

ANADOLU ÜNİVERSİTESİ



**BİLECİK ŞEYH EDEBALI
ÜNİVERSİTESİ**

**Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

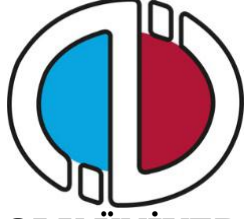
**DERİN KAZI DESTEK SİSTEMLERİNDE MALZEME
MODELİ ETKİSİ**

**Ahmet Arda BAHADIR
Yüksek Lisans**

**Tez Danışmanı
Yrd. Doç. Dr. M. İnanç ONUR**

BİLECİK, 2018

Ref.No: 10177402



ANADOLU ÜNİVERSİTESİ



**BİLECİK ŞEYH EDEBALI
ÜNİVERSİTESİ**

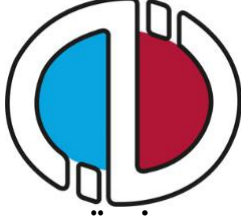
**Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**DERİN KAZI DESTEK SİSTEMLERİNDE MALZEME
MODELİ ETKİSİ**

**Ahmet Arda BAHADIR
Yüksek Lisans**

**Tez Danışmanı
Yrd. Doç. Dr. M. İnanç ONUR**

BİLECİK, 2018



ANADOLU ÜNİVERSİTESİ



**BİLECİK ŞEYH EDEBALI
ÜNİVERSİTESİ**

**Graduate School of Sciences
Department of Civil Engineering**

**MATERIAL MODEL EFFECTS ON EXCAVATION
SUPPORT SYSTEMS**

**Ahmet Arda BAHADIR
Master's Thesis**

**Thesis Advisor
Assist. Prof. Dr. M. İnanç ONUR**

BİLECİK, 2018



BİLECİK ŞEYH EDEBALI ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YÜKSEK LİSANS

JÜRİ ONAY FORMU

Bilecik Şeyh Edebali Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulunun 20/12/2017 tarih ve 63 sayılı kararıyla oluşturulan jüri tarafından 20/01/2018 tarihinde tez savunma sınavı yapılan A. Arda BAHADIR 'ın, "*Derin Kazı Destek Sistemlerinde Malzeme Modeli Etkisi*" başlıklı tez çalışması İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında YÜKSEK LİSANS tezi olarak oy birliği/ ~~oy çokluğu~~ ile kabul edilmiştir.

JÜRİ

ÜYE

(TEZ DANIŞMANI) : Yrd. Doç. Dr. M. İnanç ONUR

ÜYE : Doç. Dr. D. Volkan OKUR

ÜYE : Doç. Dr. Nazile URAL

ONAY

Bilecik Şeyh Edebali Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulunun
..... tarih ve sayılı kararı.

İMZA/ MÜHÜR

TEŐEKKÖR

Yüksek lisans tezimde kendisiyle çalışma fırsatı bulduğum, bilgi ve tecrübelerinden faydalandığım her konuda desteğini ve zamanını esirgemeyen çok değerli hocam, tez danışmanım Sn. Yrd. Doç. Dr. Mehmet İnanç ONUR'a, arkadaşım İnş. Müh. Ahmet HAMİTOĞLU'na, başta beni yetiştiren ve bugünlere getiren aileme, yüksek lisans eğitimi boyunca benden desteğini, sabrını ve özverisini esirgemeyen, maddi manevi her konuda destekleyen eşim Nezire BAHADIR'a ve moral kaynağım güler yüzlü kızım İpek'e sonsuz teşekkür ederim.

Ahmet Arda BAHADIR
2018

ÖZET

Derin kazı destek sistemlerinin tasarımı günümüz Geoteknik Mühendisliğinin başlıca konularından birisidir. Derin kazı projelendirme aşamasında birçok ampirik formül ve çeşitli yaklaşımlar geliştirilmiştir. Bilgisayar teknolojisinin gelişimi ile birlikte nümerik analizler ile çözümler daha geniş bir alana sahip olmuştur.

Derin kazı sistemlerinin nümerik analizler ile çözümünde kullanılan ve limit analiz çerçevesinde işlem yapan çeşitli zemin modelleri kullanılmaktadır. Ancak yapılan çalışmalar ve saha ölçümleri, limit analiz yöntemiyle hesap yapan modellerin ve literatürde verilen çok sayıda ampirik yaklaşımın gerçek sonuçlardan oldukça uzak kaldığını göstermektedir

Bu çalışmada; farklı türde zemin modellerinin karşılaştırılması amacıyla dünya genelinde sıkça kullanılan bir sonlu elemanlar programı olan PLAXIS programı ile modelleme çalışması yapılmıştır. Son yıllarda popüler olan Pekleşen Zemin Modeli (Hardening Soil Model, (HS)), Pekleşen Zemin Küçük Şekil Değiştirme Modeli(Hardening Soil Small Strain Model (HS_ss)) gibi ileri düzey bünye modelleri ve klasik Mohr-Coulomb Model (MC) ile uygulaması tamamlanmış üç vakanın derin kazı destek sistemi analizi yapılmıştır. Saha ölçümleri ile analiz sonuçları karşılaştırılmış, saha koşullarına bağlı olarak farklı zemin modeli performansları araştırılmıştır.

Tez çalışması sonucunda Mohr-Coulomb Model analiz sonuçları gerçek ölçüm değerlerinden oldukça uzak kaldığı ve Pekleşen Zemin Modeli ile Pekleşen Zemin Küçük Şekil Değiştirme Modelinin ise çok daha iyi sonuçlar verdiği görülmüştür.

Anahtar Kelimeler

Derin kazı; Zemin modeli; Mohr-Coulomb; Pekleşen Zemin Modeli; Pekleşen Zemin Küçük Şekil Değiştirme Modeli

ABSTRACT

The design of deep excavation support systems is one of the main subjects of today's Geotechnical Engineering. In the design, numerous empirical formulas and various approaches are given in the literature. With the development of computer technology, numerical analysis and solutions have a wider field nowadays.

Numerical analysis of deep excavation systems use various soil models. However, the studies and field measurements show that models using limit analysis method and the numerous empirical formulas given in the literature are far from real results.

In this study, a modeling study was performed with the PLAXIS program that is widely used finite element program all over the world in order to compare different types of soil models. Real deep excavation support system analysis was conducted by using the classic Mohr-Coulomb Model (MC) and the advanced soil models such as Hardening Soil Model (HS), Hardening Soil Small Strain Model (HS_{ss}) gained popularity in recent years. Field measurements and analysis results were compared and different soil model performances were investigated according to site conditions.

As a result of the thesis study, Mohr-Coulomb Model analysis results are far away from real measurement values and Hardening Soil Model and Hardening Soil Small Strain Model have shown much better results.

Keywords

Deep excavation; Soil model; Mohr-Coulomb; Hardening Soil; Hardening Soil Small Strain

İÇİNDEKİLER

JÜRİ ONAY SAYFASI

TEŞEKKÜR

ÖZET.....	i
ABSTRACT.....	ii
İÇİNDEKİLER.....	iii
SİMGELER VE KISALTMALAR.....	vii
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	x
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	xi
1. GİRİŞ.....	1
1.1. Çalışmanın Amacı.....	1
1.2. Çalışmanın Kapsamı.....	1
1.3. Çalışmanın Yöntemi	2
1.4. Literatür Özeti.....	2
2. DERİN KAZI DESTEK SİSTEMLERİ.....	8
2.1. İksa Sistemleri	9
2.1.1. İksa sistem elemanları.....	9
2.1.1.1. Düşey elemanlar.....	9
2.1.1.2. Yatay elemanlar.....	10
2.1.1.3. Birleştirme elemanları.....	11
2.2. Palplanş Perdeler.....	12
2.2.1. Çelik palplanş perdeler.....	12
2.2.2. Ahşap palplanşlar.....	13
2.2.3. Betonarme palplanşlar.....	14
2.2.4. Palplanş perdesi tasarım esasları.....	15
2.3. Diyafram Duvar.....	17
2.3.1. Kılavuz perdeleri.....	19
2.4. Fore Kazık.....	19
2.5. Zemin Ankrajları.....	20
2.5.1. Pasif ankrajlar (Zemin çivisi).....	20
2.5.2. Öngermeli ankrajlar.....	21
2.5.3. Ankrajların tasarım kriterleri.....	21

2.5.3.1. Ankrajlı sistemlerde yanal toprak basınçları dağılımı.....	21
2.5.4. Ankraj kök bölgesi taşıma gücünü etkileyen faktörler.....	22
2.5.5. Ankraj demeti.....	23
2.5.6. Ankraj elemanlarında stabilite tahkikleri.....	23
2.5.7. Ankrajlarda yenilme şekilleri.....	23
2.5.8. Zeminlerde ankraj taşıma gücü.....	24
2.6. Derin Kazı Destek Sistemlerinde Projelendirme.....	25
2.6.1. Proje verilerinin toplanması.....	25
2.6.2. Geometrik modelin oluşturulması.....	26
2.6.3. Geoteknik parametrelerin belirlenmesi.....	27
2.6.4. Zemin profilinin oluşturulması.....	27
2.6.5. Analiz edilecek kesitlerin belirlenmesi.....	28
2.6.6. Ön analiz aşaması.....	28
2.6.7. Mimari onay.....	29
2.6.8. Ayrıntılı analizler ve uygulama projesi.....	29
2.7. Derin Kazı Destek Sistemlerine Etkiyen Yanal Zemin Yükleri.....	30
2.7.1. Kohezyonsuz zeminler için Rankine teorisi.....	30
2.7.1.1. Rankine teorisi için yapılan varsayımlar.....	30
2.7.1.2. Sükunet durumu (elastik denge).....	30
2.7.1.3. Aktif durum (plastik denge).....	32
2.7.1.4. Aktif Rankine durumu.....	32
2.7.1.5. Pasif Rankine durumu.....	33
2.7.2. Coulomb teorisi.....	34
2.7.2.1. Aktif Coulomb teorisi.....	35
2.7.2.2. Pasif Coulomb teorisi.....	36
2.7.3. Mononabe-Okabe yöntemi.....	37
3. GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE ZEMİN BÜNYE MODELLERİ.....	39
3.1. Zemin Bünye Modeli Gelişim ve Değişim Süreci.....	39
3.2. Zemin Modelleri.....	41
3.2.1. Lineer elastik model.....	41
3.2.1.1. Lineer elastik model parametreleri.....	42
3.2.2. Modifiye Duncan hiperbolik model.....	42

3.2.3. Mohr-Coulomb model.....	44
3.2.3.1. Mohr-Coulomb model zemin parametreleri.....	46
3.2.4. Pekleşen zemin(Hardening soil) Model.....	48
3.2.4.1. Pekleşen zemin (Hardening soil) model parametreleri....	50
3.2.4.2. İlk yükleme rijitliği.....	52
3.2.4.3. Yükleme boşaltma rijitliği.....	52
3.2.4.4. Odömetre rijitliği.....	53
3.2.5. Pekleşen zemin küçük şekil değiştirme (Hardening soil small strain) model.....	56
3.2.5.1. HS-ss model parametreleri.....	57
3.2.6. Modified Cam Clay model.....	61
3.2.6.1. Bakir konsolidasyon ve şişme eğrisi.....	61
3.2.6.2. Kritik durum kavramı.....	62
3.2.6.3. Modified Cam Clay model parametreleri.....	64
3.3. Yumuşak Zeminler İçin Geliştirilen Modeller.....	64
3.3.1. Yumuşak zemin (Soft soil) model.....	65
3.3.2. S-CLAY1 zemin modeli.....	65
4. VAKA ANALİZLERİ.....	66
4.1. Katlı Otopark İnşaatı İksa Uygulama Projesi Vaka Analizi	66
4.1.1. Proje bilgileri.....	66
4.1.2. Zemin bilgileri.....	67
4.1.3. Yapısal eleman parametrelerinin seçimi.....	69
4.2. Konut İnşaatı İksa Uygulama Projeleri Vaka Analizi	70
4.2.1. Proje bilgileri.....	71
4.2.2. Zemin bilgileri.....	71
4.2.3. Yapısal eleman parametrelerinin seçimi.....	72
4.3. Analiz Öncesi Çalışmalar.....	73
4.3.1. Zemin modeli parametrelerinin elde edilmesi.....	73
4.3.2. Aletsel(İnklinometrik) gözlem çalışmaları.....	77
4.3.3. PLAXİS ile model oluşturulması	78
4.3.4. Analiz.....	80
5. SONUÇ ve ÖNERİLER.....	90
KAYNAKLAR.....	92

Ek-1: Uygulama-1 İnklinometre Okumaları.....	98
Ek-2: Uygulama-2 İnklinometre Okumaları.....	99
Ek-3: Uygulama-3 İnklinometre Okumaları.....	100
Ek-4: Uygulama-1 İksa Kesiti.....	101
Ek-5: Uygulama-2 İksa Kesiti.....	102
Ek-6: Uygulama-3 İksa Kesiti.....	103
Ek-7: Ankraj Boy Kesiti.....	104
Ek-8: Uygulama Resimleri.....	105

ÖZGEÇMİŞ

SİMGELER ve KISALTMALAR

Simgeler

A_0	: Etkin Yer İvmesi Katsayısı
c'	: Efektif Kohezyon
c	: Kohezyon
C_h	: Yatay Eşdeğer Deprem Katsayısı
C_v	: Düşey Eşdeğer Deprem Katsayısı
c_u	: Drenajsız Kayma Dayanımı
E	: Elastisite(Young) Modülü
E_i	: Başlangıç Teğet Modülü
f_c	: Karakteristik Beton Dayanımı
f_y	: Çelik Akma Dayanımı
F_H	: Yatay Kuvvetler Toplamı
F_V	: Düşey Kuvvetler Toplamı
I_p	: Plastisite İndisi
K_a	: Aktif Toprak Basıncı Katsayısı
K_p	: Pasif Toprak Basıncı Katsayısı
K_{at}	: Aktif Sismik Toprak Basıncı Katsayısı
K_{pt}	: Pasif Sismik Toprak Basıncı Katsayısı
K_0	: Sükûnetteki Toprak Basıncı Katsayısı
M_{max}	: Maksimum Moment
P	: Toplam Kuvvet
p'	: Ortalama Efektif Gerilme
P_a	: Aktif Kuvvet
P_p	: Pasif Kuvvet
P_{at}	: Aktif Sismik İtki Kuvveti
P_{pt}	: Pasif Sismik İtki Kuvveti
R_f	: Göçme Oranı
σ'	: Efektif Gerilme
u	: Boşluk Suyu Basıncı
γ	: Zemin Doğal Birim Hacim Ağırlığı

γ'	: Efektif Birim Hacim Ağırlık
γ_d	: Doygun Birim Hacim Ağırlık
γ_w	: Suyun Birim Hacim Ağırlık
ϕ	: İçsel Sürtünme Açısı
ϕ'	: Efektif İçsel Sürtünme Açısı
ϕ_{cv}	: Kritik Bölge İçsel Sürtünme Açısı
ψ	: Dilatasyon Açısı
ν	: Poisson Oranı
ε	: Eksenel Deformasyon
γ_{zx}	: Kayma Birim Şekil Değiştirme
τ_{zx}	: Kayma Birim Gerilmesi
G	: Kayma Modülü
G_0	: Başlangıç Kayma Modülü
$(\sigma_1 - \sigma_3)$: Deviatorik Gerilme
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: Deviatorik Gerilme'nin Asimtot Değeri
λ	: Sıkışma İndisi
λ^*	: Modifiye Sıkışma İndisi
κ	: Şişme İndisi
κ^*	: Modifiye Şişme İndisi
ε^e	: Elastik Şekil Değiştirme
ε^p	: Plastik Şekil Değiştirme
ε_v^p	: Plastik Hacimsel Şekil Değiştirme
γ^p	: Sürtünme Pekleşmesi
ψ_m	: Mobilize Olmuş Dilatasyon Açısı
q	: Deviator Gerilme(Kayma Gerilmesi)

Kısaltmalar

ASTM	: American Society for Testing and Materials
BS8081	: British Standard
CLS	: Kritik Durum Hattı
CC	: Cam-Clay Model
CGS	: Compaction Grouting System
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
FHWA	: Federal Highway Administration
HS	: Hardening Soil Model
HS_ss	: Hardening Soil Small Strain Model
İMO	: İnşaat Mühendisleri Odası
kN	: KiloNewton
LE	: Lineer Elastik Model
MC	: Mohr-Coulomb Model
MCC	: Modified Cam-Clay Model
MPa	: MegaPascal
NAVFAC	: Naval Facilities Engineering Command
OCR	: Aşırı Konsolidasyon Oranı
TMH	: Türkiye Mühendislik Haberleri

ÇİZELGELER DİZİNİ

	Sayfa No
Çizelge 2.1: Bazı kayaç tipleri için kök sıyrılma değerleri.....	23
Çizelge 2.2: Bazı zemin türleri için alınabilecek Ko değerleri.....	31
Çizelge 2.3: Aktif koşul için H yüksekliğindeki duvarın hareketi.....	33
Çizelge 2.4: δ açıları.....	37
Çizelge 3.1: Geoteknik analizlerin uygulama alanları.....	40
Çizelge 3.2: Farklı zemin tipleri için kullanılan zemin modelleri.....	41
Çizelge 4.1: Atterberg Limitleri deney sonuçları.....	68
Çizelge 4.2: Yapısal eleman parametreleri(U1).....	70
Çizelge 4.3: Atterberg Limitleri deney sonuçları.....	72
Çizelge 4.4: Yapısal eleman parametreleri(U2-U3).....	72
Çizelge 4.5: Malzeme Parametreleri(U1)	74
Çizelge 4.6: Malzeme Parametreleri(U2)	75
Çizelge 4.7: Malzeme Parametreleri(U3)	76
Çizelge 4.8: Sonuç tablosu	89

ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa No
Şekil 2.1: Fore kazık delgi işlemi.....	9
Şekil 2.2: Donatı kafesi yerleşimi.....	9
Şekil 2.3: Diyafram duvar kazı işlemi.....	10
Şekil 2.4: Palplanş perdesi imalatı.....	10
Şekil 2.5: Öngörme ankrajı olarak kullanılan çelik halat.....	10
Şekil 2.6: Destek boruları.....	11
Şekil 2.7: Zemin çivileri.....	11
Şekil 2.8: Kuşak kirişleri.....	11
Şekil 2.9: Başlık kirişleri.....	12
Şekil 2.10: Palplanş imalatı	13
Şekil 2.11: Farklı kesitlerde imal edilen palplanşlar ve tipik bir imalat.....	13
Şekil 2.12: Ahşap palplanş inşaatı	14
Şekil 2.13: Farklı ebat ve şekillerde imal edilmiş betonarme palplanşlar.....	14
Şekil 2.14: Tipik palplanş perdesi kesiti.....	15
Şekil 2.15: Diyafram duvar imalat aşamaları.....	18
Şekil 2.16: Kazık teşkili.....	19
Şekil 2.17: Püskürtme betonlu zemin çivisi.....	20
Şekil 2.18: Öngermeli ankraj elemanları.....	21
Şekil 2.19: Kaplamalara etki eden ampirik yanal zemin basınçları.....	22
Şekil 2.20: Kaplamalara etki eden ampirik yanal zemin basınçları.....	22
Şekil 2.21: Ankrajlı sistemlerde göçme biçimleri.....	24
Şekil 2.22: Sondaj çalışmaları.....	26
Şekil 2.23: Tipik sondaj logları.....	26
Şekil 2.24: Tipik bir geometrik model kesiti.....	26
Şekil 2.25: Arazi ve laboratuvar deneyleri.....	27
Şekil 2.26: İdealize edilmiş zemin profili.....	28
Şekil 2.27: Tipik analiz görselleri.....	29
Şekil 2.28: Sükunetteki toprak basıncı.....	31
Şekil 2.29: Plastik ve elastik denge için Mohr dairesi.....	32
Şekil 2.30: Aktif Rankine durumu.....	33

Şekil 2.31: Kohezyonsuz zeminde aktif durum oluşumu.....	33
Şekil 2.32: Pasif Rankine durumu.....	34
Şekil 2.33: Kohezyonsuz zeminde pasif durum oluşumu.....	34
Şekil 2.34: Kohezyonsuz zeminde Coulomb kama yöntemi.....	36
Şekil 2.35: Kohezyonsuz zeminde Coulomb kama yöntemi.....	37
Şekil 3.1: Malzeme bünye modeli gelişimi.....	39
Şekil 3.2: Zemin bünye modelleri kullanımı yıllara göre dağılımı.....	40
Şekil 3.3: İdeal elastik bir malzeme eğrisi.....	42
Şekil 3.4: Hiperbolik gerçek form	43
Şekil 3.5: Dönüştürülmüş form.....	43
Şekil 3.6: Zeminlerde Pekleşme, model davranışı, yumuşama.....	45
Şekil 3.7: Tekil temel-zemin boykesiti, oturma eğrisi.....	45
Şekil 3.8: Elastik mükemmel plastik model.....	46
Şekil 3.9: Zeminde dilatansi durumları.....	47
Şekil 3.10: Dilatasyon açısına göre plastik şekil değiştirme	48
Şekil 3.11: Asal gerilme uzayında Mohr- Coulomb akma yüzeyleri.....	48
Şekil 3.12: Gerçek zemin ve model davranışları.....	49
Şekil 3.13: Akma yüzeyleri ve kullanılan rijitlik parametreleri bölgeleri.....	49
Şekil 3.14: OC ve NC kil davranışı.....	50
Şekil 3.15: Ödometre modülünün elde edilmesi.....	53
Şekil 3.16: Dilatansinin sonlanması.....	54
Şekil 3.17: Hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi.....	54
Şekil 3.18: $p' - q$ düzleminde akma yüzeyleri.....	56
Şekil 3.19: Asal gerilme uzayında HS Model akma yüzeyleri.....	56
Şekil 3.20: Geoteknik projelerde tipik şekil değiştirme aralıkları.....	57
Şekil 3.21: Küçük şekil değiştirmelerin hesaplama yöntemleri.....	57
Şekil 3.22: Kıltaşı için kayma modülü-efektif düşey gerime ilişkisi.....	58
Şekil 3.23a: Statik uyg. için azalım modülü-kayma şekil değiştirmesi ilişkisi.....	59
Şekil 3.23b: Dinamik uyg. için azalım modülü-kayma şekil değiştirmesi ilişkisi.....	59
Şekil 3.24: $I_p - \gamma_{0.7}$ eğrisi.....	60
Şekil 3.25: İzotropik yükleme altında zemin davranışı.....	62
Şekil 3.26: Cam-Clay ve Modified Cam-Clay akma yüzeyleri.....	63

Şekil 3.27: Asal gerilmede Modified Cam-Clay akma yüzeyleri.....	64
Şekil 4.1: İnceleme alanının konum ve hali hazır görünümü.....	66
Şekil 4.2: Arazi plankotesi.....	67
Şekil 4.3: Sondaj yerleşim planı.....	68
Şekil 4.4: Efektif Kayma Direnci, Plastisite İndisi ilişkisi.....	69
Şekil 4.5: BS8081 Ankraj uzunluklarının ampirik yöntem ile belirlenmesi.....	70
Şekil 4.6: A1-A2 Blok konut inşa alanı.....	71
Şekil 4.7: İksa yapısında zemin modeline göre tipik düşey hareketler.....	77
Şekil 4.8: δ/H diyagramı.....	77
Şekil 4.9: Analiz öncesi oluşturulan model(U1).....	79
Şekil 4.10: Analiz öncesi oluşturulan model(U2).....	79
Şekil 4.11: Analiz öncesi oluşturulan model (U3).....	80
Şekil 4.12: U1 için HS, MCve HS _ss Model deformasyon durumları.....	81
Şekil 4.13: U2 için HS, MCve HS _ss Model deformasyon durumları.....	81
Şekil 4.14: U3 için HS, MCve HS _ss Model deformasyon durumları.....	82
Şekil 4.15: İnklinometre okumaları ve model sonuçları.....	83
Şekil 4.16: İnklinometre okumaları ve model sonuçları.....	84
Şekil 4.17: İnklinometre okumaları ve model sonuçları.....	88
Şekil 4.18: MC, HS, HS _ss moment diyagramları.....	86
Şekil 4.19: MC, HS, HS _ss kesme kuvveti diyagramları.....	86
Şekil 4.20: MC, HS, HS _ss moment diyagramları.....	87
Şekil 4.21: MC, HS, HS _ss kesme kuvveti diyagramları.....	87
Şekil 4.22: MC, HS, HS _ss moment diyagramları.....	88
Şekil 4.23: MC, HS, HS _ss kesme kuvveti diyagramları.....	88

1. GİRİŞ

Şehirlerde nüfusun hızlı bir şekilde artması altyapı ihtiyaçlarını da beraberinde getirmektedir. Özellikle şehir merkezlerinde boş arazilerin çok az sayıda olması, metrekaşe maliyetlerinin yüksek düzeyde olması, şehirlere özgü imar planlarının yüksek bina yapmaya izin vermemesi, araç ve insan sayısının artmasıyla kapalı otopark ihtiyacının yükselmesi, bu artışlara paralel olarak mevcut kanalizasyon, içme suyu hatlarının yenilenmesi ve arttırılması bu ihtiyaçlara örnek gösterilebilir.

Yine şehir merkezlerinde mevcut ulaşım yollarının yetersiz kalmasıyla ihtiyacı karşılamak için metro hatlarının büyük bölümünün yer altından geçirilmesi ve istasyonlarının yeraltında planlanması kazı destek sistemlerinin önemini her geçen gün arttırmaktadır.

1.1. Çalışmanın Amacı

Bu çalışma, farklı zemin türleri üzerine inşa edilen kazı destek sistemlerinin hangi zemin modeliyle analiz edildiğinde daha iyi performans vereceğini çizelge, şekil ve hesaplamalarla göstererek geoteknik uygulamalarda çalışan mühendislere farklı malzeme modelleriyle analiz edilen sistemlerin davranışı hakkında daha detaylı fikir vermesini amaçlamaktadır.

1.2. Çalışmanın Kapsamı

Çalışmanın birinci bölümünde konuya giriş yapılarak problemin ana hatları, amacı ve yöntemi anlatılmıştır.

İkinci bölümde günümüzde en çok tercih edilen kazı destek sistemlerini ve bu sistemleri oluşturan elemanlar ana hatlarıyla anlatılmıştır. Yine bu sistemlerin tasarım esasları, klasik hesap yaklaşımları ve yapım aşamalarına değinilmiştir.

Üçüncü bölümde literatürde en çok kullanılan zemin modelleri tanıtılmıştır. Hesaplamalarda kullanılan zemin modelleri ise daha kapsamlı açıklanmıştır. Bu bölümün son kısmında ise yumuşak zemin modelleri kısaca tanıtılarak gelişimleri anlatılmıştır.

Dördüncü bölümde çalışma kapsamında üç adet vaka çalışması incelenmiştir. Dünya genelinde çokça kullanılan bir sonlu elemanlar programıyla üç farklı zemin modeli için analizler yapılarak farklı türde zeminler için hangi modelin daha uygun olduğu tartışılmıştır.

1.3. Çalışmanın Yöntemi

Derin kazıların tasarım hesaplarında günümüzde klasik yöntemlerin yerini sonlu elemanlar ve sonlu farklarla işlem yapan bilgisayar programları almıştır. Bu kapsamda uygulamada uzun yıllardır kullanılan PLAXIS programıyla farklı zemin şartları ve modellerine göre analizler gerçekleştirilmiştir. Çalışmada uygulaması yapılmış üç adet derin kazı vakası karşılaştırmalı olarak incelenmiştir.

1.4. Literatür Özeti

Çalışan ve Özkan (2005), Derin kazı iksa sistemlerinin projelendirilmesinde kullanılan “limit denge metodu”, iksa sistemlerinin ve zeminin yaylar ile temsil edildiği “elastik zemine oturan kiriş yöntemi”, “pseudo sonlu elemanlar yöntemi” ve günümüzde en çok kullanılan “sonlu elemanlar yöntemini” avantajlarıyla ve dezavantajlarıyla anlatmaya çalışmışlardır. Sonlu elemanlar yönteminde kullanılan zemin modellerinin ve parametrelerin uygulanan zemin üzerinde seçiminin öneminden bahsetmişlerdir. Yapılan çalışmaların sonucunda sonlu elemanlar ile yapılan analizlerin, klasik yöntemlerdeki yük dağılımlarıyla karşılaştırılarak kontrol edilmesi, ayrıca benzer zeminlerden elde edilen deplasman ve yük değerleriyle ilgili tecrübelerin önemi vurgulanmıştır.

Demirkoç, vd., (2007), Derin kazı destek sistemlerinden ülkemizde de yoğun olarak kullanılan zemin çivili ve ankrajlı iksa destek sistemlerini farklı zemin türlerinden oluşan modellerle önce klasik metotlarla analiz etmiş daha sonra bu sistemleri sonlu elemanlar yöntemi kullanan bir programda projelendirmiştir. Zemin modeli olarak Mohr-Coulomb ve Hardening Soil Model kullanılmıştır. Böylece iki farklı iksa sisteminin benzer zemin koşullarında davranışları karşılaştırılmıştır. Çalışmalar neticesinde zemin çivili sistemde kazı derinliğinin artmasıyla tepe deplasmanlarının arttığı, ankrajlı sistemlerde ise katı kil ve orta katı kil zeminlerde deplasmanlar derinlikle artarken duvarın öne doğru hareket ettiği, sıkı ve orta sıkı kum zeminde öngerme değerine bağlı olarak duvarın içe doğru hareket ettiği belirlenmiştir. Zemin çivili sistemin tepe deplasmanları ankrajlı duvardan fazla ölçülmüştür. Ancak değerler iki sistemde de beklenen sınırlar içinde kalmıştır. Kazı zeminlerinde hesaplanan kabarma değerleri incelendiğinde HS model MC modele göre daha iyi sonuçlar vermiştir.

Yoo ve Lee (2008), makalelerinde Kore’de bulunan derin kazı ile desteklenen zeminlerin yüzey hareketleriyle ilgili çalışmaları açıklamaktadır. Bu hareketleri simüle etmek için Lade’in çift pekleşmeli modeli, sonlu elemanlar programı olan ABAQUS’e dahil edilmiştir. Çalışmalar neticesinde yüzey hareketliliğinden kaynaklanan yüzey şeklinin, duvar hareketi üzerinde önemli etkiye sahip olduğu, yüzey oturmalarının duvarın rijitlik değerleriyle değiştiği hesaplanmıştır.

Hsiung, vd., (2009), bir derin kazı sisteminde kum zemin modelinin destek sistemi üzerine etkilerini araştırmışlardır. Zeminin elastikiyet durumu, creep etkisi ve zemin-duvar arayüz etkilerini değerlendirmek amaçlı analizler yapılmıştır.

Lim vd., (2010), kil zeminin davranışının araştırılması kapsamında Taiwan’da inşaatı tamamlanan The Taipei National Enterprise Center (TNEC) binasının kazı destek sistemlerinin literatürde çokça kullanılan Modified Cam Clay model (MCC model), Hardening Soil Model (HS model), the Hardening soil small strain model (HS_ss model), The MCC model (Burland,1965) ve The Undrained Soft Clay Model (USC) zemin modelleriyle analiz edilmesi ve bina tamamlandıktan sonraki deplasmanların ve oturmaların ölçümler ile karşılaştırılarak zemin modellerinden hangisinin gerçek davranışa daha yakın olduğunu araştırmışlardır. Çalışma sonucunda Modified Cam Clay modelinin duvar deformasyonları ile zemin oturmalarını arazi ölçümlerine göre daha düşük hesapladığı belirtilmiştir. Ayrıca, Hardening Soil modelinde ise son kazı aşamasında arazi ölçümleri ile aynı sonuçlar bulunurken, diğer aşamalarda farklılıklar gözlemlenmiştir. Hardening Soil-Small Strain model tahminleri yaklaşık olarak Hardening Soil model tahmin sonuçlarıyla eşit bulunmuştur. Mohr-Coulomb modelinde tüm yükleme durumları için gerilme koşulları tahmininde problemler görülmüştür. İlave olarak; USC modelinin ise tahminlerde en iyi sonuçları verdiği vurgulanmıştır.

Tiznado ve Roa (2011), çalışmalarında, güçlü depremlere maruz kalmış ağırlık istinat duvarlarının hem yanal yer değiştirmelerini hem de dönmelerini tahmin etmek için basit ve gerçekçi bir yöntem önermişlerdir. Bu çalışma için HS small strain modeli, zemin gerilme-şekil değiştirme davranışını temsil etmek üzere seçilmiştir. Bu model, hem zemin rijitliğini hem de kesme ve hacimsel gerilmeler arasındaki bağıntıların gerilme bağımlılığını hesaba katan elastoplastik yapısal bir modeldir.

Bu model normal konsolide zeminlerin sismik davranışını incelemek amaçlı kullanılmıştır, modelde kullanılan ağırlık istinat duvarında yüksek young modülü seçilmiştir, arayüz ise zemin-yapı etkileşimini modellemek için tanımlanmıştır, farklı duvar kalınlıkları ve farklı malzeme tipleriyle analizler yapıp bu parametrelerle ilgili çizelgeler oluşturulmuştur. Hazırlanan çizelgelerde önerilen değerler önceki çalışmalarla uyumlu olduğu görülmüştür.

Surarak, vd., (2012), Bangkok'da belirlenen bir bölgeden belli derinliklerden alınan Bangkok Kilinin üçeksenli ve ödometre deneylerinden elde ettikleri rijitlik parametrelerinin PLAXIS programında bulunan HS modelindeki parametrelerin drenajlı ve drenajsız olarak kalibre edilmesi üzerine yaptığı çalışmaları anlatmışlardır. Çalışmalar sonucunda kilin drenajlı ve drenajsız davranışını belirlemek için HS modeli üzerinde ayrıntılı kalibrasyon prosedürünün gerçekleştirilmesi gerektiği kanaatine varılmıştır.

Likitersuang, vd., (2013), Bangkok MRT Blu Line metro hattı kapsamında yapılan derin kazı çalışmaları esnasında alınan zemin verilerinin Bangkok Kilinin küçük gerilme ve kayma modülü üzerine yapılan üçeksenli çalışmalar değerlendirilmiştir. Bu kapsamda HS Model small strain modülü kullanılarak zemin modellemesi yapılmıştır. Çalışma neticesinde Bangkok Kilinin Bangkok bölgesi boyunca üniform olduğu, kayma rijitliği değerlerinin yumuşak ve sert killer arasında net bir şekilde farklı olduğu ve bu değerlerin derinlikle artma eğilimi gösterdiği, Bangkok Killeri hafif aşırı konsolidasyona uğramış yumuşak killer olduğundan G_{max} değerleri, London Killerinin iyi belgelenmiş değerlerine kıyasla nispeten düşük olduğu, tüm ampirik denklemlerin G_{max} değerlerini oldukça iyi tahmin ettiği, bununla birlikte denklemlerde kullanılan sabit parametrelerin kalibresi için önemli gelişmeler sağlandığı vurgulanmıştır.

Hing, vd., (2013), Bir derin kazı ortamında bulunan zeminin Hardening Soil parametrelerinin tahmininde kullanılan üç eksenli ve odömetre rijitlik değerlerinin SPT değerleri arasında bir korelasyonla tahmin edilebileceğini göstermek amaçlı peklesen zemin modeliyle çeşitli çalışmalar yapmıştır. Çalışmalar göstermiştir ki zemin modelinde kullanılan parametrelerin seçiminin önemi yanında projenin geometrisi ve kazının köşe noktalarındaki etkiler de önemlidir.

Likitersuang, vd., (2013), Bangkok'ta bulunan yeraltı demiryolu sistemlerinde yapılan derin kazılarla ilgili çalışmalarda bulunmuşlardır. Bu çalışmalar demiryolu

kazısına destek olmak için inşa edilen diyafram duvarların deplasmanları ve bu duvarların gerisinde bulunan zeminin çökme değerlerinin her kazı aşaması sonunda hesaplanıp arazi değerleriyle karşılaştırılması esasına dayanmaktadır. Yine HS, HS_ss, SS(soft soil), modelleriyle analizler tekrarlanıp uygun zemin modeli belirlenmeye çalışılmıştır. Çalışma sonucu göstermiştir ki analizlerde kullanılan parametreler uygun seçilmeden kullanılan sayısal yöntemler doğru tahminlerde bulunamaz.

Castaldo ve De Iuliis (2014), derin kazıların çevrelerindeki betonarme yapıların kazı öncesi ve sonrası sismik etkilerini araştırmışlardır. Bu kapsamda analiz için zemin-yapı etkileşimini dikkate alan sonlu elemanlar tabanlı bir program ile gerçek bir vaka üzerinde yapım öncesinde ve yapım sonrasındaki sismik etkilerin betonarme yapı üzerindeki etkileri üzerine çalışmalar yapılmıştır. Zeminin sismik etkilere karşı davranışını karşılaştırma amaçlı HS ve MC modeller kullanılmıştır. Sonuç olarak kazı öncesi betonarme binanın sismik zayıflığı ile kazı sonrasında önemli farklılıklar hesaplanmıştır.

Mu ve Huang (2015), derin kazıların çevre yapılara olan etkileri hakkındaki çalışmada sonlu elemanlar programı olan PLAXIS'de HS_ss modeli dikkate alınarak Chicago Kili üzerinde deneysel çalışmalar yapmışlardır. Çalışma kapsamında zemin ile etkileşim durumunda bulunan istinat duvarının deplasman değerlerini açıklamak amaçlı amprik yöntemler geliştirilmiş, elde edilen sonuçlar literatürdeki diğer yöntemlerle karşılaştırılıp doğruluğu teyit edilmiştir.

Ghareh (2015), araştırmasında zemin çivili istinat yapısında zemin-çivi kesme kuvvetinin önemini araştırmıştır. Bu amaçla zemin modeli olarak elastik mükemmel plastik bir model olan Mohr-Coulomb zemin modeli kullanılmıştır, çalışma sonucunda genel yaklaşımlar verilmiştir. Bunlar; zeminde çok küçük bir kohezyon değerinin kullanılmasıyla bile duvar deplasmanlarında önemli azalmalar meydana geldiği, kohezyonsuz toprakta en yüksek deplasman tepe noktada oluşurken, kohezyonlu zeminlerde kazı dibine yakın yerde olduğu ayrıca yüksek içsel sürtünme ortamında püskürtme beton duvara daha fazla yük aktarıldığı tespit edilmiştir.

