

**T.C.
PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**DERİN KAZILARDA ÇOK SIRA ANKRAJLI DESTEKLEME
SİSTEMLERİNİN TASARIMI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

SAMET SARI

DENİZLİ, AĞUSTOS - 2019

**T.C.
PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**



**DERİN KAZILARDA ÇOK SIRA ANKRAJLI DESTEKLEME
SİSTEMLERİNİN TASARIMI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

SAMET SARI

DENİZLİ, AĞUSTOS - 2019

KABUL VE ONAY SAYFASI

SAMET SARI tarafından hazırlanan “**DERİN KAZILARDA ÇOK SIRA ANKRAJLI DESTEKLEME SİSTEMLERİNİN TASARIMI**” adlı tez çalışmasının savunma sınavı 22.08.2019 tarihinde yapılmış olup aşağıda verilen jüri tarafından oy birliği / oy çokluğu ile Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

İmza

Danışman

Doç. Dr. Devrim ALKAYA

.....

Üye

Doç. Dr. Selman SAĞLAM

Aydın Adnan Menderes Üniversitesi

.....

Üye

Dr. Öğr. Üyesi Engin NACAROĞLU

Pamukkale Üniversitesi

.....

Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun
..... tarih ve sayılı kararıyla onaylanmıştır.

.....

Prof. Dr. Uğur YÜCEL

Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

Bu tezin tasarımı, hazırlanması, yürütülmesi, araştırmalarının yapılması ve bulgularının analizlerinde bilimsel etiğe ve akademik kurallara özenle riayet edildiğini; bu çalışmanın doğrudan birincil ürünü olmayan bulguların, verilerin ve materyallerin bilimsel etiğe uygun olarak kaynak gösterildiğini ve alıntı yapılan çalışmalara atfedildiğine beyan ederim.

SAMET SARI

ÖZET

**DERİN KAZILARDA ÇOK SIRA ANKRAJLI DESTEKLEME
SİSTEMLERİNİN TASARIMI
YÜKSEK LİSANS TEZİ
SAMET SARI
PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
(TEZ DANIŞMANI:DOÇ.DR. DEVRİM ALKAYA)**

DENİZLİ, AĞUSTOS - 2019

Derin kazı yapılması gereken inşaat projelerinde kazı esnasında ve sonrasında; çevre (yol, bina vb.) ve iş güvenliğinin sağlanması amacıyla zemin stabilitesini koruyan iksa sistemlerinin yapılması gerekmektedir. Bu uygulamalardan en yaygın olarak kullanılanları; kazıklı iksa duvar, perde duvar ve bunların ankraj destekli tasarımlarıdır. Günümüzde daha güvenilir ve ekonomik iksa sistemleri tasarlamak amacıyla zemin ankrajlarının kullanımları artmıştır. İksa sistemlerinin tasarımına etki eden en önemli faktör kazı aşamasında ve sonrasında etki eden yanıl toprak basıncıdır. Literatürde yapılan çalışmalara bakıldığında ankraj destekli olarak inşa edilen iksa sistemlerine gelen yanıl toprak basıncı dağılımları zemin türüne göre farklılıklar gösterebilmektedir. Bu nedenle ankraj destekli olarak inşa edilecek olan iksa tasarımlarında zemin türünün ve parametrelerinin en doğru şekilde belirlenmesi gerekmektedir. İksa sistemine etkiyen zemin basıncı dağılımlarını sonucunda ankrajlara gelecek olan kuvvetler belirli çözüm yöntemleri kullanılarak hesaplanır. Gereklı olan ankraj kuvveti değerleri için belirli güvenlik katsayıları dikkate alınarak ankraj kök uzunlukları hesaplanır. Sistemde tranfer edilecek yükler için ankraj olarak kullanılacak olan malzeme ve özellikleri seçilir. Bu tez çalışmasında ankrajlı iksa sistemlerinin genel çözüm yöntemleri kullanılarak hesap ve tasarım adımlarını hızlandıracak bir yazılım geliştirilmesi amaçlanmıştır. Geliştirilen yazılım ile düğüm ve alan yöntemleri dikkate alınarak problemler çözülmüştür. Modeller üzerinde gereklı olan ankraj kuvveti değerleri, model üzerinde oluşan eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri değerlendirilmiştir. Aynı zamanda sonlu elemanlar yöntemi ile hesap yapabilen Plaxis v.8.6. programı ile modeller üzerinde oluşan kuvvetler karşılaştırılmıştır. Hesap yöntemleri arasındaki farklılıklar ortaya konulmuştur.

ANAHTAR KELİMELELER: Zemin Mekaniği, Geoteknik Mühendisliği, Derin Kazılar, Kazıklar, Visual Basic, İksa Duvarları, Zemin Ankrajları

ABSTRACT

DESIGN OF MULTIPLE ROW ANCHORED SUPPORTING SYSTEMS IN DEEP EXCAVATIONS

MSC THESIS

SAMET SARI

**PAMUKKALE UNIVERSITY INSTITUTE OF SCIENCE
CIVIL ENGINEERING**

(SUPERVISOR:DEVİRİM ALKAYA, PH.D.)

DENİZLİ, AUGUST 2019

Shoring walls which are keeping soil stability should be design to ensure enviromental (road, building etc.) and work safety during and after construction projects which require deep excavation. The most commonly used of these applications are piled shoring walls, diaphragm walls and their anchorage supported designs. Today, the using of ground anchors has increased in order to design more reliable and economic shoring systems. The most important factor affecting the design of the shoring systems is the lateral soil pressure acting during and after excavation. According to the studies in the literature, the lateral soil pressure distributions affecting to the shoring systems which are constructed with anchorage support may vary according to the soil type. For this reason, the type of soil and its parameters should be determined in the most accurate way in the shoring designs to be constructed with anchorage support. The forces affecting on the anchors as a result of the ground pressure distributions acting on the shoring system are calculated using certain solution methods. For the required anchorage force values, the anchor root lengths are calculated by taking into account certain safety factors. For the loads to be transferred in the system, the materials and properties to be used as anchors are selected. This study aimed to develop a software which accelerate the calculations and design steps by using general solutions methods of anchored shoring systems. With the developed software, problems were solved by considering hinge and tributary area methods. The needed anchor forces, occuring shear forces and bending moments were evaluated. At the same time the forces which are effected to models were compared with Plaxis v.8.6. programme which calculate with finite element method. Diffrences between calculation methods have been revealed.

KEYWORDS: Soil Mechanics, Geotechnical Engineering, Deep Excavation, Piles, Visual Basic, Shoring Walls, Ground Anchors

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET	i
ABSTRACT	ii
İÇİNDEKİLER	iii
ŞEKİL LİSTESİ	v
TABLO LİSTESİ	viii
SEMBOL LİSTESİ	ix
ÖNSÖZ	xi
1. GİRİŞ	1
1.1 Literatürde Bulunan Bazı Çalışmalar	1
2. ZEMİNLERDE KAYMA MUKAVEMETİ	4
2.1 Mohr-Coulomb Kırılma Hipotezi.....	4
2.1.1 Efektif Gerilme Analizi	5
2.1.2 Toplam Gerilme Analizi	6
2.2 Zemin Türüne Göre Kayma Mukavemeti	6
2.2.1 Granüler Zeminlerde Kayma Mukavemeti	6
2.2.2 Kohezyonlu Zeminlerde Kayma Mukavemeti.....	7
2.3 Laboratuvar Deneyleri İle Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi	7
2.3.1 Serbest Basınç Deneyi	9
2.3.2 Kesme Kutusu Deneyi	9
2.3.3 Üç Eksenli Basınç Deneyi	10
2.3.3.1 Konsolidasyonsuz Drenajsız (UU) Deneyi	11
2.3.3.2 Konsolidasyonlu Drenajsız (CU) Deneyi	12
2.3.3.3 Konsolidasyonlu Drenajlı (CD) Deneyi.....	12
2.4 Arazi Deneyleri	13
2.4.1 Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)	14
2.4.1.1 Kohezyonlu Zeminlerde SPT Deneyi	15
2.4.1.2 Kohezyonsuz Zeminlerde SPT Deneyi	18
2.4.2 Konik Penetrasyon Deneyi (CPT)	19
3. YANAL TOPRAK BASINÇLARI	22
3.1 Sükunetteki Toprak Basıncı	23
3.2 Rankine (1857) Toprak Basıncı Teorisi (Kumbasar, 1992).....	25
3.2.1 Rankine Aktif Toprak Basıncı Teorisi.....	25
3.2.2 Rankine Pasif Toprak Basıncı Teorisi	27
3.3 Coulomb Toprak Basıncı Teorisi (Kumbasar, 1992).....	28
3.3.1 Coulomb Aktif Toprak Basıncı Teorisi	28
3.3.1 Coulomb Pasif Toprak Basıncı Teorisi.....	30
4. DESTEKLİ KAZILARDA YANAL TOPRAK BASINÇLARININ DAĞILIMI	32
4.1 Terzaghi ve Peck Görünür Yanal Toprak Basıncı Dağılımları	36
4.2 Navfac (1982) Görünür Yanal Toprak Basıncı Dağılımları.....	38
4.3 Tschebotarioff (1951) Görünür Yanal Toprak Basıncı Dağılımları...39	
4.4 İsveç Yapı Şartnamesi Görünür Yanal Toprak Basıncı Dağılımları ..40	
5. YERALTI SUYU ETKİLERİ	42
6. DEPREM ETKİLERİ	44
6.1 Coulomb Teorisi.....	44

6.1	Monono-Okabe Teorisi	47
6.2	Steedman-Zeng Teorisi	47
6.3	TBDY (2018) Göre Dinamik Etkiler.....	48
6.3.1	Yeraltı Suyu Etkisi.....	49
7.	ZEMİN ANKRAJLARI.....	51
7.1	Ankrajların Yapısı	51
7.2	Ankraj Türleri.....	53
7.3	Kaya Bulonları	54
7.4	Ankrajların Sınıflandırılması.....	54
7.4.1	Kullanım Süresi Bakımından Sınıflandırma.....	54
7.4.2	Yapım Tekniklerine göre Sınıflandırma.....	55
7.4.2.1.1	A Tipi Ankrajlar.....	56
7.4.2.1.2	B Tipi Ankrajlar.....	56
7.4.2.1.3	C Tipi Ankrajlar.....	56
7.4.2.1.4	D Tipi Ankrajlar.....	56
7.5	Ankraj Tasarım Aşamaları	57
7.6	Aderans.....	60
7.7	Enjeksiyon	60
7.8	Tendonlar.....	60
7.9	Korozyona Karşı Önlemler	62
7.10	Test Etme.....	62
7.11	Ankrajlı İksa Sistemlerinin Genel Göçme Mekanizmaları	63
7.11.1	Kökün Zeminden Sıyrılması.....	64
7.11.2	Tendon Kopması.....	64
7.11.3	Toptan Göçme.....	64
7.11.4	Enjeksiyon ve Tendon Arasında Sıyrılma	65
7.12	Kök Taşıma Gücü.....	65
8.	ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİ	67
8.1	Ankrajlara Gelen Kuvvetlerin Belirlenmesi.....	68
8.2	Tek Sıra Ankraj Uygulaması.....	68
8.3	Çok Sıra Ankraj Uygulaması	69
8.4	İksa Duvarına Gelen Eğilme Momentlerinin Belirlenmesi.....	71
8.4.1	Tek Sıra Ankraj Uygulaması	71
8.4.2	Çok Sıra Ankraj Uygulaması.....	73
8.5	İksa Duvarına Etkiyen Pasif Direncin Belirlenmesi.....	75
8.5.1	Broms (1965) Yöntemi	76
8.5.1	Wang-Reese (1986) Yöntemi	76
8.1	Kazık Eksenel Yük Taşıma Kapasitesi	77
9.	İKSA TASARIM PROGRAMI.....	82
9.1	İksa Tasarım Program Tanıtımı.....	82
9.1.1	Ankrajsız İksa Tasarımı Modülü	83
9.1.1	Tek Sıra Ankrajlı İksa Tasarımı Modülü.....	84
9.1.2	Çok Sıra Ankrajlı İksa Tasarımı Modülü	88
9.1.3	Örnek Çözüm-1.....	91
9.1.4	Örnek Çözüm-2.....	100
9.1.1	Örnek Çözüm-3.....	107
9.1.2	Örnek Çözüm-4.....	116
10.	SONUÇ VE ÖNERİLER.....	122
11.	KAYNAKLAR.....	124
12.	ÖZGEÇMİŞ.....	128

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1: Kırılma zarfı eğrisi.....	5
Şekil 2.2: Normal gerilme ve kayma mukavemetine ait tipik grafik şekli.....	10
Şekil 2.3: Drenajsız duruma ait kayma mukavemeti zarfı eğrisi.	11
Şekil 2.4: Normal konsolide killere ait konsolidasyonlu drenajsız kayma mukavemeti eğrisi.	12
Şekil 2.5: SPT-N-cu ilişkisi (Sowers, 1979).	17
Şekil 2.6: Standart Penetrasyon N değeri ve cu arasındaki ilişki, (Stroud, 1974).....	17
Şekil 2.7: Standart Penetrasyon N değeri ve efektif kayma mukavemeti açısı arasındaki ilişki (Peck vd., 1979).	18
Şekil 2.8: Konik penetrasyon direnci ve efektif kayma direnci arasındaki ilişki, (Durgunoglu ve Mitchell, 1974).....	21
Şekil 2.9: Konik penetrasyon direnci ve efektif kayma direnci arasındaki ilişki, (Robertson ve Campanella, 1983).	21
Şekil 3.1: Sükunetteki yanal gerilme durumu.	24
Şekil 3.2: Aktif toprak itkisi durumu.	25
Şekil 3.3: Rankine aktif durum kırılma zarfı eğrisi.	26
Şekil 3.4: Pasif toprak itkisi durumu.	27
Şekil 3.5: Coulomb aktif toprak basıncı teorisi.....	29
Şekil 3.6: Coulomb pasif toprak basıncı teorisi.	30
Şekil 4.1: Duvar deplasman ve çakma boyu ilişkisi, (FHWA-IF99-015, 1999).	32
Şekil 4.2: İlk inşa edileceği kazı kotundaki yanal toprak basınçları ve yer değiştirmeler, (FHWA-IF99-015, 1999).	33
Şekil 4.3: İlk sıra ankjarın gerilmesi, yer değiştirmeler ve yanal toprak basınç dağılımları, (FHWA-IF99-015, 1999).	34
Şekil 4.4: İkinci sıra ankraj seviyesinde meydana gelen toprak basınçları ve yer değiştirmeler, (FHWA-IF99-015, 1999).	35
Şekil 4.5: Belirlenen kazı seviyesindeki yanal toprak basıncı ve deplasmanlar, (FHWA-IF99-015, 1999).	36
Şekil 4.6: Kohezyonsuz Zeminlerde Yanal Basınç Dağılımı, (Terzaghi ve Peck, 1967).	37
Şekil 4.7: Terzaghi ve Peck ile Henkel Yöntemleri ile Ka değerleri (FHWA-IF99-015, 1999).	38
Şekil 4.8: Navfac (1982)'ın kohezyonsuz (a) ve kohezyonlu (b) zeminler için yanal basınç dağılımları.....	39
Şekil 4.9: Kohezyonsuz Zeminler için Yanal Basınç Dağılımı, (Tschebotarioff, 1951).....	40
Şekil 4.10: Kohezyonlu Zeminler için Yanal Basınç Dağılımları, Tschebotarioff (1951).....	40
Şekil 4.11: İsviçre yapı şartnamesi göre kohezyonsuz zeminlerde yanal toprak basınç diyagramı, (SIA-191, 1982).	41
Şekil 5.1: Yeraltı suyunun bulunması durumu, (Uzuner, 1998).	42
Şekil 5.2: İksa yapısı inşa durumunda yeraltı suyu akışı, (FHWA-IF-99-015, 1999).....	43

Şekil 6.1: Deprem Etkilerinin Duvar Boyunca Dağılımları, (Celep ve Kumbasar, 2005).....	47
Şekil 7.1: Ankraj bölümleri.....	52
Şekil 7.2: Ankrajların kullanıldığı çeşitli alanlar, (FHWA-IF99-015, 1999). ..	53
Şekil 7.3: Yapım tekniklerine göre ankraj tipleri, (FHWA-IF-99-015, 1999)..	55
Şekil 7.4: Ankraj imalatına ait genel adımlar, (FHWA-IF-99-015, 1999).	57
Şekil 7.5: Tipik ankraj yerleşimi.....	59
Şekil 7.6: Çubuk tendona ait tipik kesit (FHWA-IF-99-015, 1999)	61
Şekil 7.7: Çelik Demetlerden Yapılmış bir Tendona ait Kesit (FHWA-IF-99-015, 1999).....	61
Şekil 7.8: Ankrajlı iksa tasarımlarında göz önünde bulundurulması gereken durumlar, (FHWA-IF-99-015, 1999).	63
Şekil 8.1: Tek sıra ankraj durumu	68
Şekil 8.2: Çok sıra ankraj durumu alan yöntemi.....	69
Şekil 8.3: Çok sıra ankraj durumu düğüm yöntemi	70
Şekil 8.4: Tek sıra ankraj durumu düğüm yöntemine göre moment kuvvetinin belirlenmesi	72
Şekil 8.5: Tek sıra ankraj durumu alan yöntemine göre moment kuvvetinin belirlenmesi	73
Şekil 8.6: Çok sıra ankraj durumunda düğüm yöntemine göre ankraj kuvvetlerinin belirlenmesi.....	74
Şekil 8.7: Çok sıra ankraj durumunda alan yöntemine göre ankraj kuvvetlerinin belirlenmesi.....	75
Şekil 8.8: Pasif direncin belirlenmesi, (Broms 1965).	76
Şekil 8.9: Broms (1965) Wang-Reese (1986) yöntemlerinin kum zeminler için karşılaştırılması, (FHWA-IF-99-015, 1999)	77
Şekil 8.10: Broms (1965) Wang-Reese (1986) yöntemlerinin kil zeminler için karşılaştırılması, (FHWA-IF-99-015, 1999).	77
Şekil 8.11: Genel taşıma gücü gösterimi.....	78
Şekil 9.1: Program ana giriş ekran görüntüsü	82
Şekil 9.2: Ankrajsız iksa tasarım modülü veri girişi ekranı	83
Şekil 9.3: Ankrajsız iksa tasarım modülüne ait kesme-moment diyagramları sekmesi	84
Şekil 9.4: Tek sıra ankrajlı iksa tasarım modülü veri girişi ekranı	85
Şekil 9.5: Tek sıra ankrajlı iksa tasarım modülü seçenekler.....	85
Şekil 9.6: Tek sıra ankrajlı iksa tasarım modülü kesme-moment diyagramları sekmesi.....	86
Şekil 9.7: Tek sıra ankrajlı iksa tasarım modülü gömülü derinlik hesaplama koşulu	87
Şekil 9.8: Tek sıra ankrajlı iksa tasarım modülü ankraj bilgileri sekmesi	87
Şekil 9.9: Çok sıra ankrajlı iksa tasarım modülü gömülü ankraj bilgileri sekmesi	88
Şekil 9.10: Kullanıcı tanımlı zemin basınç dağılımı menüsü	88
Şekil 9.11: Çok sıra ankrajlı iksa tasarım modülü seçenekler	89
Şekil 9.12: Çok sıra ankrajlı iksa tasarım modülü gömülü ankraj bilgileri sekmesi	90
Şekil 9.13: Tek sıra ankrajlı iksa tasarım modülü kesme-moment diyagramları sekmesi.....	90
Şekil 9.14: Çok sıra ankrajlı iksa modülü toptan göçme kontrolü.....	91
Şekil 9.15: Zemin Profili.....	92

