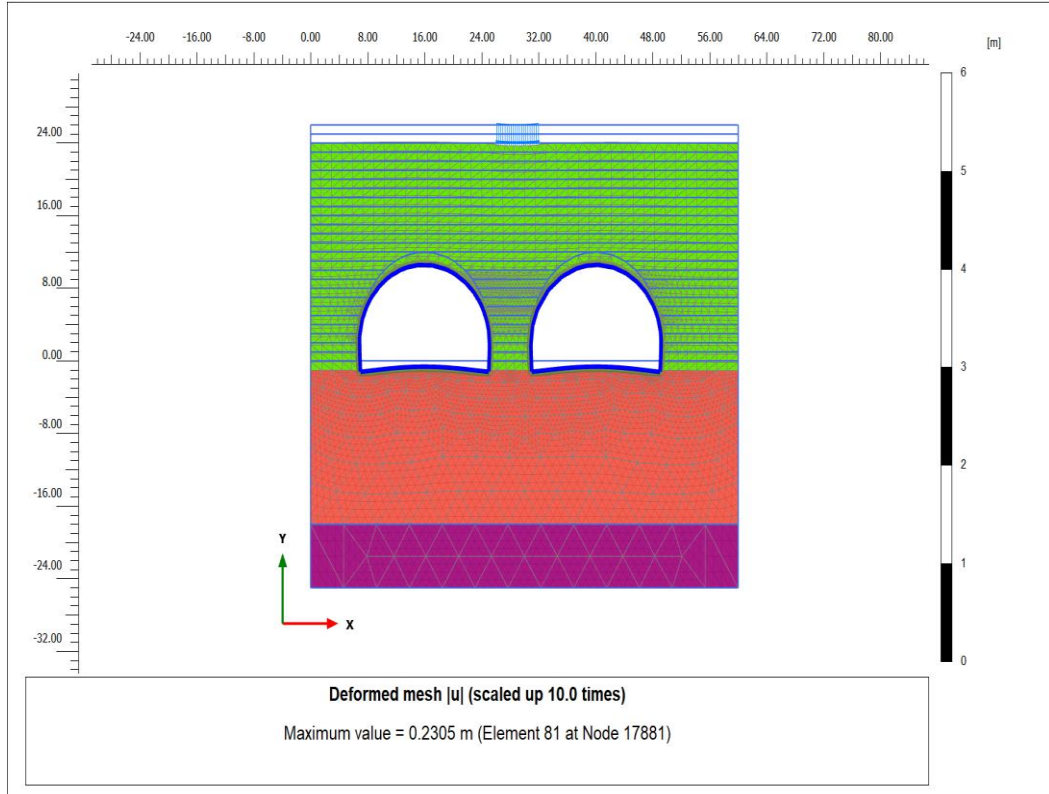


EK C.1: 1. Durum deforme sonlu elemanlar ağı (Mohr-Coulomb)