Zhang, vd., (2015), araştırmalarında yumuşak zeminlerin bulunduğu bir bölgede destek sisteminin deplasmanlarını araştırmak için yapılan çalışmaları açıklamaktadırlar. Bunun için zeminlerde küçük birim şekil değiştirme durumunu dikkate alan HS_ss model ile çalışma yapılmıştır. Bu amaçla kazı geometrisi, zemin mukavemeti ve rijitlik

özellikleri, duvar rijitliği gibi parametreler duvarın eğilme davranışını incelemek üzere kullanılmıştır. Bu çalışmaların sonuçlarına dayanarak, maksimum duvar deplasmanını tahmin etmek için basit bir Polinomial Regresyon (PR) modeli geliştirilmiştir. Bu yöntemle hesaplanan duvar deplasmanları, bir dizi vaka analiziyle ve yayınlanan kayıtlarla karşılaştırılmış ve bu çalışmalarla uyumlu olduğu görülmüştür.

Goh, vd., (2016), bir derin kazı problemi piyasada çokça kullanılan sonlu elemanlar yöntemiyle analiz yapan bir programda HS model kullanılarak iki boyutlu (2D) ve üç boyutlu (3D) olarak analiz edilerek problemin kazı genişliği ve kazı uzunluğunun farklı oranlarıyla yapılan karşılaştırmalarla mevcutta kullanılan yarı ampirik tablolarla karşılaştırılarak duvarın deplasman değerlerine, kazı derinliğine, zemin oturma değerlerine, kazık gömülme derinliğine etkileri üzerine çalışmalar yapmıştır. Çalışmalar sonucunda üç boyutlu olarak hesaplanan duvar deplasmanları iki boyutlu analizlere göre daha düşük hesaplanmıştır

Hsiung ve Dao (2016), sıkı kum ve gevşek kum zemin ortamının bulunduğu bir derin kazı sisteminde Mohr-Coulomb modeli kullanarak bu tür zeminlerin sistem davranışına etkilerini üç boyutlu bir program kullanarak anlamaya çalışmışlardır. Dilatometreler kullanılarak malzemenin gevşeklikten sıkılığa geçerkenki gerilmeler hesaplanmaya çalışılmıştır. Sonuç olarak kullanılan model gevşek ve orta sıkı kumlarda yerinde ölçülen değerlerle uyumlu sonuçlar vermiştir.

Elia, vd., (2016), tarafından Boston Massachusetts, ABD'de bulunan geniş derin kazı sisteminde bulunan zeminin parametrelerinin yapı bozulması, küçük gerilme ve anizotropi gibi özel modülleri bulunan MCC (Modified Cam Clay) modeliyle hesaplanması ve kazının genel davranışı üzerine yapılan çalışmalar anlatılmaktadır. Çalışmada vaka çalışması ile zemin profili ve inşaat alanının kısa tarifi sunulmaktadır. Daha sonra drenajsız üç eksenli ve konsolidasyon testleriyle numunenin kalibrasyonu sağlanmıştır, son olarak oturma ve deplasmanlar üzerine değerlendirmeler yapılmıştır.

Hsiung, vd., (2016), Tayvan'ın Kaohsiung şehrinde kalın kum tabakalarının bulunduğu bir bölgede inşa edilen kazı destek sistemlerinin PLAXİS programında bulunan HS, HS_ss ve MC modeliyle analizlerini ve gerçek arazi sonuçlarıyla karşılaştırılması çalışmalarını incelemiştir. Sonuçlar HS_ss modelin duvar deplasmanları ve oturmalar için en iyi sonuçları verdiğini, MC modelin en kötü sonuçları verdiğini göstermektedir. Bu çalışmanın, mühendislere ve araştırmacılara

zemin modellerini kullanarak güvenli sayısal analizler yapmasına yardımcı olacağı belirtilmektedir.

Lim ve Ou (2017), tarafından drenajsız bir derin kazı uygulamasında Mohr Coulomb, Hardening soil ve Hardening Soil-Small Strain gibi plastisiteye dayalı analiz modelleriyle yükleme ve boşaltma durumunda zeminin elastik davranışı üzerine çalışmalar yapılmıştır. Gerçek oturma ve deplasman değerleriyle karşılaştırılarak elastik davranışta zemin modellerinin etkisi araştırılmıştır. Netice olarak HS model kazı bölgesinin genelinde elastik davranış göstermiştir. Ayrıca drenajsız yükleme/boşaltma parametrelerinin doğru tahmin edilmesiyle elastik-mükemmel plastik davranış modeli olan Mohr-Coulomb modeliyle bile gerçek ölçümlere yakınlık sağlanabileceğini göstermişlerdir. Sonuçlar elastik mükemmel plastik bir model kullanılması durumunda küçük gerilme parametreleriyle çalışılması gerektiğini göstermiştir, sabit elastikiyet modüllerinin kullanılması duvar hareketlerini olduğundan daha fazla göstermiştir, duvar hareketlerini tutarlı öngörmek için kazı süresini dikkate alarak creep etkisi, analizlere dahil edilmelidir ayrıca yine çalışmalar göstermiştir ki; uygun zemin-duvar arayüzü kullanmak oturmalar üzerine daha makul bir öngörü sağlamaktadır.

Goh, vd., (2017), derin kazı diyafram duvar sistemlerinde destek amaçlı kullanılan yatay kirişlere gelen yükleri Peck (1969) tarafından geliştirilen APD yöntemi gibi ampirik yöntemler kullanarak belirlemişlerdir. Sayısal analizlerden ya da arazi çalışmalarından geliştirilen bu ampirik yöntemlerin çoğu, kauçuk duvarlar gibi esnek duvar türleri ile yapılan kazılar için yapılmıştır. Diyafram duvarlar ve rijit kazıklar gibi sert duvar sistemleri için kazı performansı üzerine sınırlı sayıda çalışma yapılmıştır. Bu makalede, rijit duvarlı sistemlerin performansına odaklanarak, kil zemindeki kazılar için çubuklara etki eden kuvvetleri incelemek amacıyla hem 2D hem de 3D olarak HS model parametreleri kullanılarak sonlu elemanlar analizleri yapılmıştır, ardından bildirilen birkaç vaka öyküsünden alınan alan ölçümlerine de dayanılarak, rijit duvar sistemlerinde kazılar için ampirik grafikler önerilmiştir. Yapılan çalışmalarda genel eğilim, kirişteki kuvvetler artan toprak direnciyle azalmakta ve artan duvar rijitliğiyle artmaktadır.

2. DERİN KAZI DESTEK SİSTEMLERİ

Son yıllardaki yoğun yapılaşmalar derin kazıları gerektirmekte, çevre şartları, teknik ve ekonomik sebeplerle, şevli kazı yapılamadığından kazı yüzeylerinin desteklenmesi zorunlu olmaktadır.

Özellikle geniş ve derin kazılarda kazı yüzeylerinin temel çukuru içeresinden desteklenmesi ekonomik kısıtlamaları ve inşa sorunlarını doğurmakta, yer altı suyunun bulunması halinde ise sorunlar daha da büyümektedir. Bu nedenlerle düşey kazı yüzlerinin gerektiğinde geçirimsiz olarak teşkil edilerek, iksa perdelerinin zemin ankrajları kullanılması suretiyle kazı dışından desteklenmesi bu sistemlerin çözümünde büyük kolaylık sağlayacaktır (Kumbasar ve Kip, 1999).

Günümüzde nüfusun hızla artması, özellikle şehir merkezlerindeki konut ve işyeri gibi yapılarda farklı fonksiyonel birimlere (daha fazla bodrum kat, kapalı otopark vb.) ihtiyacı da beraberinde getirmiştir. Arsa maliyetlerinin merkezi yerlerde çok yüksek olması arsaların daha verimli kullanılmasını ve buna bağlı olarak dikey yapılaşmayı zorunlu kılmıştır. Bu amaçla yapılan inşaatlarda derin kazılar zorunlu hale gelmiştir.

Derin kazı uygulamalarındaki iksa sistemleri; fore kazık, mini kazık, betonarme perde, diyafram duvar öngermeli ankrajlar yardımıyla oluşturulmaktadır.

Günümüzde inşa edilen zemin destek sistemleri mevcut ihtiyacı büyük ölçüde karşıladığı açıktır, bunun sebebi özellikle geoteknik mühendisliğindeki gelişmeler, yüksek kapasitede çalışan ve her türlü zemin gurubunda yüksek performans gösteren iş makinalarının kullanımı, güvenli yönde kalan sıfır hataya yakın hızlı projelendirme yapabilen bilgisayar programları ve bu gibi birçok olumlu durum gösterilebilir.

Dünyada ve ülkemizde nüfus her geçen gün artmaktadır; bu durum daha çok ulaşım ağı ve daha çok yerleşim alanı demektir. Bu şekilde düşünüldüğünde bu gibi sistemlerin daha uzun süreler kullanılacağı ve geliştirileceği açıktır.

Ayrıca gelecekte özellikle deniz kenarlarının daha da değerlendirilmesi, buralarda yapılacak yapılar için yeni alanlar oluşturulmasını da beraberinde getirecektir. Bu da deniz üzerine yapılacak yapay arazilerle mümkün olacaktır. Yine bu arazilerde kullanılacak zeminlerinde destek sistemleriyle inşa edilmesi kaçınılmazdır.

2.1. İksa Sistemleri

İksa sistemleri; yapıların zemin kotundan aşağıda olan, bodrum kat, kapalı otopark vb. birimlerinin inşa edilebilmesi ve kazı esnasında çevresinde bulunan yapıların güvenliğinin sağlanması amaçlı inşa edilen esnek destek yapılarıdır.

2.1.1. İksa sistem elemanları

2.1.1.1. Düşey elemanlar

Fore kazık, mini kazık, palplanş perdesi, diyafram duvar gibi yerinde hazırlanarak veya daha önceden üretilen elemanların delgi işlemi yapılan çukurlara yerleştirilmesi veya çakılması suretiyle oluşturulan eğilme momenti ve kesme kuvvetine karşı projelendirilen iksa yapılarıdır.



Şekil 2.1. Fore kazık delgi işlemi.



Şekil 2.2. Donatı kafesi yerleşimi.



Şekil 2.3. Diyafram duvar kazı işlemi.



Şekil 2.4. Palplanş perdesi imalatı.

2.1.1.2.Yatay elemanlar

Öngerilmeli ankraj, pasif ankraj, zemin çivisi gibi aşamalı kazı esnasında yatay olarak projesinde belirlenen uzunluk ve çapta donatı veya halatlarla, genellikle düşey elemana belirli bir açıyla oluşturulan ve zeminle arasındaki sürtünme kuvveti esasına göre çalışan, çoğunlukla normal kuvvet alan elemanlardır.



Şekil 2.5. Öngerme ankrajı olarak kullanılan çelik halat.



Şekil 2.6. Destek boruları.



Şekil 2.7. Zemin çivileri (pasif ankraj).

2.1.1.3. Birleştirme elemanları

Başlık kirişi, kuşak kirişi veya bazen de betonarme perde gibi, iksa sistemindeki düşey ve yatay elemanları arasındaki bağlantı görevini görerek yük paylaşımını sağlayan, genellikle kesme kuvveti alan iksa sistem elemanlarıdır (İMO TMH, 2015).



Şekil 2.8. Kuşak kirişleri.



Şekil 2.9. Başlık kirişleri.

2.2. Palplanş Perdeler

2.2.1. Çelik palplanş perdeler

Hazır olarak imal edilen yassı çelik kazıkların birbirine geçirilerek sürekli bir perde oluşturacak şekilde çakılmasıyla veya titreşimli makinelerle zemin içeresine itilmesiyle oluşturulan destek sistemleridir.

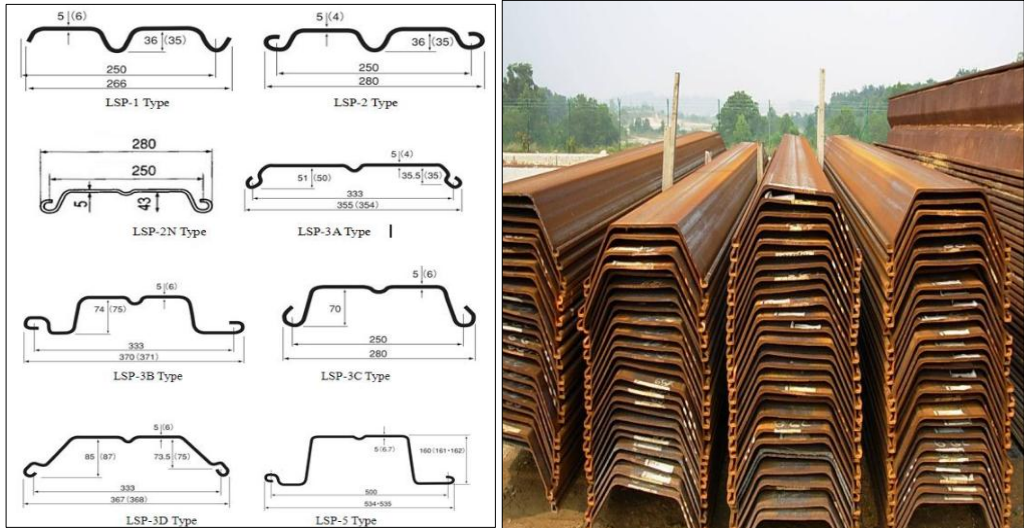
Çelik olarak imal edilenlerin kullanımları pratiktir ve tekrar tekrar kullanılabilirler. Palplanş perdeler sızdırmaz veya çok az sızdırabilir kabul edilir. Palplanş perdeleri, rıhtım, iskele, gibi yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu yerlerde su yapılarının sızıntı uzunluğunun artırılması, toprak kaymalarının önlenmesi, destekli kazı vb. işlerde kullanılır (Uzuner, 2014).

Kısa olarak inşa edilen palplanşlar basitçe zemin dışına konsol şeklinde bırakılarak oluşturulur, ancak kazı derinliği arttıkça palplanş perdeleri destek amacıyla bir veya daha fazla seviyelerde yanal desteğe ihtiyaç duyarlar bunlar iç destek direkleri ve gergili ankraj şeklinde yapılır bunların en yaygını çelik halatlı enjeksiyonlu ankrajlardır (Coduto, 2006).

Palplanş perdelerin tasarımlarında göz önüne alınan gerilmeler oldukça yüksek olup bir faktörle çarpılmamış yükler için çelikte $0.90f_y$, betonda $0.75f_c$ değerleri göz önüne alınabilir. Konsol şeklinde inşa edilen ankrajlar 3~6m olarak teşkil edilebilir (Yıldırım, 2009).



Şekil 2.10. Palplanş imalatı.



Şekil 2.11. Farklı kesitlerde imal edilen palplanşlar ve tipik bir imalat.

2.2.2. Ahşap palplanşlar

Ahşap palplanşlar yüksek eğilme rijitliğine sahip olmadıklarından derin olmayan kazılarda ve geçici olarak inşa edilirler.

Günümüzde fabrikasyon olarak üretilen I profillerinin zemine çakılmasıyla ve önceden uygun boyutlarda kesilen ahşap elamanların bu profillere yatay olarak sıra sıra geçirilmesiyle pratik bir şekilde oluşturulur gerektiğinde yatay dikmelerle sistem desteklenir.



Şekil 2.12 Ahşap palplanş inşaatı.

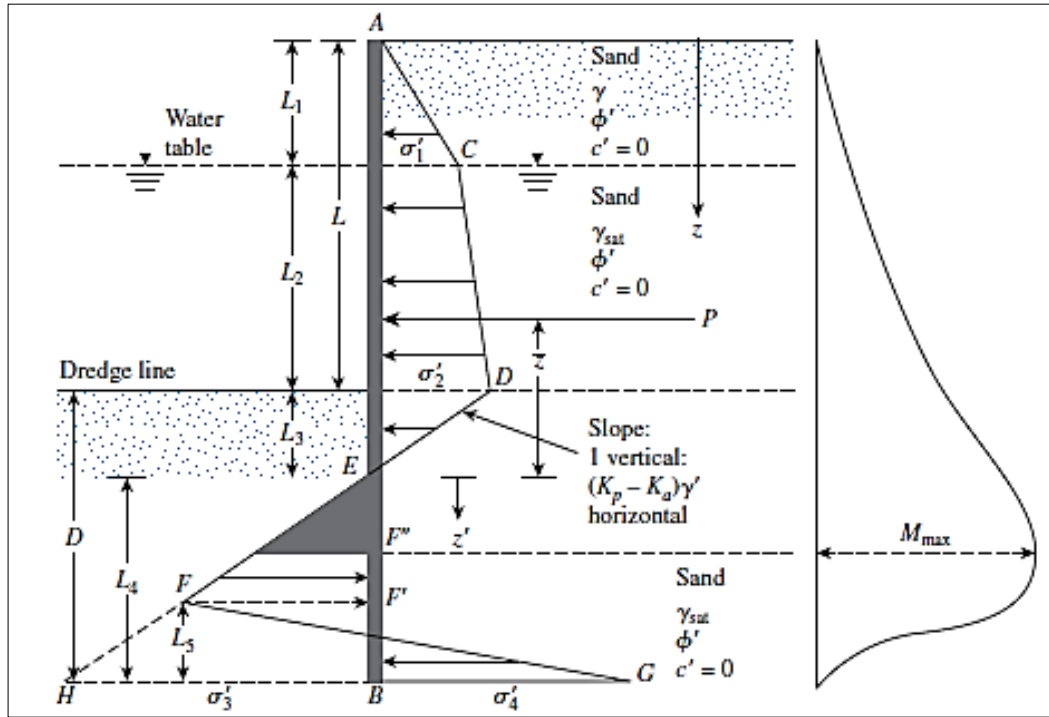
2.2.3. Betonarme palplanşlar

Çelik palplanşların tüm kullanım alanlarında aynı yöntemlerle inşa edilebilirler çeliğe göre eğilme rijitlikleri daha fazladır bu sebeple gergili ankraja ihtiyaç duymadan kullanılabilirler. Çelik palplanşlara göre da ucuzdur, ancak ağır olduklarında taşınmaları yerine montaj aşamalı uzun ve zahmetlidir, betonarme palplanşlar yüksek mukavemetli betondan imal edilmektedir. Çakma esnasında baş ve uç bölgelere fazla yük düşeceğinden bu kısımlara donatı sıklaştırması yapılmaktadır, yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu ve geçirimsizliğin sağlanması gereken işlerde palplanş birleşim yerleri geçirimsiz olarak teşkil edilir.



Şekil 2.13. Farklı ebat ve şekillerde imal edilmiş betonarme palplanşlar.

2.2.4. Palplanş perdesi tasarım esasları



Şekil 2.14. Tipik palplanş perdesi kesiti (Das, 2007).

Palplanş perdesinde denge denklemlerinden:

$$\sum F_H = 0, \quad \sum F_V = 0, \quad \sum M_B = 0$$

olmalıdır.

Palplanş perdesinde gömülme derinliği:

$z = L_1$ için

$$\sigma'_1 = \gamma L_1 K_a$$

$z = L_1 + L_2$ için

$$\sigma'_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$$

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{ve} \quad \gamma' = \gamma_d - \gamma_w \text{ alınmalıdır.}$$

Palplanş perdesinin maksimum moment oluşan dönme noktasının üstünde net yanal basıncı bulmak için her iki taraftaki aktif ve pasif basınçların değerleri incelendiğinde:

$$\sigma'_a = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma'(z - L_1 - L_2)] K_a$$

z derinliğindeki pasif basınç:

$$\sigma'_p = \gamma'(z - L_1 - L_2) K_p$$

$$\sigma' = \sigma'_a - \sigma'_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a + \gamma' (z - L_1 - L_2) (K_p - K_a)$$

$$\sigma' = \sigma'_2 - \gamma' (z - L) (K_p - K_a) \quad \text{ve} \quad L = L_1 + L_2$$

L_3 derinliğinde $\sigma' = 0$ olduğundan:

$$\sigma'_2 - \gamma' (z - L) (K_p - K_a) = 0$$

Buradan:

$$L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma' (K_p - K_a)}$$

L_4 derinliğinde σ_3 hesaplandığında:

$$\sigma_3 = L_4 (K_p - K_a) \gamma'$$

elde edilir.

Palplanş tabanında $z=L+D$ 'de pasif basınç σ'_p değeri:

$$\sigma'_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D) K_p$$

Aynı derinlikte

$$\sigma'_a = \gamma' D K_a$$

Palplanş perdesinin alt ucunda net yanal basınç:

$$\begin{aligned} \sigma'_p - \sigma'_a &= \sigma'_4 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' D (K_p - K_a) \\ &= (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3 (K_p - K_a) + \gamma' L_4 (K_p - K_a) \\ &= \sigma'_5 + \gamma' L_4 (K_p - K_a) \end{aligned}$$

Buradan:

$$\sigma'_5 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3 (K_p - K_a)$$

$$D = L_3 + L_4$$

olmak üzere:

Palplanşın stabilitesinden:

\sum palplanşa etkiyen yanal kuvvetler=0

\sum palplanşın B noktasına göre toplam moment=0

Basınç diyagramları alanları toplamı:

ACDE-EFHB+FHBG=0 veya P, ACDE'nin alanı olmak üzere

$$P - \frac{1}{2}\sigma'_3 L_4 + \frac{1}{2}L_4(\sigma'_3 + \sigma'_4) = 0$$

elde edilir.

B noktasına göre toplam momentler yazılırsa:

$$P(L_4 + \bar{z}) - \left(\frac{1}{2}L_4\sigma'_3\right)\left(\frac{L_4}{3}\right) + \frac{1}{2}L_5(\sigma'_3 + \sigma'_4)\left(\frac{L_5}{3}\right) = 0$$

$$L_5 = \frac{\sigma'_3 L_4 - 2P}{\sigma'_3 + \sigma'_4}$$

Moment eşitliklerindeki değerler yerine yazılırsa:

$$L_4^4 + A_1 L_4^3 - A_2 L_4^2 - A_3 L_4 - A_4 = 0$$

$$A_1 = \frac{\sigma'_5}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

$$A_2 = \frac{8P}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

$$A_3 = \frac{6P[2\bar{z}\gamma'(K_p - K_a) + \sigma'_5]}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2}$$

$$A_4 = \frac{P[6\bar{z}\sigma'_5 + 4P]}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2}$$

Maksimum moment hesaplanırsa:

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}} \quad (2.1)$$

$$M_{max} = P(\bar{z} + z') - \left[\frac{1}{2}\gamma'(z')^2(K_p - K_a)\right]\frac{1}{3}z' \quad (2.2)$$

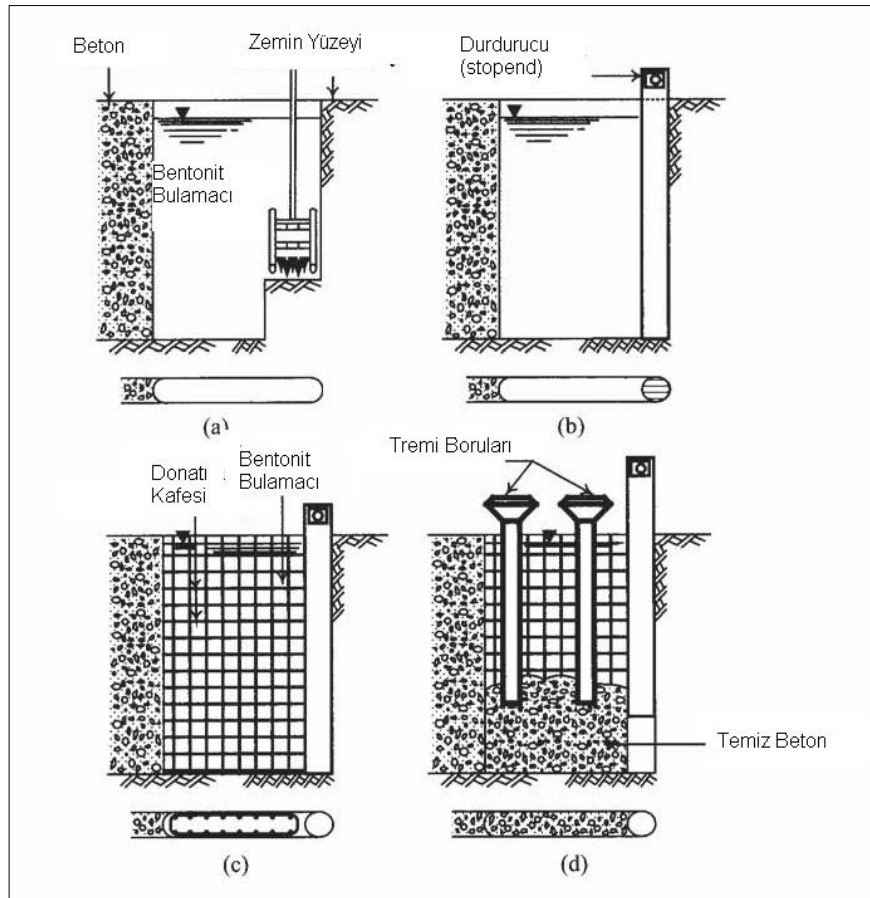
Eşitlikler elde edilir (Das, 2007).

2.3. Diyafram Duvar

Diyafram duvarlar özellikle yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu zeminlerde olmak üzere her türlü zeminde kullanılabilirler. Bu duvarlar yerinde dökme ve prefabrik olarak üretilebilirler.

Diyafram duvarların yüksek rijitlikleri iksa kazısı esnasında deformasyonları sınırlar, bir diğer avantajlı yönü ise betonarme duvar imalatlarına göre kazı miktarının az olmasıdır bu durum imalatın komşu yapılara minimum ölçüde yaklaşmasını olanaklı hale getirir.

Diyafram duvar inşaatı genellikle anolar halinde inşa edilen betonarme duvarlardır. Özel ağızlı kazı makineleriyle anolar istenilen ebatlarda açılır ve yan duvarların çökmesini önlemek amacıyla bentonit bulamacıyla doldurulur. Daha sonra önceden hazırlanmış donatı kafesi yerine yerleştirilir akabinde tremi boruları aracılığıyla betonlama işlemi segregasyonu önlemek amaçlı kazı tabanından itibaren yapılır bu aşamada daha önceden dökülen bentonitin yerini beton alır, buradan çıkan bentonit ise daha sonra kullanılmak üzere bentonit havuzuna tekrar gönderilir. Diyafram duvar birleşim yerlerine gerektiğinde waterstop yerleştirilerek geçirimsizliği de sağlanmış olur. Diyafram duvarların kalınlıkları genellikle 60 ile 150cm arasında değişen boyutlardadır.



Şekil 2.15. Diyafram duvar imalat aşamaları.

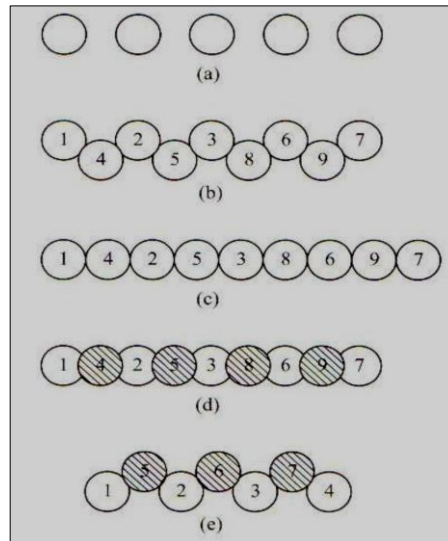
2.3.1. Kılavuz perdeleri

Diyafram duvar imalatları anolar halinde inşa edilir. Anoların genişlikleri projedeki değerler esas alınmak kaydıyla ekipman ağız boyutları ve kazı çukurunun kendini tutabilme özelliği dikkate alınarak belirlenir.

Diyafram duvarlarının imalatı şakülünde olması amacıyla kılavuz perdeleri yerleştirilir, bu duvarlar aynı zamanda kazı aletlerini istenildiği gibi düz bir hatta çalışmasına yardımcı olur, ayrıca kazı çukuruna yerleştirilecek çelik donatı kafesi ve anoların kenarlarının düzenli olması için yerleştirilen stopend elemanlarını desteklemek için de kullanılır. Kılavuz duvarları zemin şartlarına göre olmak üzere genellikle 0.7-1.5m derinliklerinde betonarme elemanlardır (TS EN 1538, 2001).

2.4. Fore Kazık

Derin kazı destek sistemlerinde en çok kullanılan düşey eleman olan fore kazık, delgi makinaları tarafından projesine uygun olarak belirlenen çapta ve derinlikte açılan dairesel çukurların donatılı beton yerleştirilmesiyle elde edilen düşey destek sistemleridir. Fore kazık imalatı yeraltı suyu ve zeminin kendini tutabilme özelliğine göre aralıklı, teğet veya kesişen olarak teşkil edilir. Yüksek yeraltı suyu seviyesi olan zeminlerde dayanım özelliği yanında sızdırmazlık özelliği de gerektiğinden kesişen kazık olarak teşkil edilir, kendini tutamayan viskoz zemin malzemesinin akması gibi bir durumu olan zeminlerde teğet kazıklar, zeminde akma ve su problemi olmayan zeminlerde ise daha çok aralıklı olarak teşkil edilirler.



Şekil 2.16. Kazık teşkili: (a) aralıklı, (b) ve (c) teğet, (d) ve (e) kesişen fore kazık teşkili.

2.5. Zemin Ankrajları

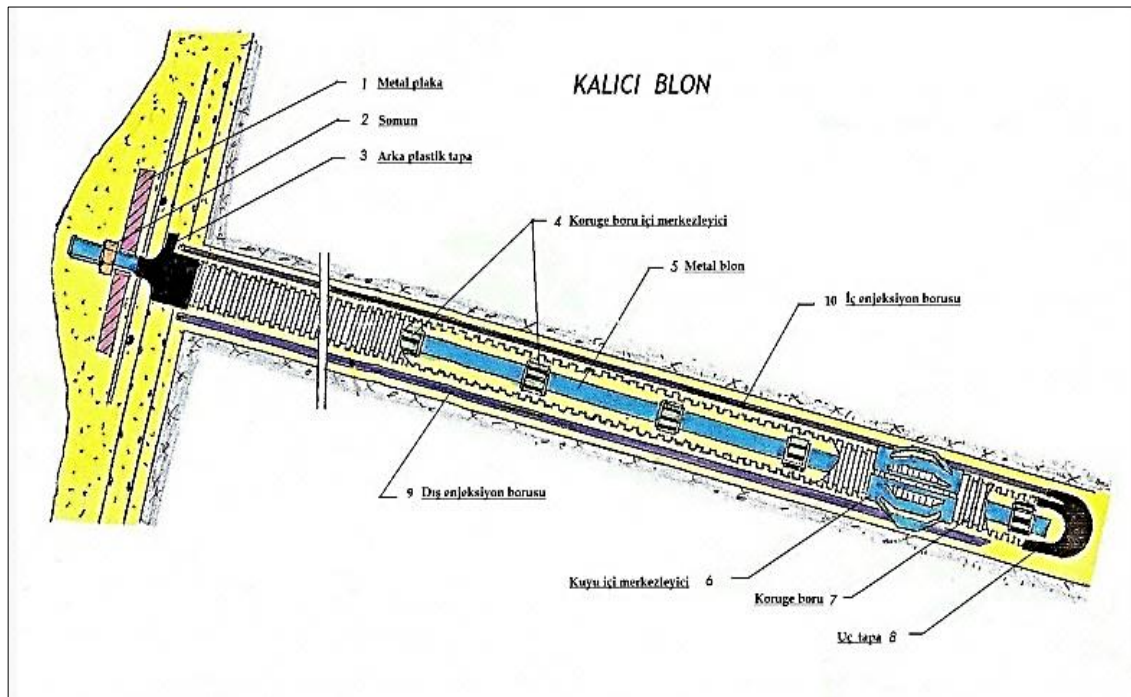
Fore kazık, mini kazık, diyafram duvar, palplanş perdesi gibi konsol olarak eğilmeye çalışan düşey zemin destek sistemlerinin kazı çukurunun derinliğinin artmasıyla yetersiz kalması durumunda, bu elemanlara belirli bir açıyla bağlanarak yanal toprak basıncını zemine aktaran yapısal elemanlardır. Ankrajlar pasif veya öngermeli olarak projelendirilir.

2.5.1. Pasif ankrajlar (zemin çivisi)

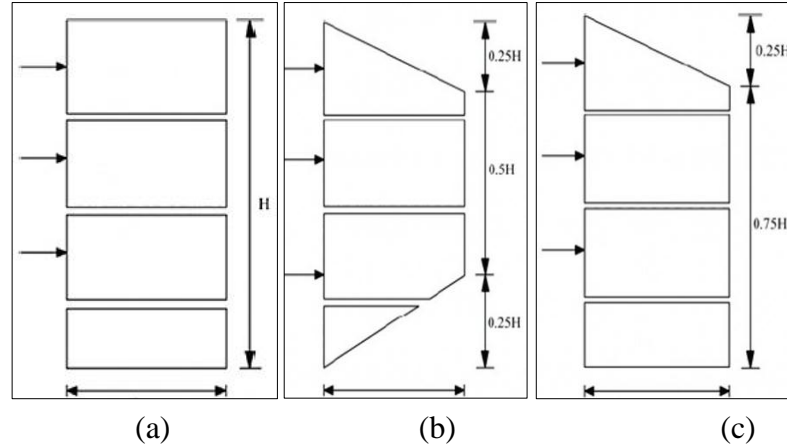
Zemin çivileri gibi pasif ankrajlar imalat aşamasında herhangi bir öngerilme verilmeden imal edilirler. Zeminin yapıya doğru hareketlenmesi esnasında sürtünme kuvvetinden faydalanarak zemini dengede tutarlar.

Zemin suyundan kaynaklı paslanmaları önlemek amaçlı genellikle yüzeyleri boyunca çimento enjeksiyonu ile kaplanır bu durum aynı zamanda çivinin çevre alanını da artırarak sürtünme kuvvetine olumlu etki yapar.

Zemin çivileri ile kazı yüzeylerine yapılan çelik hasırlı püskürtme beton (shotcrete) imalatında sistem beraber çalıştırılıp stabilite sağlanır. Projelendirme aşamasında zemin çivisi-shotcrete birleşim noktalarına dikkat edilerek zımbalama tahkikleri yapılmalıdır.



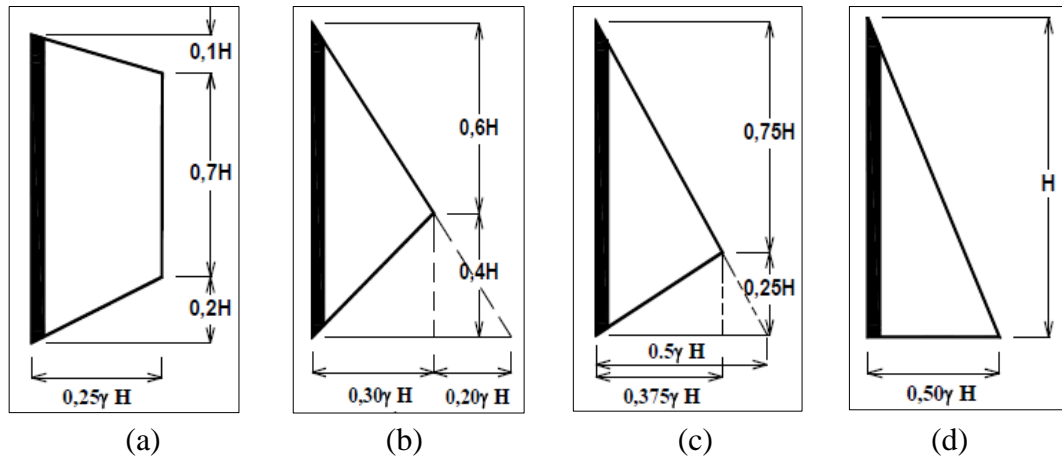
Şekil 2.17. Püskürtme betonlu zemin çivisi (bulon) (kaliciankraj.com).



Şekil 2.19. Kaplamalara etki eden ampirik yanal zemin basınçları, (a) kumlu zemin, (b) yumuşak orta sert kil, (c) çatlaklı sert kil (Terzaghi-Peck, 1967).

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad N_0 < 4 \quad N_0 = \frac{\gamma H}{c} > 6, m=0.4-1$$

$$\sigma_h = 0.65\gamma H K_A \quad \sigma_h = 0.2\gamma H - 0.4\gamma H \quad \sigma_h = \left(1 - m \frac{4c}{\gamma H} \right) \gamma H > 0.25\gamma H$$



Şekil 2.20. Kaplamalara etki eden ampirik yanal zemin basınçları, (a) kum, (b) katı kil, (c) orta katı kil, (d) yumuşak kil (Tschebotarioff, 1973).

2.5.4. Ankraj kök bölgesi taşıma gücünü etkileyen faktörler

- 1-Ankraj kök bölgesinin şekli
- 2-Ankraj kök bölgesi zemin cinsi, rölatif sıklık, zemin üniformalık derecesi ve tabakalaşma durumu
- 3-Ankraj kök bölgesine gelen sürtünme kuvvetleri
- 4-Ankraj çubuğu veya halatının boyutları
- 5-Ankraj boşluğuna uygulanan enjeksiyon basıncı ve beton enjeksiyon metodu ve kullanılan ekipmanların kalitesi

6-Ankrajın rijitliği

7-Yerinde yapılan ankraj yükleme deneyleri

Çizelge 2.1. Bazı kayaç tipleri için kök sıyrılma değerleri (NAVFAC, 1983).

Kayaç tipi(sağlam, bozulmamış)	Ankraj kök bölgesinde kayaç-enjeksiyon gerilmesi(kPa)
Granit ve bazalt	1725-3100
Kireçtaşı	2070-2760
Dolomitik kireçtaşı	1380-2070
Yumuşak kireçtaşı	1035-1520
Kayrak ve sert şeyl	830-1380
Yumuşak şeyl	205-830
Kumtaşı	830-1035
Tebeşir	205-1035
Marn(sert, gevşek, fissürlü)	170-250

2.5.5. Ankraj demeti

Yüksek miktarda öngerme kuvveti uygulamak amacıyla belli sayıda telin örgü tel şeklinde bir araya getirilip bükülmesiyle elde edilen ve normal kuvvet alan elemanlardır. Soğuk çekme düz karbon çeliğinden üretilen ankraj halatları genellikle 7 tel olarak üretilirler.