Şekil 9.16: Kum birimler için önerilen yanal basınç dağılımı (FHWA-IF-99-015, 1999).....	92
Şekil 9.17: Serbest boy uzunlukları	94
Şekil 9.18: Kazı bilgisi ve yayılı yük girişi.....	95
Şekil 9.19: Ankraj yerleşimi	96
Şekil 9.20: Çözüm yöntemi seçimi	96
Şekil 9.21: Zemin bilgisi girişi.....	96
Şekil 9.22: Zemin basınç dağılımı girişi	97
Şekil 9.23: Seçeneklerin girilmesi	97
Şekil 9.24: Ankraj bilgileri özet tablosu	98
Şekil 9.25: Kesme kuvveti diyagramı	98
Şekil 9.26: Moment kuvveti diyagramı.....	99
Şekil 9.27: Düğüm yöntemine göre veri girişleri.....	101
Şekil 9.28: Seçeneklerin belirlenmesi	101
Şekil 9.29: Ankraj bilgilerine ait özet tablo	102
Şekil 9.30: Kesme kuvveti diyagramı	102
Şekil 9.31: Moment kuvveti diyagramı.....	103
Şekil 9.32: Kazı boyuna donatı yerleşimi	105
Şekil 9.33: Kazık kesme donatısı yerleşimi	106
Şekil 9.34: Başlık kirişi donatı yerleşimi	107
Şekil 9.35: Ankraj özet tablosu	107
Şekil 9.36: Kesme ve moment grafikleri.....	108
Şekil 9.37: Plaxis programı kum birimi parametre tayini.....	109
Şekil 9.38: Plaxis programı sağlam tabaka parametre tayini	109
Şekil 9.39: Plaxis programında model görüntüsü	110
Şekil 9.40: Duvar yerleşimi aşaması.....	110
Şekil 9.41: 1. Sıra ankraj yerleşimi (2.50m)	111
Şekil 9.42: 2. Sıra ankraj yerleşimi (6.25m)	111
Şekil 9.43: Model üzerinde oluşan deplasmanlar	112
Şekil 9.44: Duvar üzerinde oluşan deplasmanlar (3.9 cm)	112
Şekil 9.45: Plaxis programı kesme grafiği (maks:62.50 kN/m).....	113
Şekil 9.46: Plaxis programı moment grafiği (maks:44.26 kNm/m).....	113
Şekil 9.47: Plaxis programı 1. sıra ankraj üzerinde oluşan aksel kevvet (maks:63.01 kN/m).....	114
Şekil 9.48: Plaxis programı 1. sıra ankraj üzerinde oluşan aksel kevvet (maks:109.01 kN/m).....	114
Şekil 9.49: Statik ve dinamik durum için dikkate alınan güvenlik katsayısı değerleri.....	116
Şekil 9.50: Plaxis programı 1. sıra ankraj üzerinde oluşan aksel kevvet (maks:109.01 kNm/m)	117
Şekil 9.51: İksa tasarım programı kuvvet dinamik durum kuvvet diyagramları	117
Şekil 9.52: Duvar üzerinde oluşan deplasmanlar (10 cm)	118
Şekil 9.53: Plaxis programı kesme grafiği (maks:82.30 kN/m).....	118
Şekil 9.54: Plaxis programı moment grafiği (maks:65.16 kNm/m).....	119
Şekil 9.55: Plaxis programı 1. sıra ankraj üzerinde oluşan aksel kevvet (maks:112.35 kN/m).....	119
Şekil 9.56: Plaxis programı 2. sıra ankraj üzerinde oluşan aksel kevvet (maks:142.61 kN/m).....	120

TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 2.1: SPT-N değeri ile zemin sınıflandırması, (Clayton, Matthews ve Simons, 1995).....	15
Tablo 2.2: SPT-N – c_u ilişkileri, (Terzaghi ve Peck, 1967).....	16
Tablo 2.3: SPT-N – c_u ilişkileri, (Sowers, 1979).	16
Tablo 3.4: Zemin türlerine göre K_0 değerleri, (Yıldırım, 2004).	24
Tablo 3.1: Zemine göre tipik zemin-duvar sürtünme açıları, (Özaydın, 2005).....	31
Tablo 3.2: Zemine göre tipik zemin-duvar sürtünme açıları, (Özaydın, 2005).....	31
Tablo 6.1: Deprem bölgelerine göre etkin yer ivmesi katsayısı (A_0), (TDY, 2007).	45
Tablo 6.2: Binaların kullanım amacına göre önem katsayıları, (TDY, 2007).	45
Tablo 6.3: Duvar türleri ve r katsayıları, (TDBY, 2018).	48
Tablo 7.1: Belirli güvenlik katsayıları, (Capper ve Cassie, 1984).	62
Tablo 7.2: Zemin türüne bağlı kök taşıma gücü değerleri, (FHWA-IF-99-015, 1999).....	66
Tablo 7.3: Kaya türüne bağlı kök taşıma gücü değerleri, (FHWA-IF-99-015, 1999).....	66
Tablo 8.1: Meyerhof N_c , N_q , N_γ taşıma gücü faktörleri (Bowles, 1996).....	79
Tablo 8.2: Önerilen güvenlik katsayısı değerleri, (FHWA-IF-99-015, 1999). .	80
Tablo 9.1: Hesapların karşılaştırılması	100
Tablo 9.2: Düğüm ve alan yöntemlerinin karşılaştırılması.....	104
Tablo 9.3: Öngermeli ankraj özellikleri, (ASTM A722).	108
Tablo 9.4: Plaxis ve iksa tasarım programı statik durum kesme-moment kuvvetlerinin karşılaştırılması.....	115
Tablo 9.5: Plaxis programı statik durum ankraj köklerinde oluşan eksenel kuvvetler.....	115
Tablo 9.6: Öngermeli ankraj özellikleri, (ASTM A722).	116
Tablo 9.7: Plaxis ve iksa tasarım programı dinamik durum kesme-moment sonuçlarının karşılaştırılması.....	120
Tablo 9.8: Plaxis programı dinamik durum ankraj köklerinde oluşan eksenel kuvvetler.....	121

SEMBOL LİSTESİ

γ	:	Zemin Birim Hacim Ağırlığı
c	:	Kohezyon
ϕ	:	Zemin içsel sürtünme açısı
ϕ'	:	Zemin içsel sürtünme açısı
τ	:	Zemin Kayma Mukavemeti
P_a	:	Aktif Toprak Kuvveti
P_p	:	Pasif Toprak Kuvveti
β	:	Zemin Yüzeyinin Eğimi
W	:	Kayma Kamasının Ağırlığı
δ	:	Zemin-Duvar Arasındaki Sürtünme Açısı
H	:	Kazı Derinliği
S_u	:	Drenajsız Kayma Mukavemeti
d	:	Ankraj Kök Çapı
h	:	Ankraj Kökünün Yüzeyden Ortalama Derinliği
F	:	Ankraj Kökü Taşıma Gücü
L	:	Ankraj Boyu
L_o	:	Ankraj Kök Boyu
c_a	:	Adhezyon Etkisi
p	:	Yanal Toprak Yükü
P_v	:	Düşey Gerilme
P_h	:	Yanal Gerilme
m	:	Yüzey Eğimi
N_s	:	Zemin Stabilite Katsayısı
S_u	:	Drenajsız Kayma Mukavemeti Değeri
P_t	:	Net Yanal İtki Gerilmesi
Ch	:	Yatay Eşdeğer Deprem Katsayısı
C_v	:	Düşey Eşdeğer Deprem Katsayısı
K_{ad}	:	Dinamik Aktif Basınç Katsayısı
K_{pd}	:	Pasif Aktif Basınç Katsayısı
Q_{ad}	:	İlave Yük Aktif Basınç Katsayısı
Q_{pd}	:	İlave Yük Pasif Basınç Katsayısı
S_{ds}	:	Spektral İvme Katsayısı
Sh	:	Ankrajlar Arası Mesafe
d	:	Ankraj Çapı
L_o	:	Ankraj Kök Boyu
h	:	Ankraj Kökünün Yüzeyden Ortalama Derinliği
c_a	:	Adhezyon
T_n	:	Ankraj Kuvveti
R	:	Reaksiyon Kuvveti
M_n	:	Moment Kuvveti
D	:	Duvar Gömülü Derinliği
b	:	Duvar Genişliği / Çapı
Q_F	:	Kazık nihai taşıma gücü
Q_B	:	Kazık uç direnci
Q_S	:	Kazık toplam çevre sürtünmesi direnci
q_b	:	Kazık ucu birim taşıma gücü
f_s	:	Kazık çevre alanına etki eden birim sürtünme

A_b	:	Kazık uç kesit alanı
A_s	:	Kazık toplam çevre alanı
N_c	:	Taşıma gücü faktörü
N_q	:	Taşıma gücü faktörü
N_γ	:	Taşıma gücü faktörü
L	:	Sürtünme Etkisindeki Duvar Boyu

ÖNSÖZ

Bu çalışmasının gerçekleştirilmesinde bilgi ve tecrübesi ile lisansüstü öğrenim hayatım boyunca her aşamada bana yardımcı olan, tecrübeleri ile beni aydınlatan ve desteğini hiç eksik etmeyen Sayın Doç. Dr. Devrim Alkaya'ya ve üzerimde birçok emeği bulunan Sayın Prof. Dr. Selçuk Toprak'a, öğrenim hayatım boyunca beni maddi ve manevi olarak destekleyen ve hep yanımda olan aileme yürekten teşekkür ederim.

1. GİRİŞ

Derin kazı yapılması gereken inşaat işlerinde birçok farklı iksa sistemleri kullanılarak bölgede oluşabilecek stabilite problemlerinin önüne geçilmesi amaçlanır. Bu uygulamalardan en yaygın olarak kullanılanları; kazıklı iksa duvar, perde duvar ve bunların ankraj destekli tasarımlarıdır.

İksa sistemlerinin tasarımına etki eden en önemli faktör kazı aşamasında ve sonrasında etki eden yanal toprak basıncıdır. Literatürde farklı araştırmacılar tarafından yapılan gözlemler sonucu geliştirilmiş ve basitleştirilmiş yanal toprak basınç dağılımları verilmiştir.

Destekli iksa sistemlerinin tasarımını daha kolay ve hızlı bir şekilde çözebilmek amacıyla bu çalışma kapsamında bir iksa yazılımı geliştirilmiş ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir.

1.1 Literatürde Bulunan Bazı Çalışmalar

Derin kazı uygulamalarında kullanılan iksa sistemleri ile ilgili çeşitli araştırmacılar tarafından birçok çalışmalar yapılarak iksa sistemlerinin farklı yönleri incelenmiştir.

Yapılan bazı çalışmalar sonucunda analitik ve nümerik çözüm yöntemleri ile tasarım ve analiz yapabilen yazılımlar geliştirilmiş olup elde edilen sonuçlar günümüzde problemlerinin çözümünde yaygın olarak kullanılan programlar ile karşılaştırılmıştır.

Ankrajlı ve ankraj destekli iksa sistemlerinin çözümü ve karşılaştırılması için Microsoft Excel yardımıyla Bank05 adında bir program geliştirilmiştir (Arslan ve Öztoprak, 2005). Bu çalışmada tamamen kil ve tamamen kum birimden oluşan iki farklı zemin profili üzerinde hesaplamalar yapılmıştır. Kazı derinlikleri; kil birimde 4 metreden 16 metreye kadar, kum birimde ise 4 metreden 20 metreye kadar

incelenmiştir. Bahsedilen zemin profilleri üzerinde hem ankrajsız iksa sistemi hem de ankrajlı iksa sistemleri için gerekli değerlendirmeler yapılmıştır. Elde edilen sonuçlara zemin profilinin kil birimlerden oluşan iksa sistemlerinde 8 metreden sonra, kum birimlerden oluşanlarda ise 9 metreden sonra çok sıra ankrajlı iksa sisteminin seçilmesinin daha anlamlı olacağı söylenmiştir.

Koyuncu (2006) çalışmasında betonarme perde duvar ve mini kazıklı destek sistemleri incelenmiştir. Kütahya Hava Er Eğitim Tugayı 16. Bölük Binası için ilgili bölgedeki zemin profii dikkate alınarak ankrajlı ve ankrajsız betonarme perde duvar ve mini kazık analizleri yapılmıştır. Tasarım için hem analitik yöntem hem de sonlu elemanlar yöntemine göre gerekli çözümler sunulmuştur. Sonlu elemanlar yöntemi ile çözüm için PLAXIS programı kullanılmıştır. Farklı perde kalınlıkları ve mini kazık çapları için ankrajlı ve ankrajsız durumlar dikkate alınarak yapılan çözümler sonucunda elde edilen sonuçlar sistemden meydana gelen moment kuvvetleri ve deplasmanlar açısından değerlendirilmiştir. Sonuç olarak her iki yöntemde de elde edilen değerlerin birbirine yakın olduğu görülmüştür. Oluşan küçük farklılıkların ise hesap yöntemlerinde dikkate alınan kabullerden kaynaklandığı belirtilmiştir. Betonarme perde duvar kalınlığının artması sonucunda sisteme etkileyen moment kuvveti değerinde önemli ölçüde farklılık oluşmamaktadır. Mini kazıklı sistemde ise kazık çapının değişmesi ile birlikte oluşan deplasmanlarda değişimler olduğu gözlenmiş olup mini kazıklı iksa sistemlerinde kazık çapının önemi vurgulanmıştır.

Ankrajsız ve çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinin tasarımında hesap adımlarını hızlandırmak amacıyla Microsoft Excel kullanılarak bir program geliştirilmiştir (Alkaya ve Yeşil, 2010). Bu çalışmada; ankrajsız, tek sıra ankrajlı ve çok sıra ankrajlı iksa sistemleri için farklı kazı derinlikleri dikkate alınarak örnekler çözülmüş ve maliyet karşılaştırmaları yapılmıştır. Çalışma sonucunda belirli bir derinliğe kadar ankrajsız tasarımların ekonomik olduğu yaklaşık olarak 9 metreden daha derin kazılarda ise ankrajlı iksa sistemlerinin daha ekonomik olduğu görülmüştür.

“Yarı Top-Down” uygulamasını ankrajlı iksa yapıları üzerindeki etkilerini incelemek için farklı değerlendirmeler yapılmıştır (Sefi, 2014). 25 metre derinliğindeki bir kazı dikkate alınmıştır. İlk olarak sistem çok sıra ankrajlı iksa yapısı ile değerlendirilmiştir. İkinci olarak aynı sistem ve modele “Yarı Top-Down” uygulaması da dahil edilerek analiz yapılmıştır. Yapılan ikinci aşama çözümünde iksa

sisteminde oluşan yatay yöndeki yer değiştirmelerin %19,81 azaldığı görülmekle beraber iksa sistemine etkiyen moment ve kesme kuvveti değerleri sırasıla %25 ve %42,95 oranında, ankrajlara gelen ortalama kuvvetlerin %8,74 oranında arttığı gözlenmiştir. Ayrıca bahsedilen bu yöntem ile sistemin toptan göçmeye karşı olan güvenlik sayısının da yaklaşık olarak %21,07 kadar arttığı sonucu elde edilmiştir.

Ankraj destekli olarak inşa edilecek olan iksa sistemlerinde ankrajların yerine uygun bir şekilde teşkil edilmesinin önemi vurgulanmıştır (Dadaşbilge, 2015). Bu çalışmada iki farklı ankraj destekli iksa yapısı baz olarak alınmıştır. Yerinde teknik olarak uygun teşkil edilmeyen, yetersiz işçilik ile inşa edilen iksa yapısı üzerinde yer değiştirmelerin aşırı miktarda olduğu gözlenmiştir. Deplasmanların aşırı miktarda gözlendiği iksa sisteminin stabilitesini kaybetmeden gerekli önlemler alınarak sisteme müdahale edilmiştir. Ancak yapılan ilave çalışmalar sistemin maliyetlerinin artmasına neden olmuştur.

Literatürde bulunan yanal destekli iksa yapılarına etkiyen zemin basınç dağılım şekilleri dikkate alınmış ve Visual Basic programlama dili kullanılarak sonlu elemanlar yöntemine göre çözüm yapabilen ADA1 adında bir yazılım geliştirilmiştir (Kahveci, 2015).

Derin kazılarda kullanılan ankrajlı iksa sistemlerinin çözümü için Zemank adında sonlu elemanlar yöntemine çalışan Microsoft Excel kullanılarak bir program geliştirilmiştir (Çevik, 2017). Çalışmada literatürde bulunan yanal destekli iksa sistemlerine etkiyen zemin farklı zemin basınçları kullanılarak örnekler çözülmüş ve elde edilen sonuçlar PLAXIS ve SAP2000 programlarından alınan sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Yapılan bu değerlendirmeler sonucunda görülen farklılıkların çözüm yöntemlerinde dikkate alınan kabullerden kaynaklandığı belirtilmiştir.

2. ZEMİNLERDE KAYMA MUKAVEMETİ

Geoteknik problemlerin çözümlerinde doğru modellerin ortaya konulabilmesi için ilgili zeminin kayma mukavemeti parametrelerinin arazi ve/veya laboratuvar deneyleri ile belirlenmesi gerekmektedir.