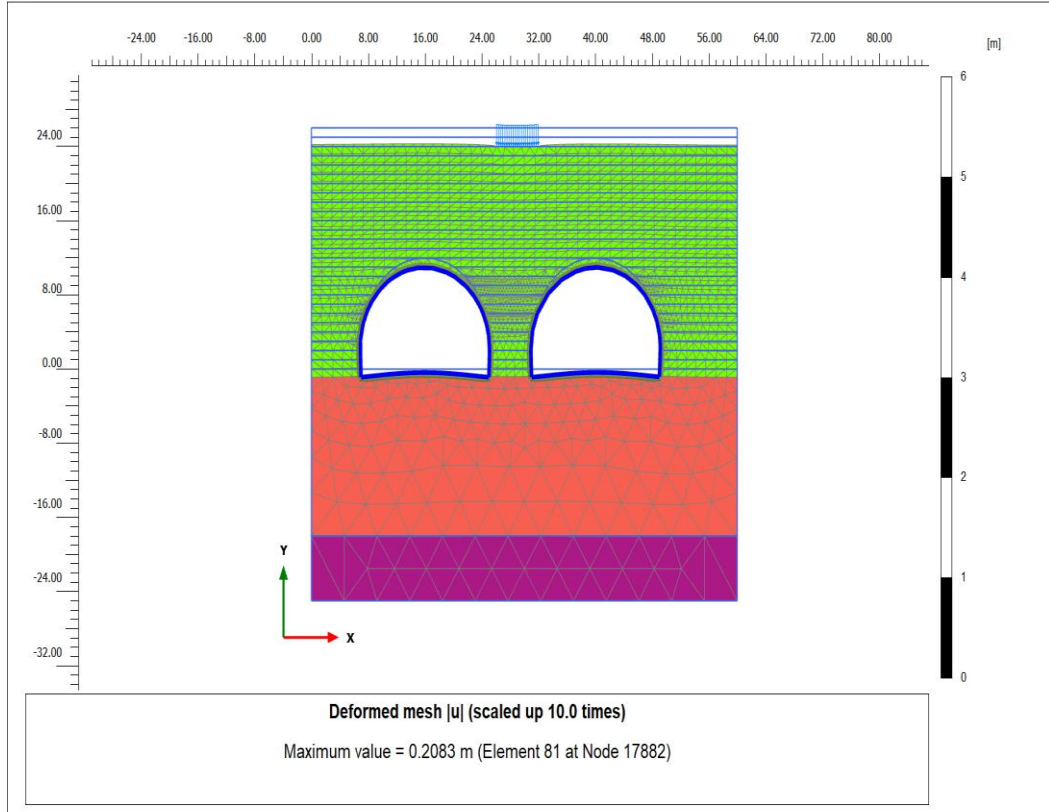
Output Version 2017.1.0.0



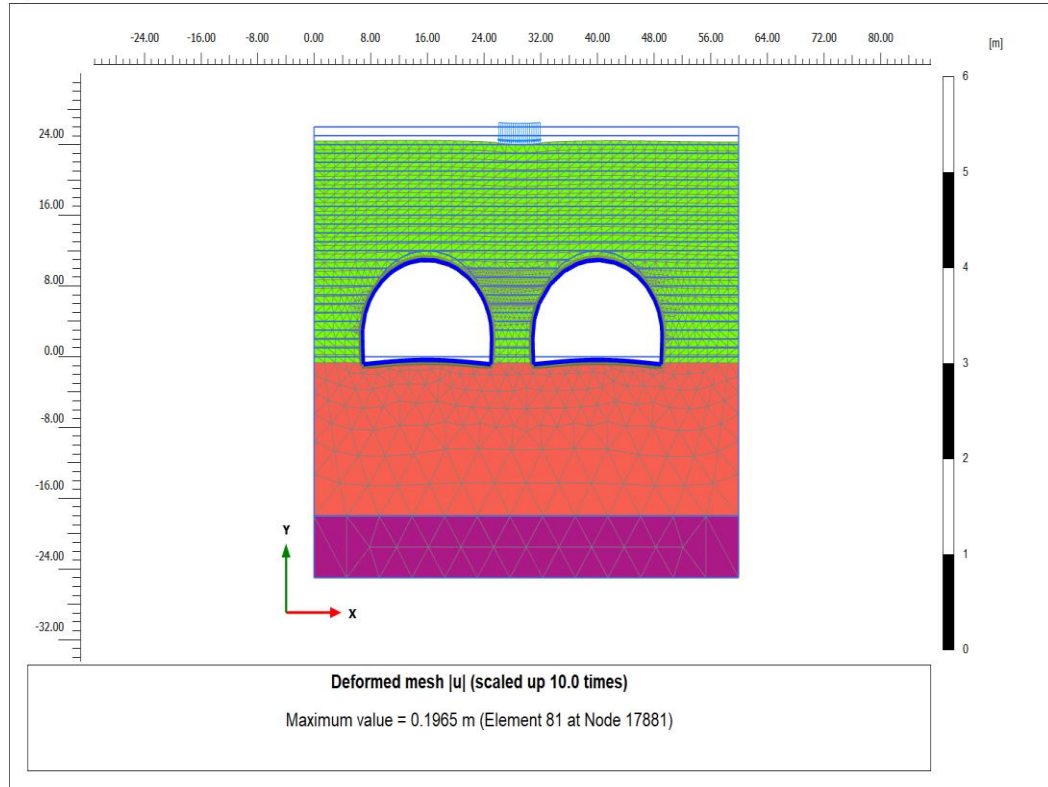
EK C.2: 1. Durum deforme sonlu elemanlar ağı (Hardening-soil)