2.5.6. Ankraj elemanlarında stabilite tahkikleri

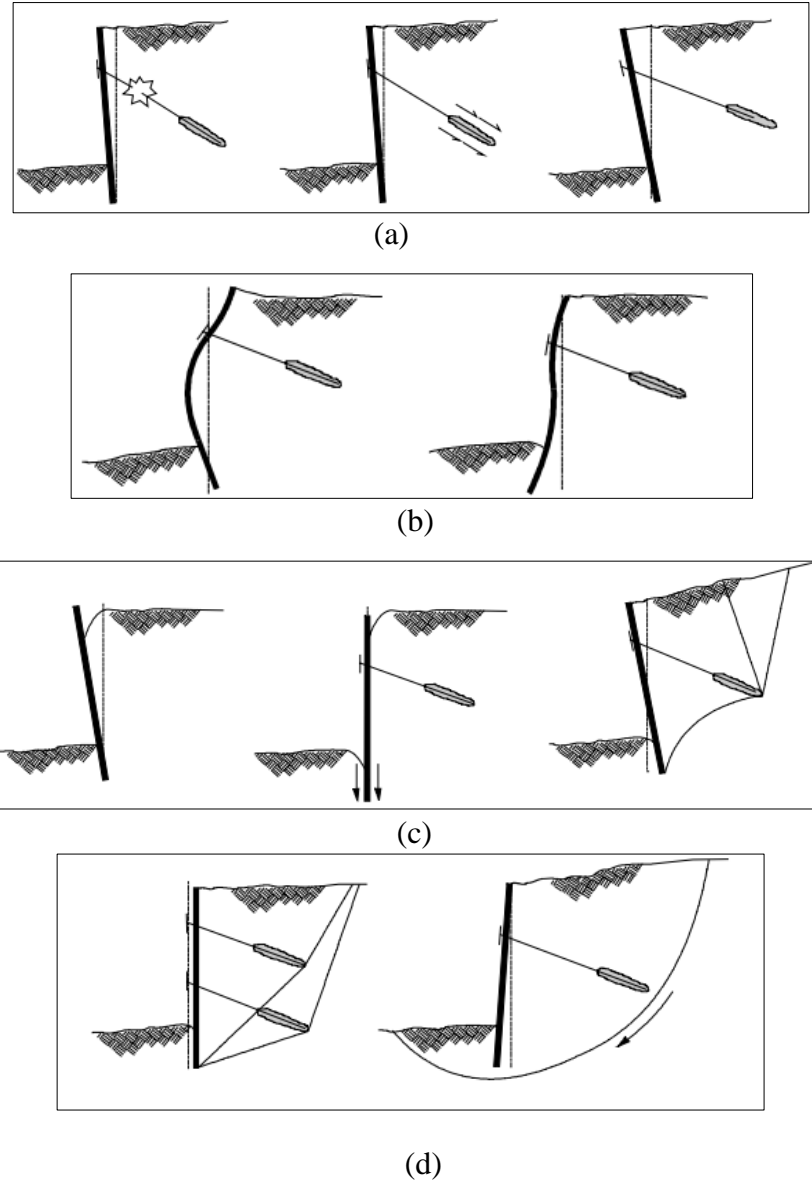
1-Ankraj halatının kopması durumu: Ankraja uygulanan germe yükü halatın taşıma kapasitesini aşarsa kopma gerçekleşir. Projelendirmede ankraj gelecek yük halat kopma dayanımının 0.6 katını, ankraj deneylerinde 0.8 katını geçmemelidir.

2-zemin enjeksiyon sıyrılması: Granüler zeminlerde enjeksiyon basıncı artırılarak delik çapı artırılır bu sayede sürtünme yüzeyi artırılarak dayanım artar, kohezyonlu zeminlerde ise kök bölgesine çan şekli verilerek taşıma kapasitesi artırılır.

3-zeminde göçme: Ankraj kökünde gelen yükü beraber zemin kütlelerinde göçme söz konusu olmaktadır. Bu durumun yaşanmaması için pratik olarak ankrajların kökleri en az 5m derinlikte tasarlanmalıdır.

2.5.7. Ankrajlarda yenilme şekilleri

Ankrajlı sistemlerde göçme biçimleri Şekil 2.21' de belirtilen (a) ankraj kopması enjeksiyon-zemin sıyrılması, enjeksiyon halat sıyrılması (b), duvar eğilme göçmesi yetersiz pasif basınç (c), ankraj imalatı öncesi göçme, yetersiz eksenel yük kapasitesi devrilme göçmesi (d) Kayma göçmesi-dönme göçmesi şeklinde gerçekleşebilir.



Şekil 2.21. Ankraj yenilme biçimleri (FHWA IF-99-015,1999).

2.5.8. Zeminlerde ankraj taşıma gücü

$$P_i = K\pi DL\tau \quad (2.3)$$

Eşitlik (2.3)'de τ kayma gerilmesi olmak üzere;

$$\tau = c' + \sigma'_v \tan \delta \quad (\text{drenajlı durum için})$$

$$\tau = 2/3c_u \quad (\text{drenajsız durum için})$$

Burada, D veya b: kök çapı (10-15 cm) olarak alınabilir.

σ'_v : Kök uzunluğu orta bölgesindeki düşey efektif gerilme

δ : Zemin-duvar ara bölgesi sürtünme açısı ($\delta = 2/3\phi$)

L: Kök bölgesi uzunluğu

K:Yanal itki katsayısı, (kuumlarda 1.4-1.5, killerde 1.0 alınabilir) olarak verilmektedir.

Ankraj taşıma kapasitesi Eşitlik (2.4)'den hesaplanabilir.

$$P_{kök\ kapasitesi} = \frac{\sum P_i}{GS} \quad (2.4)$$

Burada GS en az 1.5 alınmalıdır.

Ankraj yatay aralıkları

$$s_h = \frac{\text{Ankraj taşıma kapasitesi.} (\cos\beta)}{P_a}$$

P_a :yanal zemin basıncı(kN/m)

Enjeksiyon-ankraj ara yüzeyi aderans kapasitesi

$$P_{halat\ emniyeti} = \tau_{em} \cdot A_{halat\ yüzey\ alanı} \cdot \text{Halat sayısı}$$

$$A_{halat\ yüzey\ alanı} = \pi \cdot D_{halat} \cdot L_{halat}$$

Ankraj halatı emniyetli taşıma gücünün belirlenmesi

$$P_{halat\ emniyeti} / P_{ankraj\ yükü} > 2.0$$

$$P_{halat\ emniyeti} = \tau_{em} \cdot A_{halat\ yüzey\ alanı} \cdot \text{Halat sayısı}$$

$$\text{Halat sayısı} = P_{i_{max}} / P_{kopma}$$

$$P_{i_{max}} = \frac{\text{Desteklere gelen en yüksek değer. } s_h}{\cos\beta} \quad (2.5)$$

Ankraj demeti kopma tahkiki

$$P_{ankraj\ demeti\ kopma} / P_{ankraj\ yükü} > 1.4 \quad (2.6)$$

2.6. Derin Kazı Destek Sistemlerinde Projelendirme

2.6.1. Proje verilerinin toplanması

Projeye başlanmadan önce geoteknik, jeolojik, topografik ve inşa edilecek binayla ilgili gerekli görülen dokümanlar toplanmalıdır. Ayrıca kazı alanının çevredeki yapılarla olan durumu detaylı bir şekilde incelenmelidir.



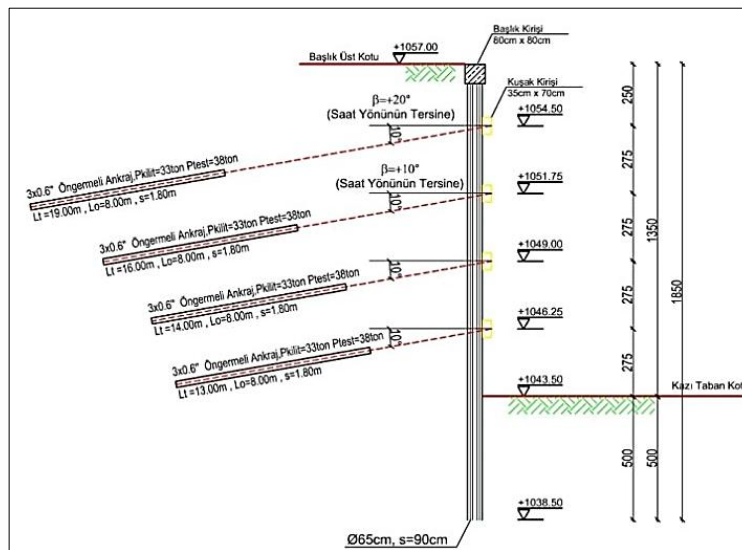
Şekil 2.22. Sondaj çalışmaları.



Şekil 2.23. Tipik sondaj logları.

2.6.2. Geometrik modelin oluşturulması

Projeye ait veriler toplandıktan sonra geometrik modele ait kazı derinliği, kazı çukuru çevresindeki yapılaşma, yol durumu vb. tüm bilgiler farklı kesitlerde projede belirlenir.



Şekil 2.24. Tipik bir geometrik model kesiti.

2.6.3. Geoteknik parametrelerin belirlenmesi

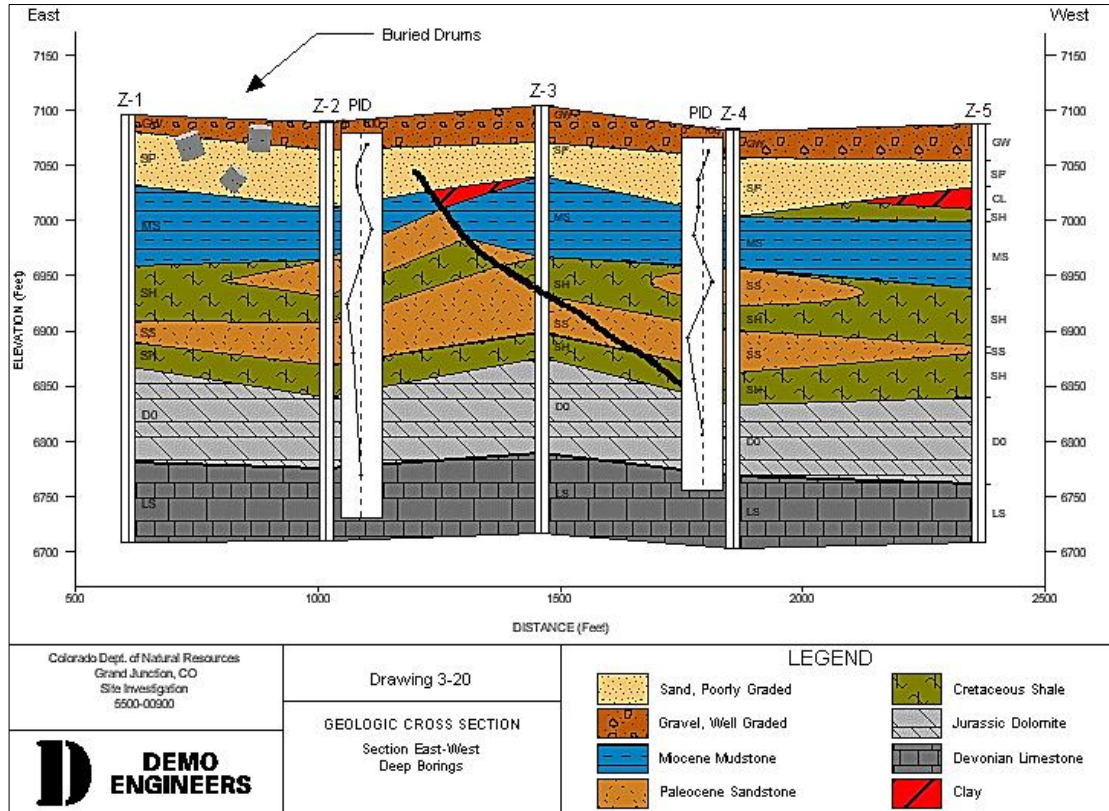
Derin kazı destek sistemlerinde malzeme modelini oluşturmak için gerekli olan temel durum, geoteknik parametrelerin laboratuvar deneyleriyle (genellikle üç eksenli ve ödometre deneyleri) ve arazide gerekli ölçüm teçhizatlarıyla doğru bir şekilde belirlenmesidir. Belirlenen parametreler zemin modelini oluşturmak amaçlı tasarım yapan mühendis tarafından hesaplamalarda kullanılır.



Şekil 2.25. Arazi ve laboratuvar deneyleri(Soil&Foundation).

2.6.4. Zemin profilinin oluşturulması

Geoteknik parametrelerin ve zemin ortamının sonlu elemanlar mantığıyla çalışan bir programa girilmesiyle yapının oturacağı yerdeki ve çevresindeki zemin katmanlarının durumu farklı kesitlerle belirlenir. Bu, zeminin hangi derinliklerde değiştiğinin ve varsa yeraltı su seviyesinin durumunu görmek için gerekli bir aşamadır.



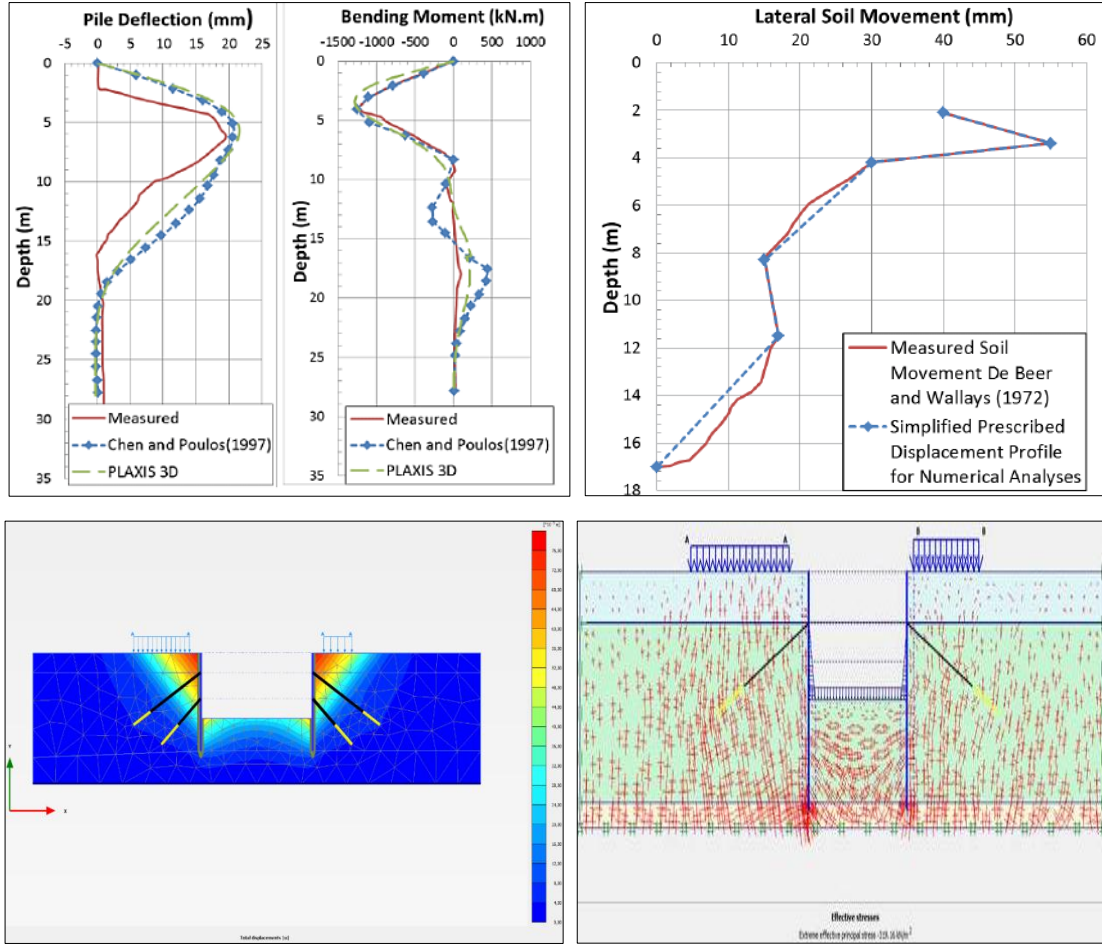
Şekil 2.26. İdealize edilmiş zemin profili.

2.6.5. Analiz edilecek kesitlerin belirlenmesi

İksa sistemine gelebilecek en olumsuz yükler kesitler üzerinde belirlenir ve bu aşamada değerlendirilir, değerlendirme yapılırken çevrede bulunan yapıların, yolların sisteme etkisi de unutulmamalıdır.

2.6.6. Ön analiz aşaması

Oluşturulan sisteme ait kesitler belirlendikten sonra her kesit için ayrı analizler yapılır. Bu analizlerde sistemlerin deplasmanları, kesit tesir diyagramları çizilir ve ön boyutlandırma bu aşamada yapılır. Ön analiz aşamasında amaç iksa sisteminin mimari plan sınırları içinde kalıp kalmayacağını belirlemek ve ön proje oluşturmaktır.



Şekil 2.27. Tipik analiz görselleri.

2.6.7. Mimari onay

Geoteknik mühendisi, iksa sistemine ait ön projelendirme yaptıktan sonra iksa projesini diğer branşlara ait (statik, mekanik, elektrik, tesisat vb.) projelerle uyumunun denetlenmesi için proje müellifi mimara sunar, bu aşamadan sonra iksa sisteminin detaylı analizlerine geçilebilir.

2.6.8. Ayrıntılı analizler ve uygulama projesi

Mimar tarafından proje ile ilgili tüm branşların projeleri onaylandıktan sonra uygulama projeleri hazırlanır ve detaylı analizlere geçilebilir. Bu analizler; iksa sistemindeki yatay ve düşey deplasmanlar, kesit tesirleri (eğilme momenti, kesme kuvveti, normal kuvvet), ankraj yükleri ve kök bölgesi sürtünme tesirleri, göçme durumları, kazı tabanındaki şişme, iksa sistemi çevresindeki yapılarla etkileşimleri, oturma gibi geoteknik mühendisi tarafından yapılan analizlerdir.

Ayrıca imalatın projesinde verilen değerlerle uyumu yerinde yapılan düzenli ölçümlerle kontrol edilmelidir (İMO TMH-485-2015/2).

2.7.Derin Kazı Destek Sistemlerine Etkiyen Yanal Zemin Yükleri

Yanal zemin basıncı kazı destek sistemlerine yatay olarak etkiyen basınçlardır. Bu basınçlar istinat yapılarının ön tasarımında önemlidir. Yatay zemin basınçları yatay gerilmelerin doğrudan sonucudur. Zeminde herhangi bir noktada yatay efektif gerilmenin düşey efektif gerilmeye oranı Eşitlik (2.5)'de ifade edilen katsayı (K) ile tanımlanmıştır (Coduto, 2006).

$$K = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_y} \quad (2.5)$$

2.7.1.Kohezyonsuz zeminler için Rankine teorisi

Kohezyonsuz zeminler için önerilen teori, daha sonraları kohezyonlu zemin ve diğer durumlar için genelleştirilmiştir. Bu teori zemin ortamının plastik denge durumuna ulaştığı andaki gerilmeleri dikkate alır. Zemin ortamının her noktasında kırılma varsa böyle bir duruma plastik denge denir. Zeminin deformasyona uğratılmamış durumuna ise elastik denge (sükûnet durumu) denir (Uzuner, 2014).

2.7.1.1.Rankine teorisi için yapılan varsayımlar

- 1-Zemin homojen ve izotropdur.
- 2-Kritik kesme yüzeyi bir düzlem boyunca devam eder.
- 3-Zemin yüzeyi düzdür.
- 4-Duvar aktif veya pasif koşulu gerçekleştirmek amacıyla bir miktar hareket eder.
- 5-Duvara etkiyen normal kuvvet ve kesme kuvvetinin bileşkesi zemin yüzeyine paraleldir (Coduto 2006).

2.7.1.2.Sükûnet durumu (elastik denge)

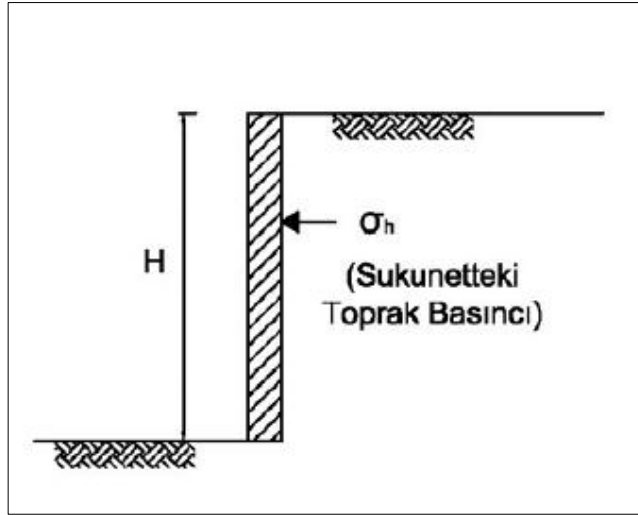
Bir zemin kitesinde hiçbir noktada yenilme, akma, kırılma yoksa yani gelişen gerilme daireleri kırılma zarfına teğet değilse, bu ortam “elastik dengede” olarak nitelendirilmektedir. Elastik denge ortamında bulunan zemin destek elemanlarında herhangi bir deformasyon söz konusu değildir (Önalp, 2010).

$$\sigma_0 = \sigma_y = K_0 \sigma_d$$

ortamda suyun da bulunması durumunda

$$\sigma_h = \sigma'_v K_0 + u$$

olarak ifade edilir.



Şekil 2.28. Sükûnetteki toprak basıncı.

Zeminde elastik denge genellikle belirsiz olup laboratuvar ölçümleriyle belirlenmektedir. K_0 değerleri, genellikle 0.3-1.4 arasındaki değerlerle değişmekle birlikte Mayne ve Kulhavy (1982) ilişkisi de dahil olmak üzere birkaç ampirik bağıntı ile ifade edilmektedir. Bunlardan bazıları:

$$K_0 = (1 - \sin\phi')OCR^{\sin\phi'} \quad (\text{Aşırı konsolide killerde})$$

$$K_{0_{nc}} = 0.95 - \sin\phi' \quad (\text{Normal konsolide killerde})$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (\text{Poisson oranına göre})$$

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \quad (\text{Granüler zeminlerde}) \quad (\text{Jacky, 1944}).$$

olarak önerilir.

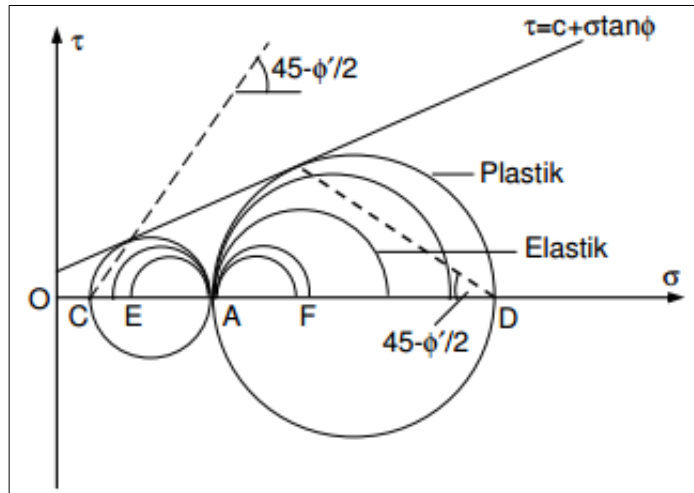
Çizelge 2.2. Bazı zemin türleri için alınabilecek K_0 değerleri.

Zemin Türü	K_0
Gevşek kum	0.5
Sıkı kum	0.35
Sıkıştırılmış kum	1.00-1.50
Yumuşak kil	0.6
Sert kil	0.5
Normal konsolide kil	0.50-0.70
Aşırı konsolide kil	1.00-4.00
Sıkıştırılmış kil	1.00-2.00

2.7.1.3. Aktif durum (plastik denge)

Zemin ortamının sıkışması ve genişlemesiyle her noktada kırılma meydana gelerek zeminin yanal deformasyona tabi tutulmasıdır.

Geoteknik Mühendisliğinde plastik denge genellikle stabilite problemlerinde ortaya çıkmaktadır. Bunlar, istinat yapılarına gelen yanal basınçların hesabı, temellerin taşıma gücü hesapları, şev stabilite hesaplarıdır.



Şekil 2.29. Plastik ve elastik denge için Mohr dairesi (Bowles, 1988).

2.7.1.4. Aktif Rankine durumu

Eğer yarım sonsuz ortam yanal bir genişlemeye tabi tutulursa zeminde aktif durum meydana gelir. Aktif durumda elemana etkiyen düşey gerilme sabit kalırken yatay gerilmenin değeri azalarak sabit bir değere varır. Bu durumda zemin ortamı yatayla $45 + \phi/2$ açılar yaparak düzlemler boyunca kırılır. Aktif durumda yatay ve düşey gerilmeler arasındaki bağıntılar mevcuttur.

$$\sigma_a = K_a \sigma_d = K_a \gamma_n z$$

$$K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (2.6)$$

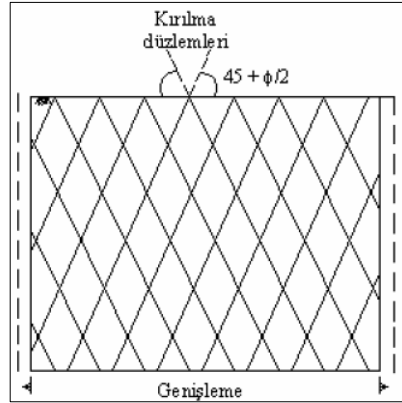
Eşitlik (2.6)'da K_a 'nın büyüklüğü genelde 0.2-0.9 arasında değişmektedir.

Bu eşitlik $\beta \leq \phi$ olduğu zaman geçerlidir.

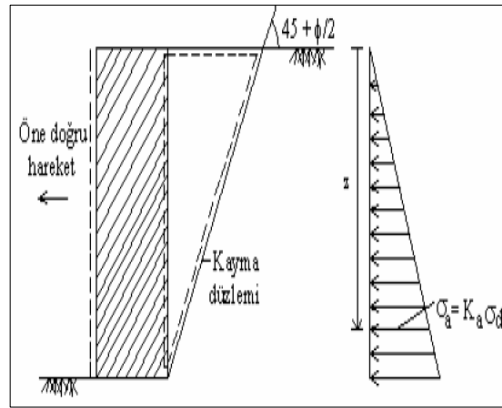
$\beta=0$ olduğunda ise;

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) \quad (2.7)$$

eşitliğine dönüşür.



Şekil 2.30. Aktif rankine durumu.



Şekil 2.31. Kohezyonsuz zeminde aktif durum oluşumu.

Çizelge 2.3. Aktif koşul için H yüksekliğindeki duvarın hareketi (CGS, 1992).

Zemin Türü	Aktif koşula erişmek için gerekli yatay hareket
Sıkı, kohezyonsuz	0.001H
Gevşek, kohezyonsuz	0.004H
Sert, kohezyonlu	0.010H
Yumuşak, kohezyonlu	0.020H

2.7.1.5. Pasif Rankine durumu

Eğer yarım sonsuz ortam yanal bir sıkışmaya tabi tutulursa zeminde pasif durum meydana gelir. Pasif durumda elemana etkiyen düşey gerilme sabit kalırken yatay gerilmenin değeri artarak sabit bir değere varır. Bu durumda zemin ortamı yatayla

$45 - \phi/2$ açılar yaparak düzlemler boyunca kırılır. Pasif durumda yatay ve düşey gerilmeler arasındaki Eşitlik (2.8)'deki bağıntılar mevcuttur.

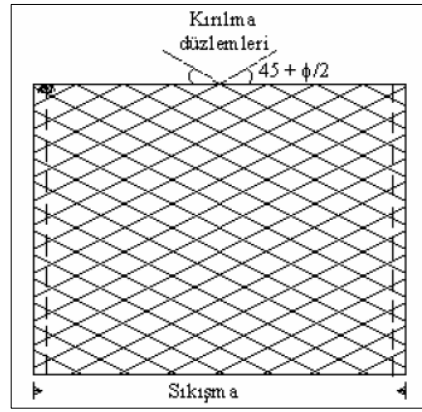
$$\sigma_p = K_p \sigma_d = K_p \gamma_n z \quad (2.8)$$

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (2.9)$$

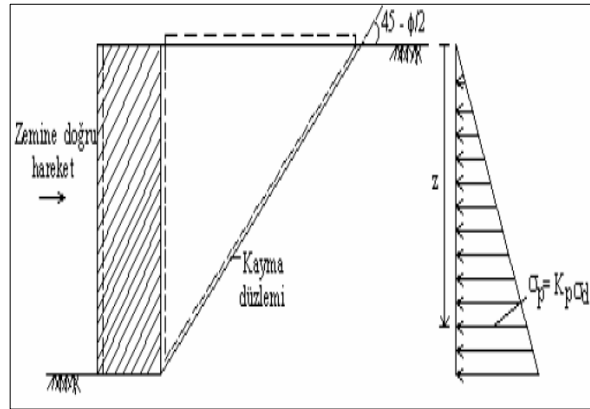
Eşitlik (2.9)'daki K_p 'nin büyüklüğü genelde 2-6 arasında değişmektedir. Bu eşitlik $\beta \leq \phi$ olduğu zaman geçerlidir. $\beta=0$ olduğunda ise:

$$K_a = \tan^2(45 + \phi/2) \quad (2.10)$$

eşitliğine dönüşür.



Şekil 2.32. Pasif Rankine durumu.



Şekil 2.33 Kohezyonsuz zeminde pasif durum.

2.7.2. Coulomb teorisi

Bu teori, İstinat duvarı öne veya arkaya doğru hareket ederken duvar arkasında kayan kama şeklindeki zemin kitlesinin dengesini dikkate alır. Kohezyonsuz zeminlerde

duvar arkasında kayan kitle üçgen biçimlidir ve bu kitle bir kayma düzlemi üzerinde kayar (Uzuner, 2014).

Coulomb teorisinin kullanımında aşağıda belirtilen bazı kabuller yapılmaktadır.

- 1-Zemin tabakaları içindeki malzeme özellikleri sabittir.
- 2-Duvar arkasında yatay olarak birden fazla zemin tabakası bulunabilir.
- 3-Zemin yüzeyi eğimli olabilir ancak düzlem olarak kabul edilir.
- 4-Arka zeminde sürşarj yükü üniformdur ve tüm üst yüzeyi kapsar.
- 5-Arkadaki zemin yüzeyinin eğimli olması halinde dolgunun granüler olması ($c=0$) olması gerekir. Dolgu yatay konumda ise kohezyonlu bir zemin için de hesap yapılabilir (Birand, 2006).

2.7.2.1.Aktif Coulomb teorisi

Kohezyonsuz zeminlerde aktif durumda duvar öne doğru hareket ederken arkada oluşan üçgen kama da aşağı doğru kayar. ABC zemin kamasını düşünelim bu kama dış yükler altında dengede olup kamaya şu kuvvetler etkimektedir: ABC kamasının kendi ağırlığı (W) BC kayma düzlemi boyunca etkiyen R bileşke kuvveti ve AB düzlemi boyunca etkiyen P_a aktif bileşke kuvveti.

Kama aşağı doğru hareket ettiğinden P_a ve R kuvvetleri sürtünmelerden dolayı yüzey normaleri ile, hareket yönünün tersi tarafa, sırayla δ ve ϕ açıları yaparlar. BC kayma düzleminde zeminin kendi içinde sürtünme açısı ϕ' 'dir. Bu aşamada şekilde gösterilen üç kuvvetin denge koşuluna göre yazılmasıyla:

Toplam itki kuvveti analitik olarak:

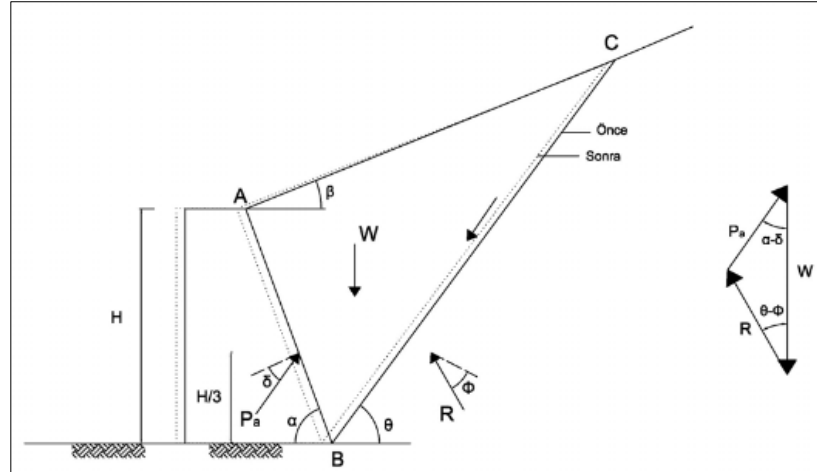
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (2.11)$$

elde edilir.

K_a aktif itki katsayısı ise:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.12)$$

olarak hesaplanır.



Şekil 2.34. Kohezyonsuz zeminde Coulomb kama yöntemi (aktif durum).

2.7.2.2. Pasif Coulomb teorisi

Kohezyonsuz zeminlerde pasif durumda duvar arkaya doğru hareket ederken arkada oluşan üçgen kama da yukarı doğru kayar. Yine ABC kamasının dengesi düşünüldüğünde

Toplam itki kuvveti analitik olarak:

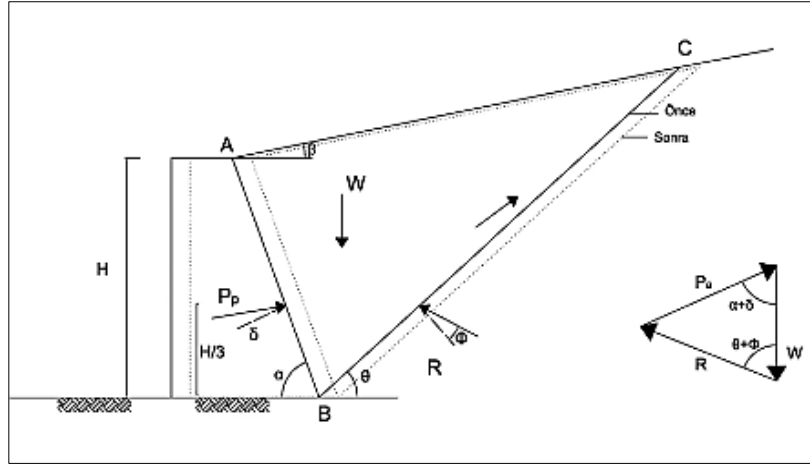
$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (2.13)$$

elde edilir.

K_p aktif itki katsayısı ise:

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.14)$$

olarak hesaplanır.



Şekil 2.35. Kohezyonsuz zeminde Coulomb kama yöntemi (pasif durum).

Çizelge 2.4. δ açıları (Yıldırım, 2009).

Malzeme Türü	δ°
Temiz çakıl, çakıl kum karışımı, iyi derecelenmiş kaya dolgu	22-26
Temiz kum, siltli kum çakıl karışımı, tek boyutlu sağlam kaya	17-22
Siltli kum, çakıl veya siltli yada kille karışmış kum	17
İnce kumlu silt, plastik olmayan silt	14

2.7.3. Mononabe-Okabe yöntemi

Deprem etkilerinden dolayı istinat yapılarına etkileyen sismik yanal toprak basıncının hesaplanmasında genellikle Mononabe-Okabe yöntemi kullanılmaktadır. Bu yöntem Coulomb yönteminin deprem kuvvetlerini de içeren özel bir halidir.

Bu yöntemde duvar arkasındaki aktif zemin kamasına etkileyen bileşke kuvvetlerin dengesi göz önüne alınarak ifade edildiğinden deprem kuvvetinin dağılımı hakkında kesin bilgi vermez.

Toplam aktif sismik itki kuvveti analitik olarak:

$$P_{at} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{at} (1 - C_v) \quad (2.15)$$

Toplam pasif sismik itki kuvveti analitik olarak:

$$P_{pt} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{pt} (1 - C_v) \quad (2.16)$$

Depremlı ve depremsız durumlarda kullanılacak aktif ve pasif toprak basıncı katsayıları:

$$K_{at} = \frac{(1 \pm C_v) \cos^2(\varphi - \lambda - \alpha)}{\cos \lambda \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \lambda)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \lambda - i)}{\cos(\delta + \alpha + \lambda) \cos(i - \alpha)}} \right]^{-2} \quad (2.17)$$

$$K_{pt} = \frac{(1 \pm C_v) \cos^2(\varphi - \lambda + \alpha)}{\cos \lambda \cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha + \lambda)} \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \lambda + i)}{\cos(\delta - \alpha + \lambda) \cos(i - \alpha)}} \right]^{-2} \quad (2.18)$$

Şeklindedir.

Bu denklemlerde,

φ : zemin kayma mukavemeti açısı

δ : zeminle duvar arasındaki sürtünme açısı

α : duvar arka yüzünün düşeyle yaptığı açı

i : duvar arkası zemin üst yüzünün yatayla yaptığı açı

λ : deprem katsayılarına bağılı bir açı

A_0 : etkin yer ivmesi katsayısını göstermektedir.

Kurudaki zeminlerde:

$$\lambda = \arctan \left[\frac{C_h}{(1 \pm C_v)} \right] \quad (2.19)$$

Su seviyesinin altındaki zeminlerde:

$$\lambda = \arctan \left[\frac{\gamma_s}{\gamma_b} \frac{C_h}{(1 \pm C_v)} \right] \quad (2.20)$$

alınacaktır.

Zeminin su altında veya suya doymun olması durumunda sürtünme açısı $\delta/2$ alınmalıdır.

Yatay eşdeğer deprem katsayısı ankrajlarla mesnetlenmiş zemin dayanma elemanlarında:

$$C_h = 0.3(I + 1)A_0 \quad (2.21)$$

Düşey eşdeğer deprem katsayısı:

$$C_v = \frac{2C_h}{3} \quad (2.22)$$

alınacaktır (DBYBHY, 2007).

3. GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE ZEMİN BÜNYE MODELLERİ

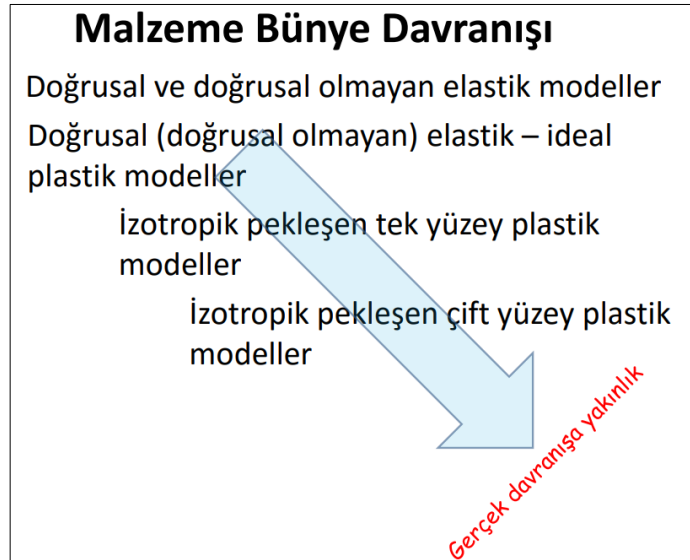
3.1. Zemin Bünye Modeli Gelişim ve Değişim Süreci

Geçmişte zemin davranışı genel olarak Hook Kanunu'na göre lineer elastik davranışa Coulomb'un göçme durumundaki zemin davranışı eklenmesiyle elde edilen ve plastisite teorisi çerçevesinde formüle edilmiş elastik mükemmel plastik model olan Mohr-Coulomb modeline göre hesaplanmaktaydı. Bu model 19. Yüzyılın sonlarında geliştirilmiş ve günümüzde halen kullanımı devam eden genel bir zemin modelidir.

Ancak bu türde limit analiz yöntemiyle hesap yapan modeller çoğu zemin türünün gerçek davranışını yansıtmada yetersiz kalmakla beraber kullanım alanı sınırlıdır.

Zeminlerin bu türde modellerle gerçek davranışlarının başarıyla tahmin edilmemesinin sebepleri olarak zeminlerin gerilme tarihçesi, kohezyonlu zeminlerde aşırı veya normal konsolide durumu, creep etkisi, zeminlerin rijitlik parametrelerinin derinlikle değişmesi, anizotropi, zeminlerin yük altında pekleşme ve yumuşama etkileri, gibi pek çok sebep gösterilebilir.

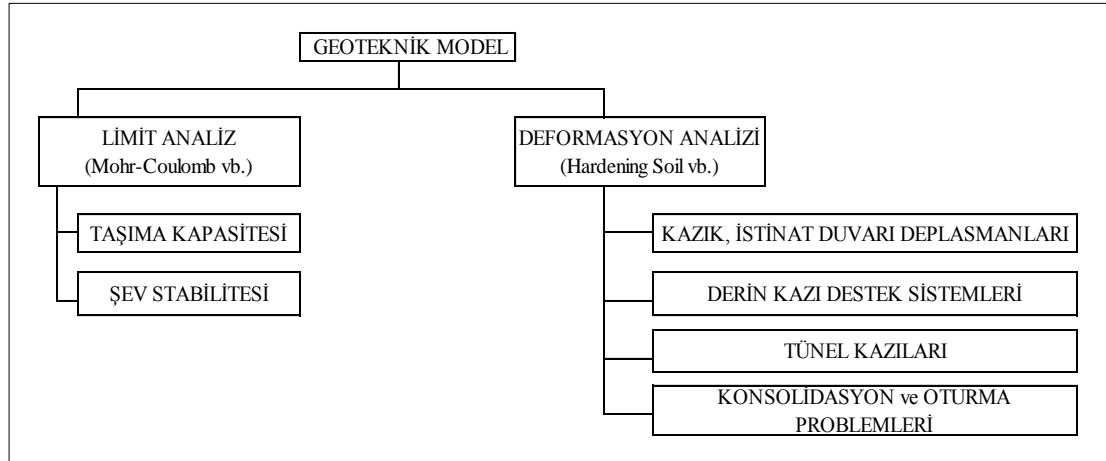
Bu sebeple limit analiz türünde hesap yapan modeller daha çok problemin ilk yaklaşımının belirlenmesi, ön boyutlandırma ve sistemin göçme (güvenlik) hesapları için kullanılmaktadır.



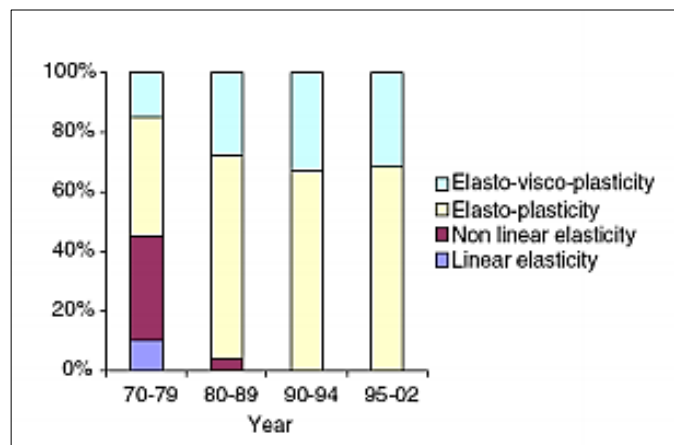
Şekil 3.1. Malzeme bünye modeli gelişimi (Berilgen, 2016).

Günümüzde bu türde modellerin yerini daha çok, zemindeki deformasyonun hesaplanmasına dayalı ve yukarıda bahsedilen davranışları dikkate alan çok daha ileri seviyede zemin bünye modelleri almıştır.

Çizelge 3.1. Geoteknik analizlerin uygulama alanları.



Bu türden zemin modelleri, çok karmaşık matematiksel hesaplar ve çok sayıda parametre içermesinden dolayı çözümleri yapılamamakta ya da çok uzun sürmektedir. Bu sebeple bu tür problemlerin çözümü ancak kısmi diferansiyel denklemler ile ifade edilebilen karmaşık problemlerin çözümünde kullanılan sonlu elemanlar yöntemiyle ve günümüzde kullanımı gittikçe artan sonlu farklar yöntemiyle çalışan yazılımlarla mümkün olmaktadır. Bu türde yazılımların başında gelen PLAXİS, FLAC, DİANA, Z_SOİL gibi geoteknik mühendisliğine özel geliştirilmiş yazılımlar ile daha genel amaçlı kullanılan MİDAS, ABAQUS, CRİSP, LUSAS gibi paket programlar karmaşık geoteknik problemlerin çözümünde büyük kolaylık sağlamaktadır. Bu sayede elasto-plastik zemin modellerinin geliştirilmesi ve uygulamalarda kullanımı artmakta, geoteknik problemler daha hassas olarak çözülebilmektedir.



Şekil 3.2. Zemin bünye modelleri kullanımının yıllara göre dağılımı (Mestat, 2004).

Bu yazılımlar sayesinde malzeme türlerine göre seçilmiş modellerle karmaşık yapıya sahip zemin profilleri(sürşarj yükler, tabakalanma durumu, yeraltı su seviyesi,

drenaj koşulları vb.) oluşturulabilmekte, derin kazıların deplasmanları ve çevresindeki oturmalar gerçek davranışa yakın modellenebilmektedir.

Çizelge 3.2. Farklı zemin tipleri için kullanılan zemin modelleri (Z_Soil, 2010).

Selected soil models implemented in Z_Soil	Type of analysis	SANDS	SILTS		CLAYS		
			Dilatant, Low compressible	Non-dilatant, Compressible	Degree of Overconsolidation		
					High Stiff clays	Low	Normal, Soft clays
Mohr-Coulomb (Drucker-Prager)	SLS						
	ULS						
CAP	SLS						
	ULS						
Modified Cam-Clay	SLS						
	ULS						
HS-Standard HS-Small Strain	SLS	HS-Small Strain					
	ULS	HS-Small Strain					HS-Std

3.2. Zemin Modelleri

Bu tez kapsamında PLAXİS sonlu elemanlar programı malzeme kütüphanesindeki bazı zemin modelleri genel hatlarıyla anlatıldıktan sonra uygulamada çokça kullanılan ve tez kapsamındaki uygulamalarda verilen sistemleri oluşturan modeller daha detaylı anlatılmıştır.

3.2.1. Lineer elastik model

En genel malzeme modeli olan lineer elastik model, temeli Hook Kanunu'na (1675) dayanmaktadır. Bu yasa ideal elastik malzemeler için geliştirilmiş ilk bağıntıdır. İdeal elastik bir malzeme gerilme aldığı anda elastisite modülüne bağlı olarak orantılılık limitine kadar doğrusal geri dönüşlü ani birim uzama veya birim kısalma özelliği gösterir (Önalp, 2013).

Bu model elastisite modülü E ve poisson oranı ν olmak üzere iki temel rijitlik parametresi ile temsil edilir. Elastik Model daha sonraları zeminler için belli genellemeler yapılarak kullanılmıştır.

Zeminler göçmeye karşı yeterli bir güvenlik sayısına sahip gerilmelerle yüklenmesi halinde homojen, izotrop, ve elastik bir malzeme olarak davranmasa da yapı malzemelerinde olduğu gibi E , G , ν özelliklerinin mevcut olduğu kabul edilir.

Bu değerler daha çok zeminde oturmaların ve zemin dinamiğinde frekans hesaplarında kullanılmaktadır (Kumbasar, Kip 1999).

Lineer Elastik Model(LE) özel durumlar haricinde zemin modellemesinde kullanılmadığından günümüzde bu modelin yerini ileride de bahsedeceğimiz plastisite

teorisine dayalı modeller almıştır. Lineer Elastik model derin kazılarda zemin modeli olarak kullanılmamakla birlikte destek sistemlerini oluşturan yapısal elemanların (kazık, ankraj, zemin çivisi, geogrid vb.) modellenmesinde kullanılmaktadır.

Elastik malzemede ani birim uzama veya kısılma:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (3.1)$$

Kayma rijitliği;

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.2)$$

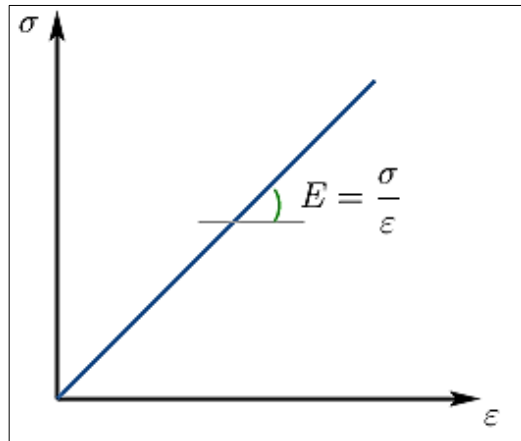
Kayma birim şekil değiştirme;

$$\gamma_{zx} = \frac{2(1 + \nu)}{E} \tau_{zx} \quad (3.3)$$

Olarak ifade edilir.

3.2.1.1. Lineer elastik model parametreleri

<i>Rijitlik Parametreleri</i>	Birim
G : Kayma modülü	[kN/m ²]
E : Elastisite (Young) modülü	[kN/m ²]
ν : Poisson oranı	[-]



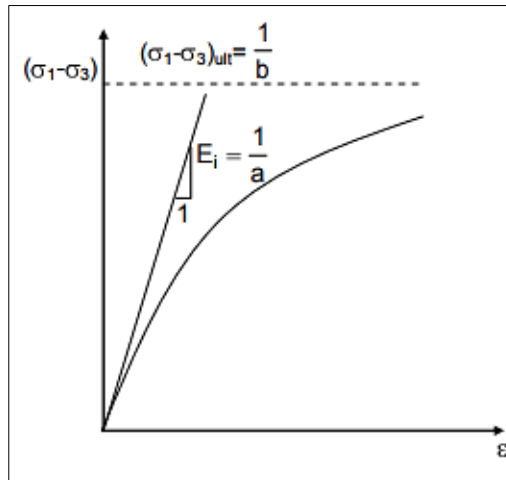
Şekil 3.3. İdeal elastik bir malzeme eğrisi.

3.2.2. Modifiye Duncan hiperbolik model

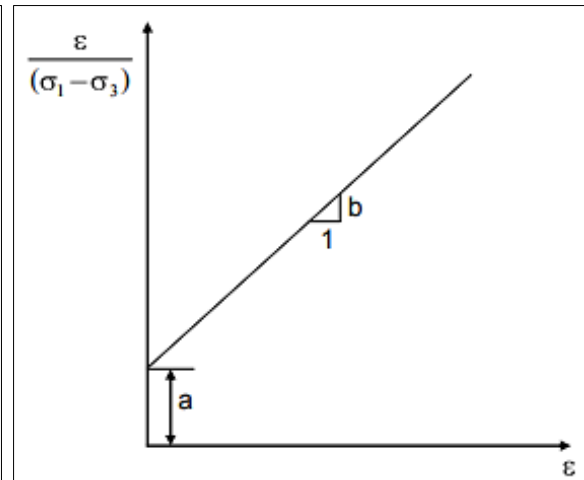
Hiperbolik zemin modeli ilk kez Kondner (1963) tarafından önerilmiş daha sonraları bu model pek çok araştırmacı tarafından modifiye edilip geliştirilmiştir. Daha sonraları Duncan-Chang (1970) hiperbolik model olarak da isimlendirilen bu model,

hem kil hem de kum zeminlerin drenajlı üçeksenli basınç deneylerinden elde edilen gerilme deformasyon eğrilerinin hem doğrusal olmadığını hem de yaklaşık olarak bir hiperbole benzediği varsayımına dayanır. Duncan hiperbolik modelinin parametreleri üç eksenli testlerle kolayca elde edildiğinden kullanımı kolaydır. Ancak bu modelde dilatasyon açısı tanımlanmaz, yükleme boşaltma rijitlikleri arasında ayırım yapılamaz, zeminde oturma değerlerinde uygunluk sağlamaz ve sadece tek rijitlik parametresi tanımlandığından genellikle pratik modellemelerde kullanımı uygundur (Kok, vd., 2009).

Bu modelde zemin deformasyonları kademeli olarak artırılarak nonlineer analiz edilir. Hesaplanan her bir gerilme bölgesinde ise gerilme deformasyon ilişkisinin lineer olduğu ve Hooke Kanununa uyduğu varsayılır (Yetimoğlu, 1997).



Şekil 3.4. Hiperbolik gerçek form.



Şekil 3.5. Dönüştürülmüş form.

Gerçek formda:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (3.4)$$

Dönüştürülmüş formda ise:

$$\frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (3.5)$$

Yazılabilir.

Bu denklemlerde:

E_i :Başlangıç teğet modülü

$(\sigma_1 - \sigma_3)$: Deviatorik gerilme

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: Deviatorik gerilme'nin asimtot değeri

ε : Eksenel deformasyon değeridir.

Herhangi bir gerilme altında elastisite modülü:

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos\phi + 2\sigma_3 \sin\phi} \right]^2 K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right) \quad (3.6)$$

Olarak ifade edilir.

Bu denklemden,

Başlangıç teğet modülü Janbu eşitliğinden:

$$E_i = K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (3.7)$$

olmak üzere,

P_a : Atmosfer basıncı

K ve n : Boyutsuz katsayılar

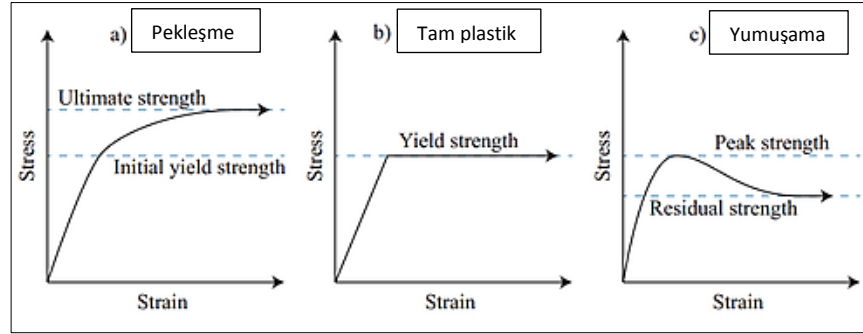
R_f : Göçme oranı

c : Kohezyon

ϕ : Kayma mukavemeti açısı, parametrelerini içerir.

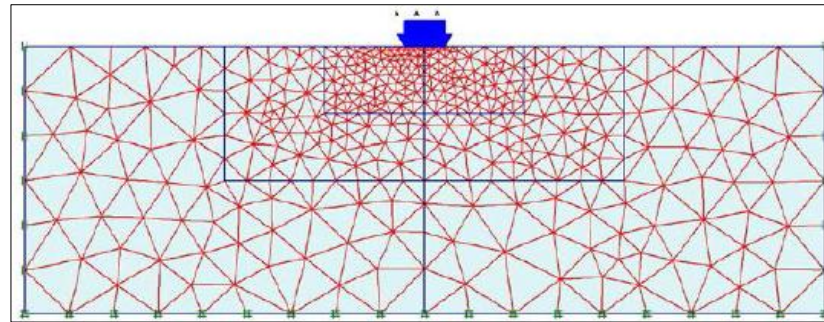
3.2.3. Mohr-Coulomb model

Mohr- Coulomb Modeli zeminin gerilme şekil değiştirme eğrisinin birinci bölgesinde elastik, ikinci bölgesinde ise mükemmel plastik bir malzeme olduğu varsayımına dayanır. Bu modelde gerilme durumları zeminin göçme kriteri anındaki değerlerle ifade edildiğinden zemindeki davranışın birinci derece yaklaşımı temsil eder. Bu sebeple sistemlerin ön analizlerinde kullanımları uygundur. Bu model zemin katmanlarının rijitliklerini derinlikle değişmediğini kabul edip, ortalama bir rijitlik parametresi kullanarak ifade eder, bu sebeple deformasyon değerleri gerçekçi değildir, ancak analizler nispeten hızlı gerçekleşir.

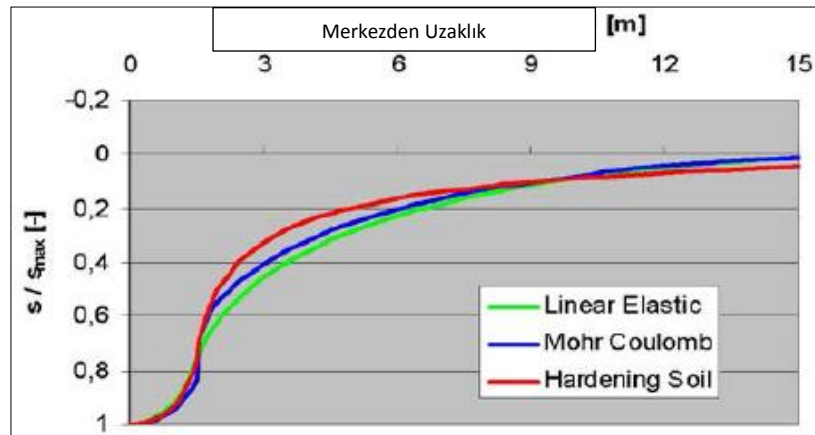


Şekil 3.6. Zeminlerde Pekleşme(a), MC model davranışı(b), yumuşama (killerde)(c).

Mohr-Coulomb zemin modeli zeminlerin gerilme altında pekleşme ve yumuşama gibi özelliklerini modelleyemez, dilatansi içermeyen ve hacimsel artmadan ziyade hacimsel azalma gösteren gevşek kumlar ve aşırı konsolide kil davranışını iyi modelleyemez, yükleme-boşaltma durumları için bir ayırım yapmaz. Bu sebeple bu model kazı problemlerinde önerilmemektedir. Daha çok limit analiz problemlerinde yani toprak dolgu barajların, dolguların, şevlerin, istinat duvarlarının stabilite çözümlerinde (güvenlik analizi) ve temel (tekil, yüzeysel) projelerinin taşıma gücü hesaplarında kullanılması daha uygundur.



(a)



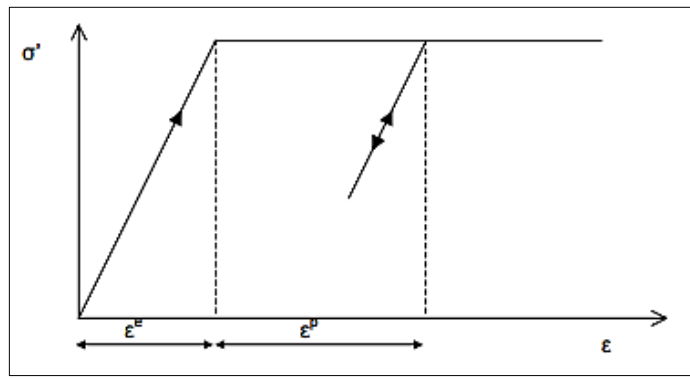
(b)

Şekil 3.7. Tekil temel-zemin boykesiti(a), oturma eğrisi(b) (Solowski, 2017).

3.2.3.1. Mohr-Coulomb model parametreleri

<i>Elastik parametreler:</i>	Birim
E : Elastisite modülü	[kN/m ²]
ν : poisson oranı	[-]
<i>Plastik parametreler:</i>	
ϕ : içsel sürtünme açısı	[°]
c : kohezyon	[kN/m ²]
ψ : dilatasyon açısı	[°]

Olarak tanımlanmıştır.



Şekil 3.8. Elastik mükemmel plastik model (Plaxis).

Mohr-Coulomb modelinde akma yüzeyinde zemin lineer elastik mükemmel plastik malzeme olarak davranır. Bu durum asal gerilmelere göre belirtilen altı akma fonksiyonu ile tanımlanmıştır. Bu akma fonksiyonları asal gerilme uzayında bir hegzagonal koni tarafından temsil edilmektedir. Ayrıca bu modelde plastik davranışı modellemek için altı plastik potansiyel fonksiyonu tanımlanmıştır (Smith ve Griffith, 1982).

Asal gerilme uzayında altıgen koninin akma fonksiyonları:

$$f_{1a} = \frac{1}{2} |\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2} |\sigma'_3 - \sigma'_2| + \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2} |\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2} |\sigma'_1 - \sigma'_3| + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2} |\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}|\sigma'_2 - \sigma'_1| + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\phi - c \cos\phi \leq 0$$

Asal gerilme uzayında altıgen koninin Plastik potansiyel fonksiyonları:

$$g_{1a} = \frac{1}{2}|\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}|\sigma'_3 - \sigma'_2| + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\psi$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}|\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}|\sigma'_1 - \sigma'_3| + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}|\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi$$

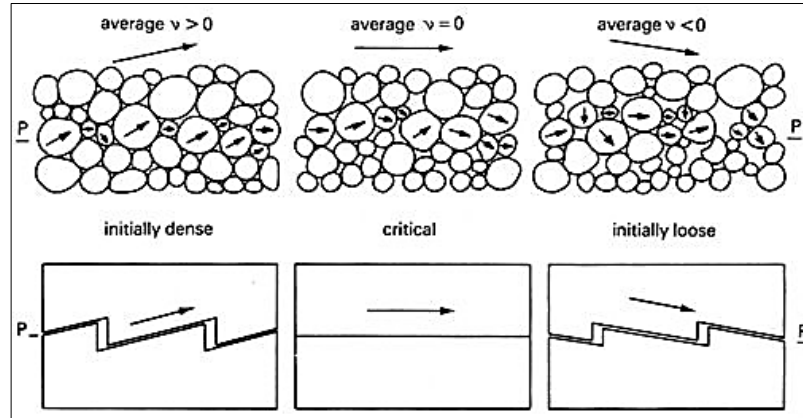
$$g_3 = \frac{1}{2}|\sigma'_2 - \sigma'_1| + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\psi$$

Yukarıdaki plastik potansiyel denklemlerinde ψ dilatasyon açısı olmak üzere:

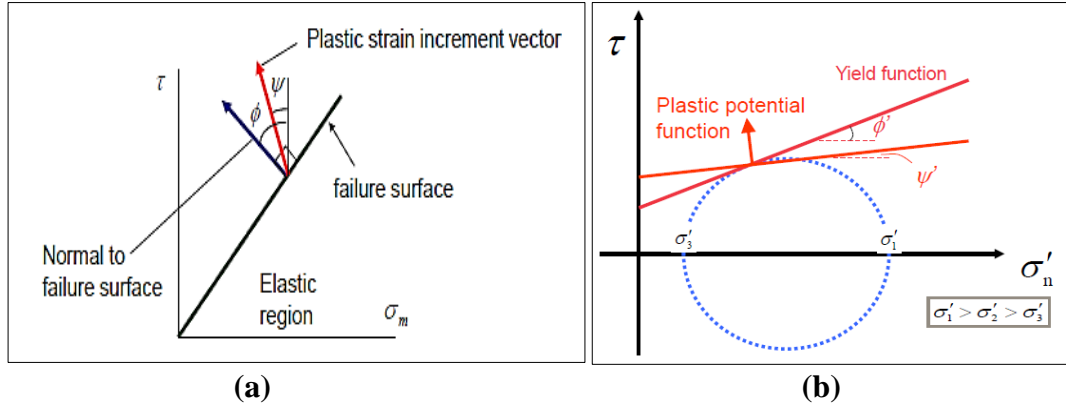
$\psi=0$ ise hacim değişimi yok

$\psi<0$ ise hacimde artış ya da azalış var

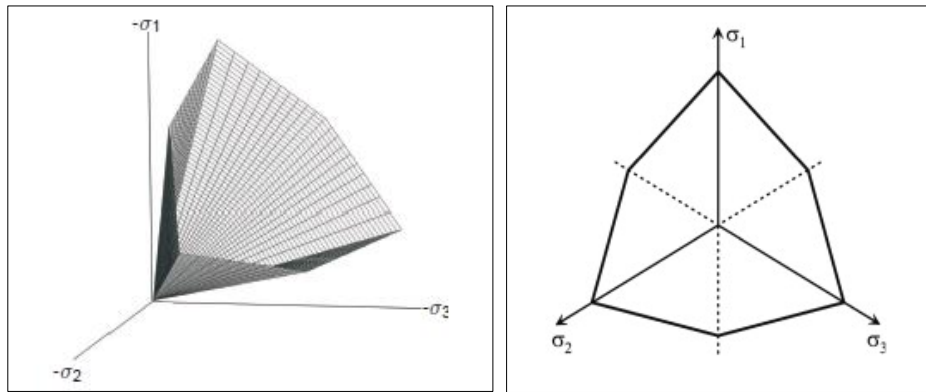
$\psi>0$ ise boşluklu veya hacim artışı var



Şekil 3.9. Zeminde dilatansi durumları.



Şekil 3.10. Dilatasyon açısına göre plastik şekil değiştirme (a) ve (b) (Amit, 2013).



Şekil 3.11. Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyleri(c=0) (PLAXIS).

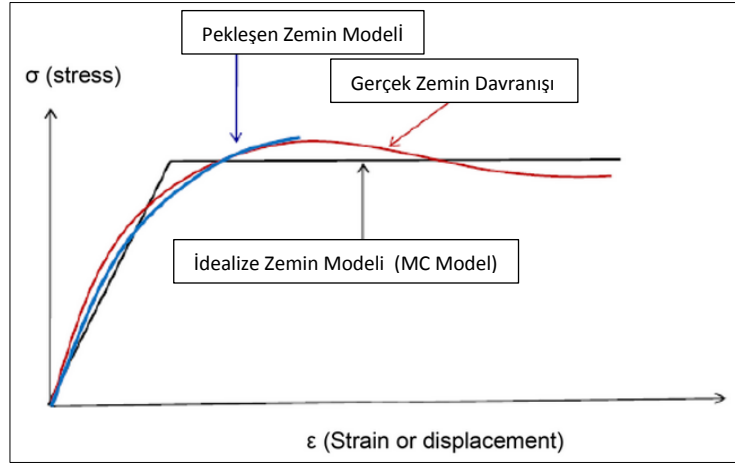
3.2.4. Pekleşen zemin (Hardening soil) model

Pekleşen Zemin (Hardening soil) Model plastisite teorisi çerçevesinde oluşturulan gelişmiş bir zemin modelidir. Bu model daha önceki bölümlerde de bahsedilen ve sonraları daha da geliştirilen Duncan-Chang (1970), hiperbolik modelin yerini alan çok daha gelişmiş bir versiyonudur.

Duncan-Chang hiperbolik modelden farklı olarak bu model elastik teori yerine plastik teoriyi kullanır. Bu teoriye bağlı olarak hesaplanan plastik şekil değiştirmeler çoklu yüzey (multi surface) akış kriterine göre hesaplanmaktadır.

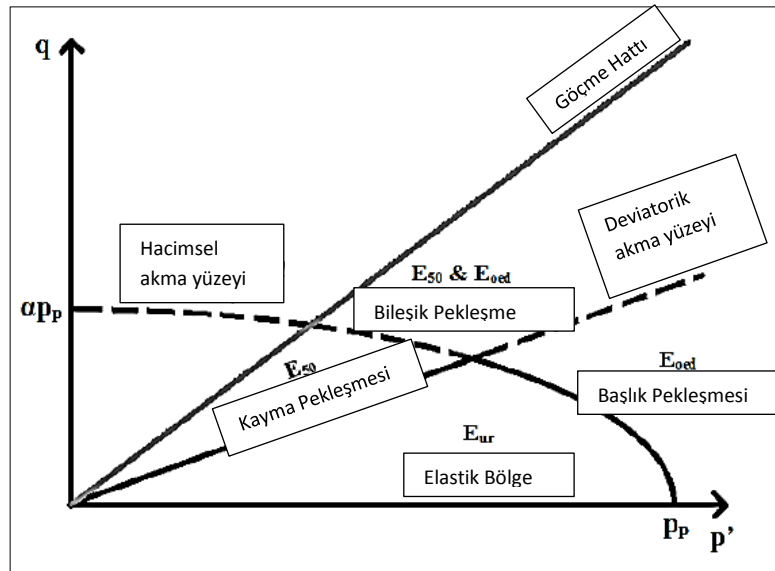
Pekleşen Zemin Model gerilmeye bağlı rijitlik değerlerini dikkate almaktadır, bu durum artan basınçla birlikte tüm rijitliklerin de artması demektir.

HS Model, hiperbolik modelde kullanılan tek rijitlik parametresinden farklı olarak üç farklı rijitlik parametresi kullanmasından dolayı zeminin yükleme-boşaltma durumları gerçek davranışa daha yakın modellenir.



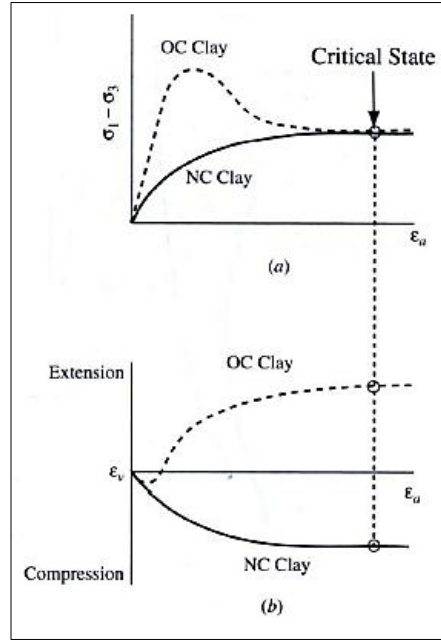
Şekil 3.12. Gerçek zemin ve model davranışları.

Zeminde dilatansinin sona ermesi (dilatancy cut on/off) ve göçme durumu tanımlanır. Mohr-Coulomb modelin aksine akma yüzeyi başlıklı (bu bölgede bağımlı akış kuralı geçerli) olarak tanımlanır, üç eksenli deviator gerilmeye bağlı kayma pekleşmesi (bu bölgede bağımsız akış kuralı geçerli) ve ödometre yüklemesine bağlı basınç pekleşmesi ayrımı yapılabilir. Bu model hem kohezyonlu hem de kohezyonsuz zeminlerde uygun sonuçlar verir.



Şekil 3.13. Akma yüzeyleri ve kullanılan rijitlik parametreleri bölgeleri.

Model gerilme tarihçesini göz önüne aldığından aşırı konsolide zeminler için de kullanılabilir. Ancak çok aşırı konsolide killerin davranışını modellemede dikkatli davranılmalıdır. Çünkü bu türden zeminlerin davranışı çok karmaşık ve davranışı etkileyen birçok faktör vardır (Schanz ve Vermeer, 1996).



Şekil 3.14. OC(a) ve NC(b) kil davranışı (Bartlet, 2010).

3.2.4.1. Pekleşen zemin (HS) model parametreleri

<i>Zemin rijitliği temel parametreleri:</i>	Birim
E_{50}^{ref} : Drenajlı üç eksenli deneylerle elde edilen sekant rijitliği.	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref} : Drenajlı odömetre deneyleriyle elde edilen tanjant rijitliği.	[kN/m ²]
E_{ur}^{ref} : Elastik yükleme/boşaltma rijitliği.	[kN/m ²]
m : Gerilmeye(yükleme seviyesi) bağlı rijitlik değeri için girilen üs değeri.	[-]
<i>İleri düzey parametreler:</i>	
p^{ref} : Referans gerilme. Genellikle ($p^{ref} = 100$ kPa) alınır.	[kN/m ²]
K_0^{nc} : Normal konsolidasyon katsayısı.	[-]
R_f : Göçme oranı. Genellikle ($R_f = \frac{q_f}{q_a} = 0.9$) alınır.	[-]
ν_{ur} : Poisson oranı. Genellikle ($\nu_{ur} = 0.2$) alınır.	[-]
$\sigma_{tension}$: Çekme gerilemsi ($\sigma_{tension} = 0$) alınır.	[kN/m ²]
$c_{increment}$: Derinlik ile kohezyon artışı. Genellikle ($c_{increment}=0$) alınır.	[kN/m ²]
<i>Mohr-Coulomb model göçme parametreleri:</i>	
c : Kohezyon	[kN/m ²]
ϕ : İçsel sürtünme açısı	[°]
ψ : Dilatasyon açısı	[°]

Zemin rijitliği için alternatif parametreler:

c_c : Basınç indisi	[-]
c_s : Şişme indisi	[-]
c_{init} : Başlangıç boşluk oranı	[-]

Pekleşen Zemin modellerinde hesaplanan rijitlik parametrelerinde gerilmeye (yükleme seviyesi) bağlı rijitlik değeri için girilen üs değeri m , çalışmalarda kum ve siltler için genellikle $m=0.5\sim 1$ yumuşak zeminler için genellikle $m=1$ alınmaktadır.

Bazı araştırmacılar bu değerleri Norveç kumu ve silt için 0.5 (Janbu 1963), yumuşak killer için 0.38~0.84 (Kempfert 2006), farklı türde killi zeminler için 0.9~1.0 (Soos ve Von 2001), aralığında hesaplamışlardır. Normal konsolide olmuş zeminler için K_0^{nc} katsayısı ($K_0^{nc} = 1 - \sin\phi$) (Jaky, 1944) ile hesaplanır.

Pekleşen Zemin Modelinde akış kuralına göre plastik kayma şekil değıştirme değeri ile plastik hacimsel şekil değıştirme değeri arasında:

$$\varepsilon_v^p = \sin\psi_m \gamma^p \quad (3.8)$$

İlişkisi mevcuttur.

Bu denklemde ψ_m mobilize olmuş dilatasyon açısı:

$$\sin\psi_m = \frac{\sin\phi_m - \sin\phi_{cv}}{1 - \sin\phi_m \sin\phi_{cv}} \quad (3.9)$$

Olarak tanımlanır.

Ayrıca ϕ_m mobilize içsel sürtünme açısı olmak üzere:

$$\sin\phi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2c \cos\phi} \quad (3.10)$$

Olarak tanımlanır.

Gerilme dilatasyon açısı ilişkisinde yüksek gerilme ($\phi_m < \phi_{cv}$) değerleri için dilatasyon oluşurken küçük gerilme ($\phi_m > \phi_{cv}$) değerlerinde zemin sıkışmaya maruz kalır, göçme anında ise mobilize edilmiş sürtünme açısı göçme açısına eşit olur (Rowe 1971).

$$\sin\psi = \frac{\sin\phi - \sin\phi_{cv}}{1 - \sin\phi \sin\phi_{cv}} \quad (3.11)$$

$$\sin\phi_{cv} = \frac{\sin\phi - \sin\psi}{1 - \sin\phi \sin\psi} \quad (3.12)$$

Burada c, ϕ, ψ Mohr-Coulomb model’de kullanılan göçme parametreleridir.

3.2.4.2. İlk yükleme rijitliği

İlk yükleme anında gerilme-şekil değiştirme davranışı nonlineerdir. E_{50} , ilk yükleme için gerilmeye bağlı olarak hesaplanan rijitlik modülüdür. Küçük şekil değiştirmelerde kullanılan E_i ’nin yerine kullanılır.

$$E_{50}^{ref}; E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos\phi - \sigma'_3 \sin\phi}{c \cos\phi + p^{ref} \sin\phi} \right)^m \quad (3.13)$$

Gevşek kum ve silt için

$$\frac{E_{50}}{p^{ref}} \approx 150 \sqrt{\frac{\sigma'_x}{p^{ref}}} \quad (3.14)$$

Temiz ve sıkı kum için

$$\frac{E_{50}}{p^{ref}} \approx 500 \sqrt{\frac{\sigma'_x}{p^{ref}}} \quad (3.15)$$

Alınabilir (Vermeer ve Schanz, 1999).

Burada E_{50}^{ref} modülü $p^{ref}=100$ kPa referans gerilmesine karşılık gelen sekant rijitliğidir. Üç eksenli gerilme şekil değiştirme eğrisinden hesaplanır. Maksimum kayma dayanımı olan q_f ’in %50’sine karşılık gelen rijitlik modülü değeridir.