Bilindiği gibi zeminlerdeki geostatik ve zemine etkiyen çevre yükler zemin içerisinde yer değiştirmelere neden olmaktadır. İnşaatlarda kullanılan diğer malzemelere göre zeminlerdeki gerilme-deformasyon ilişkisinin çok daha karmaşık olduğu yapılan birçok çalışmada görülmüştür. Zemine etkiyen gerilmeler altında oluşan deformasyonların doğrusal olmadığı ve yük faktörü etkisi kaldırıldığında şekil değiştirmelerin kalıcı olduğu gözlemlenmiştir. Genel olarak zeminlerdeki gerilme-deformasyon ilişkisinin elasto-plastik olduğu düşünülebilir.

Yapılan tüm inşaat projelerinde olduğu gibi geoteknik tasarımlarda da sisteme ait bir güvenlik katsayısının olması gerekmektedir. Stabilitate problemi olan bir zemin iki tür kuvvet vardır bunlar; tutucu kuvvetler ve kaydırıcı kuvvetlerdir. Aynı zamanda sistemdeki güvenlik katsayısı bu kuvvetlerin birbirlerine olan oranı olarak bilinir.

Tutucu kuvvetlerin hesaplanabilmesi için zemin parametrelerin doğru olarak belirlenmesi gerekmektedir.

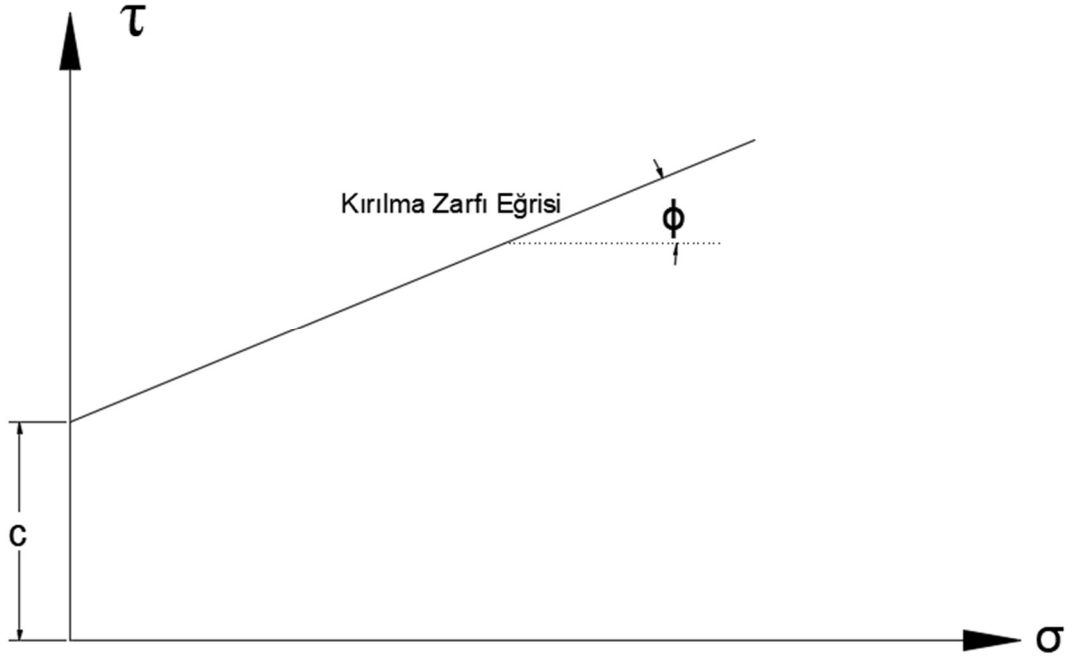
2.1 Mohr-Coulomb Kırılma Hipotezi

Zeminlerde yenilmeye neden olan kayma ve normal gerilmelerini dikkate alan birden fazla hipotez ortaya konulmuştur. Bunlardan genel olarak en bilineni Mohr-Coulomb kayma gerilmesi hipotezidir. Zemin içerisindeki herhangi bir düzlemde τ (kayma gerilmesi) ile σ (normal gerilmesi) arasında,

$$\tau = c + \sigma * \tan \phi \quad (2.1)$$

İlişkisi varsa, ilgili düzlemde yenilme meydana gelmiştir. Denklem (2.1)'de ilk terim danelerdeki kohezyondan, ikinci terim ise daneler arasındaki içsel sürtünmeden oluşmaktadır. Kırılma zarfı eğrisine ait genel görünüm Şekil 2.1: Kırılma zarfı eğrisi.

'de sunulmuştur.



Şekil 2.1: Kırılma zarfı eğrisi.

2.1.1 Efektif Gerilme Analizi

Zemin kütesine etkiyen yüklerin, zemin daneleri tarafından taşınılan kısmına efektif gerilme adı verilir. Zemin içerisinde bulunan boşluklarda kayma mukavemeti direnci bulunmadığından dolayı zemin kütesine etkiyen yükler daneler ile taşınır. Efektif gerilme modelini dikkate alırken “Mohr-Coulomb Kırılma Hipotezi” kullanılır. Denklem 2.2’de kırılma zarfına ait genel formül sunulmuştur.

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.2)$$

Efektif gerilmelere göre hesap yapılabilmesi için ilgili zemin kütesinde boşluk suyu basıncının etkili seviyede olmaması, zeminin drenaj koşullarını sağlayabilir olması gerekmektedir.

2.1.2 Toplam Gerilme Analizi

Yüklemeye maruz zemin kütlelerinin drenaj koşullarını sağlayamaması ya da uzun sürede drenaj koşullarının sağlanabileceği durumlarda ilgili hesaplamaların toplam gerilmeler üzerinde yapılması gerekmektedir. Örneğin suya doygun olan bir kil zemin için etkilenen yük zemin içerisinde boşluk suyu basıncının artmasına neden olacaktır. Boşluk suyu basıncında meydana gelen bu artışın hesaplanması oldukça karmaşıktır.

Pratikte drenaj koşullarının kısa dönemde sağlanmadığı zemin türleri için hem toplam gerilmelere göre hem de uzun dönemde drenaj koşullarının sağlanacağı düşünülerek efektif gerilmelere göre hesaplamalar yapılmaktadır. Yapılan analizlerden elde edilen sonuçlardan sonucun meydana gelecek olan en kritik durum göz önüne alınarak inşa edilecek olan mühendislik yapısı türüne, boyutlandırmasına karar verilir.

2.2 Zemin Türüne Göre Kayma Mukavemeti

2.2.1 Granüler Zeminlerde Kayma Mukavemeti

Kohezyon değerinin olmadığı kum ve çakıl birimlerde geçirgenlik özelliğinin yüksek olmasından dolayı bu tür zeminlerde suyun drenajı kısa süre içerisinde hızlı bir şekilde gerçekleşmektedir. Bu nedenle yük etkisi altında zemin kütleleri içerisinde meydana gelecek olan boşluk suyu basıncındaki artış kısa süre içerisinde etkisini kaybeder. Bu tür zeminlerin üzerinde ya da içerisinde inşa edilecek olan mühendislik yapılarının tasarımları yapılırken drenajlı durum koşulları dikkate alınır.

Efektif gerilmelere göre yapılacak olan hesaplamalar için gerekli zemin parametreleri arazi veya laboratuvar deneyleri yardımıyla elde edilebilir. Literatürde farklı araştırmacılar tarafından yapılan deneyler sonucunda belirli zemin özelliklerine dayanarak alınması gereken parametreler sunulmuştur. Ayrıca günümüzde farklı ülkelerin kurumları tarafından hazırlanmış olan yönetmeliklerinde de alınması gereken parametre değerleri verilmiştir.

2.2.2 Kohezyonlu Zeminlerde Kayma Mukavemeti

Kohezyonlu zeminlerde daneler arasındaki geçirgenliğin, kohezyonsuz zeminlere göre çok daha düşüktür. Ayrıca kohezyonlu zeminlerde yer altı suyu üzerinde yer alan birimlerde de kapiler su etkisinin olduğu bilinmektedir. Dolayısıyla bu tür zemin koşullarını içeren bir bölgede yapılacak olan mühendislik yapısının tasarımı için zemin özelliklerinin ve davranışının belirlenmesi gerekmektedir.

Yüklenme hızının, drenaj hızı yanında çok daha düşük olduğu kohezyonlu zeminler için drenajsız durum koşulu ön plandadır. Ancak inşa edilecek olan yapının ya da ilgili zeminde yapılacak olan çalışmaların uzun dönem içerisinde drenaj koşulunu sağlayabileceği düşünülüyorsa her iki durumu da değerlendirmek gerekir.

Kısa dönemde zemin üzerinde oluşacak olan etkiyi hesaplayabilmek için gerekli parametreler arazi ve laboratuvar deneyleri ya da belirli zemin özellikleri alınarak yönetmeliklerden elde edilebilir. Aynı şekil uzun dönemde drenaj koşullarının sağlanacağı zeminler içinde efektif parametreler elde edilebilir.

Bu tür zeminlerde yapılacak olan zemin çalışmaları ya da mühendislik uygulamalarının tasarımları, ilgili çalışmanın geçici ya da kalıcı olması ile doğru orantılıdır. Örneğin bir temel taşıma gücü hesabı için kısa dönem yani drenajsız koşullar daha kritik olabiliyorken, bir yarma kazısı çalışmasında ise uzun dönem yani drenajlı koşulların sağlanabileceği durum kritik olabilmektedir.

2.3 Laboratuvar Deneyleri İle Zemin Parametrelerinin Belirlenmesi

Zeminlerin özelliklerini ve mekanik olarak davranışlarının belirlenmesi amacıyla günümüzde kullanılan birçok laboratuvar deneyi uygulaması kabul görmüştür.

Geoteknik tasarımlarının uygulanacağı her proje de zemin özelliklerinin ve parametrelerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu nedenle araziden alınan zemin numuneleri üzerinde laboratuvarda uygun ortamlar oluşturularak istenilen deneyler gerçekleştirilir.

Laboratuvar deneylerinin doğru sonuç verebilmesi için araziden alınan numunenin alım esnasında ya da laboratuvar taşınması sırasında örselenmemiş olmasıdır. Bu nedenle deneyin uygulanacağı zemin numunesinin örselenmemiş olduğundan emin olunması gerekmektedir. Aksi takdirde elde edilen sonuçlar yanıltıcı olabilir ve tasarıma söz konusu olan mühendislik uygulamasını da etkileyebilir.

Kohezyonlu zeminlerde numune alımının daha kolay olması amacıyla bu tür zeminler üzerinde laboratuvar deneylerini uygulamak daha kolaydır. Bu nedenle günümüzde zeminlerin kayma mukavemetini belirlemede amacıyla kullanılan laboratuvar deneyleri bu zeminlerde doğruya en yakın sonuçları elde edebilmemize olanak sağlamaktadır.

Kohezyonsuz zeminlerde örselenmemiş numune alınması zordur. Ayrıca zeminlerin kayma mukavemetini belirlemek amacıyla kullanılan deneylerin bu tür zeminler için uygulaması da pek mümkün değildir. Bu nedenle kohezyonsuz zeminlerde kayma mukavemetine söz konusu zemin parametrelerinin belirlenmesi amacıyla arazi deneylerinin uygulanması günümüzde yaygındır.

Laboratuvar deneylerinin en önemli dezavantajı yapılan deney süreleridir. Çünkü doğru sonuçlar elde edebilmek için zemin numunesinin laboratuvar ortamında arazi koşullarına denk getirilmesi gerekmektedir.

Bu bölüm kapsamında günümüzde zeminlerin kayma mukavemeti parametrelerinin belirlenmesinde kullanılan birkaç laboratuvar deneyleri anlatılmıştır.

Kohezyonlu zeminlerde kayma mukavemeti parametrelerini belirlemek amacıyla genel olarak kullanılan 3 tür laboratuvar deneyi vardır. Bunlar;

- Serbest Basınç Deneyi
- Kesme Kutusu Deneyi
- Üç Eksenli Basınç Deneyi

2.3.1 Serbest Basınç Deneyi

Kayma mukavemeti parametrelerinin belirlenmesi amacıyla kullanılan en basit laboratuvar deneyidir. Numunenin üzerine düşey eksen doğrultusunda yük uygulanarak kırılması durumudur. Silindirik olarak teşkil edilen numune sadece eksenel yönde yüklemeye maruz bırakılır.

Bu deneyde artan gerilme ile birlikte zemin numunesi üzerinde meydana gelen şekil değiştirmeler ölçülür. Böylece gerilme-deformasyon eğrileri elde edilmiş olur. Yükün sabit kalıp zemin deformasyonlarının artması sonucu göçme olayı meydana gelir. Zeminin göçmeden önceki elde edilen en yüksek gerilme değeri zeminin kayma mukavemeti değeri olarak dikkate alınır.

Deneyin uygulanabilmesi için ilgili zemin numunesinin kendisini dik olarak tutabilmesi gerekmektedir. Aksi takdirde deneyin uygulaması mümkün olmamakla birlikte gerçekleştirilmesi de yanlış olur. Bu nedenle “Serbest Basınç Deneyi” yalnızca uygun kohezyonlu zemin birimleri üzerinde uygulanabilmektedir.

Bu deneyde uygulanan yükün kısa sürede etki ettirilmesi ve drenaj koşullarının da dikkate alınmamasından dolayı genel olarak drenajsız kayma mukavemetinin elde edildiği düşünülür.

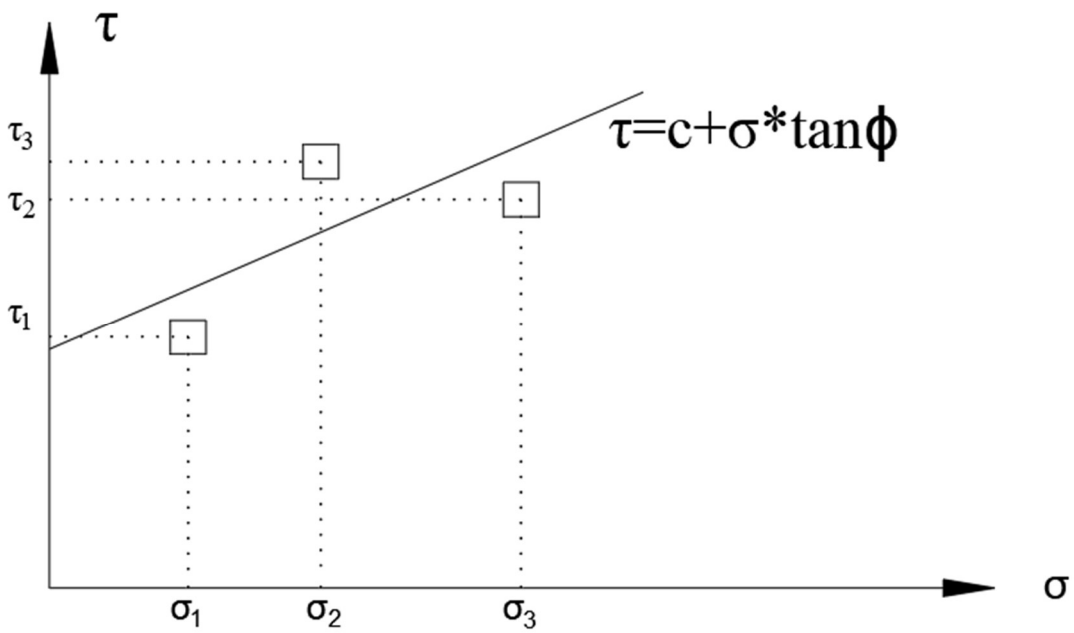
2.3.2 Kesme Kutusu Deneyi

Kesme kutusu deneyinde, dikdörtgen veya dairesel kesitli olarak iki parçadan oluşan özel bir kutu içerisine araziden alınan zemin numunesi teşkil edilir. Yatay yönde uygulanan bir kuvvet altında kutuyu oluşturan parçalardan birisi sabit olarak tutulup diğer parça ise yatay düzlem üzerinde hareket edebilir şekilde bırakılır.

Kutu içerisine yerleştirilen numunenin üzerine norma gerilme etki ettirerek kesme öncesinde zeminin belirli miktarda konsolide olması ve deney esnasında normal gerilmelerin kontrolü sağlanmaktadır. Ancak bu deney yapılırken göz ardı edilen bazı negatif yönlerde bulunmaktadır. Bunlar;

- Deney sırasında zemin içerisinde meydana gelen boşluk suyu basıncındaki artışların kontrol edilememesi,
- Zeminin sadece belirlenen bir düzlem üzerinde kırılmaya zorlanması,
- Belirli olan kırılma düzlemi üzerindeki gerilmelerin üniform olarak dağılmamasıdır.

Farklı normal gerilmeler altında kırılan zemin kütlesi için her bir normal gerilmeye karşılık gelen kayma mukavemeti değerleri okunur ve sonuçlara göre bir denklem elde edilir. Bu denklem ile zemin kayma mukavemeti eğrisi elde edilmiş olur.



Şekil 2.2: Normal gerilme ve kayma mukavemetine ait tipik grafik şekli.

2.3.3 Üç Eksenli Basınç Deneyi

Zeminlerin kayma mukavemeti parametrelerinin belirlenmesi amacıyla kullanılan ve diğer yöntemlere göre daha gelişmiş bir deney uygulaması türüdür. Bu deneyi günümüzde uygulanan diğer deneylerden ayıran en önemli yönü arazi şartlarının ya da başka bir deyişle ortamının laboratuvarında en yakın şekilde sağlanabilmesidir.

Silindirik olarak alınan numune özel olarak hazırlanmış bir hücre içesine yerleştirilir. Hava veya su yardımıyla hücre çevresinde hidrostatik bir basınç

oluşturulur. Numune çevresinde yer alan lastik kılıf yardımıyla zeminin sudan temasının önleyerek etkilenmemesini sağlar. Numune üzerine yerleştirilen özel bir başlığa aksel kuvvet piston yardımıyla etkilir. Deney hücresinde bulunan alt ve üst başlıklardan deneyin amacına göre drenaj kontrollü olarak gerçekleştirilebilir.