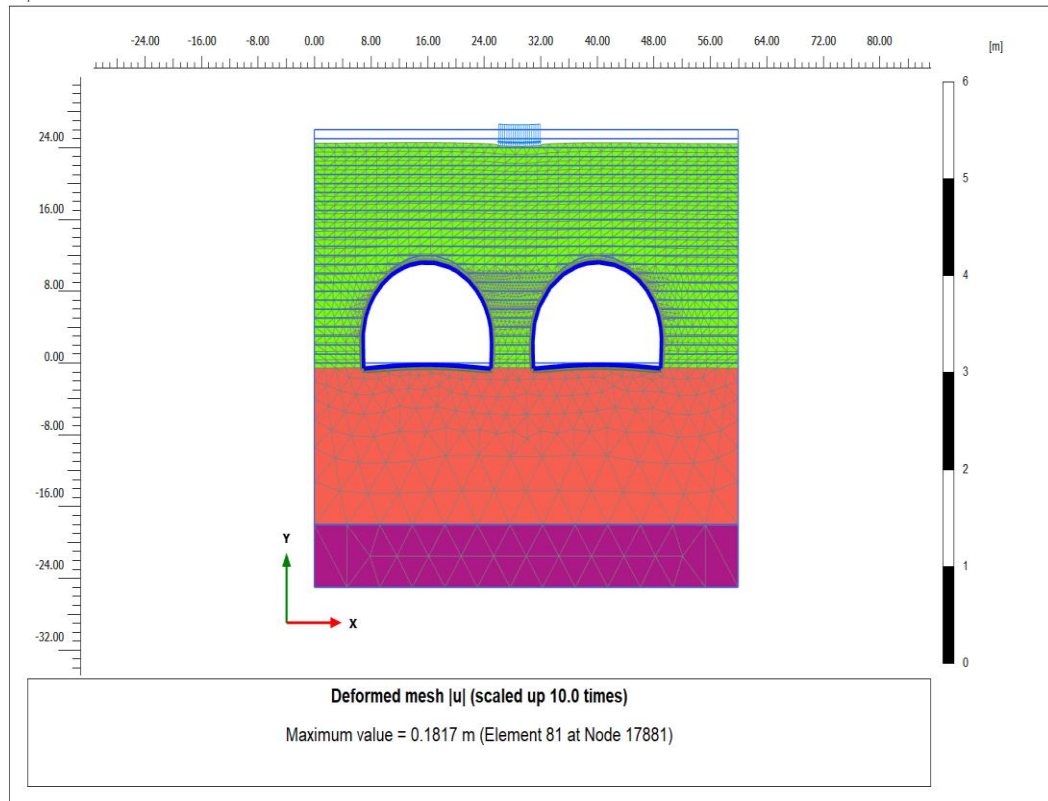
EK C.3: 2. Durum deforme sonlu elemanlar ağı (Mohr-Coulomb)