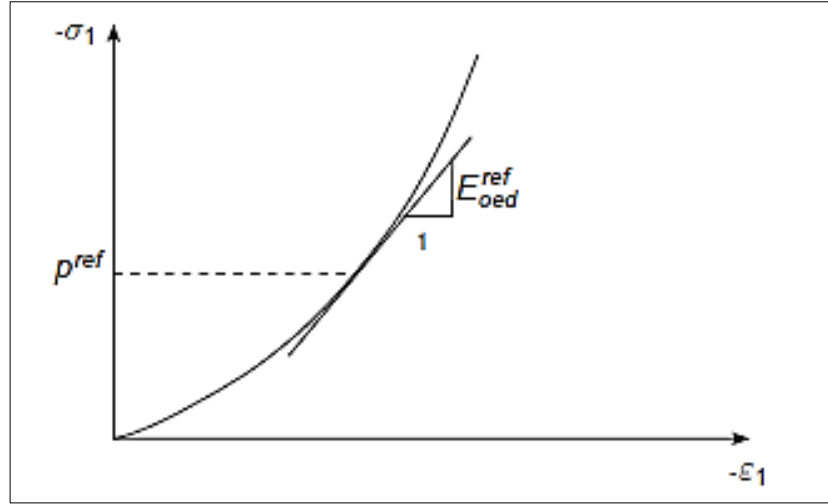
3.2.4.3. Yükleme boşaltma rijitliği

Zeminin üç eksenli basınç deneyinde yük boşalması durumundaki rijitliğini ifade eder. PLAXİS standart ayarlarında $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$ alınır.

$$E_{ur}^{ref}; E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos\phi - \sigma'_3 \sin\phi}{c \cos\phi + p^{ref} \sin\phi} \right)^m \quad (3.16)$$

3.2.4.4. Odometre rijitliği

Zeminin odometre deneyinde p^{ref} basıncına karşılık gelen teğet modülü ifade eder.



Şekil 3.15. Odometre modülünün elde edilmesi (Plaxis 2016).

$$E_{oed}^{ref}; E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (3.14)$$

Gevşek kum ve silt için

$$\frac{E_{oed}}{p^{ref}} \approx 150 \sqrt{\frac{\sigma'_y}{p^{ref}}} \quad (3.15)$$

Temiz ve sıkı kum için

$$\frac{E_{oed}}{p^{ref}} \approx 500 \sqrt{\frac{\sigma'_y}{p^{ref}}} \quad (3.16)$$

Alınabilir (Janbu ve Soos).

Yumuşak zeminler için modifiye sıkışma indisi λ^* 'a bağlı olarak

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda^*} \quad (3.17)$$

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{(1 + e_0)} \quad (3.18)$$

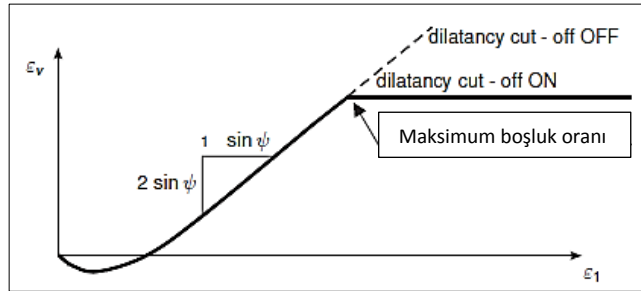
Benzer şekilde modifiye şişme indisi κ^* 'a bağlı olarak

$$E_{oed}^{ref} = \frac{2p^{ref}}{\kappa^*} \quad (3.19)$$

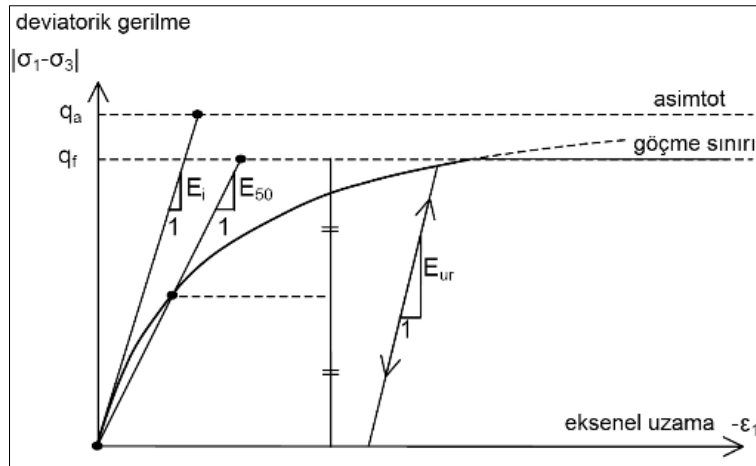
$$\kappa^* = \frac{\kappa}{(1 + e_0)} \quad (3.20)$$

Olarak da hesaplanabilir.

Burada λ ve κ Cam-Clay Model'de bahsedilecek olan sıkışma ve şişme indisleridir. E_{ur}^{ref} , yükleme-boşaltma için $p^{ref}=100$ kPa (1bar) referans gerilme değerine karşılık gelen referans young modülüdür. Yükleme boşaltma gerilme izi Hook Kanununa uygun olarak elastik modellenmiştir. Ayrıca HS modelin MC modele göre önemli bir özelliği de zeminin kritik duruma geçmesi anında, yani boşluk oranının e_{max} 'a ulaşması ve hacimsel şekil değiştirmenin sonlanması durumunda dilatansinin sıfıra eşitlenmesidir (drenajlı durumda pozitif dilatansi, kesme deformasyonu devam ettikçe dilatansinin devam edeceği anlamını taşır, MC modelde hiçbir zaman dilatansi sıfırlanmaz bu durum gerçek zeminlerde olmayan bir olaydır).



Şekil 3.16. Dilatansinin sonlanması.



Şekil 3.17. Hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Plaxis 2016).

Elastik şekil değiştirmenin bileşeni ε^e 'den yükleme için sabit bir poisson oranı ν_{ur} hesaplanmıştır.

$$G_{ur} = \frac{1}{2(1 + \nu_{ur})} E_{ur} \quad (3.21)$$

Drenajlı üç eksenli gerilme testlerinde $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{sabit}$ ve E_{ur} , elastik şekil değiştirme arasında:

$$\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.22)$$

$$\varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = \nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.23)$$

Bağıntılar elde edilir.

Üç eksenli asal gerilme uzayında, f_{12} ve f_{13} akma fonksiyonları olmak üzere

$$f_{12} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_2)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_2)}{E_{ur}} - \gamma^p$$

$$f_{13} = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{q_a - (\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_{ur}} - \gamma^p$$

Olarak tanımlanmıştır.

Burada kayma plastik şekil değiştirmesi γ^p sürtünme pekleşmesi olarak:

$$\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p \quad (3.24)$$

Olarak ifade edilir.

Plastik potansiyel yüzey fonksiyonları, g_{12} , g_{13} kayma pekleşmesinden dolayı yukarıdaki akma fonksiyonlarına ek olarak bağımsız akış kuralından(non-associated flow rule):

$$g_{12} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \sin\psi_m$$

$$g_{13} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} - \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \sin\psi_m$$

Olarak ifade edilir.

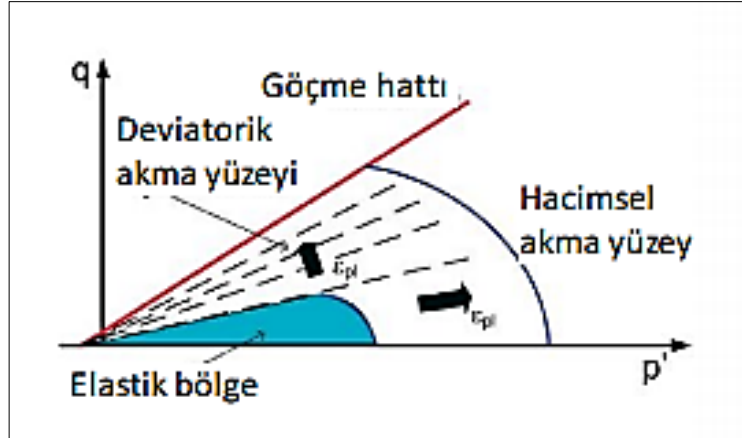
İki akma yüzeyi arasında plastisite teorisine dayanan çok yüzeyli akış için Koiter (1960), kuralından ε^p plastik şekil değiştirme:

$$\varepsilon^p = \Lambda_{12} \frac{\partial g_{12}}{\partial \sigma} + \Lambda_{13} \frac{\partial g_{13}}{\partial \sigma} = \Lambda_{12} \begin{bmatrix} \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sin\psi \\ -\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sin\psi \end{bmatrix} + \Lambda_{13} \begin{bmatrix} \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sin\psi \\ 0 \\ -\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sin\psi \end{bmatrix} \quad (3.25)$$

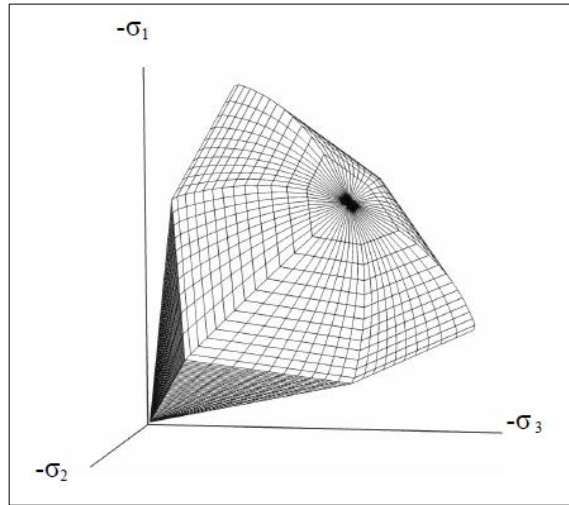
Olarak ifade edilir.

HS modelde deviatörük yüklemekten kaynaklı oluşan plastik şekil değiştirmeler için kullanılan kayma pekleşmesi ve izotropik veya ödometre yüklemesinden kaynaklı

oluşan şekil değiştirmeler için kullanılan sıkışma pekleşmesi tanımlanmıştır (sıkışma pekleşmesi hacimsel pekleşme olarak da ifade edilir ve MC modelde bulunmayan bir özelliktir, ödometre modülü tarafından kontrol edilir, ön konsolidasyon basıncı bu özelliğin tanımlanmasında önemli bir faktördür).



Şekil 3.18. $p' - q$ düzleminde akma yüzeyleri (Berilgen, 2014).



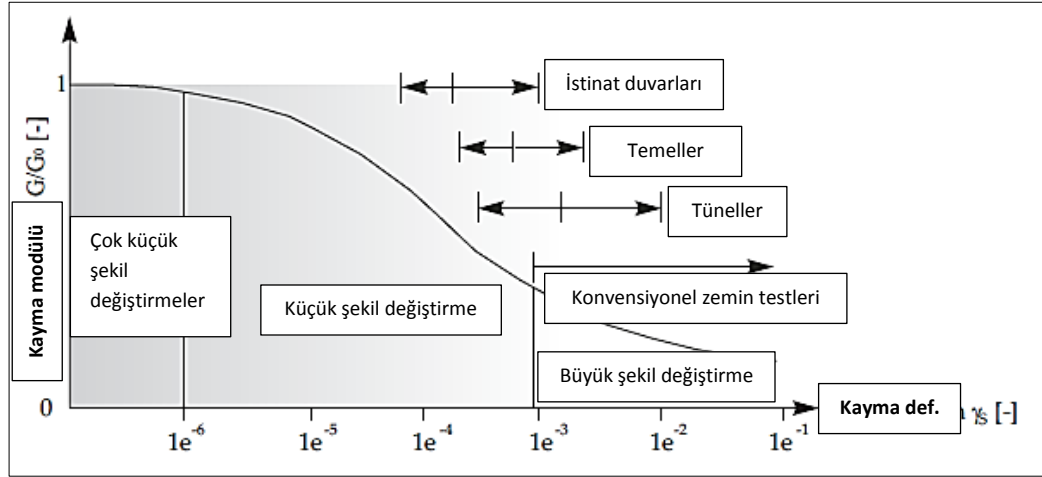
Şekil 3.19. Asal gerilme uzayında HS Model akma yüzeyleri(c=0) (PLAXİS).

3.2.5. Pekleşen zemin küçük şekil değiştirme (Hardening soil small strain) model

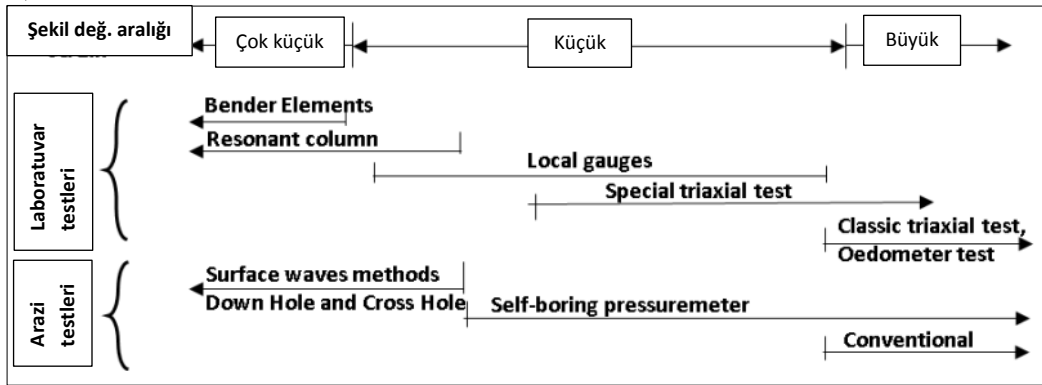
Bu model küçük birim deformasyon rijitliğinde zeminin artan rijitliğini de dikkate almaktadır. Hardening Soil Model için belirlenen tüm parametreler, Hardening Soil Small Strain (pekleşen zemin küçük birim şekil değiştirme rijitliği) modelinde de kullanılmaktadır (Benz, 2006).

HS Model parametrelerine ek olarak HS_{ss} Modelde başlangıç birim deformasyon geçmişi modülü, küçük birim deformasyon kayma modülü G_0^{ref} ve

kayma modülünün küçük deformasyon kayma modülüne göre %70 azalması durumundaki birim deformasyon seviyesi olarak $\gamma_{0,7}$ hesaplanır.



Şekil 3.20. Geoteknik projelerde tipik şekil değiştirme aralıkları (Atkinson ve Salfors, 1991).



Şekil 3.21. Küçük şekil değiştirmelerin hesaplanma yöntemleri (Mair, 1993).

3.2.5.1. Pekleşen zemin küçük şekil değiştirme (HS-ss) model parametreleri

Pekleşen Zemin parametrelerine ek parametreler:

Birim

G_0^{ref} : Çok küçük şekil değiştirmeler için referans kayma modülü ($\epsilon < 10^{-6}$) [kN/m²]

Zeminin kayma rijitliği parametresi gerilme kontrollü drenajlı kesme testi uygulanarak elde edilir.

$\gamma_{0,7}$: kayma deformasyonunun eşik değeri ($G_s = 0.722G_0$)

[-]

Burada G_0 gerilme tanımlı kayma modülü olmak üzere

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (3.26)$$

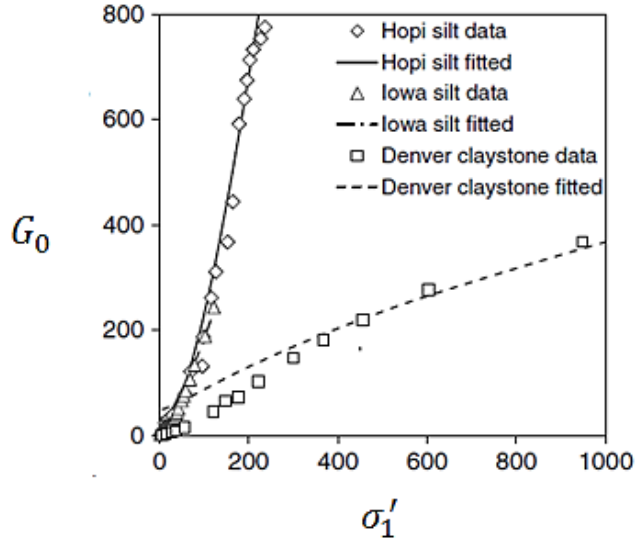
Olarak ifade edilir.

Laboratuvar testlerinden kayma modülü ile elastik yükleme boşaltma rijitliği arasındaki $G_0^{ref}=(1-4)E_{ur}^{ref}$ aralığı killi zeminler için uygun tahminler vermektedir (Plaxis).

Kayma modülü G_0 Şekil 3.21’de belirtilen testlerde hassas bir şekilde hesaplanabileceği gibi araştırmacılar tarafından bu konuda çok sayıda çalışma yapılmış ve çeşitli yaklaşımlar elde edilmiştir. Larsson ve Mulabdic, (1991) Drenajsız kayma dayanımı c_u ve plastisite indisi I_p arasındaki korelasyonlardan da bazı yaklaşımlar elde etmişlerdir;

$$G_0 = \left(\frac{280}{I_p} + 250 \right) c_u \quad (3.26)$$

HS_{ss} Modelde $\gamma_{0.7}$ değeri kumlar için 1.10^{-4} – 2.10^{-4} killer için 5.10^{-5} – 1.10^{-4} aralığında uygun sonuçlar vermektedir (Numerics and Geotechnics and structures, 2010). Yamashita, vd., (2001) çalışmaları kapsamında kum, kil ve yumuşak kaya gibi çeşitli zeminler üzerinde yaptıkları üçeksenli ve çevrimli testlerde bu değerleri 10^{-5} – 10^{-3} aralığında hesaplamışlardır. Dong, vd., (2016) literatürdeki 22 ve kendi çalışmaları olan 7 zemin türü için efektif gerime gerilme σ'_1 , küçük şekil değiştirme kayma modülü G_0 arasındaki ilişkileri grafiksel olarak göstermişlerdir.

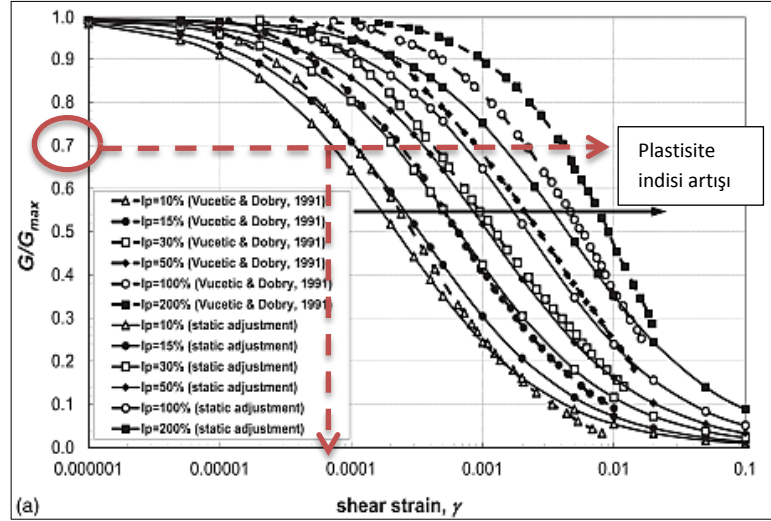


Şekil 3.22. Kiltası için kayma modülü-efektif düşey gerime ilişkisi.

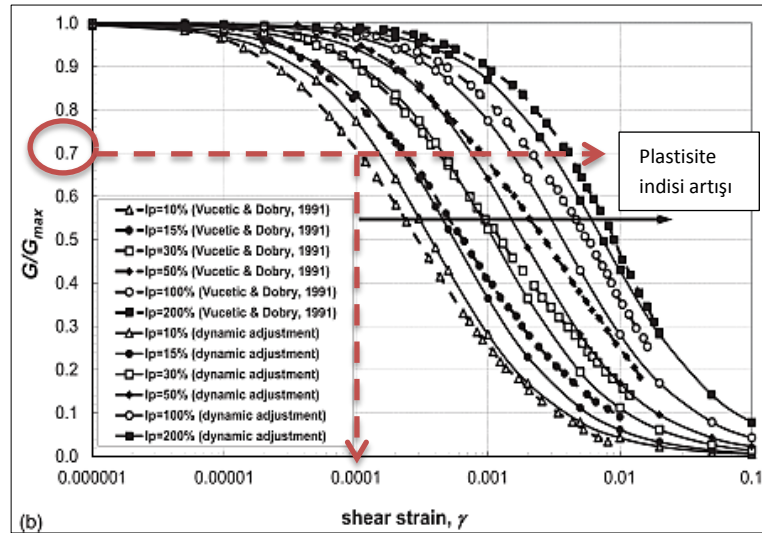
Ayrıca kayma deformasyonu eşik değeri bazı araştırmacılar tarafından plastisite indisi ve çevresel gerilmeler dikkate alınarak hesaplanmıştır. Vardenega, vd., (2013) farklı plastisite seviyelerine ait 21 kil ve silt zeminler üzerine yaptıkları 67 adet deneyde

statik ve dinamik uygulamalar için $G/G_{max} - \gamma$ tablolarını elde etmişlerdir ve bu veriler ışığında çeşitli ampirik yaklaşımlar geliştirmişlerdir.

Grafiklerden de anlaşılacağı üzere kayma modülünün %70 azalması durumundaki (istinat yapıları için genellikle bu aralıkta azalım öngörülmektedir) $\gamma_{0.7}$ değeri statik ve dinamik uygulamalar için farklı sonuçlar verdiği unutulmamalıdır.



Şekil 3.23a. Statik uygulamalar için azalım modülü-kayma şekil değiştirmesi ilişkisi.



Şekil 3.23b. Dinamik uygulamalar için azalım modülü-kayma şekil değiştirmesi ilişkisi.

Yine Solowski (2017), tarafından Darendelinin (2001) modül azalım eğrileri üzerine yaptığı laboratuvar çalışmalarından plastisite indisi ve çevresel gerilmeler altında ampirik olarak $\gamma_{0.7}$ değerlerini göstermiştir.

$$I_p=0 \quad \gamma_{0.7} = 0.00015 \sqrt{\frac{P'}{P_{ref}}}$$

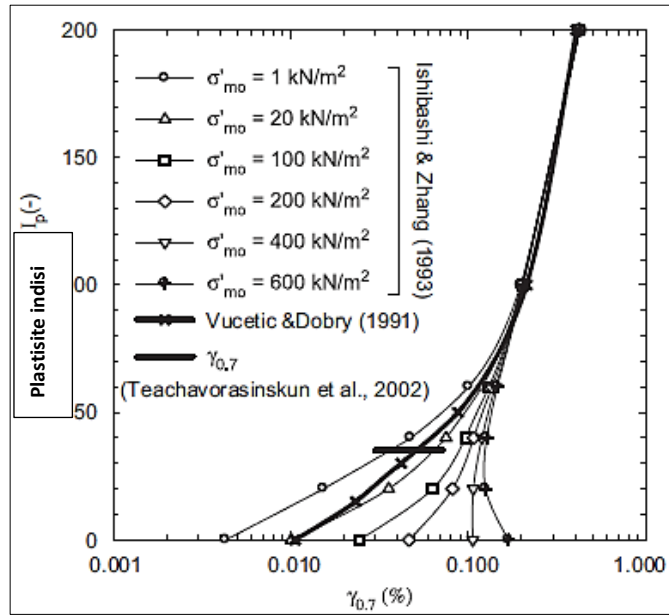
$$I_p=30 \quad \gamma_{0.7} = 0.00026 \sqrt{\frac{P'}{P_{ref}}}$$

$$I_p=100 \quad \gamma_{0.7} = 0.00055 \sqrt{\frac{P'}{P_{ref}}}$$

Suched vd., (2013) farklı efektif gerilmeler altında kil zeminlerin plastisite indisi ve $\gamma_{0.7}$ arasındaki ilişkileri belirlemişlerdir.

Bu kapsamda $I_p=0$ ile $I_p=200$ olan zeminlerde; σ'_{m0} çevresel gerilme, σ'_{v0} efektif düşey gerilme ve K_0 sükunetteki toprak basıncı katsayısı olmak üzere aşağıdaki amprik bağıntıyı geliştirmişlerdir. Bu bağıntıdan farklı çevresel gerilmeler altında Şekil 3.24'deki eğriler elde edilebilir.

$$\sigma'_{m0} = \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right) \sigma'_{v0} \quad (3.27)$$



Şekil 3.24. I_p - $\gamma_{0.7}$ eğrisi.

Kayma deformasyon eşik değeri $\gamma_{0.7}$ Mohr-Coulomb göçme kriterine göre ise:

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{3}{28G_0} [2c'(1 + \cos 2\phi') - \sigma'_1(1 + K_0)\sin 2\phi'] \quad (3.28)$$

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos 2\phi') - \sigma'_1(1 + K_0)\sin 2\phi'] \quad (3.29)$$

Yaklaşık olarak hesaplanır (Plaxis Manuel).

3.2.6. Modified Cam Clay model

Laboratuvar ortamında hazırlanmış veya yoğrulmuş kil zeminlerin kritik durum teorisine uygun olarak davranışını izotropik akma yüzeyi dikkate alınarak matematiksel olarak modellenen ilk elastoplastik model, Cam Clay zemin modelidir.

Kritik alan teorisi en genel haliyle kil zeminlerin kayma direncinin gerilme tarihçesinden ve drenaj durumundan bağımsız olarak yalnızca efektif gerilme ve boşluk oranının bir fonksiyonu olarak ifade edilebileceği varsayımına dayanan teoridir.

Cam Clay model killerin elastoplastik davranışı üzerine kurulmuş bir modeldir orijinal cam clay model ilk olarak Roscoe ve Schofield (1963) tarafından önerilmiş ve geliştirilmiştir. Daha sonra ise Roscoe ve Burland (1968) tarafından geliştirilerek Modifiye Cam Clay ismini almıştır.

Kritik durum zemin mekaniğine göre zemin üç parametre ile ifade edilebilir:

p' : Ortalama efektif gerilme

q : Deviatör gerilme (kayma gerilmesi)

v : Özgül hacim

Olarak ifade edilir.

Genel gerilme koşulları altında ortalama efektif gerilme, p' ve deviatör gerilme, q asal gerilmeler ($\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$) cisinden hesaplanırsa:

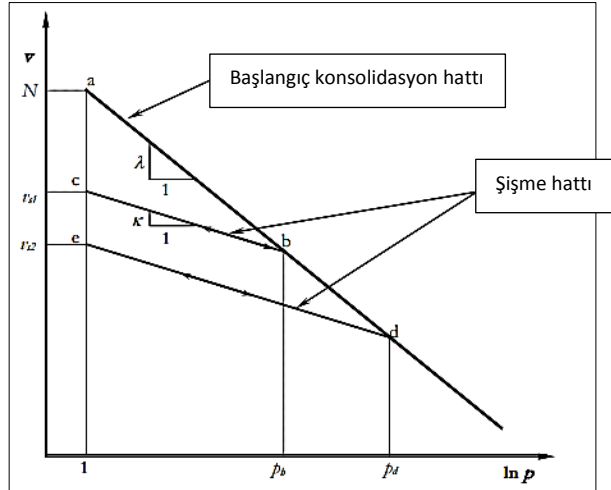
$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (3.30)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} + \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2} \quad (3.31)$$

Olarak ifade edilir.

3.2.6.1. Bakir konsolidasyon ve şişme eğrisi

Yumuşak kil zemin izotropik gerilme altında ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = p'$) ve drenajlı koşullarda yavaşça sıkıştırıldığında spesifik hacim v ile $\ln p'$ düzlemleri kullanılarak elde edilen bakir konsolidasyon hattından (normal sıkışma hattı olarak da isimlendirilir) yükleme boşaltma gerilmesiyle oluşturulan bir dizi şişme eğrisi geçirilerek elde edilen eğridir.



Şekil 3.25. İzotropik yükleme altında zemin davranışı (Atkinson, 2007).

Bakir sıkışma eğrisinden:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad \text{ve} \quad (3.32)$$

Şişme hattının denklem formu:

$$v = v_s - \kappa \ln p' \quad (3.33)$$

Olarak ifade edilir.

İzotrop ve tek yönlü yükleme için elastik hacimsel birim şekil değiştirme oranı:

$$\frac{\partial v^e}{\partial v} = \frac{\kappa}{\lambda} \quad (3.34)$$

Olarak tarif edilir.

Plastik killerde bu oran 0.2-0.5 aralığında değişmektedir. Ancak bu bağıntı killerde çok küçük bir gerilme aralığında geçerlidir (Önalp, 2013).

Burada şekilden de görüleceği üzere;

λ : $v - \ln p'$ düzleminde bakir sıkışma eğrisinin eğimi (sıkışma indisi)

κ : $v = N - \lambda \ln p'$ düzleminde kabarma eğrisinin eğimi (kabarma indisi)

N: $p'=1\text{kPa}$ değerine karşılık gelen bakir sıkışma eğrisinin spesifik hacmidir.

v_s : $p'=1\text{kPa}$ değerine karşılık gelen ve her şişme hattı için farklı olup zeminin gerilme tarihçesine bağlı özgül hacim değerlerini ifade etmektedir.

3.2.6.2. Kritik durum kavramı

Kritik durum kavramı kilin drenajlı ve drenajsız kesme koşullarında zeminin özgül hacmi ($v = e_0 + 1$) ile efektif gerilme (σ') arasındaki bağıntıyı ifade edebildiğinden şekil değiştirmeler ve kayma gerilmeleri tek bir ifadeyle gösterilebilmektedir.

İlk zamanlarda bu kavram yoğrulmuş killer için özellikleri idealleştirilip uygulanırken günümüzde doğal killerde uygulanabilirliği gösterilmiştir.

Kritik durum kavramına göre bir kilin içinde bulunabileceği tüm gerilme koşullarını gösteren bir karakteristik yüzey vardır (Muir ve Wood, 1990) ve tüm efektif gerilme izleri bu yüzey üzerinde bulunan bir doğruya erişir veya yaklaşır. Bu yüzeye ulaşıldığında zemin sabit hacimde ve değişmez efektif gerilmede şekil değiştirmektedir. Bu kavram iki ve üç boyutlu gerilme sistemlerinde geçerlidir. Ancak farklı gerilme sistemleri altında değişik karakteristik yüzeyler meydana gelmektedir (Önalp 2013). Akış yüzeyi denklemleri aşağıda gösterildiği şekildedir.

Cam-Clay Model için;

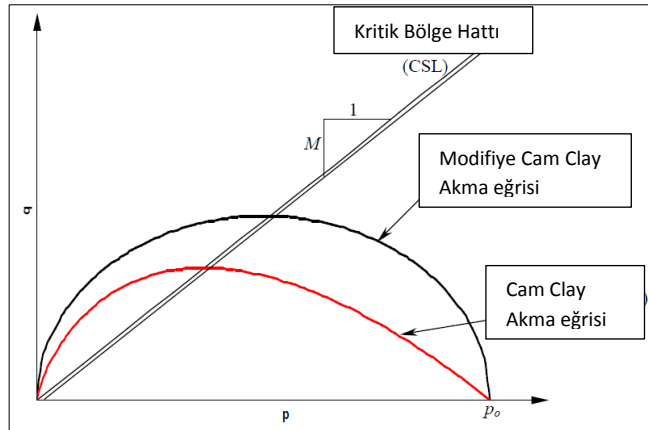
$$q + Mp' \ln \left(\frac{p'}{p_0'} \right) = 0 \quad (3.35)$$

Modified Cam-Clay Model için;

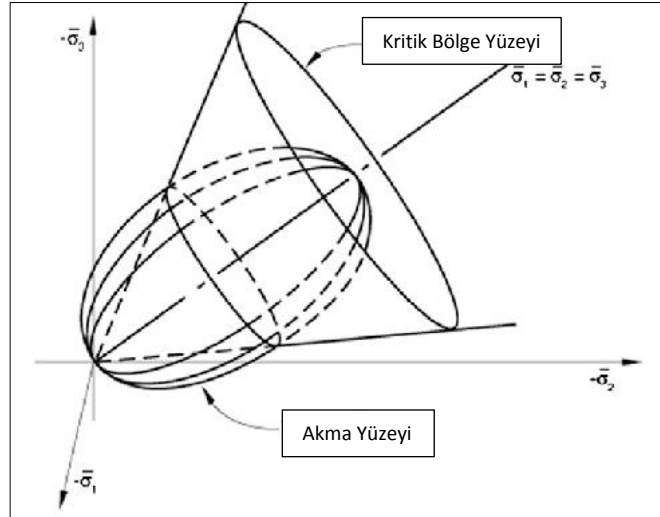
$$\frac{q^2}{p'^2} + M^2 \left(1 - \frac{P_0'}{P'} \right) = 0 \quad (3.36)$$

Olarak ifade edilir.

Bu denklemlerde belirtilen P_0' akma yüzeyinin boyutunu gösterir. M , $p' - q$ düzlemindeki kritik durum hattının (CLS) eğimini ifade eder. Bu düzlemde Cam-Clay Model için akma yüzeyi logaritmik eğri ile ifade edilirken Modified Cam-Clay Model için akma yüzeyi eliptik eğri şeklindedir.



Şekil 3.26. Cam-Clay ve Modified Cam-Clay akma yüzeyleri.



Şekil 3.27. Asal gerilmelerde Modified Cam-Clay akma yüzeyleri (After HKS, 2016).

3.2.6.3. Modified Cam Clay model parametreleri

$p' - q$ düzleminde CSL'nin eğimi olan M değeri Mohr- Coulomb model parametrelerinden içsel sürtünde açısı (ϕ') cinsinden ifade edilebilmektedir.

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (3.37)$$

Ödometre deneyleriyle elde edilen $v - \ln p'$ grafik yardımıyla bakır konsolidasyon ve yükleme boşaltma eğrilerinin eğimlerinden λ ve κ hesaplanabilir. Ayrıca bu parametreler sıkışma ve kabarma indisleri yardımıyla da hesaplanabilir.

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (3.38)$$

$$\kappa = \frac{C_s}{\ln 10} \quad (3.39)$$

Aşırı konsolidasyon oranı:

$$OCR = \frac{p_0}{p'} \quad (3.40)$$

Olarak belirlenebilir.

3.3. Yumuşak Zeminler İçin Geliştirilen Modeller

Özellikle baraj, yol, gibi altyapı projeleri yumuşak zeminler üzerine inşa edilmek durumunda kalabilir. Geoteknik Mühendisliğinde normal konsolide killer, killi siltler ve turba zeminler yumuşak zemin olarak kabul edilmektedir.

Özellikle yumuşak killerin gerilme deformasyon ilişkileri oldukça karmaşık olup bu zeminler gerilme altında zamana bağlı olarak elasto-viskoplastik davranış gösterirler.

Genel olarak bu türde zeminler anizotropi, bağ kuvvetleri, daneler arasındaki çözülme ve krip olarak adlandırılan zamana ve deformasyon hızına bağlı olarak gelişen davranış gösterir. Bu türde yumuşak zeminlere özgü davranışlar hesaplamalara katılmadığı takdirde önemli hatalara sebep olmaktadır.

Günümüzde bu etkileri dikkate alan ileri zemin modelleri geliştirilmiş olup hesaplamalarda oldukça başarılı sonuçlar verdiği görülmüştür (Yıldız, 2015).

3.3.1. Yumuşak zemin (Soft soil) model

Soft Soil Model (yumuşak zemin modeli) daha önceki bölümlerde açıklanan kritik durum teorisi çerçevesinde oluşturulan Modifiye Cam Clay modelinin geliştirilmiş bir versiyonudur. Özellikle konsolidasyon problemlerinde, temel ve dolgularda zamana bağlı oturma hesaplamalarında kullanılmaktadır.

Bu modelde MCC'den farklı olarak, akma yüzeyinde bulunan kritik durum hattı (CSL) yerine Mohr-Coulomb göçme yüzeyi kullanılır. SS modele daha sonra killerin krip etkisi (killerin yapısal viskoz özelliğinden dolayı gerilme-deformasyon ilişkisinin, zamana ve deformasyon hızına bağlı olması durumu) ilave edilerek Soft Soil Creep model geliştirilmiştir.

3.3.2. S-CLAY1 zemin modeli

Dafailas (1987) tarafından geliştirilen bu model, MCC modelde bulunan izotrop akma yüzeyi yerine anizotropik, kesik elips şekilli akma yüzeyini esas alır. Daha çok normal veya az aşırı konsolide killer için geliştirilmiştir. Bu modelde plastik deformasyon kaynaklı dokusal anizotropinin artması veya azalması durumu akma eğrisindeki dönel pekleşme (rotational hardening) kuralına göre hesaplanmaktadır. Bu modele daha sonra zemin daneleri arasındaki bağ kuvvetlerindeki çözülme de dikkate alan parametreler ilave edilerek S-CLAY1S modeli geliştirilmiştir.

Leoni, vd., (2008), anizotropik akma yüzeyini esas alan SCLAY1 modeli ile SSC zemin modelinin bünye denklemlerinden Anizotropik Krip Zemin Modelini (ACM) geliştirmişlerdir.

Karstunen ve Yin, (2010), SCLAY1S modelini modifiye ederek, zeminlerde viskoz davranışa ilave olarak anizotropi ve yapısal çözülme de dikkate alan EVP-SCLAY1S (Elasto-Viscoplastic SCLAY1S) zemin modelini geliştirdiler.

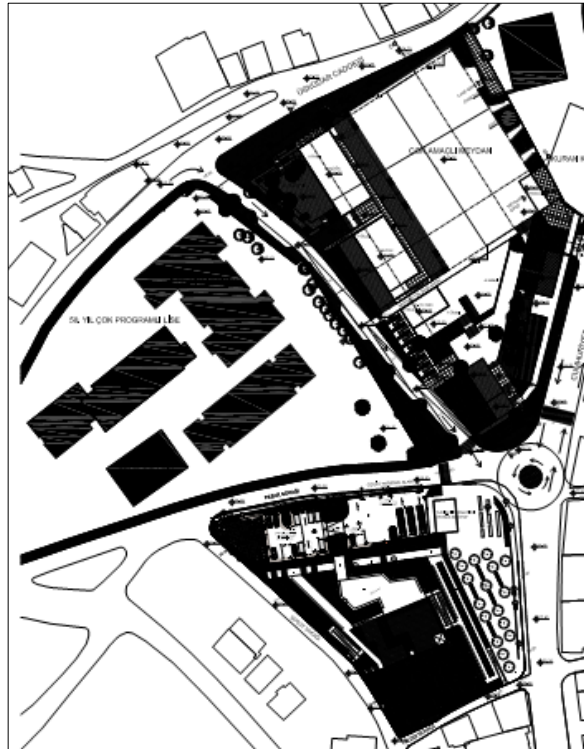
4. VAKA ANALİZLERİ

4.1. Katlı Otopark İnşaatı İksa Uygulama Projesi Vaka Analizi (Uygulama-1)

İstanbul ilinde yapılması planlanan bir meydan projesi kapsamında çeşitli bloklardan ve 4 bodrum katlı bir otopark projesi için çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Derin kazı iksa sistemi için bazı bilgi ve projelere başvurulmuştur. Bu kapsamda projeye ait mimari plan ve kesitler, proje sahasında yapılan zemin etüt raporuna ait sondaj logları, laboratuvar deneyleri sonuçları, arazi aplikasyon ve plankote projesi gibi çalışmalar analiz çalışması sırasında değerlendirilmiştir. Bu tez kapsamında bu proje Uygulama-1 (U1) olarak adlandırılacaktır.