Bu deney proje amacına uygun olarak istenilen 3 farklı şekilde yapılabilir. Bunlar;

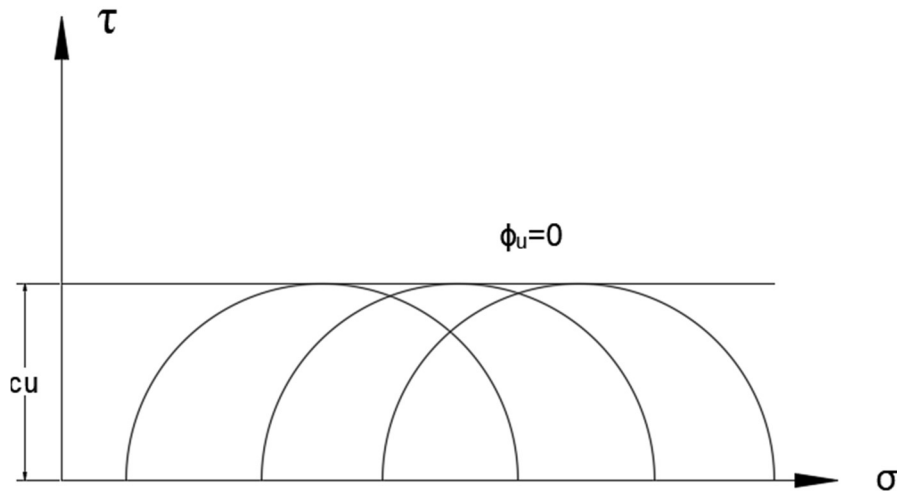
- Konsolidasyonsuz Drenajsız (UU)
- Konsolidasyonlu Drenajsız (CU)
- Konsolidasyonlu Drenajlı (CD)

deneyleridir.

2.3.3.1 Konsolidasyonsuz Drenajsız (UU) Deneyi

Kohezyonlu zeminler üzerine etki eden yüklerin hızlı olarak yüklenmesi ve konsolidasyona henüz başlamadan önceki kayma mukavemeti değeri, laboratuvar deneylerinden olan konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli basınç deneyi yardımıyla tayin edilebilmektedir.

Bu durumda zemine ait kırılma zarfı eğrisi Şekil 2.4’de gösterildiği şekilde oluşmaktadır.



Şekil 2.3: Drenajsız duruma ait kayma mukavemeti zarfı eğrisi.

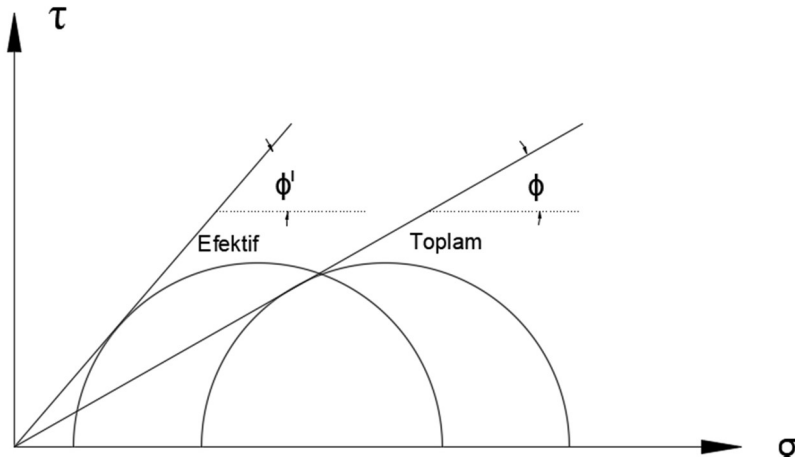
Şekil 2.4’de görüldüğü üzere drenajsız durumda drenajsız kayma mukavemeti açısı yatay düzleme paralel şekilde $\Phi_u=0$ olduğu görülmektedir. Bu durumda zeminin kayma mukavemeti değeri;

$$\tau = c_u \quad (2.3)$$

olarak elde edilir.

2.3.3.2 Konsolidasyonlu Drenajsız (CU) Deneyi

Kohezyonlu zemin kütlelerinde konsolidasyonun başlaması ve yüklemenin hızlı bir şekilde gerçekleşmesi durumunda kayma mukavemeti değerinin yine üç eksenli basınç deneyi yardımıyla konsolidasyonu-drenajlı (CU) olarak tespit etmek mümkündür.



Şekil 2.4: Normal konsolide killere ait konsolidasyonlu drenajsız kayma mukavemeti eğrisi.

2.3.3.3 Konsolidasyonlu Drenajlı (CD) Deneyi

Konsolidasyonlu drenajsız deneye benzer şekilde yapılan bu deneyde CU deneyine benzer şekilde yapılır. Ancak kesme gerçekleştirilirken ters basınç hattı açık olarak bırakılır ve boşluk suyu basıncının artışı önlemek amacıyla düşey yöndeki yükleme hızı çok yavaş şekilde gerçekleştirilir. Efektif kayma mukavemeti parametreleri ve deformasyon modülü elde edilir.

2.4 Arazi Deneyleri

Günümüzde zeminlerin özelliklerini belirlemek amacıyla arazide uygulanan birçok saha deneyleri geliştirilmiştir. Ayrıca farklı araştırmacılar tarafından zaman içerisinde yapılan çalışmalar sonucunda bu deneyler üzerinde zemin özelliklerini yansıtan farklı korelasyonlar ortaya konulmuştur.

Örselenmemiş numune alımının daha kolay olduğu kohezyonlu zeminlerde laboratuvar deneyleri doğruya en yakın sonuçları verebilir. Ancak örselenmemiş numune alımının zor olduğu kohezyonsuz zeminlerde bazı laboratuvar deneylerinin uygulamanın zor olması ile birlikte yanlış sonuçlara da bizi götürebilmektedir. Bu tür zeminlerde gerekli parametrelerin elde edilebilmesi amacıyla arazi deneyleri tercih edilebilmektedir.

Kohezyonsuz zeminlerde arazi deneylerinin kullanılmaya başlanması ile birlikte yapılan çalışmalar sonucunda farklı yaklaşımlar ortaya konularak parametre seçimlerinin kolay bir şekilde belirlenmesi sağlanmıştır.

Örselenmemiş numune alımının daha kolay olduğu kohezyonlu zeminlerde birçok laboratuvar deneyleri yapılabiliyor olsa bile bu deneyler zaman almaktadır. Literatürde bulunan bilgiler ışığında arazi deneyleri ile bu tür zeminlerde de zemin parametrelerinin daha kısa sürede ve pratik olarak belirlemek için arazi deneyleri tercih edilebilir.

Yapılan çalışmalar sonucunda en fazla zemin özelliklerini yansıtan korelasyonların elde edildiği deneyler;

- Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)
- Konik Penetrasyon Deneyi (CPT)

Bölüm kapsamında bahsedilen bu deneyler ile bilgiler ve bazı araştırmacılar tarafından ortaya konulmuş ilişkiler verilmiştir.

2.4.1 Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)

Standart Penetrasyon Deneyi (SPT), uygulamasının basit olması nedeniyle ülkemizde ve dünyada kullanımı en çok bilinen arazi deneylerinden biridir. Uygulamasının kolay olması sebebiyle üzerinde yapılan çalışmaların çok fazla olduğu bu deney ile ilgili literatürde birçok çalışmalar yapılmıştır. Bu nedenle literatürde de zemin özellikleri ile ilgili farklı korelasyon ilişkileri de ortaya çıkmıştır.

Deneyin uygulanmasında standart olarak 63.5 kg ağırlığa sahip olan bir tokmak, 76.2 cm'den düşürülür ve bu olaya zemin içerisinde toplamda 45 cm ilerlemeye ulaşıncaya kadar devam edilir. Toplam ilerlemeye üç aşamada yapılır ve her aşama 15 cm ilerlemeden oluşur. Tekrarlı bir şekilde yapılan çalışmalar sonucunda ilerlenen her 15 cm'de bir elde edilen darbe sayıları not edilir. İlk olarak ilerlenen 15 cm darbe sayılarında dikkate alınmaz. Çünkü ilk olarak ilerlenen bu kısımda zeminin örselenmesinin çok fazla olması sebebiyle farklı sonuçlar ortaya çıkarabilmektedir.

Deneyin uygulanmasının basit olması ve kısa süre içerisinde yapılabilir olması birçok proje tercih edilmesine neden olmaktadır. Ayrıca uzun bir süredir uygulanması nedeniyle geniş bir veri tabanına sahiptir. Deney esnasında laboratuvar deneyleri için gerekli olan numunelerin alımı örselenmiş veya zemin türüne bağlı olarak örselenmemiş şekilde yapılabilir. Bu deney kohezyonlu ve kohezyonsuz zemin tabaklarını içeren tüm zemin profillerinde kullanılabilir.

Deney mekanizmasını kullanan sondörün herhangi bir hatasından dolayı sonuçlar etkilenebilir. Bu nedenle deneyi yapacak olan kişinin konuyla ilgili tecrübe sahibi olması gerekmektedir. Ayrışmış kaya birimlerin ya da iri boyutlarda granüler malzemelerin bulunduğu bir zemin profili içerisinde numune alıcıların zorlanabilmesi ya da zarar görebilmesinden dolayı uygulanan yöntem yanıltıcı sonuçlara ulaşılmasına neden olabilir. Aynı zamanda kıvamı çok yumuşak olan zayıf kil birimlerde de farklı sonuçlar elde edilebilmektedir.

Tablo 2.1'de, kum birimler için $(N_1)_{60}$ değerine ve kil birimler için N_{60} değerine bağlı olarak zemin sınıflandırmaları sunulmuştur.

Tablo 2.1: SPT-N değeri ile zemin sınıflandırması, (Clayton, Matthews ve Simons, 1995).

Zemin Türü	SPT-N		Zemin Sınıflandırması
Kum	$(N_1)_{60}$	0-3	Çok Gevşek
		3-8	Gevşek
		8-25	Orta Sıkı
		25-42	Sıkı
		42-58	Çok Sıkı
Kil	N_{60}	0-4	Çok yumuşak
		4-8	Yumuşak
		8-15	Sıkı
		15-30	Katı
		30-60	Çok Katı
		>60	Sert

2.4.1.1 Kohezyonlu Zeminlerde SPT Deneyi

Kohezyonlu zeminlerde yapılan çalışmalar sonucunda elde edilen birçok veriler kayıt altına alınmıştır. Zaman içerisinde araştırmacılar tarafından çeşitli araştırma ve çalışmalar yapılmış olup zeminlerin farklı özellikleri ile ilgili ilişkiler ortaya konulmuştur.

Yapılan çalışmalar sonucunda elde edilen bazı ilişkiler günümüzde sıklıkla kullanılarak parametre seçiminde kolaylıklar sağlamaktadır. Bu bölümde araştırmacılar tarafından ortaya konulmuş ve uygulamalarda sıklıkla kullanılan bazı ilişkiler sunulmuştur.

Terzahgi ve Peck (1967)

Terzahgi ve Peck (1967)'e göre zeminlerin kohezyonlu zeminlerde SPT-N ve drenajsız kayma mukavemeti (c_u) ilişkileri Tablo 2.2'de gösterilmektedir.

Tablo 2.2: SPT-N – c_u ilişkileri, (Terzaghi ve Peck, 1967).

SPT-N	Kıvam	c_u / p_a
0-2	Çok Yumuşak	$< 1 / 8$
2-4	Yumuşak	$1 / 8 - 1 / 4$
4-8	Orta Katı	$1 / 4 - 1 / 2$
8-15	Katı	$1 / 2 - 1$
15-30	Çok Katı	$1 - 2$
>30	Sert	> 2

p_a : Atmosferik basıncı göstermektedir (≈ 100 kPa)

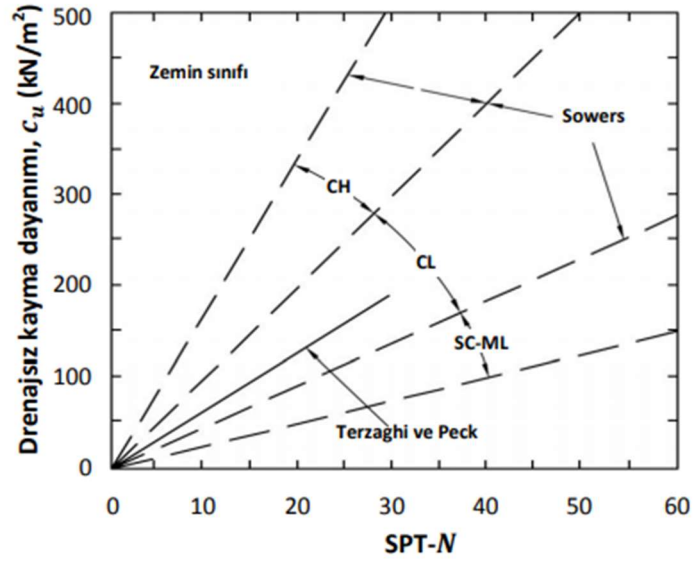
Sowers (1979)

Terzaghi ve Peck (1967) tarafından ortaya konulan SPT-N – c_u ilişkilerine, Sowers (1979) killerin plastik özelliklerini de dikkate alarak farklı yönden değerlendirmeyi ele almıştır. Ortaya konulan ilişkilere dair bilgiler Tablo 2.3’de gösterilmiştir.

Tablo 2.3: SPT-N – c_u ilişkileri, (Sowers, 1979).

Sowers (1979)	Plastisite	İlişki
Drenajsız Kayma	Yüksek Plastisiteli Kil	$12.5 * N$
Mukavemeti (c_u)	Orta Plastisiteli Kil	$7.5 * N$
	Düşük Plastisiteli Kil	$3.75 * N$

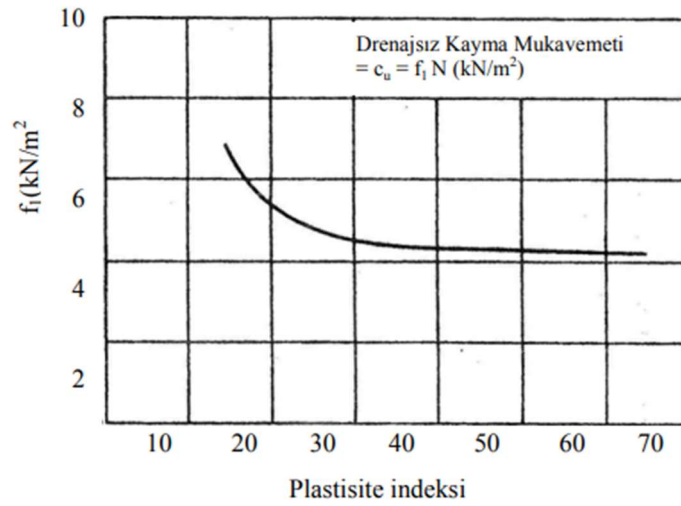
Terzaghi ve Peck (1967) ile Sowers (1979) arasındaki zemin sınıflarına bağlı ilişki Şekil 2.5’de sunulmuştur.



Şekil 2.5: SPT-N-cu ilişkisi (Sowers, 1979).

Stroud (1974)

Stroud (1974) tarafından yapılan çalışmalar sonucunda kohezyonlu zeminlerinde yapılan SPT-N deneyleri ve laboratuvar çalışmaları sonucunda Şekil 2.6'de görülen grafik ortaya çıkmıştır.



Şekil 2.6: Standart Penetrasyon N değeri ve cu arasındaki ilişki, (Stroud, 1974).

$$c_u = f_1 * N \quad (2.4)$$

Denklem 2.3'de görülen f_1 (kN/m²) değeri, zeminin plastisite değerine bağlı olan bir katsayısı, N ise standart penetrasyon deneyinden elde edilen vuruş sayısını temsil etmektedir.

2.4.1.2 Kohezyonsuz Zeminlerde SPT Deneyi

OCDI – Japan 2002

OCDI – JAPAN 2002'e göre SPT-N değeri ile içsel sürtünme açısı arasındaki ilişkisi denklem 2.5'de sunulmuştur.

$$\phi' = 25 + 3.2 \sqrt{\frac{100N}{70 + \sigma'_{v0}}} \quad (2.5)$$

Denklem 2.5'de görülen;

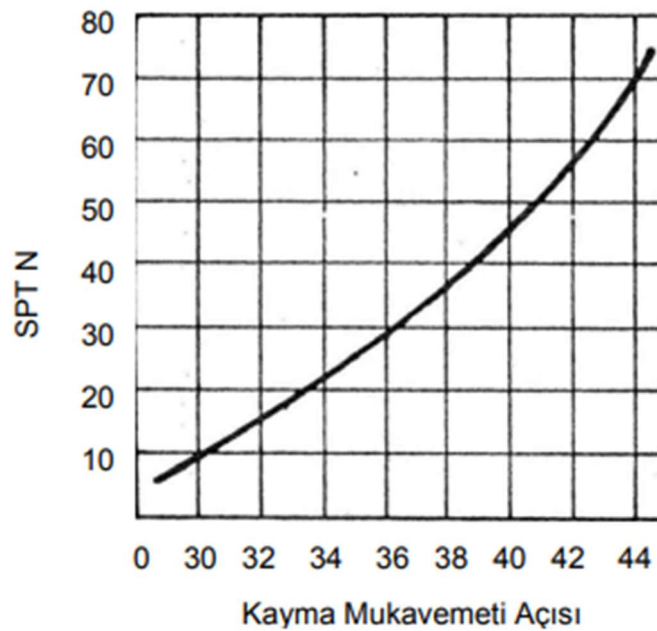
N : SPT darbe sayısı (darbe/30cm)

Φ : Kayma mukavemeti açısı

σ'_{v0} : İlgili derinlikteki efektif düşey gerilme

Peck vd. (1974)

Peck vd. (1974)'e göre SPT-N ile kayma mukavemeti arasındaki ilişki şekil 2.7'de gösterilmiştir.



Şekil 2.7: Standart Penetrasyon N değeri ve efektif kayma mukavemeti açısı arasındaki ilişki (Peck vd., 1979).

2.4.2 Konik Penetrasyon Deneyi (CPT)

Zemin içerisinde herhangi bir kuyu açılmasına gerek olmadan konik bir yapıya sahip olan ucun özel olarak hazırlanmış olan metal çubuklara montajı yapılır. Bu ucun zemin içerisine sabit bir hızla itilmesini sağlamak için hidrolik bir kuvvet uygulanır. Sabit hızla itilmesini sağlayan bu kuvvet sürekli olarak ölçülür.

Literatürde yer alan bilgilere göre bu deney ilk olarak 1934 yılında Hollanda'da kil birimlerden oluşan depozitler içerisinde bulunan kum birimlerin yerleşimini ve sıklığı hakkında bilgi sahibi olmak amacıyla yapılmıştır.

Konik penetrasyon deneyi yapılarak;

- Zemin profili elde edilebilir
- Yeraltı suyu derinliği belirlenebilir
- Boşluk suyu basıncı hakkında bilgi elde edilebilir
- Temel taşıma gücü ile ilgili veriler oluşturabilir
- Kazık taşıma gücü ile tahminler yapılabilir
- Zemin sıvılaşması değerlendirmeleri yapılabilir
- Zemin iyileştirme uygulamalarında kontrol olarak kullanılabilir.