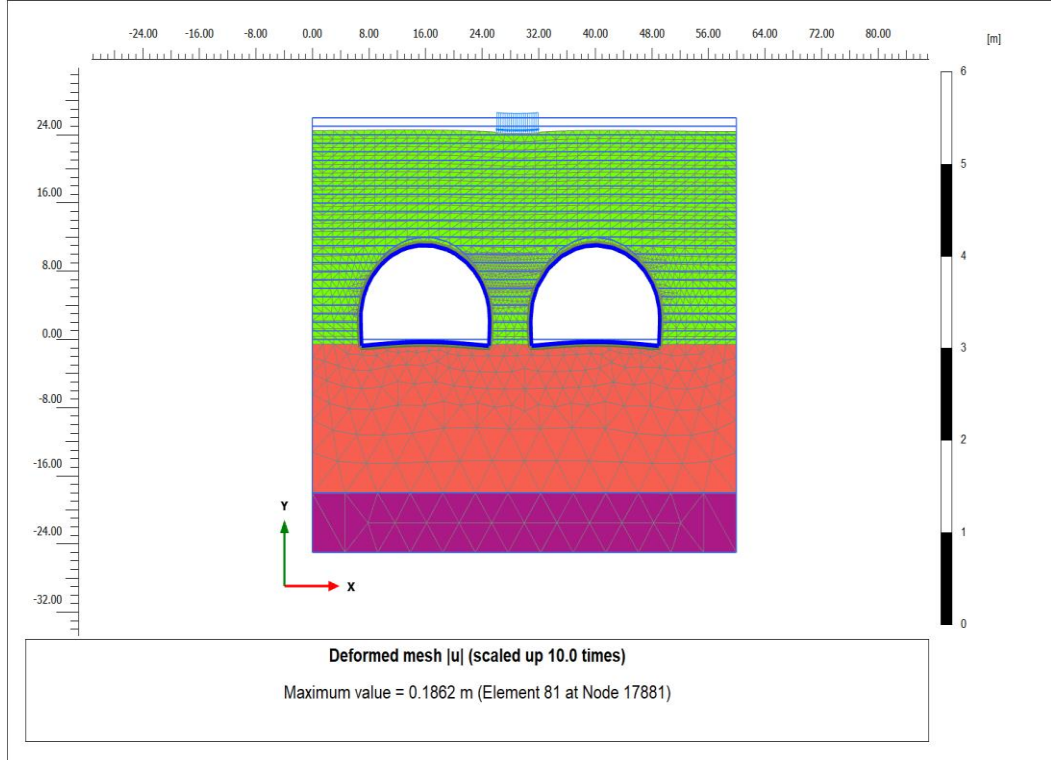
EK C.4: 2. Durum deforme sonlu elemanlar ağı. (Hardening-soil).



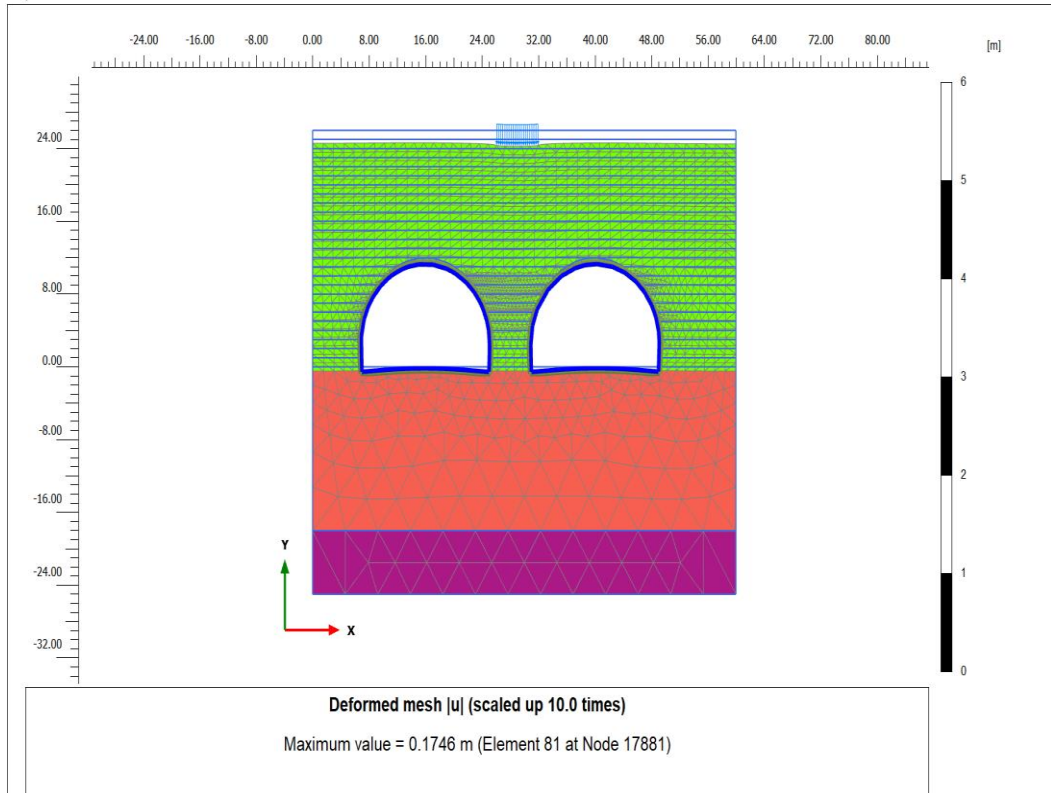
EK C.5: 3. Durum deforme sonlu elemanlar ağı. (Mohr-Coulomb).