4.1.1. Proje bilgileri

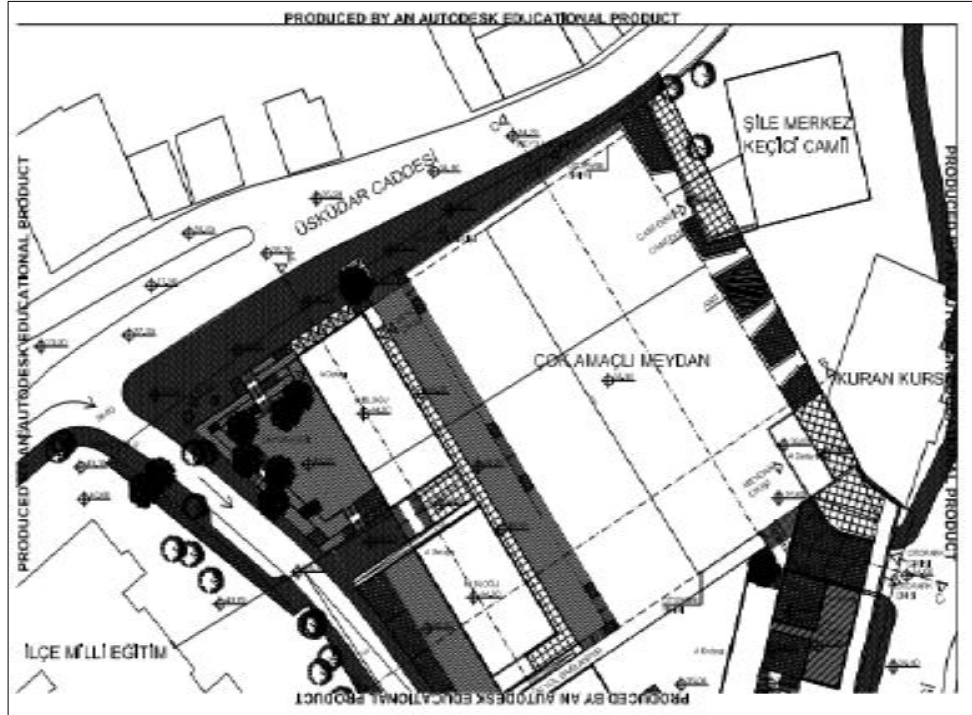
İnşaat alanının genel konum bilgisi aşağıda Şekil 4.1’de verilmiştir. Arazi plankote bilgileri incelendiği zaman, arazi kotları +34 ile +38 metre kotları arasında değişmektedir. Yapıya ait plankote bilgisi Şekil 4.2’de verilmiştir. İnşa edilmesi planlanan bodrum katları için gerekli temel kazısının, çevre yol ve yapılara zarar vermeden güvenle açılabilmesi için bir iksa sistemi projelendirilmiştir.



Şekil 4.1. İnceleme alanının konum ve hali hazır görünümü.

Yapı çevresinde, Şekil 4.2’de belirtildiği gibi, yakın konumlanmış doğu cephesinde Merkez Camii ve batı cephesinde kısmen daha uzak mesafedeki İlçe Milli

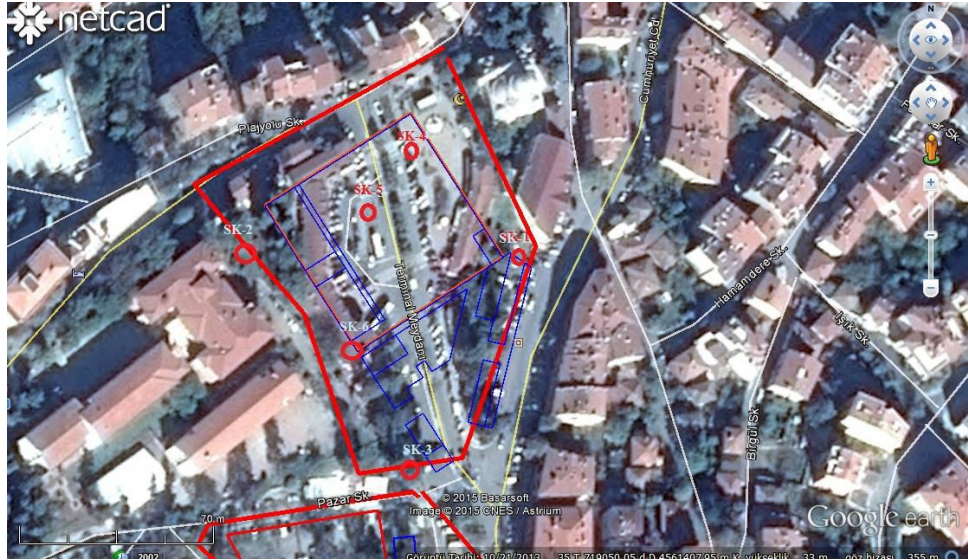
Eğitim M¼d¼rl¼đ¼ ve diğer yapılar yer almaktadır. Proje sahasının kuzeyinde ise, kazı sahasına paralel konumlanmış Üsk¼dar Caddesi yer almaktadır. Kazı sahası, plan ¼zerinde Merkez Camiye yaklaşığ 15 metre mesafede yer almaktadır.



Şekil 4.2. Arazi plankotesi.

4.1.2. Zemin bilgileri

İnceleme alanında, yapılan zemin sondaj logları ve laboratuvar deneyleri sonuçlarına göre geoteknik projelendirme çalışmaları yapılmıştır. Arazide 6 adet 25 metre derinlikte sondaj delgisi yapılmıştır. Yapılan sondajların konumları Şekil 4.3’de verilmiştir. İnceleme alanı genel jeolojisinde, üst taraflarda 1.00 – 1.50 metre arasında yer yer beton parçalarında gözlemlendiği çakıl boyutundan kil boyutuna kadar malzeme içeren yapay dolgu bulunmaktadır. Yapay dolgunun altında, 8.00-10.00 metre derinliğe kadar yer yer çok sert kil, marn birimleri ve sondaj sonlarına kadar devam eden ayrıışmış kıltaşı verilmiştir.



Şekil 4.3. Sondaj yerleşim planı.

İnceleme alanında, sondaj loglarında yapılan yeraltı suyu ölçümlerinde, 2-4 m aralığında değişen yer altı su seviyesine rastlanılmıştır. Litolojik ortamlarda karşılaştığında dolgu, çakıllı ve kum-çakıl oranı yüksek olan seviyelerinde kil geçirimli olarak kendini göstermektedir. Sondaj loglarından alınan bazı örneklerde Atterberg Limit Deneyleri yapılmıştır, sonuçlar aşağıda özetlenmektedir.

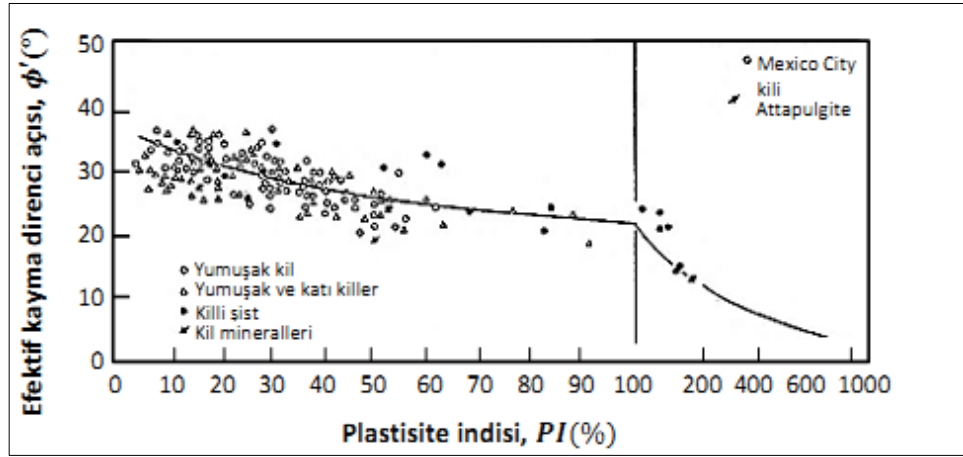
Çizelge 4.1. Atterberg Limitleri deney sonuçları.

Birim	Likit Limit (%)	Plastik Limit (%)	Plastisite İndeksi (%)
CL	44-49	24-27	18-22

Bu değişken deney sonuçları, mevcut zemin profilini, dolgu tabakası ve ardından idealizeleştirilen 3 farklı kohezyonlu malzeme olarak değerlendirmeye olanak sağlamaktadır. Bu durumda -1.00 kotuna kadar dolgu, bunun altında -10.00 kotuna kadar Kil (CL), kil zeminin altında ise ayrıışmış, parçalı kiltası tanımlanmıştır. İdealize zemin profili için yeraltı su seviyesi -1.00 kotunda tanımlanmıştır.

Analizlerde kullanılan geoteknik parametreler belirlenirken, killi zeminlerdeki drenajlı zemin parametreleri dikkate alınmıştır. PLAXİS programına tariflerken ise, efektif parametreler üzerinden tanımlama yapılmıştır. Yapılan deneylerde, drenajlı parametre belirleyebilecek uygun bir çalışma olmadığı için, geoteknik parametreler, çoğunlukla, literatürde verilen çeşitli yaklaşımlar ile belirlenebilmiştir. Kil tabakalarındaki, efektif kayma direnci açısını tespit edebilmek için, 1996 yılında

tanımlanan ve Terzaghi, vd., (1996), tarafından yayınlanan ilişki, plastisite indisine bağlı olarak belirlenmiştir (Şekil 4.4).



Şekil 4.4. Efektif kayma direnci, Plastisite İndisi ilişkisi (Terzaghi, 1996).

4.1.3. Yapısal eleman parametrelerinin seçimi

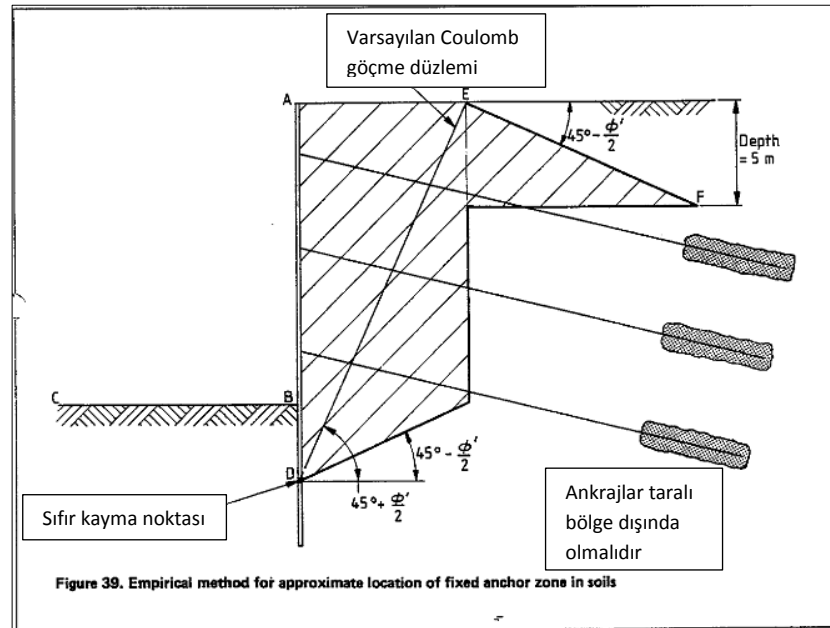
İksa sistemi inşaatı için 37.00 kotundan 18.00 kotuna kadar kazı yapılmıştır. Bu amaçla $\phi=65/80$ gibi değişen çaplarda fore kazık teşkili yapılmıştır. Bu kazıklara desteklemek amaçlı 9 sıra geçici ankraj sistemi teşkil edilmiştir. Bu ankrajların boyları ampirik yöntemle BS 8081 ankraj şartnamesine göre hesaplanarak, 21-25 metre arasında seçilmiştir. Ayrıca bu ankrajlara 8m'lik bir kök bölgesi tanımlanmıştır. Bu bölge için FHWA standartlarında katı kil-kiltaşı zemin koşullarında 1 metre kök boyu için güvenli tarafta kalınarak 100 kN taşıma gücü değeri alınabilecektir. Bu durumda, 8 metrelik kök boyu için zemin profili boyunca ortalama $P_a=8 \cdot 100 / 2.00$ (FS) = 400 kN alınabilir. Bu değer, üst kotlarda 35 ton, alt kotlarda ise 45 ton olarak ele alınacaktır.

Öte yandan, FHWA-IF-99-015 kaynağından hareketle, katı kil birimi içerisindeki nihai sürtünme ortalama olarak 0,25 MPa olarak alınabilir (FHWA-IF-99-015). Bu durumda, izin verilen ankraj sürtünmesi: $0,25 / 2 = 0,125$ MPa = 125 kPa (geçici ankraj FS=2) delgi çapı: 14 cm ankraj kök boyu: 8 m Bu durumda, güvenli Taşıma Gücü ortalama olarak $= 3.14 \times 0,14 \times 8 \times 125 = 440$ kN elde edilir. Yapılan analizlerde, 3 adet 0.6" öngermeli ankrajların bir adeti için çalışma yükü 0.7'lik emniyet faktörü ile ($140 \text{ mm}^2 \cdot 1860 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.70$) 182.28 kN olarak bulunmaktadır. Bu durumda 3 halatlı ankrajın maksimum çalışma yükü 547 kN elde edilir. Bu değer, 350-450 kN'luk gergi kuvvetinden yüksek olacağı için 3 halatlı ankrajlar güvenli olarak çalışabilecektir.

İdealize kesit üzerinde trafik ve mevcut yapı yükleri düşünülerek 20kPa'lık bir sürşarj yükü etkittirilmiştir.

Çizelge 4.2. Yapısal eleman parametreleri(U1).

YAPISAL ELEMAN	KAZIK	ANKRAJ	KÖK BÖLGESİ
EI	$3,28.10^5$	-	-
EA	$1,24.10^7$	$8,19.10^4$	$6,20.10^9$
d	0,563	-	-
w	4,690	-	-
ν	0,15	-	-



Şekil 4.5. BS 8081 Ankraj uzunluklarının ampirik yöntem ile belirlenmesi.

4.2. Konut İnşaatı İksa Projeleri Vaka Analizi (Uygulama-2 ve Uygulama-3)

İstanbul ili, Kadıköy ilçesinde konut amaçlı kullanılacak ve farklı parsellerde olmak üzere 4 (2+2) adet bina inşa edilecektir. Söz konusu binaların inşası için açılacak kazı çukurlarından dolayı çevre bina ve yollarda herhangi bir stabilite bozukluğu veya yapısal hasar oluşmaması için iksa imalatı yapılması gerekmektedir. Parsel çevresinde uygulanacak iksa sisteminin belirlenmesi amacıyla yapıya ve zemin profiline ait bilgiler incelenmiş, iksa uygulama çizimleri ile beraber geoteknik ve betonarme hesap raporu hazırlanmıştır.

tonlarda kırıklı çatlaklı ayrıışmış kireçtaşı ve sert kil tabakası ve daha sonra mavimsi gri tonlarda kalsit damarlı kireçtaşı tabakasından oluştuğu görölmektedir.

Sondaj loglarından alınan bazı örneklerde Atterberg Limit Deneyleri yapılmıştır, sonuçlar aşağıda özetlenmektedir.

Çizelge 4.3. Atterberg Limitleri deney sonuçları.

Birim	Likit Limit (%)	Plastik Limit (%)	Plastisite İndeksi (%)
CL	26-54	13-23	13-21

Zemin etüt çalışmaları sonucunda, sondajlarda bazı derinliklerde yeraltı su seviyesi gözlemlendiği belirtilmesine rağmen, bu suyun zemin tabakaları arasında bulunan tünük sulardan kaynaklandığı düşünölmektedir. Bu nedenle, sondajlardan alınan karot sandık fotoğrafları ve zemin profili incelendiğinde, arazide kazı derinliği boyunca herhangi bir statik yeraltı su seviyesine rastlanmayacağı düşünölmektedir.

4.2.3. Yapısal eleman parametrelerinin seçimi

Hazırlanan iksa projesinde emniyet, uygulanabilirlik ve ekonomi kriterleri beraberce düşünölmüş, iksa sistemi olarak zemin ankrajlarıyla desteklenmiş fore kazıklı sistem tercih edilmiştir. Projede $\phi=65$ cm çaplı fore kazıklar planda 120 cm ara ile yerleştirilmiştir.

Kazıklar buldukları cepheye göre düşeyde 3, 4, 5 ve 6 sıra ankrajla desteklenmiştir. İksa kesitleri üzerinde geoteknik ve statik hesaplar yapılmıştır. Sürşarj yükleri, zemin profili, kullanılacak yanal toprak basıncı katsayıları, ankraj kot ve açıları, zemin endeks özellikleri, eleman boyutları vb. parametrelere dayanarak yapılan statik hesaplar sonucunda elde edilen veriler ile de boyutlandırmaya gidilmiştir. Projedeki zemin ankrajlarında kullanılmak üzere gerekli olan ve ASTM A 416/96 standardına uygun zemin ankraj halatı çapı ve sayısı, yapılan hesaplar sonucunda belirlenmiştir.

Çizelge 4.4. Yapısal eleman parametreleri (U2-U3).

YAPISAL ELEMAN	KAZIK	ANKRAJ	KÖK BÖLGESİ
EI	$2,19.10^5$	-	-
EA	$8,29.10^7$	$8,8.10^4$	$1,23.10^9$
d	0,563	-	-
w	4,550	-	-
v	0,15	-	-

4.3. Analiz Öncesi Çalışmalar

Bu tez çalışmasında farklı türde zemin modellerinin karşılaştırılması amacıyla dünya genelinde sıkça kullanılan bir sonlu elemanlar programı olan PLAXIS programı kullanılarak analizler yapılmıştır.

Bu programın malzeme kütüphanesinde bulunan; Hardening Soil Model (HS), Hardening Soil Small Strain Model (HS_ss) gibi son yıllarda popüler olan ileri düzey bünye modelleri ve daha genel bir kullanıma sahip Mohr-Coulomb Model (MC) ile mevcut malzeme parametreleri girilerek uygulaması yapılmış üç vakaya ait derin kazı destek sisteminin analizi yapılmıştır.

Çalışmada saha ölçümleri ile analiz sonuçları karşılaştırılmış, saha koşullarına bağlı olarak farklı zemin türleri için malzeme modeli performansları araştırılmıştır. Bu tez kapsamında bulunan örnek vakalar PLAXIS sonlu elemanlar programı malzeme kütüphanesindeki derin kazılar için yaygın olarak kullanılan Pekleşen Zemin (Hardening Soil) ile modellenmiştir. Bu kapsamda karşılaştırma amaçlı iksa sistemi, küçük deformasyon seviyesini dikkate almak amacıyla Pekleşen Zemin Küçük Şekil Değiştirme (Hardening Soil Small Strain) ve güvenilirlik açısından Mohr-Coulomb modelleriyle geri analiz edilmiştir.

4.3.1. Zemin modeli parametrelerinin elde edilmesi

MC Model analizlerinde elastik modül E_{ref} parametresi mevcut projede bulunan HS model parametrelerinden çıkarılmıştır. Bunun için her bir tabakanın orta noktasındaki ortalama yatay efektif gerilme σ'_3 girilerek projede verilen E_{50}^{ref} için $p^{ref}=100kPa$ hücre basıncı altında $E_{50} = E_{ref}$ hesaplanmıştır (Bölüm 3).

HS Model analizlerinde $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ ve $E_{ur}^{ref}=3E_{50}^{ref}$ uygunluğu varsayılarak hesaplamalar gerçekleştirilmiştir (Plaxis).

HS_ss Model parametreleri ise HS parametreleri ile aynıdır ancak küçük deformasyonların tanımlanması için Kayma deformasyon eşik değeri $\gamma_{0.7}$ ve G_0^{ref} değerleri sisteme girilmiştir, HS_ss model parametreleri Bölüm 3'de verilen eşitlikler ve ampirik yaklaşımlar kullanılarak elde edilmiştir. $\gamma_{0.7}$ değeri uygulama-1,2 ve 3'de bulunan idealize zemin profilindeki tüm katmanlar için en olumsuz değerler hesaplanarak seçilmiştir. Referans kayma modülü $G_0^{ref}=3E_{ur}^{ref}$ olarak alınmıştır.

Çizelge 4.5. Malzeme Parametreleri(U1).

MALZEME MODELİ	MC			HS			HS_SS			
	ZEMİN DURUMU	DOLGU	KİL	AYR. KİLTAŞI	DOLGU	KİL	AYR. KİLTAŞI	DOLGU	KİL	AYR. KİLTAŞI
DRENAJ TİPİ	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı
$\gamma_{unsat}/\gamma_{sat}$	19/21	18/19	22/22	19/21	18/19	22/22	19/21	18/19	22/22	22/22
E_{ref}	$5,0 \cdot 10^3$	$2,0 \cdot 10^4$	$2,0 \cdot 10^5$	-	-	-	-	-	-	-
E_{50}^{ref}	-	-	-	$1,5 \cdot 10^4$	$3,0 \cdot 10^4$	$1,1 \cdot 10^5$	$1,5 \cdot 10^4$	$3,0 \cdot 10^4$	$1,1 \cdot 10^5$	$1,1 \cdot 10^5$
E_{oed}^{ref}	-	-	-	$1,5 \cdot 10^4$	$3,0 \cdot 10^4$	$1,1 \cdot 10^5$	$1,5 \cdot 10^4$	$3,0 \cdot 10^4$	$1,1 \cdot 10^5$	$1,1 \cdot 10^5$
E_{ur}^{ref}	-	-	-	$4,5 \cdot 10^4$	$9,0 \cdot 10^4$	$3,3 \cdot 10^5$	$4,5 \cdot 10^4$	$9,0 \cdot 10^4$	$3,3 \cdot 10^5$	$3,3 \cdot 10^5$
m	-	-	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
v/v_{ur}	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
c/c_{ref}	1.0	10	24	1.0	10	24	1.0	10	24	24
ϕ	30.0	28	25	30.0	28	25	30.0	28	25	25
ψ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\gamma_{0.7}$	-	-	-	-	-	-	$1,0 \cdot 10^{-4}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$
G_0^{ref}	-	-	-	-	-	-	$1,35 \cdot 10^5$	$2,7 \cdot 10^5$	$9,9 \cdot 10^5$	$9,9 \cdot 10^5$
k_x	1.0	0.1	0.0	1.0	0.1	0.0	1.0	0.1	0.0	0.0
k_y	1.0	0.1	0.0	1.0	0.1	0.0	1.0	0.1	0.0	0.0
R_{inter}	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
R_f	-	-	-	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
p^{ref}	-	-	-	100	100	100	100	100	100	100
m	-	-	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
K_0	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.

Çizelge 4.6. Malzeme parametreleri(U2).

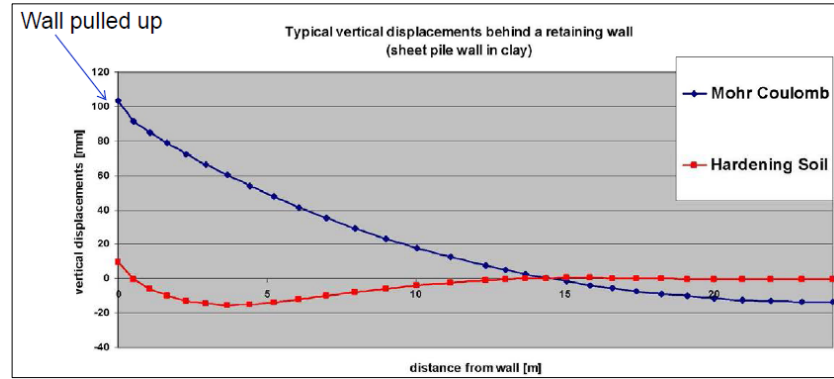
MALZEME MODELİ	MC			HS			HS_SS		
	KİL-1	KİL-2	KİL-3	KİL-1	KİL-2	KİL-3	KİL-1	KİL-2	KİL-3
ZEMİN DURUMU	KİL-1	KİL-2	KİL-3	KİL-1	KİL-2	KİL-3	KİL-1	KİL-2	KİL-3
DRENAJ TİPİ	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı
$\gamma_{unsat}/\gamma_{sat}$	19/20	19/20	20/22	19/20	19/20	20/22	19/20	19/20	20/22
E_{ref}	$1,4 \cdot 10^4$	$5,5 \cdot 10^4$	$7,5 \cdot 10^4$	-	-	-	-	-	-
E_{50}^{ref}	-	-	-	$2,0 \cdot 10^4$	$5,3 \cdot 10^4$	$7,5 \cdot 10^4$	$2,0 \cdot 10^4$	$5,3 \cdot 10^4$	$7,5 \cdot 10^4$
E_{oed}^{ref}	-	-	-	$2,0 \cdot 10^4$	$5,3 \cdot 10^4$	$7,5 \cdot 10^4$	$2,0 \cdot 10^4$	$5,3 \cdot 10^4$	$7,5 \cdot 10^4$
E_{ur}^{ref}	-	-	-	$6,0 \cdot 10^4$	$1,6 \cdot 10^5$	$2,25 \cdot 10^5$	$6,0 \cdot 10^4$	$1,6 \cdot 10^5$	$2,25 \cdot 10^5$
m	-	-	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
v/v_{ur}	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
c/c_{ref}	10	15	20	10	15	20	10	15	20
ϕ	25	25	25	25	25	25	25	25	25
ψ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\gamma_{0.7}$	-	-	-	-	-	-	$3,0 \cdot 10^{-5}$	$5,0 \cdot 10^{-5}$	$7,0 \cdot 10^{-5}$
G_0^{ref}	-	-	-	-	-	-	$1,8 \cdot 10^5$	$4,8 \cdot 10^5$	$6,75 \cdot 10^5$
k_x	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
k_y	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
R_{inter}	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
R_f	-	-	-	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
p^{ref}	-	-	-	100	100	100	100	100	100
m	-	-	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
K_0	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.

Çizelge 4.7. Malzeme parametreleri(U3).

MALZEME MODELİ	MC			HS			HS_SS			
	ZEMİN DURUMU	KİL-4	KİL-5	AYR. KİREÇTAŞI	KİL-4	KİL-5	AYR. KİREÇTAŞI	KİL-4	KİL-5	AYR. KİREÇTAŞI
DRENAJ TİPİ	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı
$\gamma_{unsat}/\gamma_{sat}$	19/20	19/20	20/21	19/20	19/20	20/21	19/20	19/20	20/21	20/21
E_{ref}	1,6.10 ⁴	3,8.10 ⁴	1,8.10 ⁵	-	-	-	-	-	-	-
E_{50}^{ref}	-	-	-	2,4.10 ⁴	3,5.10 ⁴	1,8.10 ⁵	2,4.10 ⁴	3,5.10 ⁴	1,8.10 ⁵	1,8.10 ⁵
E_{oed}^{ref}	-	-	-	2,4.10 ⁴	3,5.10 ⁴	1,8.10 ⁵	2,4.10 ⁴	3,5.10 ⁴	1,8.10 ⁵	1,8.10 ⁵
E_{ur}^{ref}	-	-	-	7,2.10 ⁴	1,05.10 ⁵	5,4.10 ⁵	7,2.10 ⁴	1,05.10 ⁵	5,4.10 ⁵	5,4.10 ⁵
m	-	-	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
ν/ν_{ur}	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
c/c_{ref}	20	15	20	20	15	20	20	15	20	20
ϕ	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
ψ	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\gamma_{0.7}$	-	-	-	-	-	-	2,5.10 ⁻⁵	6,5.10 ⁻⁵	7,0.10 ⁻⁵	7,0.10 ⁻⁵
G_0^{ref}	-	-	-	-	-	-	2,16.10 ⁵	3,15.10 ⁵	1,62.10 ⁶	1,62.10 ⁶
k_x	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
k_y	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
R_{inter}	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
R_f	-	-	-	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
p^{ref}	-	-	-	100	100	100	100	100	100	100
m	-	-	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
K_0	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.	Oto.

4.3.2. Aletsel (İnklinometrik) gözlem çalışmaları

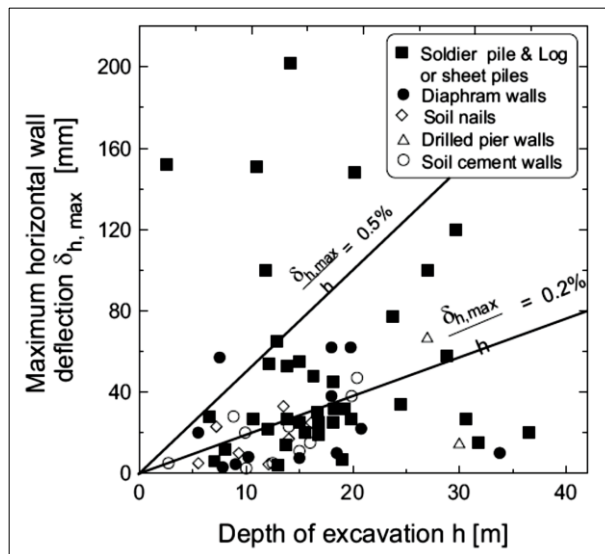
İnklinetreler, geoteknik araştırmalarda, özellikle zeminin davranışlarının ve yapısal deformasyonların izlenmesinde yaygın olarak kullanılır. İnklinometre sensör sistemleri belirlenmiş bir hat boyunca yatay ve/veya düşey ekseninde hareketlerin hassas olarak ölçülmesini ve kaydedilmesini sağlar.



Şekil 4.7. İksa yapısında zemin modeline göre tipik düşey hareketler (Solowski, 2017).

Düşey ekseninde yatay hareketlerle birlikte oturmaların da takibi için farklı uygulamalar mevcuttur. Yerleştirilen özel kanallı alüminyum ya da ABS şaseler içinden taşınabilir ölçüm seti ile periyodik okumalar alınırken yanı sıra, özel durumlarda, zincir şeklinde belli aralıklarla birleştirilmiş birden fazla inklinometre ölçüm probunun şase içine yerleştirilmesi ile gerçek zamanlı ve sürekli ölçüm almak da mümkün olmaktadır.

Şekil 4.8’de Clough ve O’Rourke, (1990) tarafından çok sayıda vakaya ait yanal deplasman/kazı yüksekliği (δ/H) değerleri grafiksel olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.8. δ/H diyagramı (Clough ve O’Rourke, 1990).

4.3.3. PLAXİS ile model oluşturulması

Tez kapsamında çalışılan HS, HS_ss ve MC zemin modelleri ile PLAXIS programında ayrı ayrı analizler gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda ilk olarak yapısal model ve zemin modeli çalışma alanında oluşturulmuştur. Bunun için yapısal elemanların boyutları göz önüne alınarak U1, U2 ve U3 için sırasıyla 80x60, 50x40 ve 40x30'luk çalışma alanları oluşturulmuştur. Bu değerler kazı analizleri için en sağlıklı sonuçlar vermesi için bu şekilde seçilmiştir (Brinkgreve, 2005).

Yapısal elemanlar projede belirtilen ebatlarda sisteme girilmiştir, çalışma alanının deformasyon sınırlamaları için yan yüzeyler x, taban kısmı ise x ve y yönlerinde sabitlenmiştir (fixed). Kazık ile zemin arasındaki etkileşimi simüle etmek için kazık çevresine bir arayüz (interface) tanıtılmıştır, çevredeki yapı yükleri ve yol durumundan kaynaklı sürşarj yükü (distributed load) uygulanmıştır.

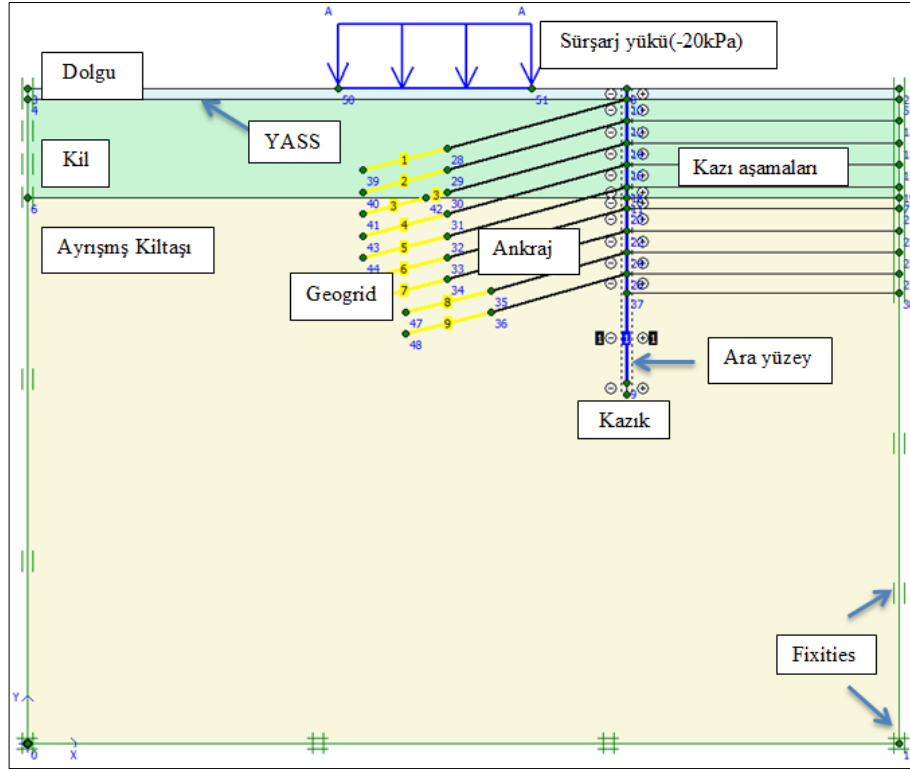
İdealize zemin profilinde belirlenen katmanlara ve yapısal elemanlara ilgili parametreler her model için ayrı ayrı atanmıştır, zeminde U1 için yeraltı suyu bulunduğu -1 kotunda YASS (phreatic level) tanımlanmıştır ve her faz aşamasında bu seviye, kazı seviyesine göre güncellenerek su basınçları (water pressures) tekrar hesaplanmıştır, U2 ve U3 için zemindeki su herhangi bir statik seviye oluşturmadığından ihmal edilmiştir.

Zeminde tüm katmanlar yatay (eğimli arazide plaxis tarafından ekstra gerilmeler tanımlanır) kabul edildiğinden başlangıç gerilmeleri için K_0 prosedürü sisteme tanımlanmıştır. PLAXIS bu işlemi otomatik olarak tüm zemin katmanları için yapmaktadır.

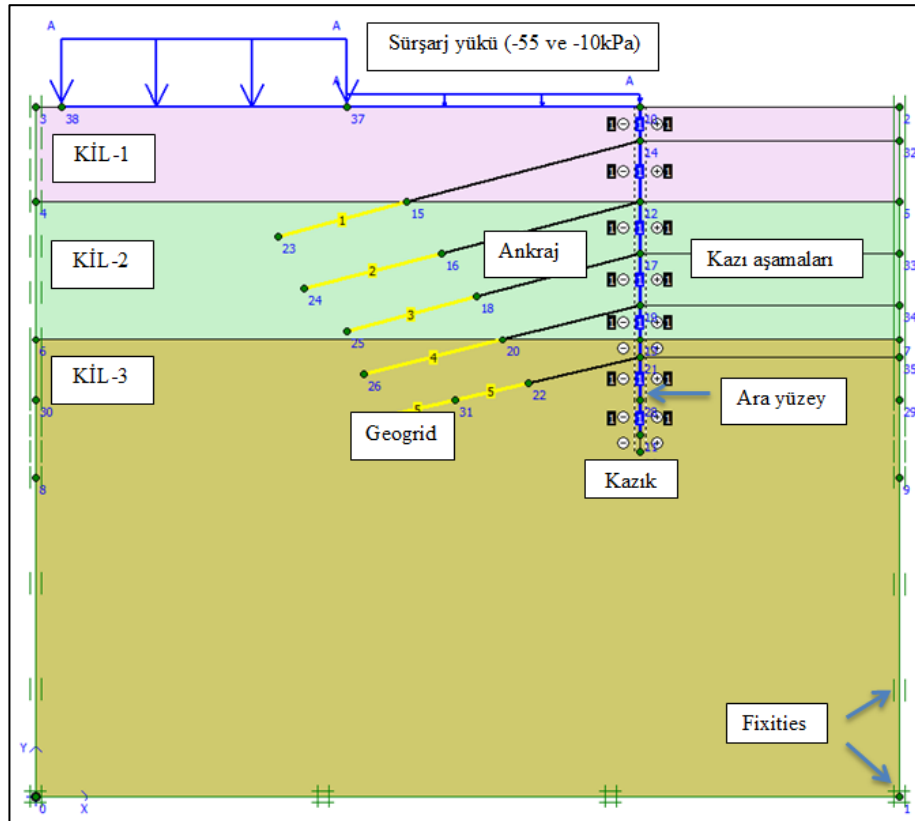
PLAXIS sonlu elemanlar mantığına göre hesap yaptığından sonlu alanlar, sonlu elemanlara (mesh) ayrılmıştır, analizlerin hassas ve aynı zamanda hızlı yapılabilmesi açısından zemin elemanları 15 düğüm noktalı (node) üçgen elemanlara ayrılmıştır, analizlerin daha hızlı gerçekleşmesi açısından orta hassasiyette (medium) mesh analizi yapılmıştır, bu analizden sonra hesaplamalar kısmına geçilerek çözümlere başlanmıştır.

Yapısal elemanlar ve kazılar kademeli inşaat modunda (staged construction) tanımlanarak sistem U1 için 11 fazda, U2 ve U3 için 7 fazda plastik analiz yapılmıştır (calculate).