Konik penetrasyon deneyinin uygulanması kısa bir süre içerisinde hızlı bir şekilde yapılabilir. Ancak bu deney yumuşak kıvamlı ya da başka bir deyişle zayıf zemin özelliği gösteren birimlerde doğru sonuçlar verebilmektedir. Organik ve yumuşak kil birimlerde bu deney verimli bir şekilde kısa süre içerisinde yapılabilir. Deney uygulaması esnasında sürekli olarak veri kayıtları yapılabilir. Elde edilen veriler elektronik ortama aktarılabilir. Ayrıca her deney için önemli bir faktör olan teknik personel ve/veya operatör hatalarının sonuçlara olan etkisi Standart Penetrasyon Deneyine göre çok daha azdır. Farklı araştırmacılar tarafında yapılmış ve literatürde yer alan çalışmalarda zemin özellikleri ve CPT deneyi arasında birçok farklı korelasyonlar elde edilmiştir. Böylece CPT deneyi ile elde edilen konik uç dirençlerden ilgili zemin birimi için bazı parametreler elde edilebilir.

Ancak bu deney iri bloklar içeren çakıl ve çok sıkı olan kum birimlerde uygulanması oldukça güçtür. Deney sırasında Standart Penetrasyon Deneyinde olduğu gibi zemin numunesi alınamamaktadır. Bu nedenle CPT deneyi uygulanan noktalardan laboratuvar deneyleri yapılamamaktadır. Ayrıca kontrolünün inklinometre ataşmanı kontrol edilemediği zamanlarda, yüzeyden 15.00 metreden daha derinlere doğru gidildiğinde düşey eksenden sapmalar ile karşılaşılabilir.

Lunne vd. (1997)

Lunne vd. (1997) 'e göre konik penetrasyon deneyi ile drenajsız kayma mukavemeti arasındaki ilişki denlem 2.6'da gösterilmiştir.

$$c_u = (q_c - P_0) / N_k \quad (2.6)$$

Denklem 2.6'de görülen;

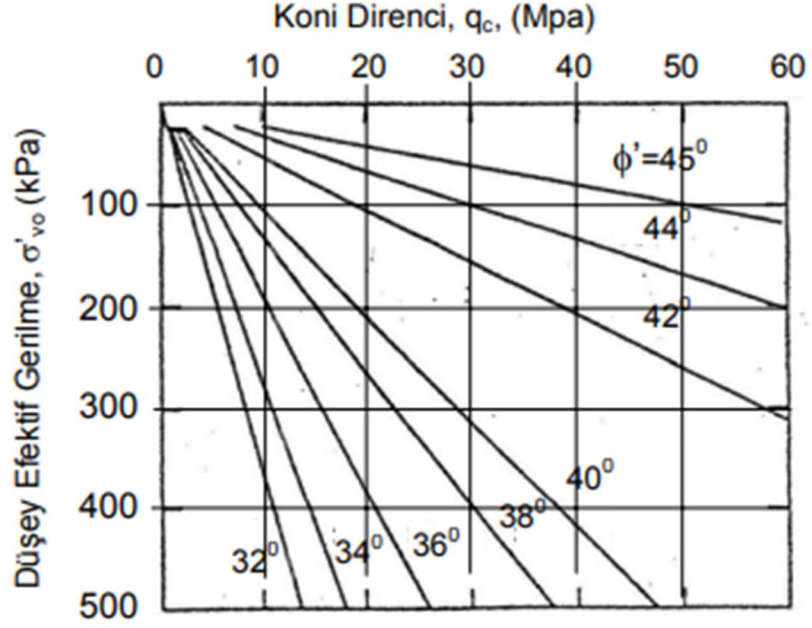
q_c : Zemine ait konik penetrasyon uç direncini değerini (kN/m²)

P_0 : Zemin ilgili derinliğindeki toplam düşey gerilme değerini (kN/m²)

N_k : Koni faktörü, 17 olarak alınması önerilmiştir (Lunne, vd., 1997)

Durgunoglu ve Mitchell (1974)

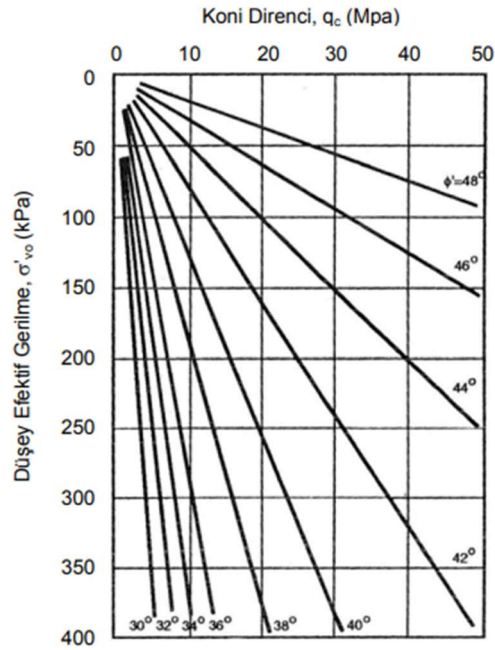
Durgunoglu ve Mitchell (1974)'e göre konik uç direç ile düşey efektif gerilmelerine bağlı olarak zemin kayma mukavemeti değerleri arasındaki ilişki şekil 2.8'de gösterilmiştir.



Şekil 2.8: Konik penetrasyon direnci ve efektif kayma direnci arasındaki ilişki, (Durgunoglu ve Mitchell, 1974).

Robertson ve Campanella (1983)

Roberston ve Campanella (1983)'e göre konik uç direç ile düşey efektif gerilmelerine bağlı olarak zemin kayma mukavemeti değerleri arasındaki ilişki şekil 2.8'de gösterilmiştir.



Şekil 2.9: Konik penetrasyon direnci ve efektif kayma direnci arasındaki ilişki, (Robertson ve Campanella, 1983).

3. YANAL TOPRAK BASINÇLARI

Statik durumda bulunan bir zemin kütlesinin proje ihtiyaçları doğrultusunda kazılması ve/veya belirli bir bölümünün kaldırılması durumunda mevcut statik durum bozulur. Dolayısıyla zemin kütlesi kazı bölgesine doğru yanal yönde harekete geçer.

Yanal toprak basınç problemlerinin oluşabileceği durumlarda ilgili zemin biriminin kayma mukavemeti parametreleri laboratuvar ve/veya arazi deneyleri ile elde edilir. Eğer inşa edilecek olan kazı eğimli şev yüzeyleri ile açılacak ise elde edilen kayma mukavemeti parametreleri ile uygun şev açısı hesaplanır. Eğer zemin kütlesinin kendisini statik olarak dengede tutamayacağı bir eğim açısı ile kazı çalışmasının yapılması durumunda çeşitli iksa tasarımları projelendirilerek statik denge durumu sağlanır.

Zemin ve duvar hareketine bağlı olarak 3 farklı durumu vardır. Bunlar;

- Aktif Toprak Basıncı
- Sükunetteki Toprak Basıncı
- Pasif Toprak Basıncı

Duvarın zeminden uzaklaşması durumunda Aktif Toprak Basıncı, istinat yapısının zemine doğru hareket etmesinde ise Pasif Toprak Basıncı durumu ortaya çıkar. Zeminde herhangi bir hareket olmaması ya da istinat yapısında herhangi bir hareket olmaması durumunda ise Sükunetteki Toprak Basıncı meydana gelir.

Aktif toprak basıncı kazı bölgesine doğru hareketini gerçekleştirmediği sonucunda kırılma noktasında oluşan basınç değeridir. Pasif toprak basıncı ise ilgili duvar kütlesinin, zemin kütlesine doğru hareketi sonucunda zemin içerisinde meydana gelen kabarmalar nedeniyle meydana gelen basınç değeridir.

Bir zemin profilinde; zeminin geostatik ve/veya üzerindeki yüklerden dolayı herhangi bir derinlikte meydana gelen düşey gerilme P_v ise o noktadaki yanal gerilme değeri P_h ;

$$P_v = \gamma * z \quad (3.1)$$

$$P_h = K * P_v \quad (3.2)$$

dir. Denklem 3.2’de görülen K yanall toprak basıncı katsayısıdır.

Ka : Aktif toprak basıncı katsayısı

K₀ : Sükunet durumundaki basınç katsayısı

Kp : Pasif toprak basıncı katsayısı

$$K_p > K_0 > K_a$$

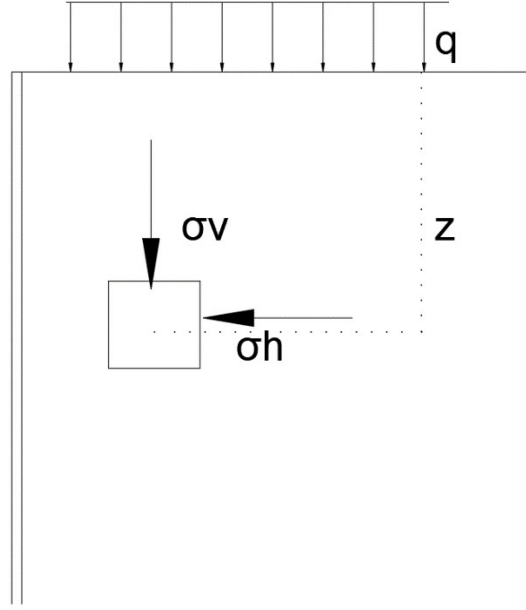
3.1 Sükunetteki Toprak Basıncı

Zemin içerisinde düşey yönde yerleştirilen bir elemanın sürtünmesiz olduğu kabul edilerek ön kısmının boşaltılması halinde zemin ve elemanda herhangi bir hareketin gözlenmediği durumda yerleştirilen elemana zemin tarafında etkiyen yatay yöndeki gerilmelere sükunetteki toprak basıncı denilir.

$$\sigma_h = \sigma_v' * K_0 + u \quad (3.3)$$

Zemin içerisindeki bir z derinliği noktasındaki yanall toprak basıncı gerilmesi yeraltı suyu da dikkate alınarak denklem 3.3’de görüldüğü şekilde bulunabilir.

Denklem 3.3’de görülen K₀ katsayısı ilgili zemin türüne göre farklı şekillerde bulunabilir. Zemin türlerine K₀ değerlerinin hesaplanması denklem 3.4, 3.5 ve 3.6’da sunulmuştur.



Şekil 3.1: Sükunetteki yanal gerilme durumu.

Kohezyonsuz (Granüler) birimlerde;

$$K_0 = 1 - \sin \theta \quad (3.4)$$

Normal konsolide kil birimlerde;

$$K_0 = 0.95 - \sin \theta' \quad (3.5)$$

Aşırı konsolide kil birimlerde;

$$K_{0C} = K_{0NC} * \sqrt{OCR} \quad (3.6)$$

Tablo 3.4: Zemin türlerine göre K_0 değerleri, (Yıldırım, 2004).

K_0 Değeri	Zemin
0.50	Gevşek Kum
0.35	Sıkı Kum
1-1.5	Sıkıştırılmış Kum
0.5-0.7	Normal Konsolide Kil
1-4	Aşırı Konsolide Kil
1-2	Sıkıştırılmış Kil

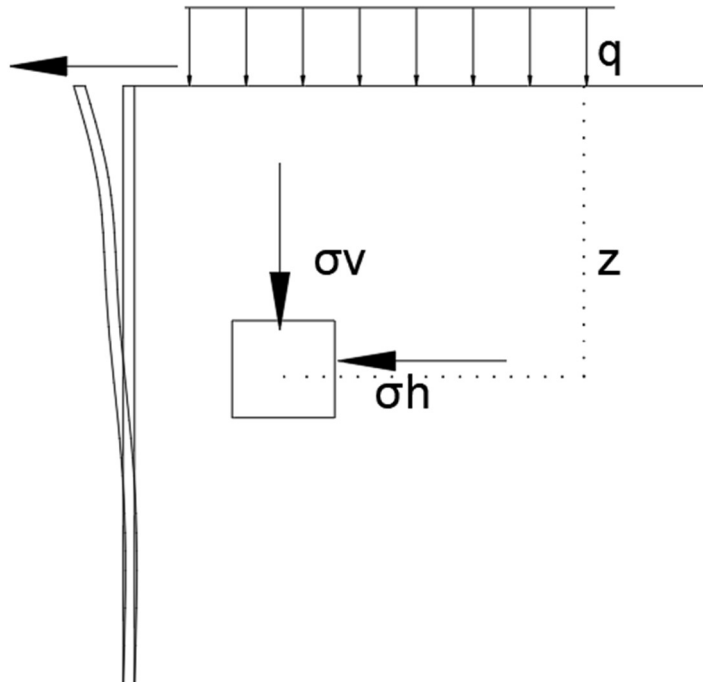
3.2 Rankine (1857) Toprak Basıncı Teorisi (Kumbasar, 1992)

Kohezyonsuz zeminler için önerilen Rankine teorisi, daha sonraları kohezyonlu zemin ve diğer durumlar için geliştirilmiştir. Rankine toprak basıncı teorisi içerisinde bazı kabulleri barındırır. Bunlar;

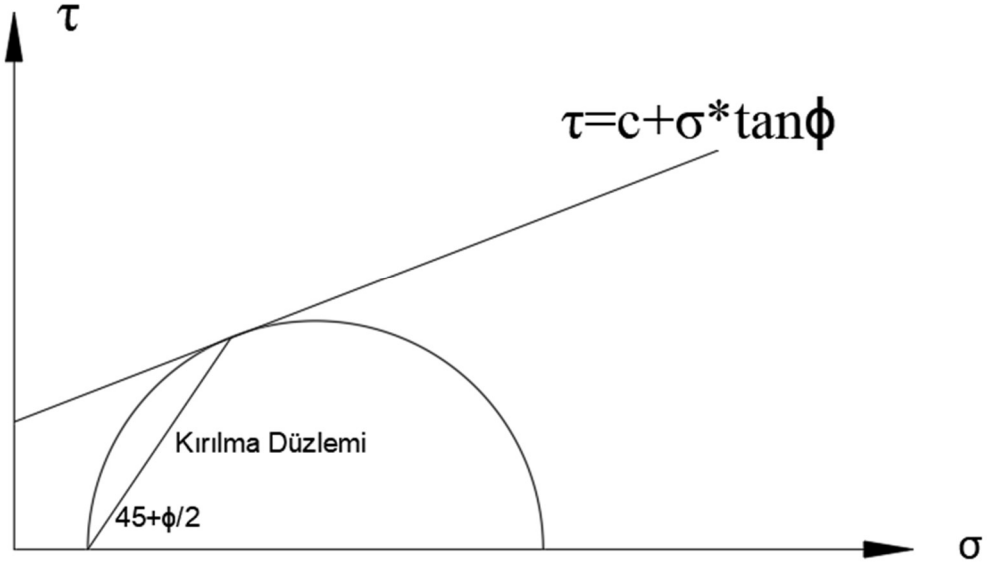
- Duvar arkasındaki zemin homojen ve izotropdur
- Duvar ile zemin arasında sürtünme yoktur
- Zemin üçgen şeklinde bir kama olarak kırılır
- Kırılma iki boyutlu bir problem olarak ele alınır.
- Sadece düşey yöndeki duvarlar için uygulanabilir
- Duvar rijittir.

3.2.1 Rankine Aktif Toprak Basıncı Teorisi

Aktif toprak itkisi durumunda zemin duvar yönünde hareket eder ve duvar kazı alanına doğru ötelenir. Aktif toprak itkisi durumunda zemin ve duvar hareketi şekil 3.2'de gösterilmiştir.



Şekil 3.2: Aktif toprak itkisi durumu.



Şekil 3.3: Rankine aktif durum kırılma zarfı eğrisi.

Düşey yönde yerleştirilen duvar yüzeyinin düz ve sürtünmesi olarak kabul edildiği durumda meydana gelen düşey ve yatay yöndeki gerilmeler asal gerilmeler olmaktadır. Duvar arkasındaki yük değeri kırılma noktasına geldiğinden düşey gerilmeler en büyük asal gerilme değeri, aktif gerilme değeri ise en küçük asal gerilme değerindedir.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma * z * \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.7)$$

Duvar yapısı arkasındaki zemin yüzeyinin eğimli olması durumunda ise denklem 3.8 kullanılabilir.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma * K_a * z^2 * \cos \beta \quad (3.8)$$

β : Zeminin yatay düzlem ile yaptığı açı

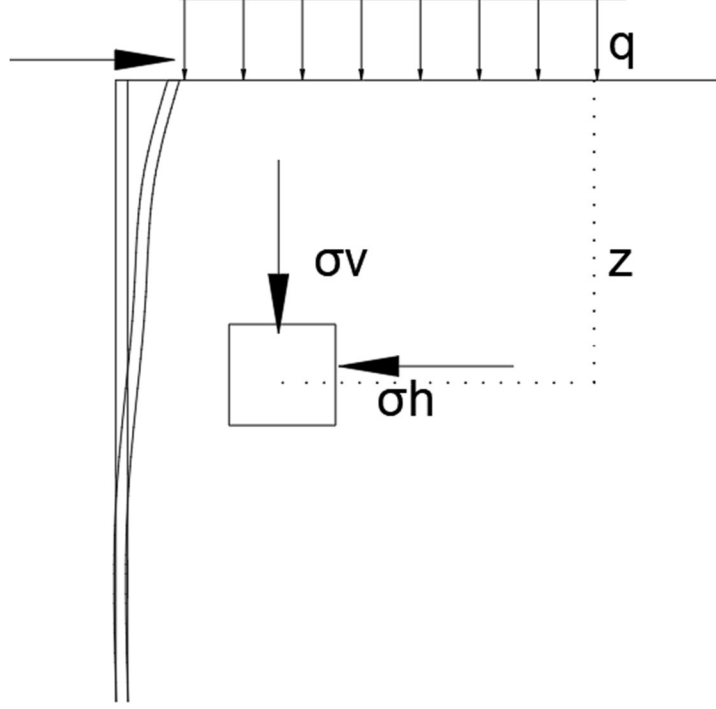
Şeklinde hesaplanır. Buradaki K_a değerleri ise;

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (3.9)$$

olarak hesaplanır.

3.2.2 Rankine Pasif Toprak Basıncı Teorisi

Duvar elemanının zemine doğru hareketi sonrasında pasif toprak itkisi durumun meydana geliri. Şekil 3.4’de pasif toprak itkisi durumu gösterilmiştir.



Şekil 3.4: Pasif toprak itkisi durumu.

Normal şartlar altında yanal gerilme değerlerinin, düşey gerilmelere göre daha düşük olmaktadır. Ancak pasif toprak itkisi durumunda zamanla artış gösteren yanal gerilmeler düşey gerilme noktalarına kadar artar ve belirli bir değeri geçtikten sonra zemin yenilmeler meydana gelir. Kırılmadan önce ulaşılan bu değere pasif zemin itkisi denilir.