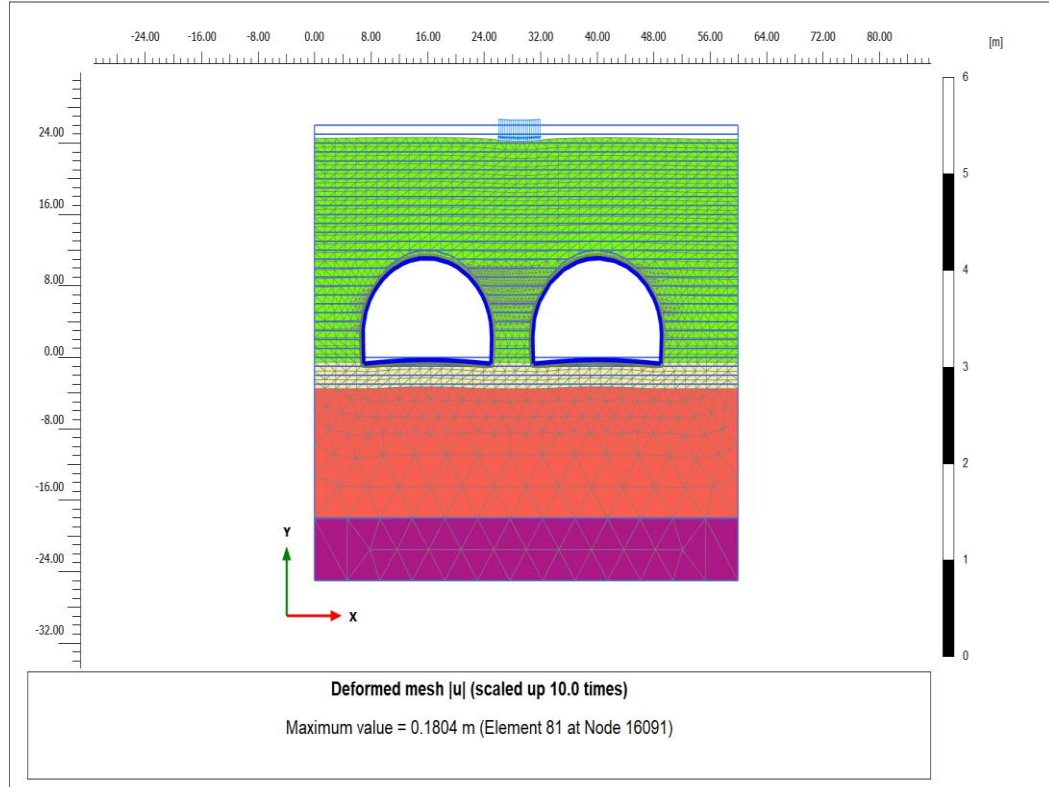
EK C.6: 3. Durum deforme sonlu elemanlar ağı. (Hardening-soil).