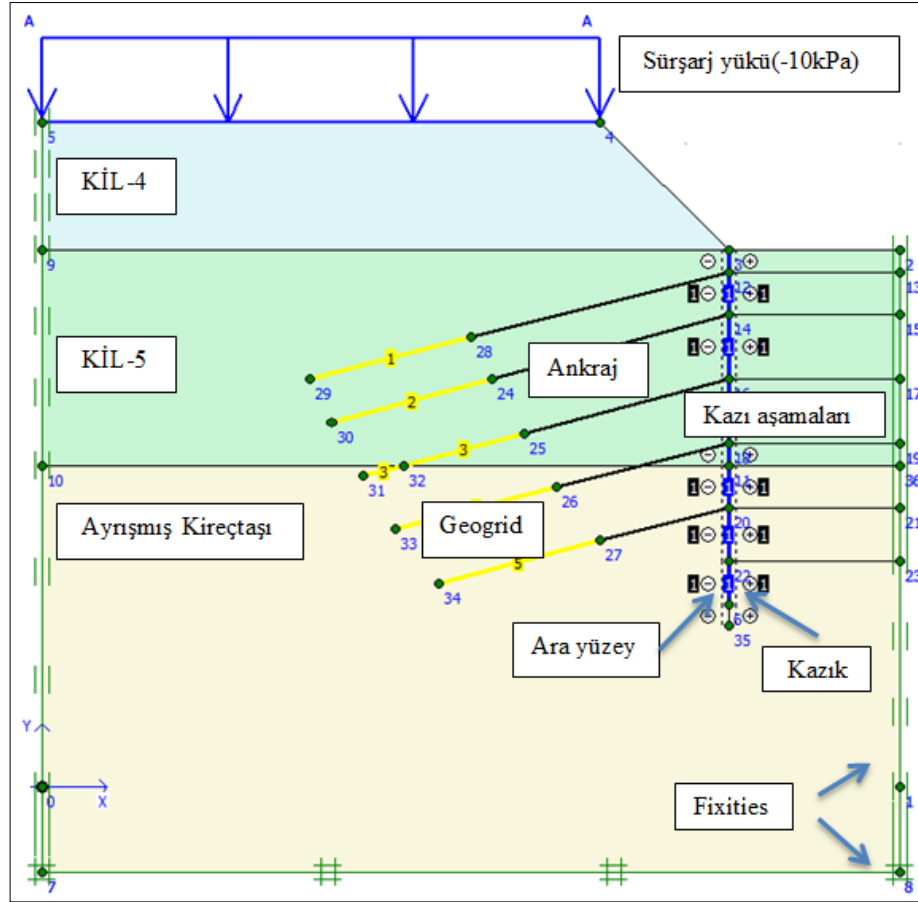
Hesaplama modunda analizler gerçekleştirilip gerekli veriler elde edilerek sonuçlar kısmında değerlendirilip tartışılmıştır.



Şekil 4.9. Analiz öncesi oluşturulan model (U1).



Şekil 4.10. Analiz öncesi oluşturulan model (U2).



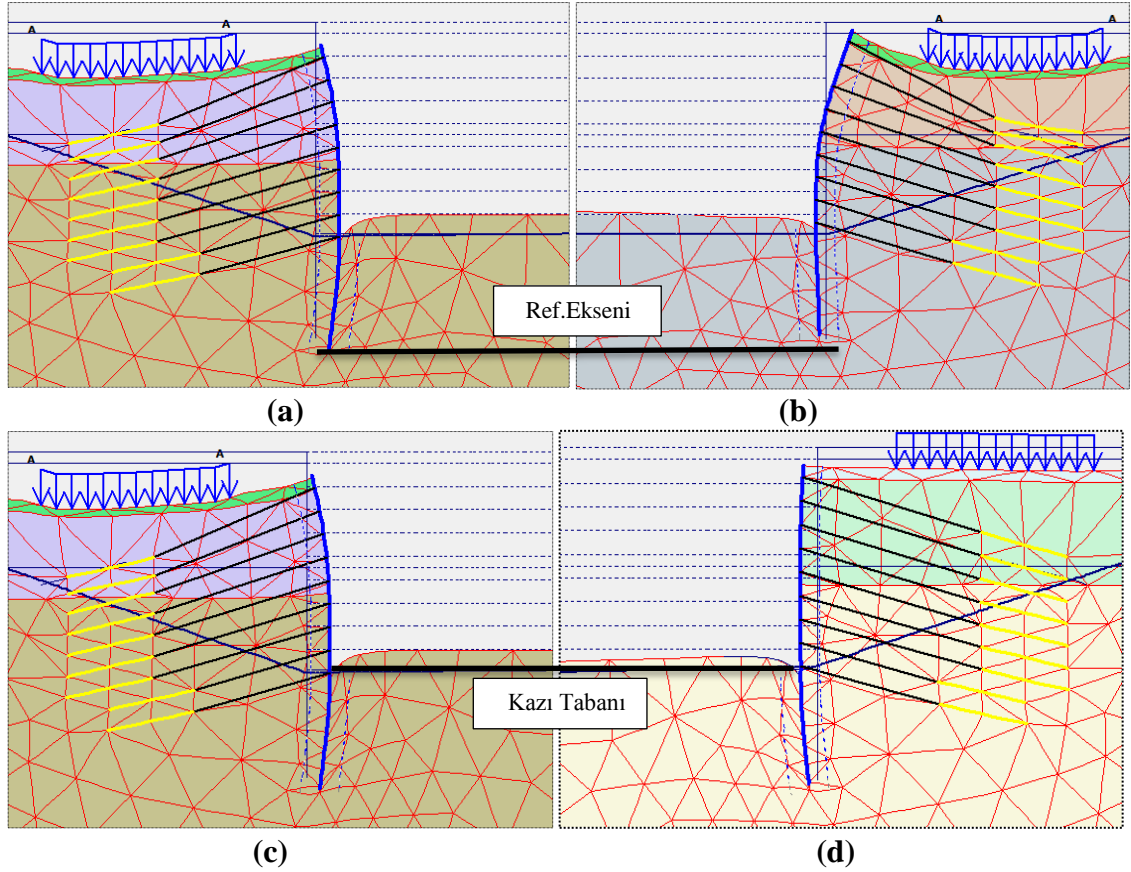
Şekil 4.11. Analiz öncesi oluşturulan model (U3).

4.3.4. Analiz

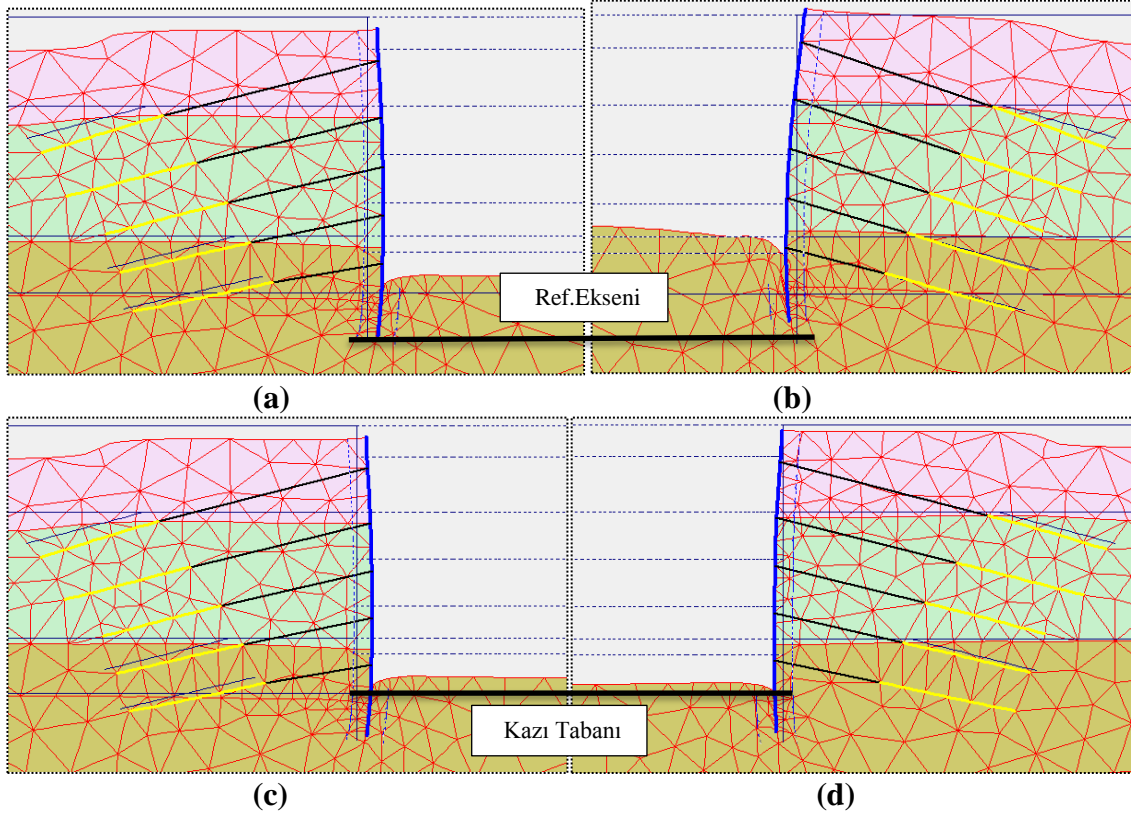
HS zemin modelleri ve MC modeli için deforme olmuş kesitler karşılaştırıldığında kazı tabanı MC modelinde HS modellerine nazaran daha fazla yükseldiği görülmüştür bu durum gelişmiş modellerin boşaltma durumundaki davranışından (E_{ur}^{ref}) kaynaklanmaktadır.

Bu kabarmadan dolayı kazığın tepe noktalarında kazığın yukarı doğru hareketinden kaynaklı (kazık tabanı referans eksenine göre) oluşan deplasmanlar da farklı olmaktadır.

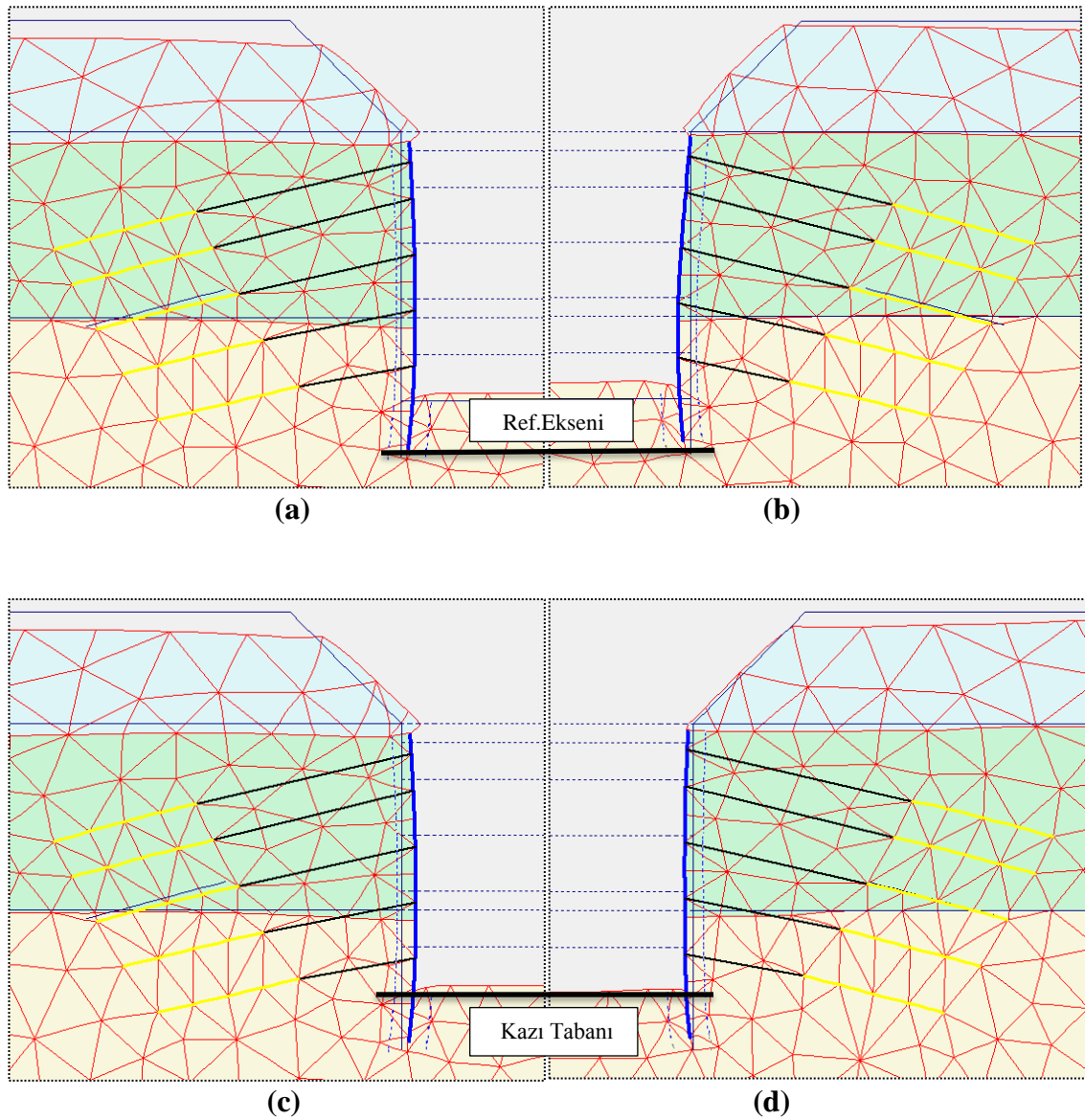
İleri zemin modellerinde deforme olmuş kesitler karşılaştırıldığında HS _ss modellerinde kayma modülü parametreleri deformasyon hesaplarına dâhil edildiğinden bu modellerde kazı alanına doğru gelişen kazık deplasmanları daha az hesaplanmıştır, bu sebeple taban bölgesindeki zemin kabarması HS modellerine nazaran daha düşük hesaplanmıştır.



Şekil 4.12. U1 için HS (a)(c), MC (b) ve HS_ss (d) Model deformasyon durumları.

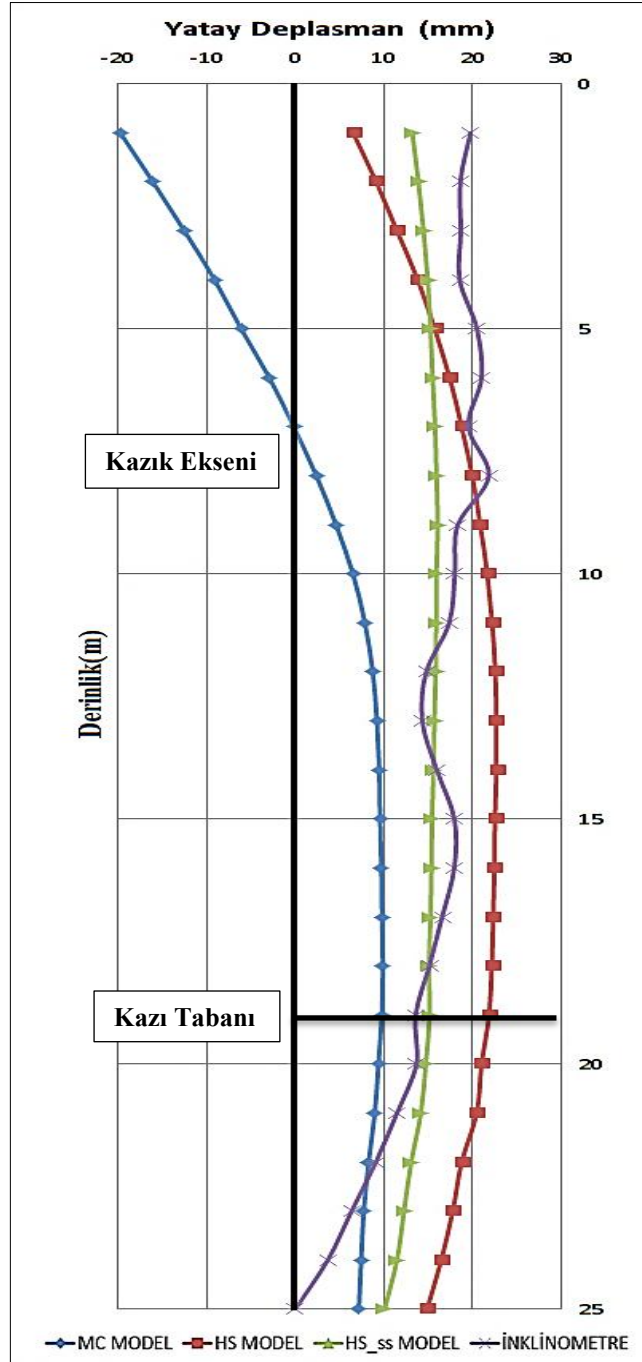


Şekil 4.13. U2 için HS (a)(c), MC (b) ve HS_ss (d) Model deformasyon durumları.



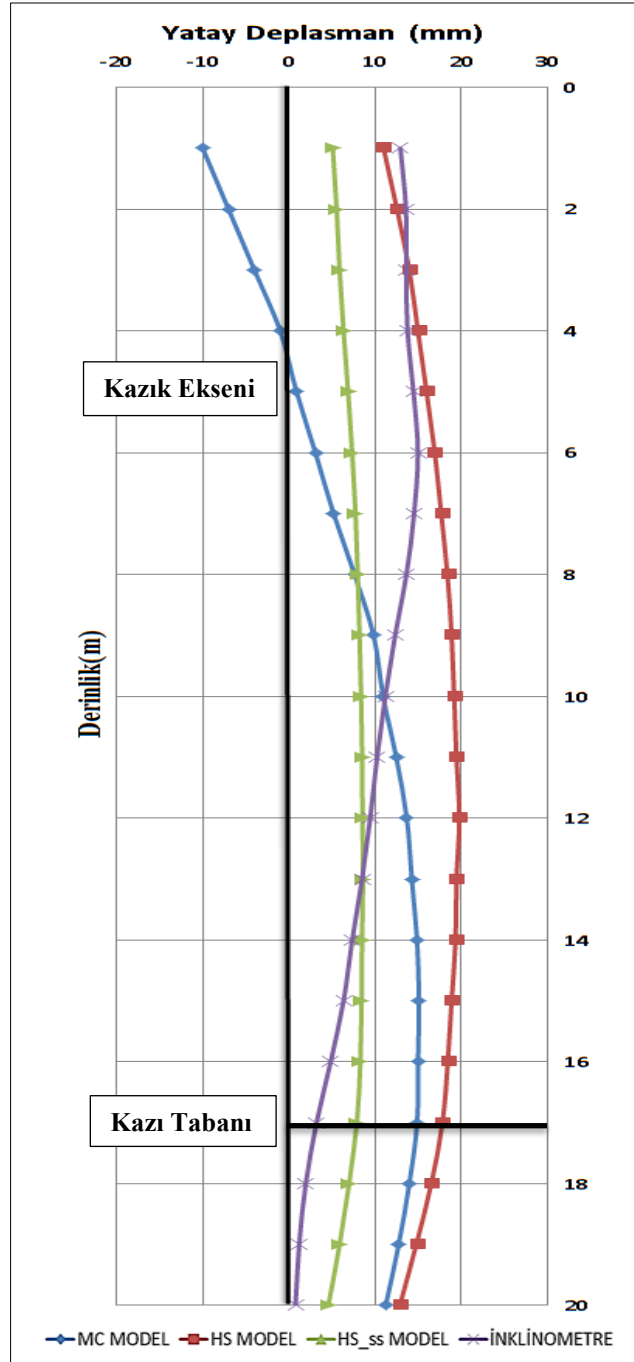
Şekil 4.14. U3 için HS (a)(c), MC (b) ve HS_ss (d) Model deformasyon durumları.

U1 modellerine ait Şekil 4.15'deki Derinlik-Yatay Deplasman grafiği incelendiğinde MC Modelde iksa tepe noktası ile ölçümler arasında 40mm'lik bir mesafe, orta kısımlarda yaklaşık olarak 15mm'lik bir fark oluşmuştur. HS ve HS_ss modellerinin iksa tepe noktası ile ölçümler arasında tepe bölgesinde sırasıyla 13mm ve 6mm bir mesafe, orta kısımlarda yaklaşık olarak 8mm ve 2mm mertebesinde bir fark oluşmuştur.



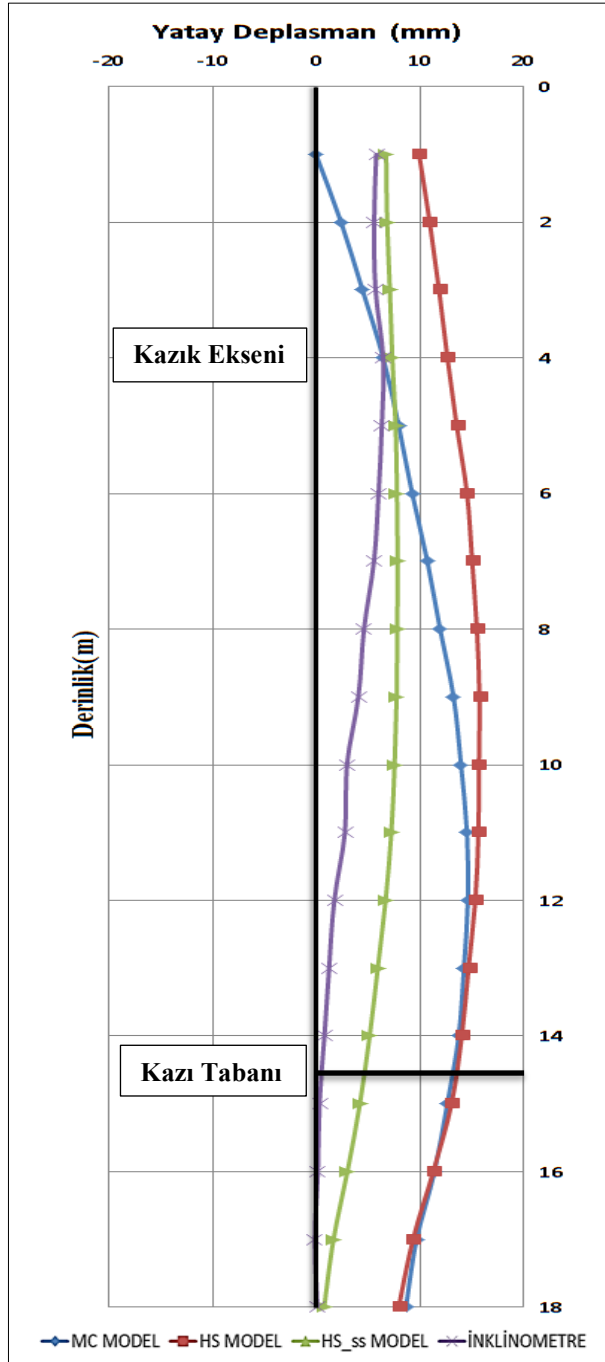
Şekil 4.15. İnklinometre okumaları ve model sonuçları.

U2 modellerine ait Şekil 4.16'daki Derinlik-Yatay Deplasman grafiği incelendiğinde MC Modelde iksa tepe noktası ile ölçümler arasında 23mm'lik bir mesafe, orta kısımlarda yaklaşık olarak 6mm'lik bir fark oluşmuştur. HS ve HS_ss modellerinin iksa tepe noktası ile ölçümler arasında tepe bölgesinde sırasıyla 2mm ve 5mm bir mesafe, orta kısımlarda yaklaşık olarak 5mm ve 4mm mertebesinde bir fark oluşmuştur.



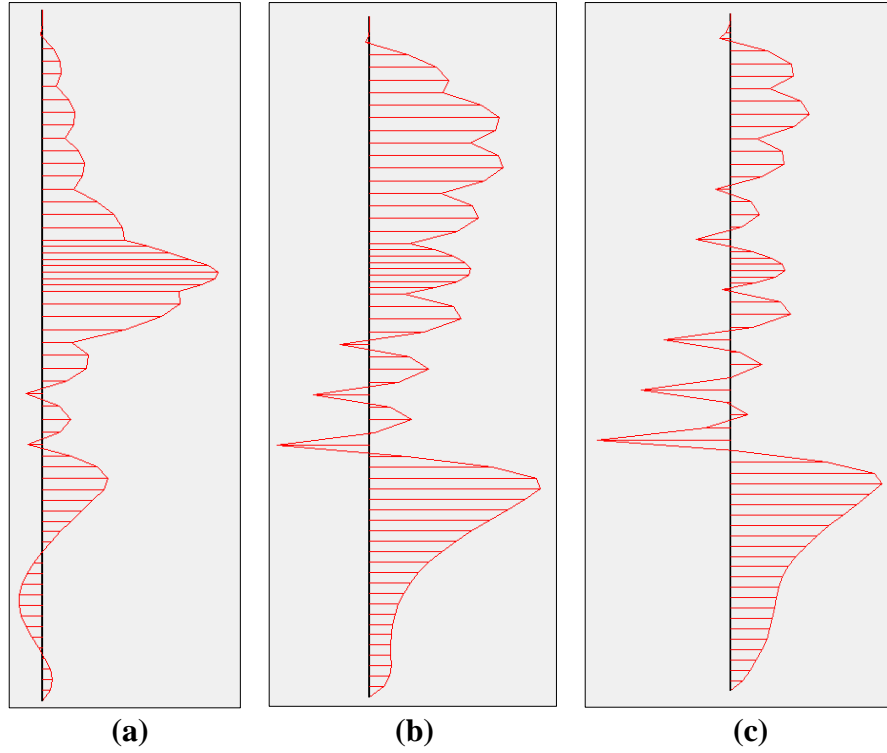
Şekil 4.16. İnklinometre okumaları ve model sonuçları.

U3 modellerine ait Şekil 4.17'deki Derinlik-Yatay Deplasman grafiği incelendiğinde MC Modelde iksa tepe noktası ile ölçümler arasında 6mm'lik bir mesafe, orta kısımlarda yaklaşık olarak 11mm'lik bir fark oluşmuştur. HS ve HS_ss modellerinin iksa tepe noktası ile ölçümler arasında tepe bölgesinde sırasıyla 3mm ve 1mm bir mesafe, orta kısımlarda yaklaşık olarak 12mm ve 3mm mertebesinde bir fark oluşmuştur.

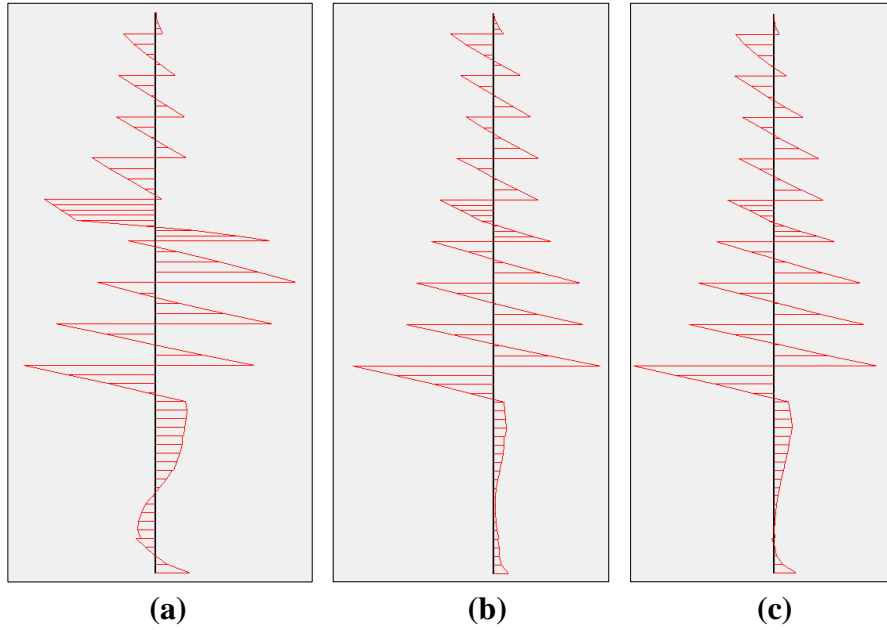


Şekil 4.17. İnklinometre okumaları ve model sonuçları.

U1 analizlerinde kazık iç kuvvet diyagramları incelendiğinde maksimum moment değerleri MC, HS ve HS_ss modeller için sırasıyla 190, 124 ve 100 kNm/m olurken (Şekil 4.18) kesme kuvveti değerleri 203, 253 ve 247 kN/m olarak hesaplanmıştır (Şekil 4.19).

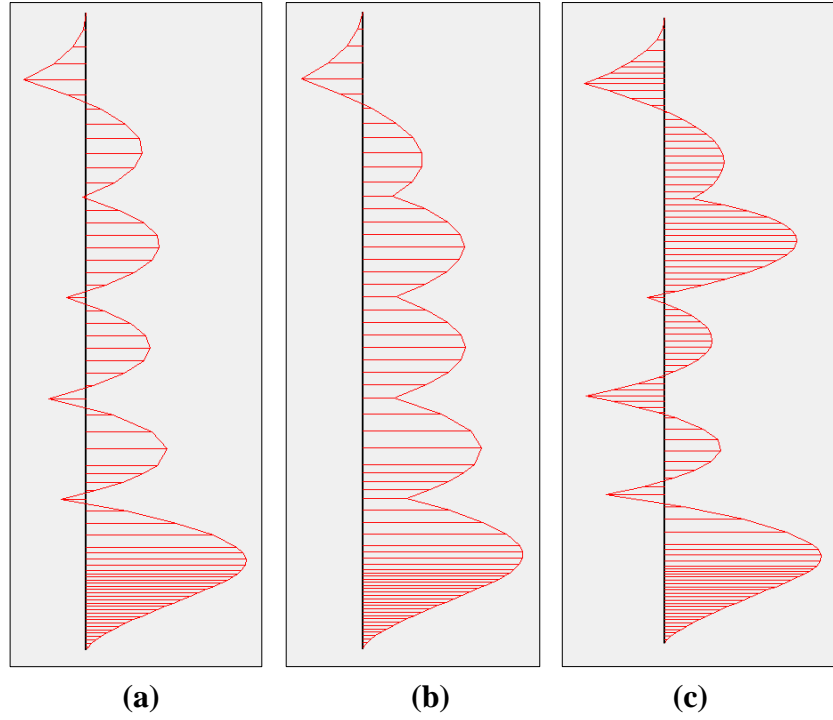


Şekil 4.18. MC(a), HS(b), HS_ss(c) moment diyagramları.

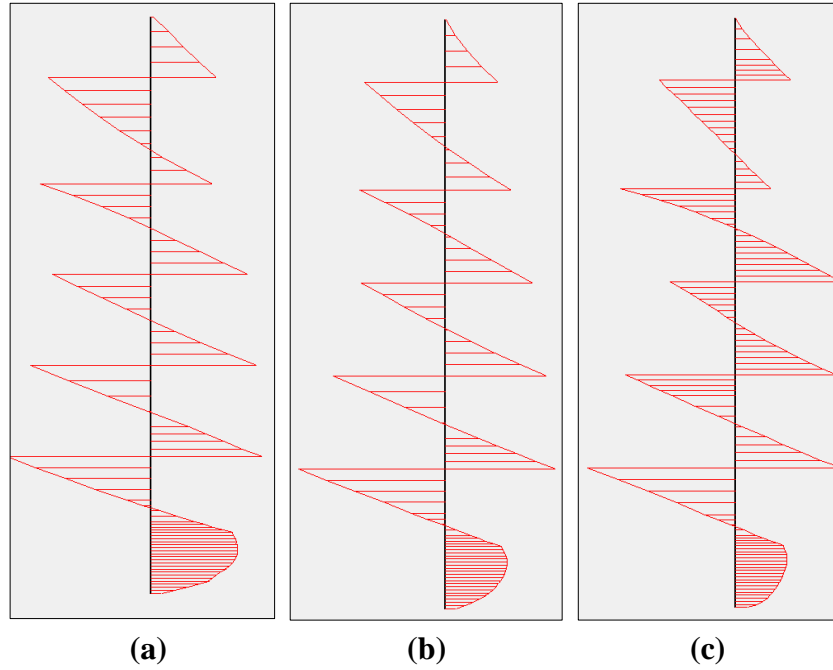


Şekil 4.19. MC(a), HS(b), HS_ss(c) kesme kuvveti diyagramları.

U2 analizlerinde kazık iç kuvvet diyagramları incelendiğinde maksimum moment değerleri MC, HS ve HS_ss modeller için sırasıyla 205, 192 ve 161 kNm/m olurken (Şekil 4.20) kesme kuvveti değerleri 172, 240 ve 238 kN/m olarak hesaplanmıştır (Şekil 4.21).

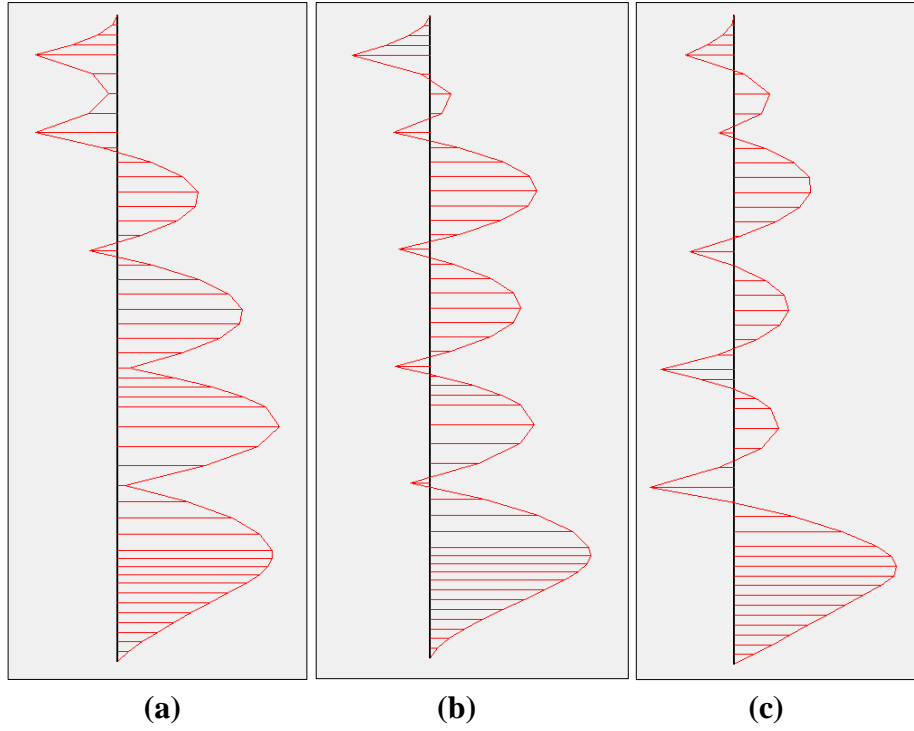


Şekil 4.20. MC(a), HS(b), HS_ss(c) moment diyagramları.

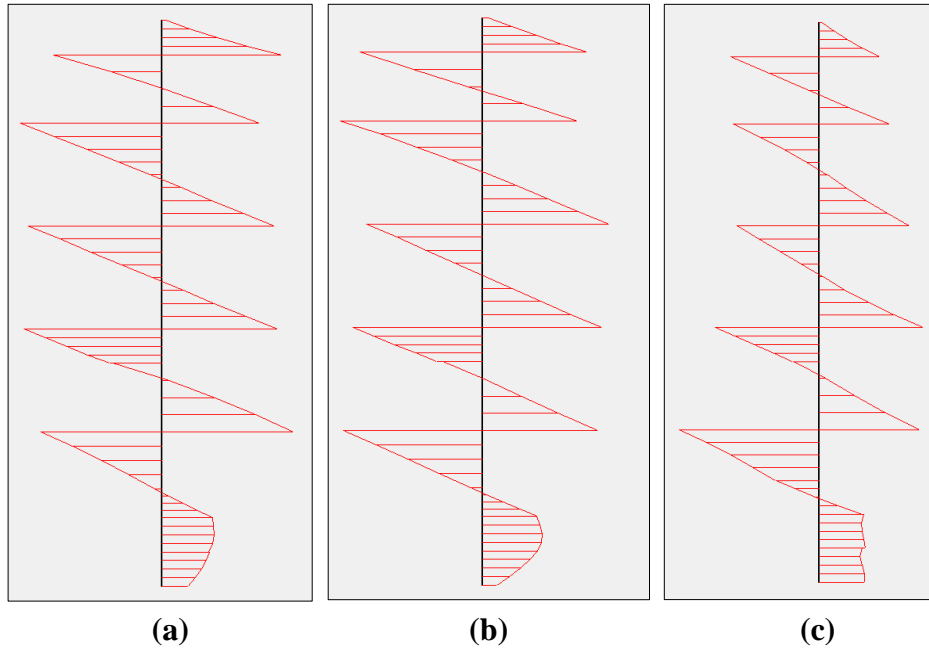


Şekil 4.21. MC(a), HS(b), HS_ss(c) kesme kuvveti diyagramları.

U3 analizlerinde kazık iç kuvvet diyagramları incelendiğinde maksimum moment değerleri MC, HS ve HS_ss modeller için sırasıyla 180, 183 ve 138 kNm/m olurken (Şekil 4.22) kesme kuvveti değerleri 225, 231 ve 205 kN/m olarak hesaplanmıştır (Şekil 4.23).



Şekil 4.22. MC(a), HS(b), HS_{ss}(c) moment diyagramları.



Şekil 4.23. MC(a), HS(b), HS_{ss}(c) kesme kuvveti diyagramları.

Yukarıda uygulaması tamamlanmış üç vaka çalışmasına ait analizlerden elde edilen kazık deformasyonları ve iç kuvvetleri aşağıdaki özet halde sunulan sonuç tablosunda gösterilmiştir.

Çizelge 4.8. Sonuç tablosu.