Pasif toprak itkisinin meydana gelebilmesi için aktif itkilerin etkisinden çok duvarın zemin yönünde ötelenmesi gerekmektedir.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma * z^2 * \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \quad (3.10)$$

Duvar yapısı arkasındaki zemin yüzeyinin eğimli olması durumunda ise;

$$P_p = \frac{1}{2} * \gamma * K_p * z^2 * \cos \beta \quad (3.11)$$

Şeklinde hesaplanır. Buradaki K_p değerleri ise;

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (3.12)$$

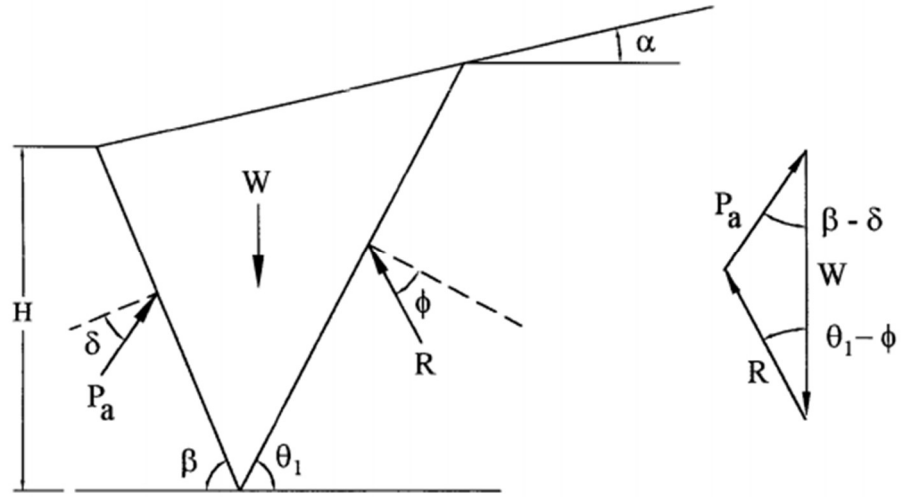
3.3 Coulomb Toprak Basıncı Teorisi (Kumbasar, 1992)

Coulomb tarafından geliştirilen teoriye göre ise bazı kabuller şunlardır;

- Duvarın düşey olmadığı,
- Arka zeminin yatayla bir açı yaptığı,
- Granüler zemin koşullarında duvar-zemin arasında sürtünmenin olduğu
- Kayma yüzeyi düzlemsel olarak kabul edilmektedir.

3.3.1 Coulomb Aktif Toprak Basıncı Teorisi

Şekil 3.5’de görülen kırılma düzleminin yatay doğrultu ile bir θ açısı ile yaptığı görülmektedir. Bir kamaya etkiyen zemin kütlesi ağırlığı W , duvarın tepkisi P_a ve kırılma düzleminde meydana gelen reaksiyon kuvveti R ile sistemin dengesi oluşturulmaktadır.



Şekil 3.5: Coulomb aktif toprak basıncı teorisi.

Duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısı δ kadar P_a kuvveti duvar düzlemine dik yönde δ açısı kadar aşağıda, zeminin içsel sürtünme açısı değeri Φ kadar ise kırılma yüzeyine dik yönde meydana gelen reaksiyon kuvveti R ise Φ açısı yapacak şekilde aşağıya yönlenmişlerdir.

Zemin kütlesi ağırlığı W hesaplanması ve doğrultusunun bilinmesi nedeniyle duvar tepkisi kuvveti P_a ve reaksiyon kuvveti R değerleri hesaplanabilir. Kırılma düzlemin yatay doğrultu ile yaptığı açı θ değeri farklı değerler ile denemeler yapılır ve P_a değerleri hesaplanır. Yapılan denemeler sonucunda elde edilen en büyük zemin itkisi kuvveti değeri Coulomb yanal itkisi değeri olmaktadır.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{K_a}{\sin \alpha \cos \delta} \quad (3.13)$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin \beta \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]} \quad (3.14)$$

Duvar arkasındaki zeminin bir yayılı q yüküne maruz kalması durumunda;

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_{eq} H^2 \frac{K_a}{\sin \alpha \cos \delta} \quad (3.15)$$

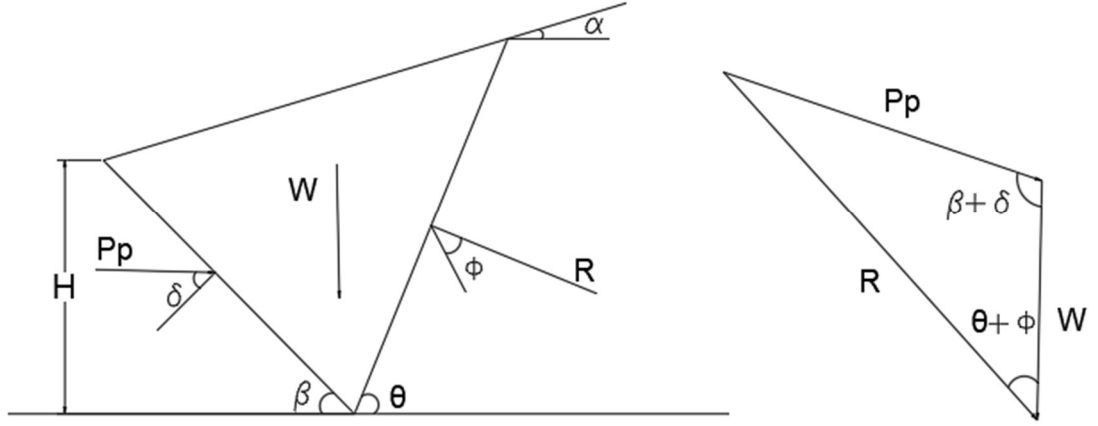
Denklem 3.15'de görülen eşdeğer birim hacim ağırlığı değeri γ_{eq} ;

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[\frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \alpha)} \right] \left(\frac{2q}{H} \right) \quad (3.16)$$

olarak hesaplanır.

3.3.1 Coulomb Pasif Toprak Basıncı Teorisi

Zemin koşullarının duvar ve duvar arkasındaki zemin için Rankine teorisine göre farklı olduğu durumda Coulomb tarafından bir kama dengesi düşünülerek hesap yöntemi ortaya konulmuştur. Coulomb pasif toprak basıncına ait görünüm şekil 3.6'da sunulmuştur.



Şekil 3.6: Coulomb pasif toprak basıncı teorisi.

Zeminde meydana gelen kırılma düzlemi kamanın yukarı yönde ötelenmesi nedeniyle oluşmaktadır. Burada P_p kuvveti, duvarın normalinden yukarı yönde δ açısı kadar, kırılma düzlemindeki kuvvet ise bu yüzeyin normalinden Φ açısı kadar yukarı yön doğrultusundadır. Pasif kuvvet P_p ve reaksiyon kuvveti R 'nin yönleri bellidir. Zemin kütlesi ağırlığı W 'nin ise yönü belli olmakla beraber büyüklüğü de hesaplanabilmektedir. Bu nedenle θ ve P_p değerleri de hesaplanabilir. Denemeler yapılarak farklı yüzeyler için P_p değerleri bulunur ve en küçük olan değer Coulomb yanal itkisi değeri olarak belirlenir. Çözüm yöntemi,

Pasif toprak basıncı;

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{K_p}{\sin \alpha \cos \delta} \quad (3.17)$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi) \cos \delta}{\sin \beta \sin(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]} \quad (3.18)$$

formülleri ile elde edilir.

Duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısı δ beton ve prekast beton elemanları için Tablo 3.1'de, kalıpsız kütle betonu elemanları için ise Tablo 3.2'de gösterilmektedir.

Tablo 3.1: Zemine göre tipik zemin-duvar sürtünme açıları, (Ozaydın, 2005)

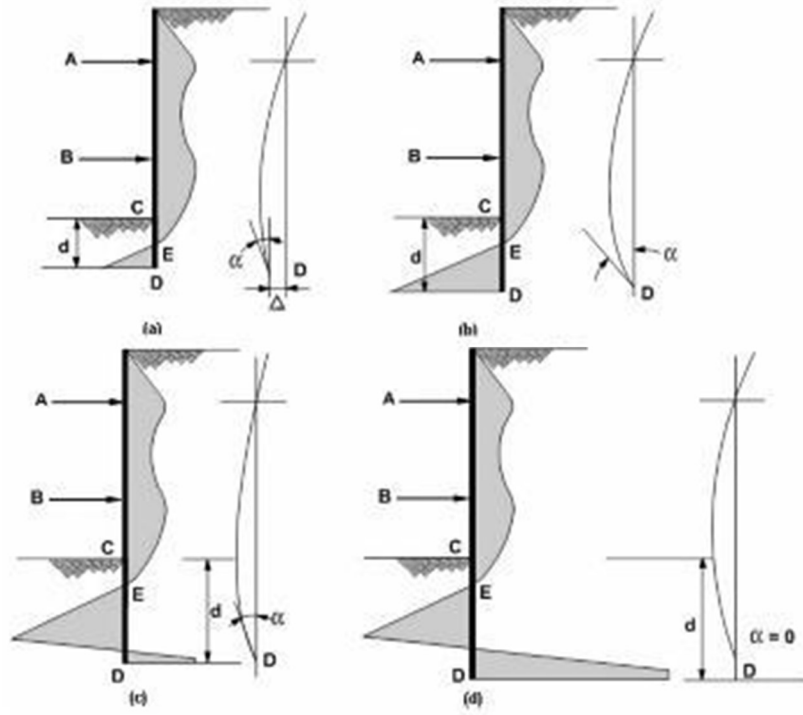
Zemin	δ^0
Temiz çakıl, çakıl kum karışımı, iyi derecelenmiş kaya dolgu	22-26
Temiz kum, Siltli kum-çakıl karışımı, tek boyutlu sağlam kaya	17-22
Siltli kum, çakıl veya Siltli ya da kille karışmış kum	17
İnce kumlu silt, plastik olmayan silt	14

Tablo 3.2: Zemine göre tipik zemin-duvar sürtünme açıları, (Özaydın, 2005)

Zemin	δ^0
Sağlam Temiz Kayaç	35
Temiz Çakıl Kum Karışımı	29-31
Çok Sert Kil	22-26
Orta Katı ve Katı Kil, Siltli Kil	17-19

4. DESTEKLİ KAZILARDA YANAL TOPRAK BASINÇLARININ DAĞILIMI

Sistemin şekil değiştirmesine bağlı olarak duvar arkasındaki zemin basıncı farklılıklar gösterebilir. Duvar arkasındaki basınç dağılımının tespit edilebilmesi için iksa olarak kullanılacak olan elemanın gerilme-şekil değiştirmelerinin irdelenmesi gerekmektedir. Çünkü iksa sisteminde meydana gelen şekil değişimlerine bağlı olarak duvar arkasındaki basınç dağılımları da değişiklik göstermektedir. Şekil 4.1’de yanal toprak basıncının, duvar yer değiştirme ve gömülme (çakma) boyu ile ilişkisi gösterilmiştir.

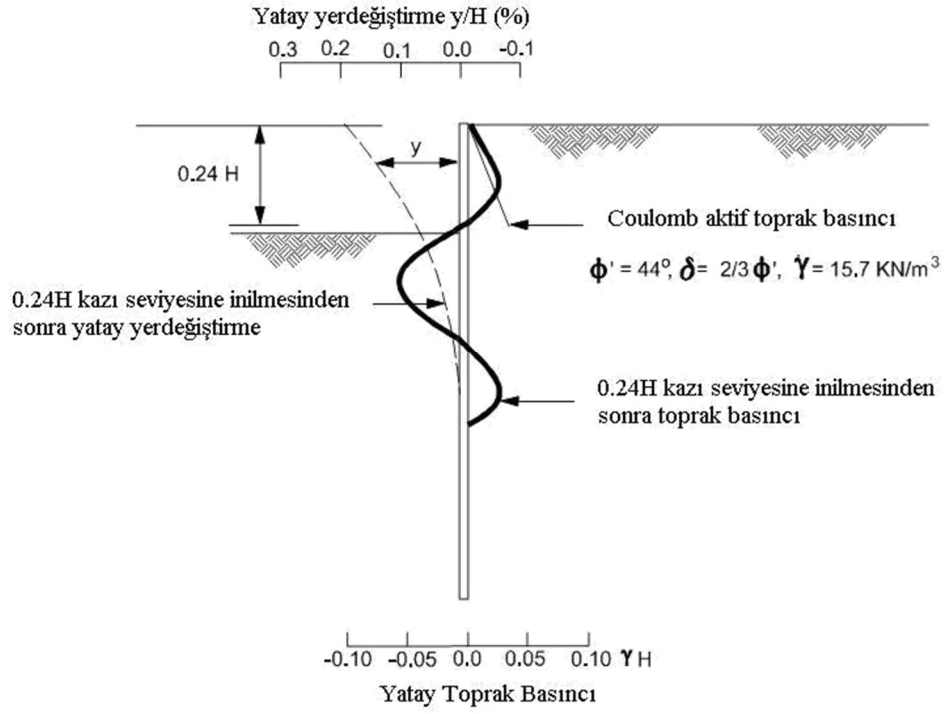


Şekil 4.1: Duvar deplasman ve çakma boyu ilişkisi, (FHWA-IF99-015, 1999).

Şekil 4.1’de görüldüğü üzere öngermeli ankrajla desteklenmiş iksa sisteminde duvar arkasında meydana gelen yanal zemin basınçları öngirme ve kazıya bağlı olarak farklılıklar göstermektedir.

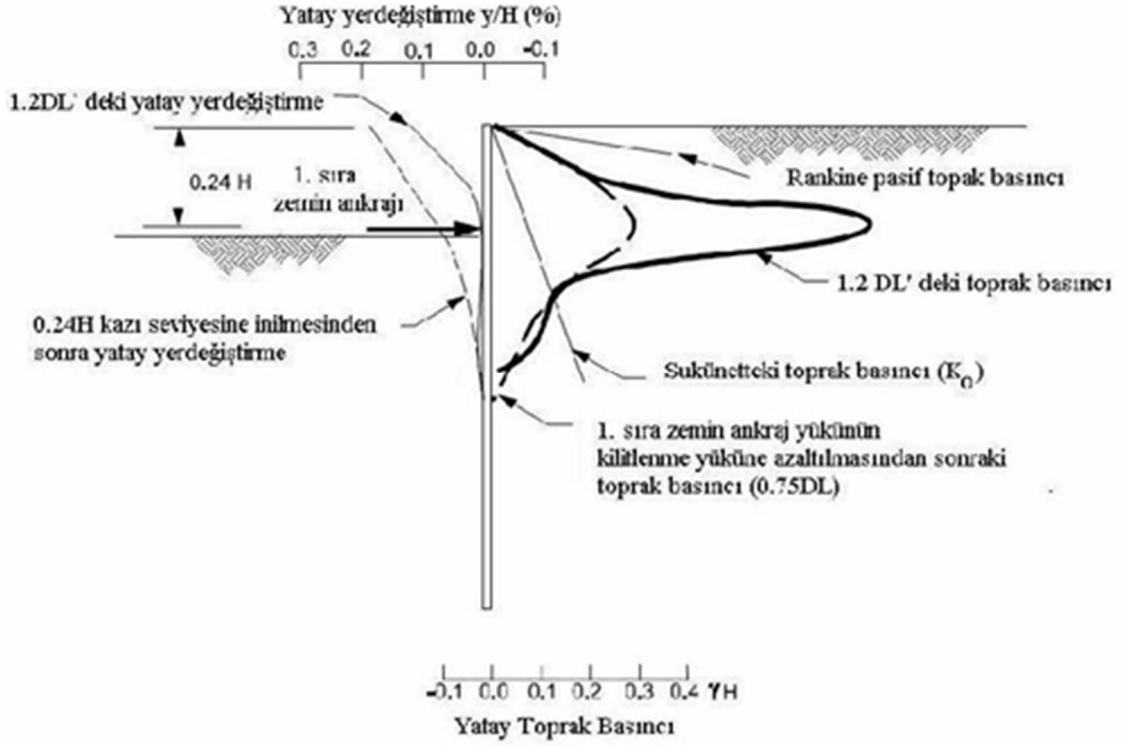
Bu farklılıkları incelemek amacıyla FHWA-IF-99-015, (1999) tarafından çeşitli testler yapılmıştır. Dört aşamadan oluşan bu çalışmada;

1. Adım : İlk ankrajın yapılacağı kota (seviyeye) kadar kazı yapılması ve sistemin konsol olarak çalıştırılmasıdır. Kazı üzerinde kalan bölümde yanal toprak basıncı ve şekil değiştirmelerin, derinliğe bağlı olarak artan aktif toprak basıncı ve deplasmanlar ile uyumlu olduğu görülmektedir. Şekil 4.2’de birinci adıma ait yanal toprak basınçları ve yer değiştirmeler görülmektedir.



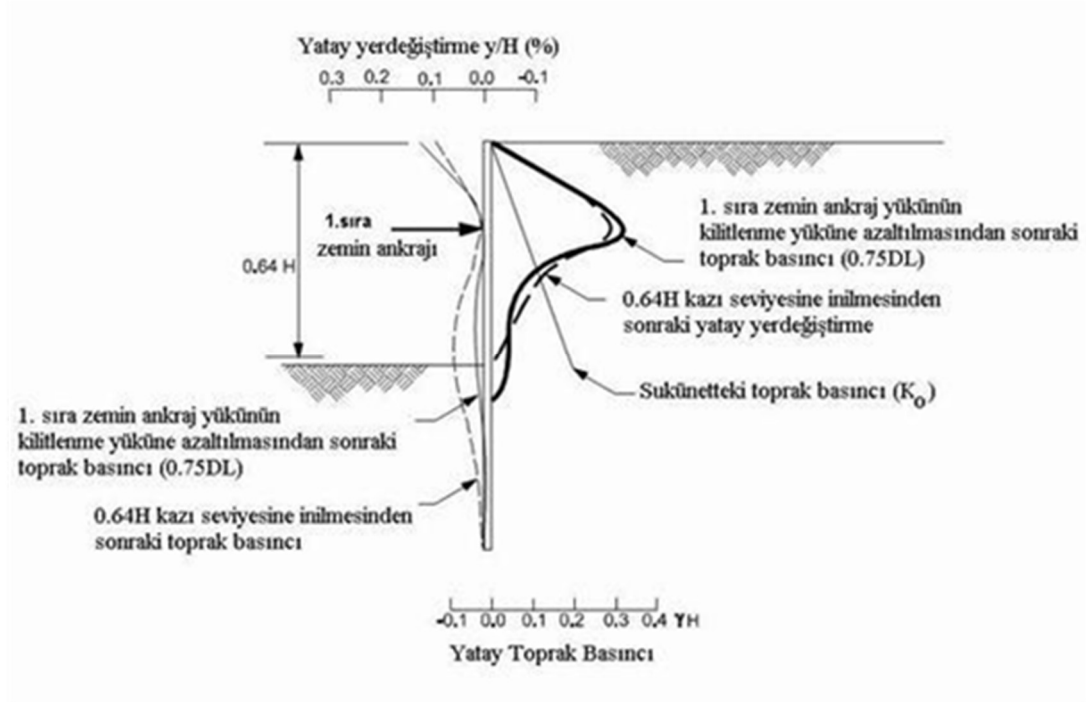
Şekil 4.2: İlk inşa edileceği kazı kotundaki yanal toprak basınçları ve yer değiştirmeler, (FHWA-IF99-015, 1999).