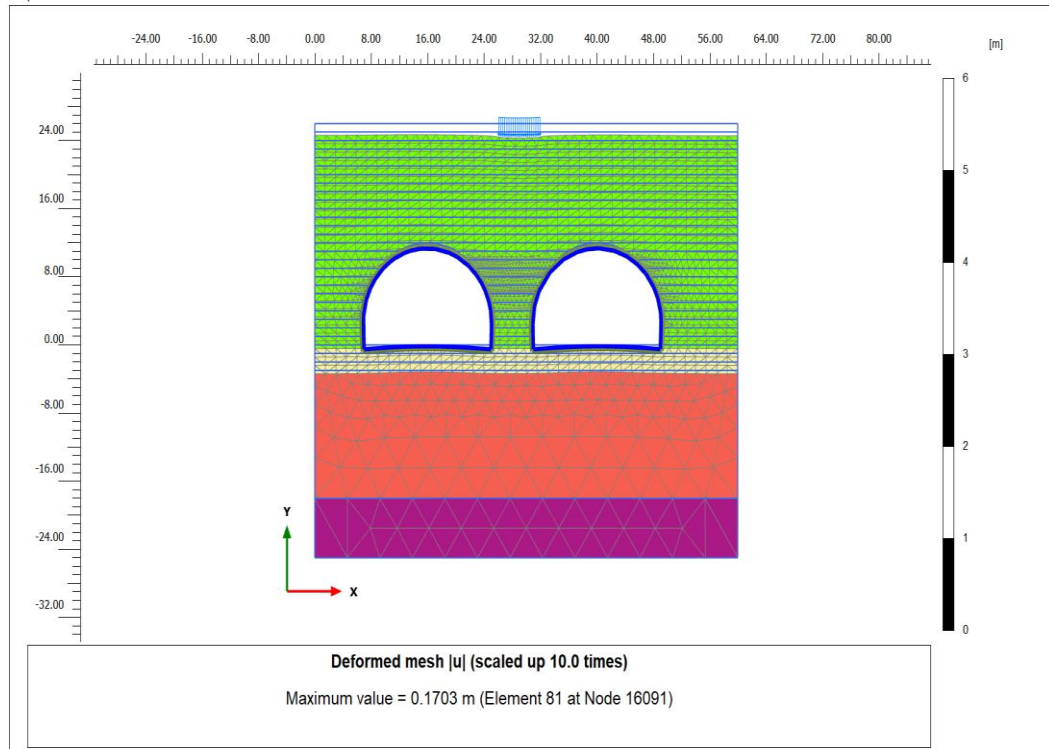
EK C.7: 4. Durum deforme sonlu elemanlar ağı. (Mohr-Coulomb).



EK C.8: 4. Durum deforme sonlu elemanlar ağı. (Hardening-soil).



EK C.9: 5. Durum deforme sonlu elemanlar ağı. (Mohr-Coulomb).



EK C.10: 5. Durum deforme sonlu elemanlar ağı. (Hardening-soil).

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Görkem AKKAYA

Doğum Yeri ve Tarihi : Çorlu, 03.04.1989.

Adres: Emek Mh. Gürsu Sk. Divan gmari sitesi a-13 blok daire no :14
Darıca/Kocaeli

Lisans Üniversitesi: Dokuz Eylül Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, 2008-2013.

Çalıştığı kurum:

2013-2015 Ertekin Motor ve Pompa San. Tic. A.Ş- Şantiye Şefi

2015-2017 Çelikler Taah. San. Tic. A.Ş- Sanat Yapıları Mühendisi

2017- Çelikler Taah. San. Tic. A.Ş- Sanat Yapıları Şefi