MALZEME MODELİ		MC			HS			HS_SS		
UYGULAMA		U1	U2	U3	U1	U2	U3	U1	U2	U3
Kazık Yanal Deplasman	Tepe(mm)	-19.75	-10.00	0.00	6.54	11.00	9.97	13.23	5.10	6.78
	Orta(mm)	6.53	9.85	10.77	21.70	18.90	15.06	15.94	8.21	7.90
	Alt(mm)	9.80	14.90	12.70	21.90	8.21	13.10	15.18	7.90	4.25
Maksimum Kazık İç Kuvvetleri	M(kNm/m)	190.0	205.0	180.0	124.0	192.0	183.0	100.0	161.0	138.0
	V(kN/m)	203.0	172.0	225.0	253.0	240.0	131.0	247.0	238.0	205.0

5. SONUÇ ve ÖNERİLER

Tez çalışması kapsamında uygulaması tamamlanmış üç adet vakaya ait iksa sistemi üzerinde farklı zemin modelleriyle analizler gerçekleştirilmiştir. Bu analizler neticesinde aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

İnklinometre ölçümlerine göre hesap yapılan kesit için maksimum yatay yer değiştirme U1, U2 ve U3 için sırasıyla (Ek-1 İnk.3) 21.86mm, (Ek-2 İnk.1) 12.96mm, (Ek-3 İnk.3) 5.8mm olarak ölçülmüştür bu değerler tepe noktası yer değiştirmesi/kazı yüksekliği (δ/H) oranı için yine sırasıyla 1.15, 0.76 ve 0.40 mertebesinde olduğundan literatürdeki sınırlar içinde kalmaktadır (Clough ve O'Rourke, 1990).

HS, HS_ss zemin modellerinde kazı alanına doğru gelişen yatay deplasmanlar MC modeline nazaran inklinometre ölçümlerine daha fazla uyum göstermiştir. Bu durum gelişmiş modellerde kullanılan üç farklı rijitlik parametresinin (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref}) zemini daha hassas modellediğinden kaynaklanmaktadır.

Uygulamaların genelinde HS_ss model HS model deformasyonları ölçümler ve birbirleriyle paralellik göstermekle beraber HS_ss model analizinde kullanılan küçük şekil değiştirme rijitliği (kayma) parametrelerinin (G_0^{ref} , $\gamma_{0.7}$) tanımlanmasından dolayı deplasmanlar sınırlanmaktadır, bu durumdan kaynaklı HS_ss modelin gerçek değerlere daha yakın kaldığı görülmüştür.

İleri modeller ve klasik modellerle yapılan analizlerde deforme olmuş kesitler incelendiğinde kazık tepe noktası ve kazı arkası deplasman seviyeleri ve deformasyon literatürle uyumlu olarak farklılık göstermiştir (Solowski, 2017).

İleri model analizlerinin genelinde elde edilen deplasmanlar, MC modelin aksine inklinometre okumalarının daha ilerisinde hesaplanarak daha güvenli tarafta kalmıştır.

Zeminler oldukça karmaşık davranış göstermektedir, iksa sistemleri gibi yapılarla da etkileşime geçtiklerinde daha karmaşık bir zemin-yapı etkileşimi durumu meydana gelmektedir. Bu sistemlerin tasarımları günümüzde bazı sonlu elemanlar/farklar yöntemleriyle kolay ve hızlı yapılsa da davranışı etkileyen çok fazla faktör olduğu ve uygulama ile projelendirme değerlerinin birbirinden farklı sonuçlar verebileceği unutulmamalıdır. Bu kapsamda tek bir program kullanmak yerine farklı programlarla analizler yapılarak sonuçların karşılaştırılması daha uygun olacaktır.

Clough ve O'Rourke (1990) gibi araştırmacılar dünya genelinde farklı zemin koşullarında çok sayıda vakayı (yaklaşık 570) analiz ederek yaklaşık olarak duvar

yüksekliği, yanal deplasman (δ/H) oranını hesaplamışlardır. Analizlerden elde edilen sonuçların bu tür çalışmalarla ve tecrübelerle karşılaştırılması hem güvenlik hem de maliyet açısından uygun sonuçlar verecektir.

Tüm HS_ss model analizlerde ampirik yaklaşımlar kullanılmış ve sistem için en olumsuz parametreler analiz aşamasında kullanılmıştır ve bunun sonucunda HS_ss model HS ve MC modellere göre daha iyi sonuçlar vermiştir. Kazık iç kuvvet sonuçlarına bakıldığında HS_ss model için elde edilen moment değerleri diğer modellere nazaran daha düşük hesaplanmıştır.

Analiz sonuçlarının genelinde HS_ss model HS modeline kıyasla ölçümlere daha yakın kalmakla beraber HS model deformasyon değerleri inklinometrik ölçümlerin daha ilerisinde kalmıştır, bu sebeple bu modelin güvenli tarafta kaldığı söylenebilir ve sektörde HS modelin kullanımı bu sebepten dolayı uygundur. Ancak hesapların daha hassas yapılması gereken yapıların derin kazı sistemleri ve küçük şekil değiştirme etkilerinin hâkim olduğu zeminlerin HS_ss modeli ile projelendirilmesi daha uygun olacaktır.

KAYNAKLAR

- Atkinson, J.H. and Salfors, G., “Experimental determination of soil properties” *Proceedings of the 10'th ECSMFE*, 3:915–956 (1991).
- Benz, T., “Small-Strain Stiffness of Soils and Its Numerical Consequences”, Phd Thesis, *Universitat Stuttgart*, (2007).
- Benz, T., Schwab, R. and Vermeer, P.,”Small-strain stiffness in geotechnical analyses”, *Bautechnik*, 86: 16-27 (2009).
- Berilgen, M., “Geoteknik Mühendisliğinde Sayısal Yöntemler ve Program Kullanımı” *İMO İstanbul*, Meslek İçi Eğitim Seminerleri (2016).
- Birand, A., “Duvarlar”, *Teknik Yayınevi Mühendislik ve Mimarlık Yayınları*, Ankara (2006).
- Bowles, J.E., “Foundation Analysis and Design”, *McGraw-Hill*, Singapore (1988).
- Brinkgreve, R.B.J., “PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analysis-Version 8”. Balkema, Rotterdam. (2002),
- Brinkgreve, R.B.J., Kappert, M.H. and Bonnier, P.G., “Hysteretic damping in a small-strain stiffness model”, *Numerical models in Geomechanics*, (2007)
- BS8081, “British Standart Code of Practice For Ground Anchorages”, *British Standarts Institution* (1989).
- Burland, J. B., “The stiffness of soils at small strain”, *Can. Geotech. J.*, 26: 499-516 (1989).
- Castaldo, P., and De Iuliis, M., “Optimal Integrated Seismic Design of Structural and Viscoelastic Bracing-Damper Systems”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(12): 1809-1827 (2014).
- Clayton, C.R.I., “Stiffness at small strain: research and practice”, *Géotechnique*, 61(1): 5–37 (2011).
- Clough, G.W. and O'Rourke, T.D. “Wall Deflection and Ground Surface Settlement Induced by Excavation”, *In Proceedings of the 4th National Geotechnical Conference*, Hawlin, Taiwan. (1990).
- Clough, G.W., and O'Rourke, T.D., “Construction Induced Movements of Insitu Walls, Design and Performance of Earth Retaining Structures”, *ASCE*, 439-470 (1990).
- Coduto, D. P., “Geoteknik Mühendisliği İlkeler ve Uygulamalar”, *Gazi Kitap Evi*, Ankara (2006).

KAYNAKLAR (Devam ediyor)

- Çalışan, O., “Design and Measurements of 30 m Deep Excavation”, *Proc. Prof. İsmet Ordemir’i Anma Toplantısı ve 3. ODTÜ Geoteknik Mühendisliği Sempozyumu*, 74-81 (2005).
- Dadaşbilge, O., “Ankrajlı İksa Sistemleri İçin Zemin Etüdü, Tasarım ve Projelendirme Esasları” *İMO İstanbul*, Meslek İçi Eğitim Seminerleri (2017).
- Das, B.M., “Principles of Foundation Engineering”, *PWS Publishing*, Pasific Grove (1999).
- Darendeli, M.B., “Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves.” PhD *Dissertation Department of Civil Engineering*. The University of Texas at Austin. (2001).
- Demirkoç A., “Derin Kazılarda Zemin Çivisi ile Ankrajlı Destek Sistemlerinin Karşılaştırmalı Analizi” , *Yıldız Teknik Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul,Türkiye (2007).
- Dong, Yi., Lu, N., McCartney, J. S. and P.E., “Unified Model for Small-Strain Shear Modulus of Variably Saturated Soil”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, ISSN 1090-0241 (2016).
- Drucker, D.C. and Prager, W., “Soil mechanics and plastic analysis or limit design”, *Quart. Applied Math.* 10(2):157-165(1952).
- Duncan, J. M. and Chang, C. Y., "Nonlinear Analysis of Stress And Strain in Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 96: 1629-1653 (1970).
- Finno, R. J. and Calvello, M., “Supported excavations: Observational method and inverse modeling”, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 131: 826-836 (2005).
- Goldberg, D.T., Jaworski, W.E., and Gordon, M.D., “Lateral Support Systems and Underpinning”, *Design and Construction, Federal Highway Administration Report FHWA RD 75-128* (1976).
- Hardin, B. O., and Drnevich, V. P., “Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves”, *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 98(7):(1972).
- Hsiung B.B. and Sakai, T., “Failure Analysis of Underground Construction-Lessons Learned from Taiwan”, *Forensic Geotechnical Engineering*, 197-208 (2016).
- Ishibashi, I., and Zhang, X., “Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay”, *Soils and Foundations* 33(1): 182–191 (1993).
- İnşaat Mühendisleri Odası, “İMO Teknik Dergi”
<http://www.imo.org.tr/resimler/ekutuphane/pdf/10230.pdf> (2003).

KAYNAKLAR (Devam ediyor)

- Jaky, J., "The coefficient of earth pressure at rest." *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 78(22): 355-358 (1944).
- Janbu, N., "Soil Models In Offshore Engineering", *Géotechnique*, 35(3): 241-281 (1985).
- Jardine, R.J., "Some observations on the kinematic nature of soil stiffness", *Soils Found.*, 32: 111-124 (1992).
- Kempfert, H. G. and Gebreselassie, B., "Constitutive Soil Models and Soil Parameters", *Excavations and Foundations in Soft Soils*, *Springer*, Berlin, 57-116 (2006).
- Kondner, R.L., "Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils", *J of the Soil Mech. And Found. Eng. ASCE*, Balkema, Rotterdam. (1963)
- Kumbasar, V. ve Kip, F., "Zemin Mekanikği Problemleri", *Çağlayan Kitapevi*, İstanbul (1999).
- Kung, G., Ou, Y. and Juang, C. H., "Modeling small-strain behavior of Taipei clays for finite element analysis of braced excavations", *Comput. Geotech.*, 36: 304-319 (2009).
- Labuz, J. F. and Zang A., "Mohr-Coulomb failure criterion", *Rock Mech. Rock Eng.*, 45: 975-979 (2012).
- Leung, E.H.Y. ve Ng, C.W.W., "Wall and Ground Movements with Deep Excavations Supported by Cast In Situ Wall in Mixed Ground Conditions", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133:2 (129) (2007).
- Likitlersuang, S., Teachavorasinskun, S., Surarak, C., Oh, E., and Balasubramaniam, A., "Small strain stiffness and stiffness degradation curve of Bangkok clays." *Soils Found.*, 53(4): 498–509 (2013).
- Likitlersuang, S., Surarak, C., Wanatowski, D., Oh, E. and Balasubramaniam, A.S., "Geotechnical Parameters from Pressuremeter Tests for MRT Blue Line Extension in Bangkok" *Geomechanics and Engineering, An International Journal*, 5(2): 99–118 (2013).
- Likitlersuang, S., Surarak, C., Wanatowski, D., Oh, E., and Balasubramaniam, A., "Finite Element Analysis of A Deep Excavation: A Case Study from the Bangkok MRT", *Soils and Foundations*, 53(5): 756-773 (2013).
- Lim, A., Ou, C. Y., and Hsieh, P. G., "Evaluation of Clay Constitutive Models for Analysis of Deep Excavation under Undrained Conditions", *Journal of GeoEngineering, TGS*, 5 (1): 9-20 (2010).

KAYNAKLAR (Devam ediyor)

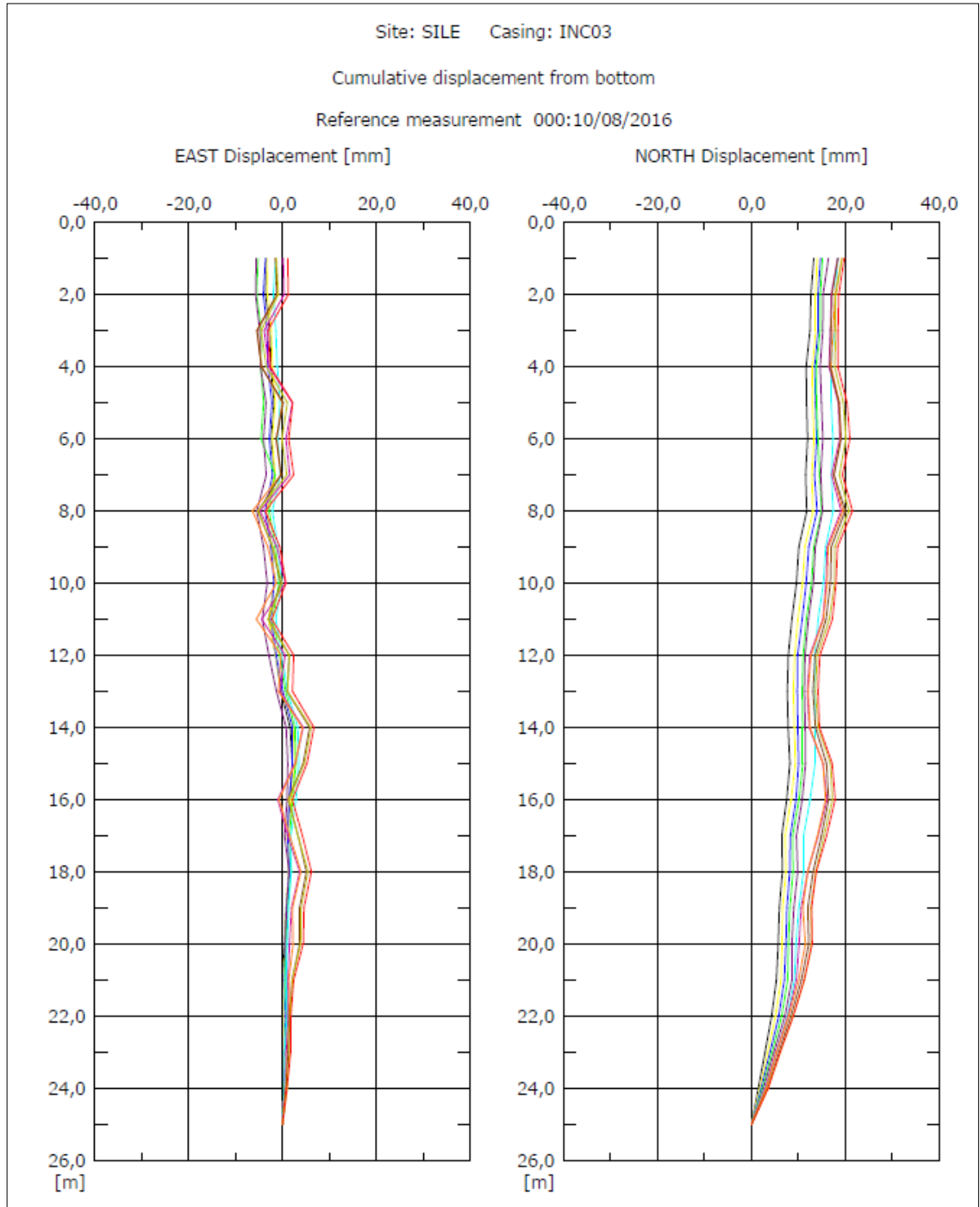
- Linlong M., Finno, R.J., Maosong H., Taesik K. and Kristi K., “Defining the soil parameters for computing deformations caused by braced excavation”, *Maejo Int. J. Sci. Technol.*, 9(02): 165-180 (2015).
- Mestat, PH, Bourgeois, E and Riou, Y., “Numerical modelling of embankments and underground works”, *Computers and Geotechnics*, 31: 227-236 (2004).
- NAVFAC, “Foundations and earth structures design manual 7.2.” *Dept.of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria*”, VA, New York, N.Y. (1982).
- Obzurd, R., “The Hardening Soil model with small strain stiffness in Zsoil v2011” *GeoMod Ing. SA, Lausanne* (2011).
- Obrzud, R., “On the use of the Hardening Soil model Z_SOIL” *GeoMod Ing. SA, Lausanne* (2010).
- O’Rourke, T. D., “Ground Movements Caused by Braced Excavations”, *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 107(9): 1159-1178 (1981).
- Özaydın, K., “Zemin Mekaniği”, *Birsen Yayınevi, İstanbul*(2005).
- Peck, R.B., “Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground”, *Proceedings 7th I.C.S.M.F.E. State of Art Volume*, Mexico, 225-290 (1969).
- Perzyna, P., “The constitutive equations for work hardening and rate sensitive plastic materials” *Proc. Vibrational Problems*, 4(3), 281-290(1963).
- PLAXIS 2D. “Reference Manual”, Retrieved from <http://www.plaxis.nl/files/files/2D-2-Reference.pdf>, (Ziyaret Edilme Tarihi 15.06.2017).
- Prager, W., “Recent Developments in the Mathematical Theory of Plasticity”, *Journal of Applied Physics*, 20, 235-241 (1949).
- Rankine, W.J.M., “On the Stability of Loose Earth”, *Philosophical Transactions of the Royal Society*, Vol.147, London (1857).
- Roscoe, K.H. and Burland, JB., “On the generalized stress-strain behaviour of wet clay.” In: J. Heyman and FA Leckie, editors. *Engineering Plasticity. Cambridge University Press*, 535-609 (1968).
- Rowe, P. W., “The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear”, *Geotechnique* 19(1):75-86 (1969).
- Sağlamer, A., “İstanbul Grovıklarında Yapılan Derin Kazılar (Deep Excavations in Istanbul Graywacke)”, *Turkish Group of Soil Mechanics Symposium on Design of Supports to Deep Excavations*, İstanbul, December (1985).

KAYNAKLAR (Devam ediyor)

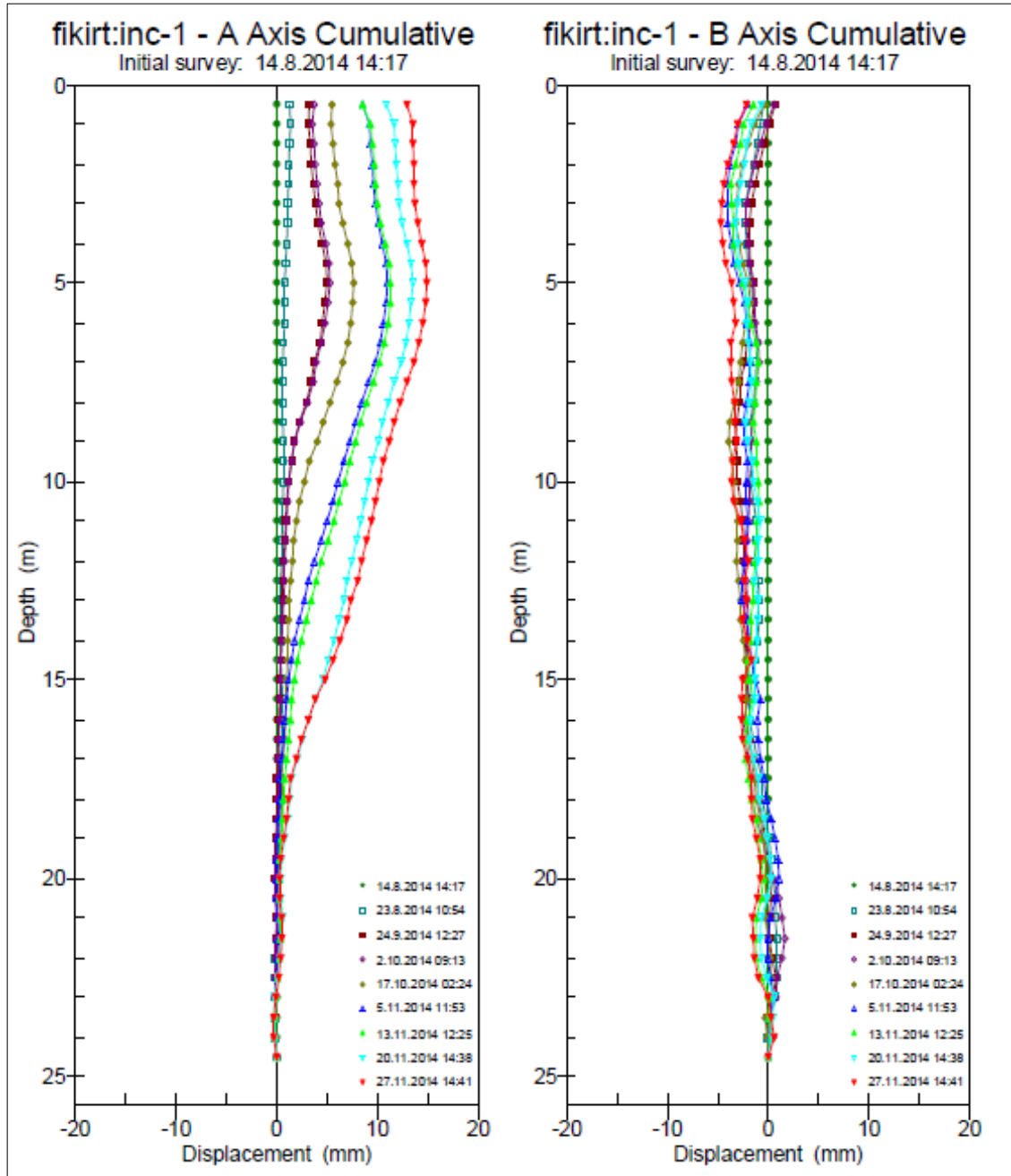
- Schanz, T., Vermeer, P.A. and Bonnier, P.G., “The hardening soil model: Formulation and verification”, *Beyond 2000 in Computational Geotechnics-10 years of Plaxis*, Rotterdam. Amsterdam, Netherlands, 281-296 (1999).
- Sołowski, L.W., “Numerical Methods in Geotechnics”, *Aalto School of Engineering*, Espoo- Finland (2017).
- Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam,A., Oh, E. and Guan,H., “Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok Clays” *Soils and Foundations*, 52(4): 682–697 (2012).
- Tchebotarioff, G.P., “Foundations, Retaining and Earth Structures”,*McGraw- Hill*, New York(1951).
- Terzaghi, K. and Peck, P.B., “Soil Mechanics in Engineering Practice 2nd Edition”, *John Wiley & Sons.*, New York (1967).
- Terzaghi, K., Peck, R. B. ve Mesri, G., “Soil Mechanics in Engineering Practice”, *John Wiley&Sons*, New York (1996).
- Ti, K.S., Huat B.B.K., Noorzaei, J., Jaafar,M.S., and Sew, G.S., “A Review of Basic Soil Constitutive Models for Geotechnical Application”, *EJGE*,14:1-19(2009).
- TSE, “TS EN 1538 Özel Jeoteknik Uygulamalar-Diyafram Duvarlar”, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara (2001).
- TS EN 1538, “Özel jeoteknik uygulamalar: diyafram duvarlar, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara (2001).
- TS 3168 EN 1536, “Özel jeoteknik uygulamalar: delme (fore) kazıklar (yerinde dökme betonarme kazıklar)”, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara (2001).
- TS EN 12063,”Özel jeoteknik uygulamalar: palplanş duvarlar”, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara (2000).
- TS EN 1537, “Özel jeoteknik uygulamalar: zemin ankrajları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara (2001).
- Vucetic, M., and Dobry,R., “Effect of soil plasticity on cyclic response”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 117(1): 89–107 (1991).
- Vucetic, M., “Cyclic threshold shear strains in soils”, *Journal of Geotechnical Engineering* 120(12): 2208–2228(1994).
- Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakata, Y., Mikami, T., Fujiwara, T., and Shibuya, S., “Interpretation Of International Parallel Test On The Measurement of Gmax Using Bender Elements”, *Soils and Foundations*, 49(4): 631-650 (2009).

KAYNAKLAR (Devam ediyor)

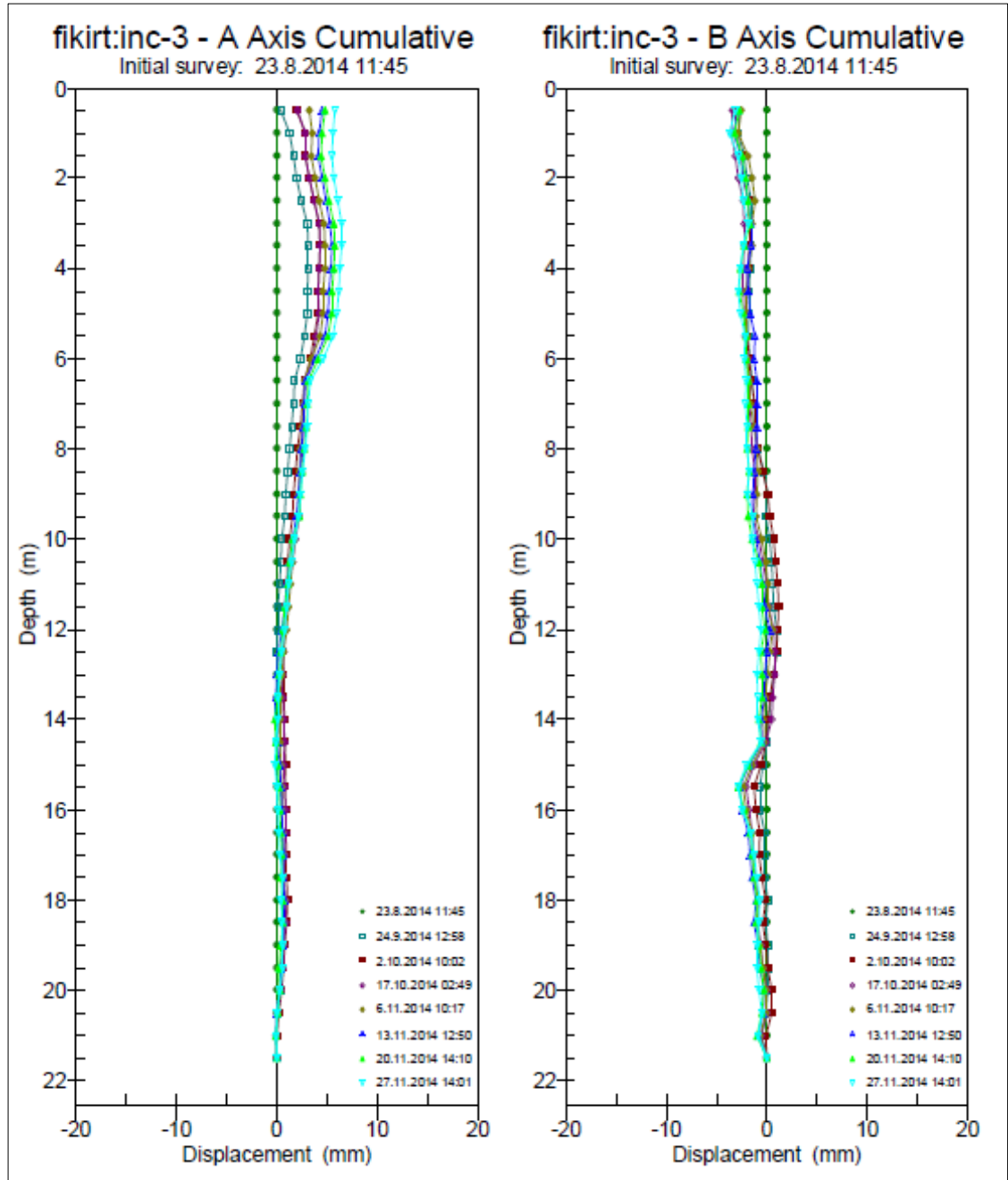
- Yıldırım, S., “Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı”, *Birsen Yayınevi*, İstanbul (2004).
- Yıldız, A., Karstunen, M., Rezaia, M. ve Yin., Z.Y. “Killerin Zamana Bağlı Davranışı ve Yeni Gelişmeler”, **6. Geoteknik Sempozyumu** Çukurova Üniversitesi, Adana, 202-213 (2015).
- Yıldız Teknik Üniversitesi, “İleri Zemin Mekaniği (Zemin Davranışı ve Bünye Modelleri)”
(<http://www.yarbis1.yildiz.edu.tr/web/userAnnouncementsFiles/dosya407f014d88656eb785555ce8c5e563c3.pdf>) (2016).
- Zhang, W., Goh, A. and Zhang Y., “Probabilistic Assessment of Serviceability Limit State of Diaphragm Walls for Braced Excavation in Clays”, *ASCE-ASME J. Risk Uncertainty Eng. Syst., Part A: Civil Engineering*, 1(3): 06015001-1 (2015).
- Zimmermann T., Truty A. and Podles K., “Numerics In Geotechnics And Structures”, *Elmepress international*, (2010).

Ek-1: Uygulama-1 İnklinometre Okumaları

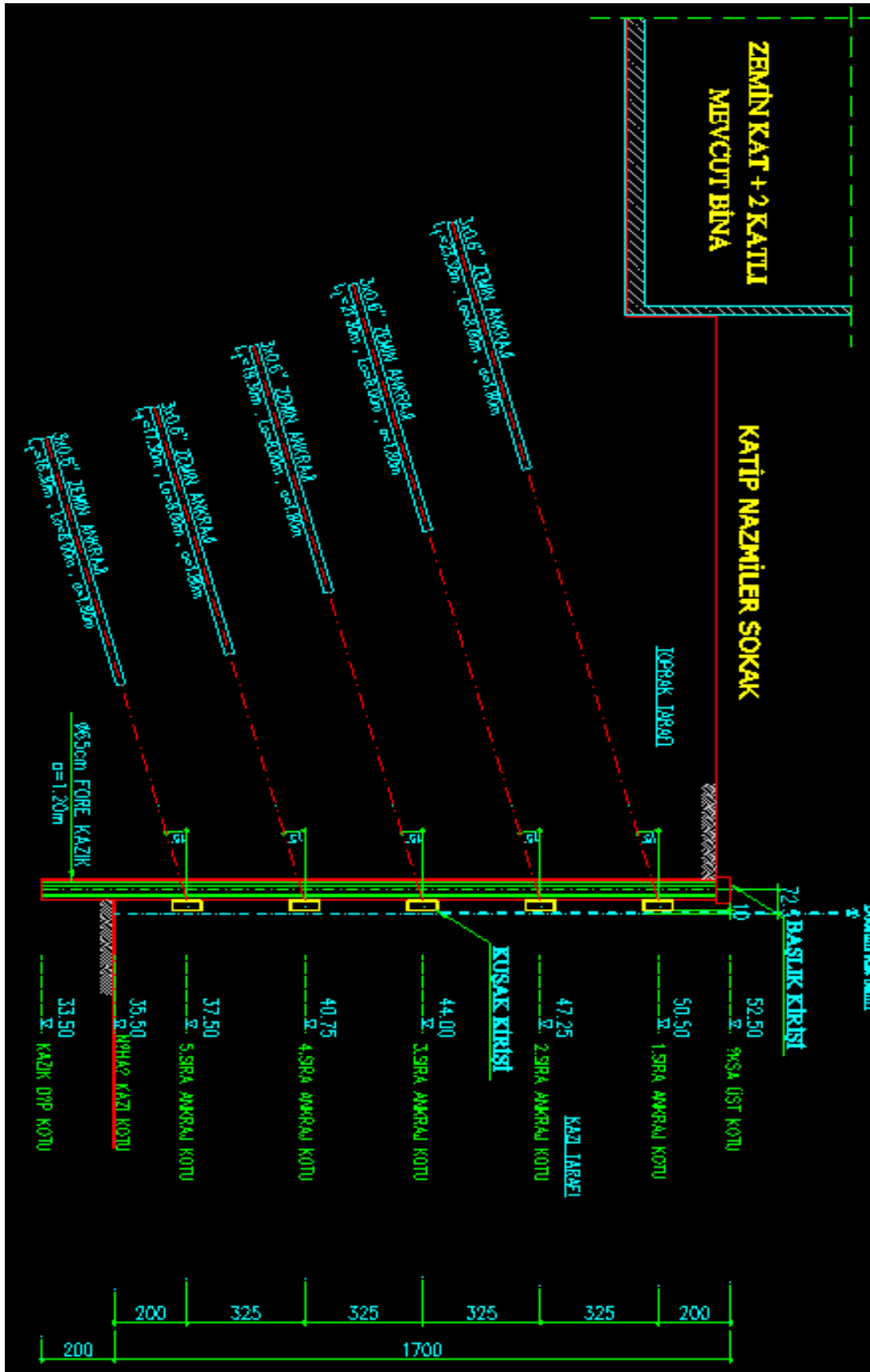
Ek-2: Uygulama-2 İnklinometre Okumaları



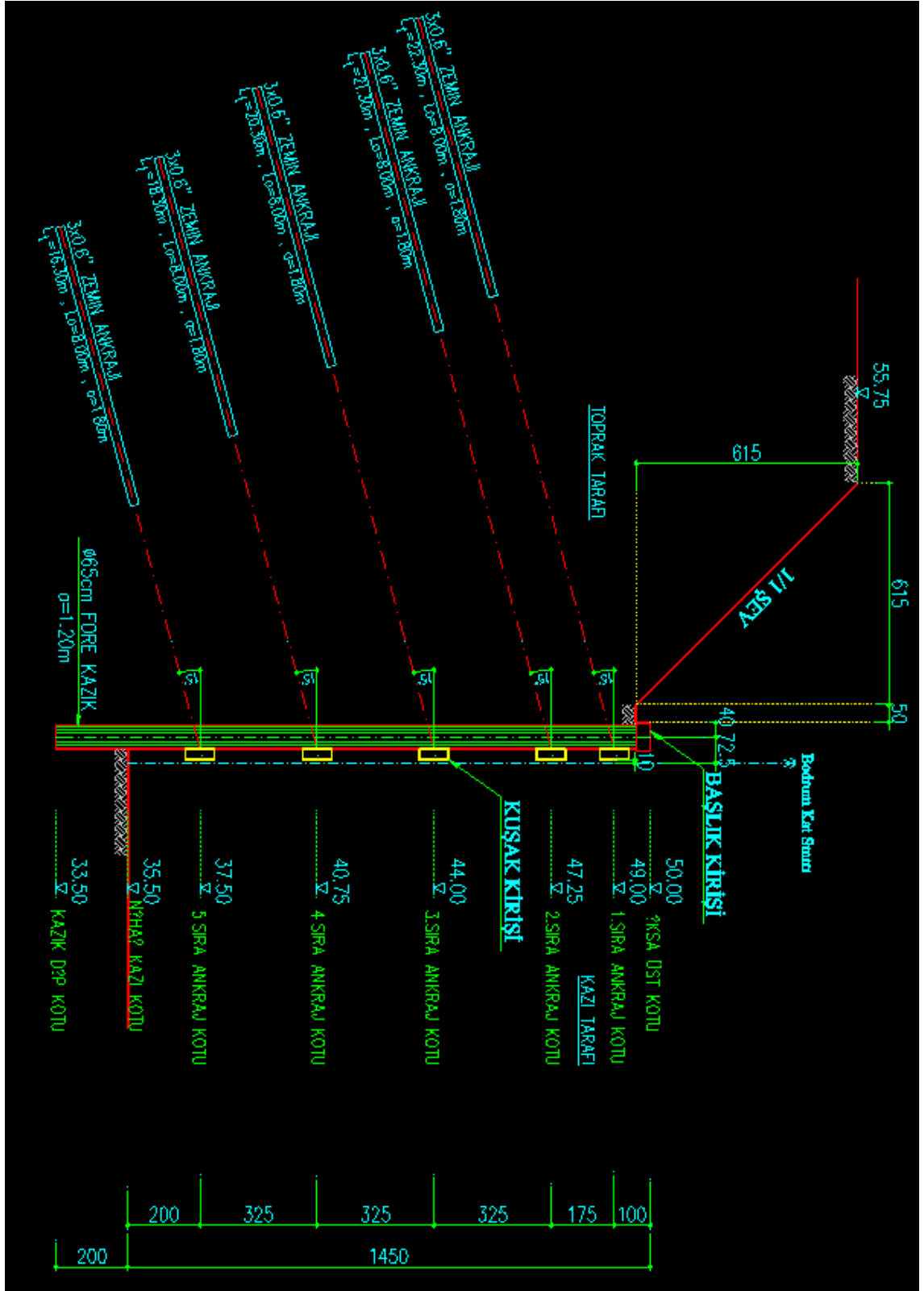
Ek-3: Uygulama-3 İnklinometre Okumaları



Ek-5: Uygulama-2 İksa Kesiti



Ek-6: Uygulama-3 İksa Kesiti



Ek-8: Uygulama Resimleri

ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler

Adı Soyadı : Ahmet Arda BAHADIR
Doğum Yeri ve Tarihi : Şanlıurfa/Siverek/24.01.1982



Eğitim Durumu

Lisans Öğrenimi :Fırat Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü (2006)

İş Deneyimi

Sağlık Bakanlığı(Ankara)(İnşaat Mühendisi).....(2012-halen)
AFAD (İğdır)(İnşaat Mühendisi).....(2010-2012)
MNG Holding (Cezayir)(Saha Mühendisi).....(2008-2009)
İnşaat Mühendisleri Odası (Diyarbakır)(Mesleki Denetim Görevlisi).....(2006-2007)

İletişim

Telefon : 0535 515 93 48
E-mail : arda527@hotmail.com
Adres : Sağlık Bakanlığı/ANKARA

Sertifikalar

Kamulaştırma Bilirkişilik Yetki Belgesi
C Sınıfı İş Güvenliği Uzmanlığı Yetki Belgesi
PLAXIS kursu başarı belgesi

Akademik Çalışmalar

Bahadır, A.A., Onur, M.İ. "Derin Kazı Destek Sistemlerinin Davranış Analizinde zemin Modeli Etkisi", *3.Uluslararası Zemin-Yapı Etkileşimi Sempozyumu*, İzmir, 470-478 (2017).
Bahadır, A.A., Onur, M.İ. "Derin Kazı Destek Sistemi Tasarımında Zemin Modeli Seçimi: Bir Vaka Analizi", *7.Uluslararası Geoteknik Sempozyumu*, İstanbul, 583-590 (2017).
Bahadır, A.A., Onur, M.İ." Derin Kazı Analizlerinde Küçük Şekil Değişirme Rijitliğinin Etkisi", *EL-Cezerê Fen ve Mühendislik Dergisi*, (Ocak 2018).

Yabancı Dil Bilgisi

İngilizce