2. Adım: İlk sıra ankrajın belirlenen seviyeden inşa edilmesiyle ve gerilmesiyle yanal toprak basınç dağılımındaki değişimin gözlenmesi. Gerilme uygulandıktan sonra iksa sistemi, kazılan bölgeden zemin tarafına doğru itilmektedir. Ankraj seviyesindeki yanal basıncı hemen hemen pasif toprak itkisi kadar olduğu görülmektedir. Şekil 4.3’de ikinci adıma ait yanal toprak basınçları ve yer değiştirmeler görülmektedir.



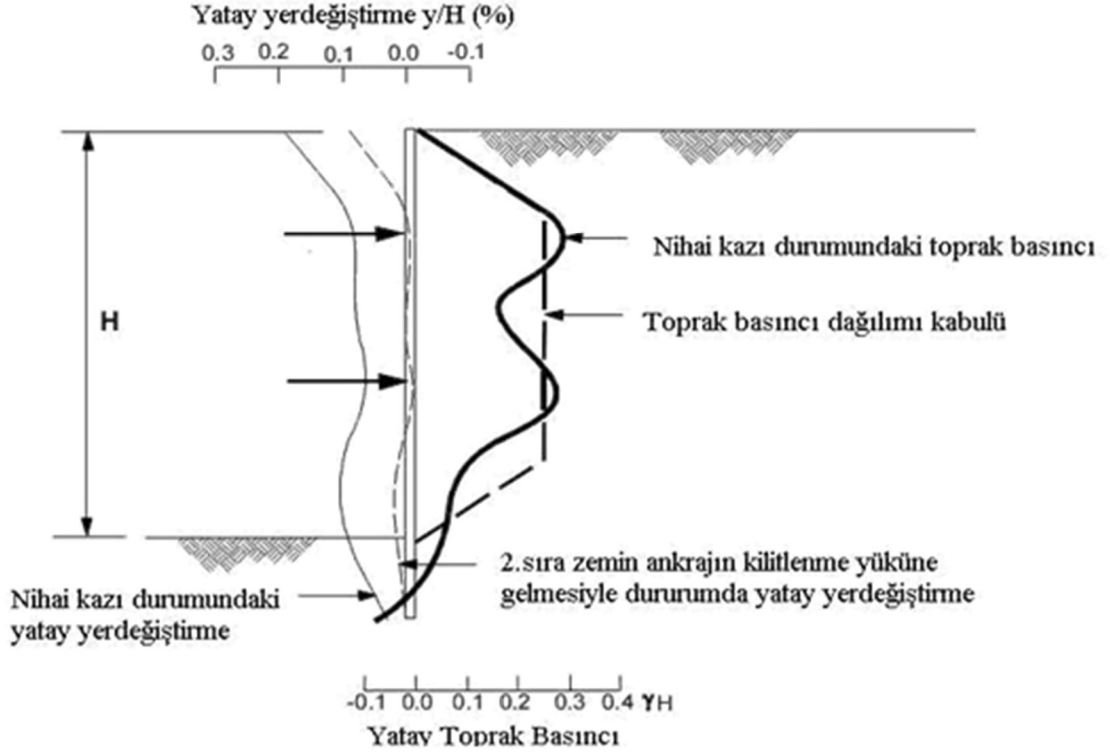
Şekil 4.3: İlk sıra ankrajın gerilmesi, yer değiştirmeler ve yanal toprak basınç dağılımları, (FHWA-IF99-015, 1999).

3. Adım: İnşa edilecek olan ikinci sıradaki ankraj kotuna kadar kazı yapılmasıyla; sistemdeki yer değiştirmelerin ve duvar arkasındaki yanal toprak basıncındaki değişimlerin gözlemlenmesidir. Görülen değişimler kazı kotunun altında kalan yanal toprak basıncı ile inşa edilmiş olan ilk sıra ankraj seviyesi altındaki deplasmanlardaki artmalardır. Şekil 4.4'de üçüncü adıma ait yanal toprak basınçları ve yer değiştirmeler görölmektedir.



Şekil 4.4: İkinci sıra ankraj seviyesinde meydana gelen toprak basınları ve yer değiştirmeler, (FHWA-IF99-015, 1999).

4. Adım: İkinci sıradaki ankrajın yüzeyden $0.64H$ kadar derinlikte inşa edilmesi ve yüklenmesi sonucunda sistemdeki şekil değiştirmelerin 2. aşamadakine benzer bir görüntü sergilemesi. Nihai kazının yapılmasıyla birlikte ikinci sıra ankraj seviyesi ile kazı altında kalan bölgede yanal bir öteleme oluşmaktadır. Şekil 4.3'de dördüncü adıma ait yanal toprak basınları ve yer değiştirmeler görülmektedir.

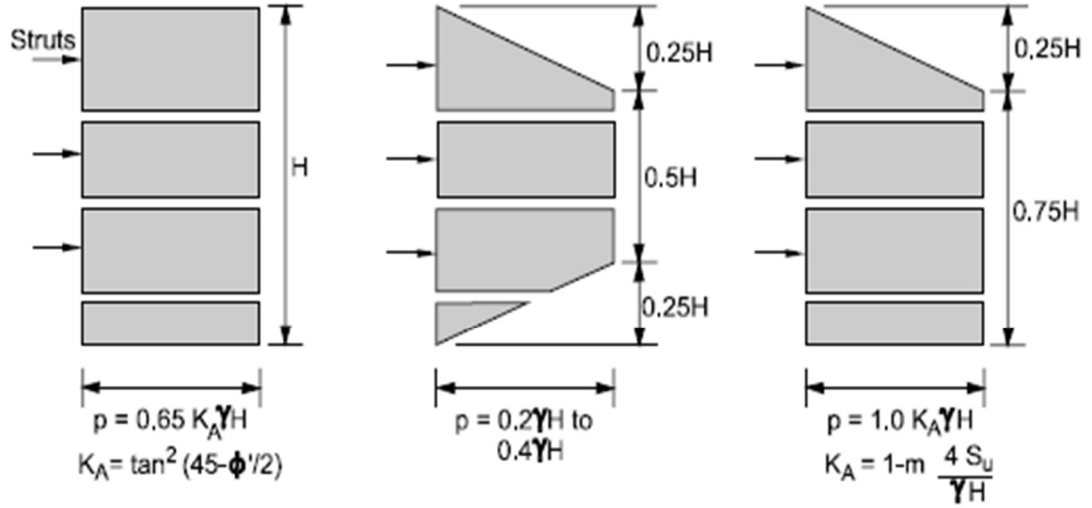


Şekil 4.5: Belirlenen kazı seviyesindeki yanal toprak basıncı ve deplasmanlar, (FHWA-IF99-015, 1999).

Kazının tamamlanması ile birlikte yanal toprak basınç dağılımında, yamuk şekline benzer bir görüntü oluşmaktadır. Bu duruma görünen toprak basınç dağılımı da denilebilir. Birçok farklı araştırmacı tarafından zemin türüne göre değişen farklı görülen yanal toprak basınçları tanımlanmıştır.

4.1 Terzaghi ve Peck Görünür Yanal Toprak Basıncı Dağılımları

Terzaghi ve Peck (1967) tarafından kum (kohezyonsuz) zeminler için şekil 4.6'da gösterilmiştir.



a) Kumlar

b) Sert-Katı Killer

c) Yumuşak Killer

Şekil 4.6: Kohezyonsuz Zeminlerde Yanal Basınç Dağılımı, (Terzaghi ve Peck, 1967).

Bu öneri aşağıdaki faktörlere bağlı olarak geliştirilmiştir;

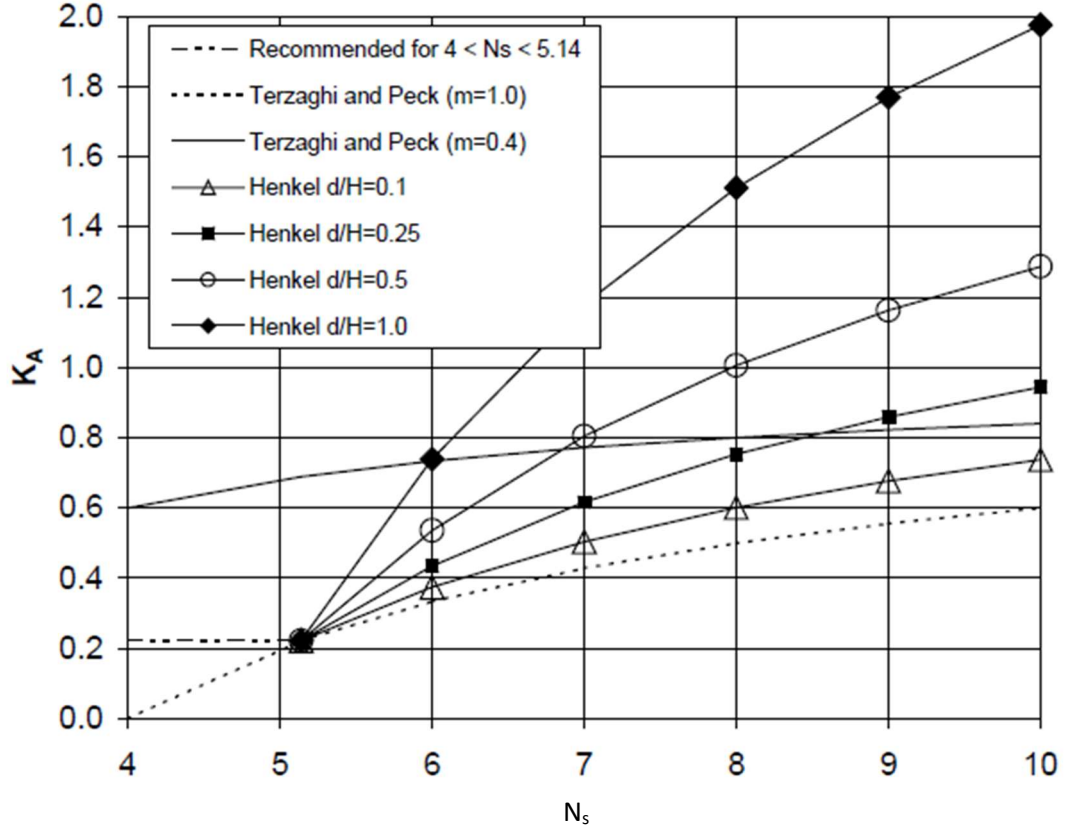
- 1) Kazı derinliğinin 6.00 m'den derin ve nispeten geniş olduğu varsayılmıştır.
- 2) Yeraltı suyunun kazı derinliğinin altında olması ve konumunun önemsiz olması.
- 3) Zeminin homojen olması ve yükleme anında zemin davranışının kumlarda drenajlı, killerde ise drenajsız olması.
- 3) Görünür yükleme diyagramları sadece duvarın kazı alanında kalan bölümüne uygulanır, kazı altına kalan kısımda değil.

Killi zeminlerde, görünür basınç dağılımı N_s stabilite sayısı ile ilişkilidir.

$$N_s = \frac{\gamma H}{S_u} \quad (4.1)$$

Denklem 4.1'de görülen S_u zeminin ortalama drenajsız kayma mukavemeti değeri, H ise kazı derinliğidir.

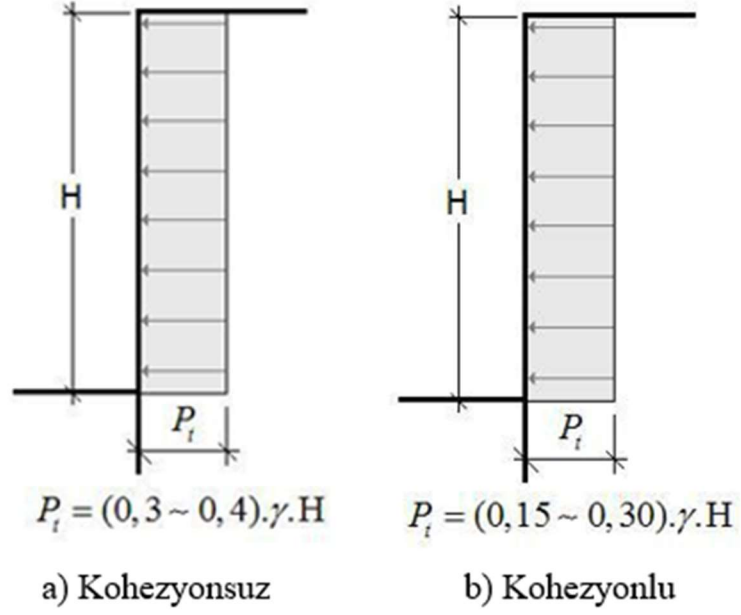
Eğer N_s değeri 6'dan büyükse m değeri 0.4'e eşit olur, değilse m değeri 1 olarak alınır (FHWA-IF-99-015, 1999). Şekil 4.7'de K_a değerleri ile N_s arasındaki bazı ilişkiler görülmektedir.



Şekil 4.7: Terzaghi ve Peck ile Henkel Yöntemleri ile K_a değerleri (FHWA-IF99-015, 1999).

4.2 Navfac (1982) Görünür Yanal Toprak Basıncı Dağılımları

Şekil 4.8'de Navfac (1982)'in önerdiği kohezyonsuz (a) ve kohezyonlu (b) zeminlere ait basınç dağılımları gösterilmektedir.



Şekil 4.8: Navfac (1982)'in kohezyonsuz (a) ve kohezyonlu (b) zeminler için yanıl basınç dağılımları.

Kohezyonlu zeminlerde;

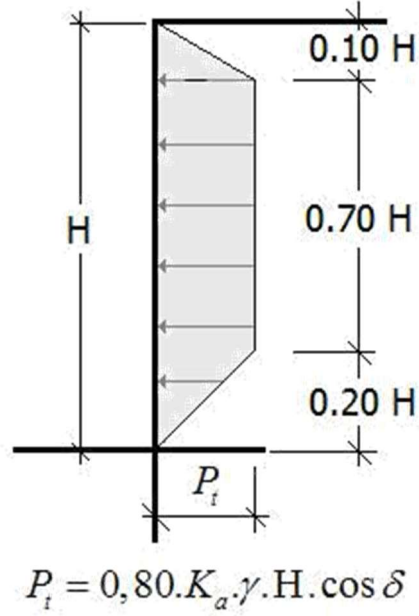
$$\gamma H / S_u \geq 4 \rightarrow P_t = 0.3 \cdot \gamma \cdot H \quad (4.2)$$

$$\gamma H / S_u < 4 \rightarrow P_t = 0.15 \cdot \gamma \cdot H$$

şeklinde hesaplanır.

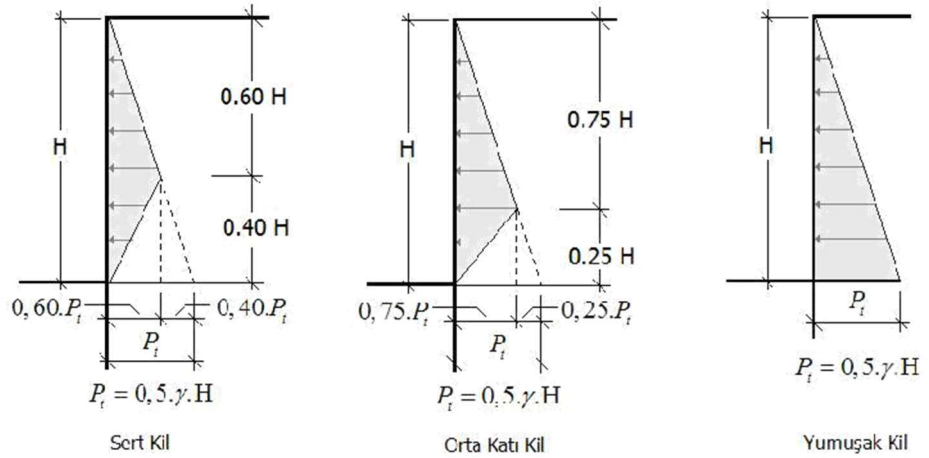
4.3 Tschebotarioff (1951) Görünür Yanıl Toprak Basıncı Dağılımları

Kohezyonsuz zeminler Tschebotarioff (1951) deneysel gözlemlere dayanarak kohezyonsuz zeminler için Şekil 4.9'da görülen dağılımı, kohezyonlu zeminler için ise Şekil 4.10'da görülen dağılım şeklini önermiştir.



Şekil 4.9: Kohezyonsuz Zeminler için Yanal Basınç Dağılımı, (Tschebotarioff, 1951).

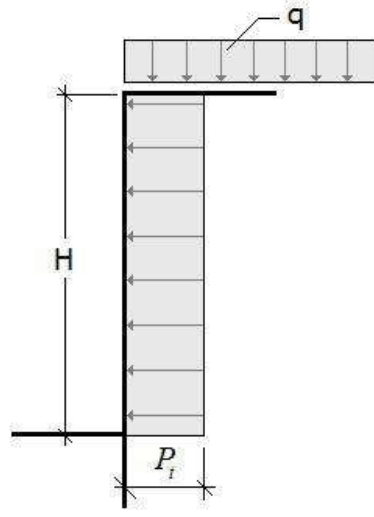
Kohezyonlu zeminler için ise;



Şekil 4.10: Kohezyonlu Zeminler için Yanal Basınç Dağılımları, Tschebotarioff (1951).

4.4 İsvaç Yapı Şartnamesi Görünür Yanal Toprak Basıncı Dağılımları

Çok sıra ankrajlı destek sistemlerinde oluşan yanıl toprak basıncının dağılımını İsvaç Zemin Ankraj Standartına (SIA 191, 1982) aşğıdaki şekildeki gibi verilmiştir.

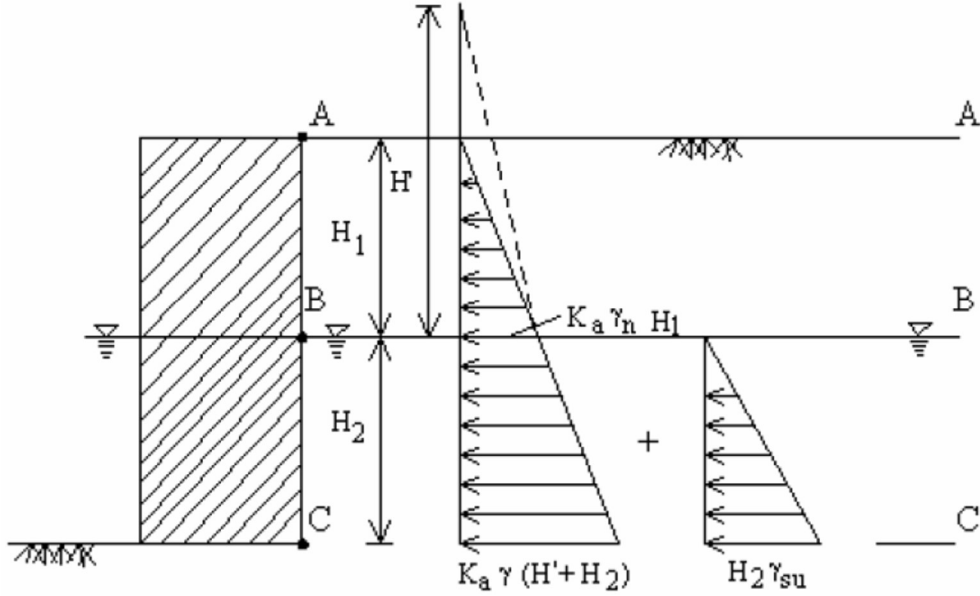


$$P_t = 1,30 (0,5.K_a.\gamma.H + q.K_a)$$

Şekil 4.11: İsviçre yapı şartnamesi göre kohezyonsuz zeminlerde yanal toprak basınç diyagramı, (SIA-191, 1982).

5. YERALTI SUYU ETKİLERİ

İksa sistemlerinin inşa edilmesi planlanan bölgedeki zeminlerde yeraltı suyunun bulunması durumunda oluşacak olan yeraltı suyu kuvveti Şekil 5.1’de gösterildiği üzere hesaplanabilmektedir (Uzuner, 1998).



Şekil 5.1: Yeraltı suyunun bulunması durumu, (Uzuner, 1998).

$$\sigma_{aA-A} = 0 \quad (5.1)$$

$$\sigma_{aB-B} = K_a \gamma_n H_1 \quad (5.2)$$

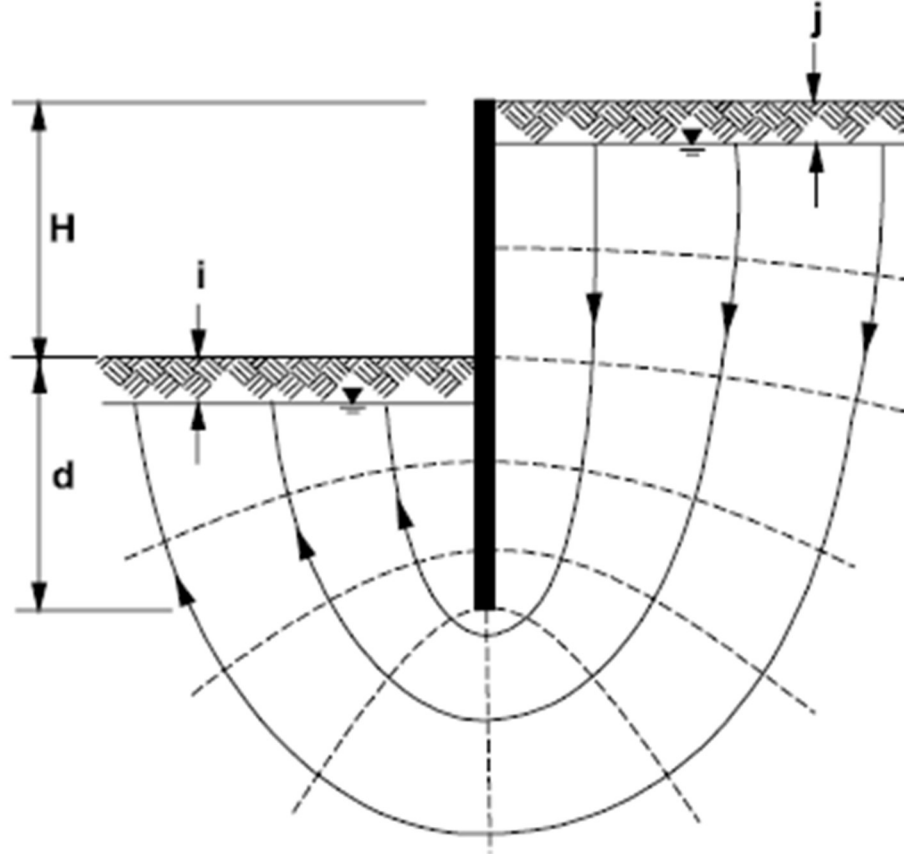
$$H' = \frac{\gamma_n H_1}{\gamma'} \quad (5.3)$$

$$\sigma_{aC-C} = K_a \gamma' (H' + H_2) \quad (5.4)$$

Yeraltı suyu altındaki zeminler için batık birim hacim ağırlık tanımlanır. Batık birim hacim ağırlık zemin doygun birim hacim ağırlığından, suyun birim hacim ağırlığının çıkarılması ile elde edilir.

$$\sigma_{wC-C} = H_2 \gamma_w \quad (5.5)$$

Çok sıra ankrajlı iksa sistemleri su etkilerine dayanacak şekilde tasarlanmazlar. Çünkü bu tip yapılarda zemin yüzeyin drenaj sağlanarak su hendeklere toplanır, zemin altındaki su ise prefabrik drenaj sistemleri kullanılarak bölgeden uzaklaştırılması sağlanır (FHWA-IF-99-015, 1999). Kazı durumunda yeraltı suyunun durumu şekil 5.2’de gösterilmiştir.



Şekil 5.2: İksa yapısı inşa durumunda yeraltı suyu akışı, (FHWA-IF-99-015, 1999).

6. DEPREM ETKİLERİ

Kalıcı olarak inşa edilmesi planlanan yapılarda en önemli etken deprem faktörüdür. Bu nedenle yapıların tasarımında ve boyutlandırılmasında büyük rol oynar.

Deprem bölgelerinde yapılacak olan iksa ve istinat duvarlarına sismik hareketlerden dolayı etkiyen dinamik zemin basınçları ortaya çıkar. Dinamik yüklerin dağılımları karmaşık olduğundan dolayı hesaplamaları kolaylaştırmak amacıyla literatürde farklı araştırmacılar tarafından ortaya konulmuş yöntemler ve hesaplamalar bulunmaktadır.

6.1 Coulomb Teorisi

Coulomb tarafından geliştirilen yöntem aynı zamanda TDY (2007)'de dikkate alınmıştır.

$$K_{at} = \frac{(1 \pm C_v) \cos^2(\phi - \lambda - \alpha)}{\cos(\lambda) \cos^2(\alpha) \cos(\delta + a + \lambda) + \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i - \lambda)}{\cos(\delta + a + \lambda) \cos(i - a)}} \right]} \quad (6.1)$$

$$K_{ap} = \frac{(1 \pm C_v) \cos^2(\phi - \lambda + \alpha)}{\cos(\lambda) \cos^2(\alpha) \cos(\delta - a + \lambda) + \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + i - \lambda)}{\cos(\delta - a + \lambda) \cos(i - a)}} \right]} \quad (6.2)$$

$$\lambda = \arctan \left[\frac{C_h}{1 \pm C_v} \right] \quad (6.3)$$

Konsol duvarlarda eşdeğer deprem katsayısı;

$$C_h = 0.3(I + 1)A_0 \quad (6.4)$$

Yatay yönde mesnetli ya da ankraj destekli duvarlarda yatay ve düşey eşdeğer deprem katsayıları;

$$C_h = 0.3(I + 1)A_0 \quad (6.5)$$

$$C_v = 2 \frac{C_h}{3} \quad (6.6)$$

Etkin yer ivmesi katsayıları ise Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007)'de verilmiştir.

Tablo 6.1: Deprem bölgelerine göre etkin yer ivmesi katsayısı (A_0), (TDY, 2007).

Deprem Bölgesi	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Tablo 6.2: Binaların kullanım amacına göre önem katsayıları, (TDY, 2007).

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	Bina Önem Katsayısı (I)
<p>1. Deprem sonrasında hemen kullanılması gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar</p> <p>a)Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekir binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları)</p> <p>b)Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar</p>	1.5
<p>2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar</p> <p>a)Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb.</p> <p>b)Müzeler</p>	1.4

Tablo 6.2(devam): Binaların kullanım amacına göre önem katsayıları, (TDY, 2007).

3.İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları	1.2
4.Diğer binalar Yukarıdaki tanımlar girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, bina türü endüstri yapıları, vb)	1.0

Deprem kuvvelerinin etkisi ile meydana gelen aktif ve pasif basınç katsayısı değerleri aşağıdaki formüller ile hesaplanır.

$$K_{ad} = K_{at} - K_a \quad (6.7)$$

$$K_{pd} = K_{pt} - K_p \quad (6.8)$$

Meydana gelen dinamik basınçların derinlik boyunca dağılımı ise;

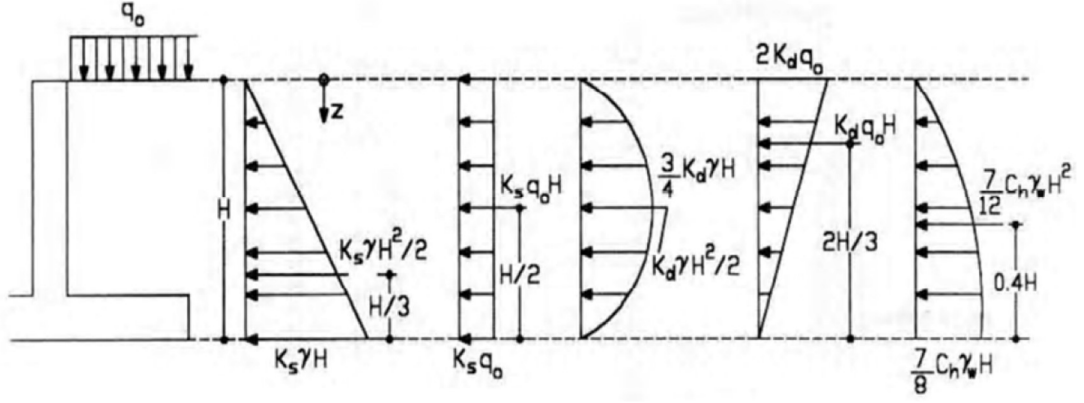
$$p_{ad}(z) = 3K_{ad} \left(1 - \frac{z}{H}\right) \gamma z \quad (6.9)$$

$$p_{pd}(z) = 3K_{pd} \left(1 - \frac{z}{H}\right) \gamma z \quad (6.10)$$

Aktif zemin etkisinin bulunduğu bölgede düzgün yayılı bir q sürşarj yükünü olması durumunda meydana gelen ters üçgen tipindeki yükler oluşur. Yükün etki noktası ise yüzeyden itibaren $\frac{H}{3}$ olacak şekilde dikkate alınır.

$$Q_{ad} = qK_{ad}H \frac{\cos(\alpha)}{\cos(\alpha - i)} \quad (6.11)$$

$$Q_{pd} = qK_{pd}H \frac{\cos(\alpha)}{\cos(\alpha - i)} \quad (6.12)$$



Şekil 6.1: Deprem Etkilerinin Duvar Boyunca Dağılımları, (Celep ve Kumbasar, 2005).

6.1 Monono-Okabe Teorisi

Dayanma yapılarına etkiyen dinamik zemin etkilerinin psödo-statik hesaplamalarının temelleri olarak Okabe (1926) ve Mononobe ve Matsu (1929) tarafından çalışmaları yapılmıştır.

$$K_{at} = \frac{\cos^2(\phi - \lambda - \alpha)}{\cos(\lambda) \cos^2(\alpha) \cos(\delta + \alpha + \lambda) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \varphi) \sin(\varphi - i - \lambda)}{\cos(\delta + \alpha + \lambda) \cos(i + \alpha)}} \right]^2} \quad (6.13)$$

$$P_{at} = \frac{1}{2} K_{at} \gamma H^2 (1 - C_v) \quad (6.14)$$

$$h = 0.333 H P_{at} \quad (6.15)$$

6.2 Steedman-Zeng Teorisi

Steedman ve Zeng (1990) tarafından önerilen bu yöntemle göre sismik etkenlerin duvarın arkasında oluşan ivme amplifikasyonları ve faz değişimlerini yaklaşık olarak hesaplamalara dahil etmiştir (Gürsoy ve Durmuş, 2002).

$$K_{at} = \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\tan(\theta) \cos(\delta + \varphi - \theta)} + \frac{C_h \cos(\theta - \varphi)}{\tan(\theta) \cos(\delta + \varphi - \theta)} \sin(\omega t) \quad (6.16)$$

$$P_{at} = \frac{Q_k(t) \cos(\theta - \varphi) + W_d \sin(\theta - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \theta)} \quad (6.17)$$

$$h = H - \frac{2\pi H \cos(\varpi\zeta) + 2\pi\lambda H \sin(\omega\zeta) - \lambda [\cos(\varpi\zeta) - \cos(\varpi t)]}{2\pi \cos(\varpi\zeta) + \pi\lambda [\sin(\varpi\zeta) - \sin(\varpi t)]} \quad (6.18)$$

6.3 TBDY (2018) Göre Dinamik Etkiler

Bu bölümde TBDY (2018)'de yer alan dinamik durumda zemin basınçları etkileri anlatılmıştır.

Zemin basınçlarının hesabında dikkate alınacak olan yatay ve düşey statik-eşdeğer deprem katsayıları denklem 6.19-6.20 yardımıyla hesaplanabilir.

$$k_h = \frac{0.4S_{DS}}{r} \quad (6.19)$$

$$k_v = 0.5k_h \quad (6.20)$$

Burada yer alan r katsayısı, farklı dayanma yapıları için aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Tablo 6.3: Duvar türleri ve r katsayıları, (TDBY, 2018).

Dayanma Yapısı Türü	r
En fazla $120S_{DS}$ (mm) yer değiştirmesine izin verilen ağırlık tipi duvarlar	2.0
En fazla $80S_{DS}$ yer değiştirmesine izin verilen ağırlık tipi duvarlar	1.5
Ankrajlı duvarlar, yer değiştirmeye izin verilmeyen ağırlık tipi duvarlar	1.0

Dayanma yapılarına etki eden toplam zemin basınçlarının bileşkesi ise aşağıdaki denklem yardımı ile hesaplanabilecektir.

$$P_t = K(1 \mp k_v) \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + qH \right) + P_{su} + \Delta P_{su} \quad (6.21)$$

Toplam aktif basınç katsayıları ise;

$\beta \leq \phi' - \theta$ olması durumunda:

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos(\theta) \sin^2(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (6.22)$$

$\beta > \phi' - \theta$ olması durumunda:

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos(\theta) \sin^2(\psi) \sin(\psi - \theta - \delta_d)} \quad (6.23)$$

hesaplanabilir.

Toplam (statik-dinamik) pasif basınç katsayısı ise zemin ve duvar arasında herhangi bir sürtünme etkisi olmadığı düşünülerek;

$$K_p = \frac{\sin(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos(\theta) \sin^2(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \theta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (6.24)$$

denklemini yardımıyla hesaplanabilecektir.

Hesaplanan dinamik etkilerin bileşke kuvvetinin etkime noktasının ise duvar yüksekliğinin orta noktası olarak alınacağı belirtilmiştir (TBDY, 2018).

6.3.1 Yeraltı Suyu Etkisi

İksa yapılarında gerekli drenaj önlemleri alınarak yapının su etkisi altında kalmaması sağlanır. Dayanma yapılarının arkasında yeraltı suyunun varlığına ve zemin geçirgenliğine bağlı olarak gerekli değerlendirmeler TBDY (2018)'de tanımlanmıştır.

a) Yeraltı suyu seviyesinin temelin altında olması durumu ($P_{su} = \Delta P_{su} = 0$)

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right] \quad (6.25)$$

b) Yeraltı suyu seviyesinin temel seviyesinin üzerinde olması ve permeabilite katsayısının 5×10^{-4} m/s'den küçük olması durumu

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma_d}{\gamma_d - \gamma_{su}} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right] \quad (6.26)$$

c) Yeraltı suyu seviyesinin temelin üzerinde olması ve zeminin dinamik olarak yeterli geçirimsilikte olması durumu

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{\gamma}{\gamma_d - \gamma_{su}} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right] \quad (6.27)$$

Dinamik durumda oluşan yeraltı suyu basıncı aşağıdaki denklem yardımıyla hesaplanabilir.

$$\Delta P_{su} = \frac{7}{12} (0.4 S_{DS}) \gamma_{su} d_{su}^2 \quad (6.28)$$

Etki noktası ise;

$$z = 0.6 d_{su} \quad (6.29)$$

olarak alınır.

7. ZEMİN ANKRAJLARI

1970 yılından sonra uygulama alanları artan iksa yapılarının 19.yy başlarından itibaren ankraj uygulamalarının yapıldığı bilinmektedir. Kayıtlara göre ilk olarak 1983'te bir baraj inşaatı için Cezayir'de kullanıldığı görülmüştür. Doğru yerde doğru uygulama şekli seçilerek yapılan ankrajların diğer iksa sistemlerine göre ekonomik olarak avantajlı olduğu söylenebilir. Günümüzde uygulanabilir ve estetik olması sebebiyle ankrajlı destek sistemleri tercih edilir bir yöntem haline gelmiştir. Ancak ankrajlı destek sistemleri ile birlikte zemin davranışı açıklamak zor olması sebebiyle çeşitli araştırmacılar tarafından birçok deneyler yapılarak bu probleme karşı pratik çözümler ortaya konulmuştur.

Yatay yer değiştirmelerin azaltılması, toptan göçme, kayma vb. gibi problemlerin bulunduğu birçok alanda ankrajlı iksa sistemleri kullanılabilir.

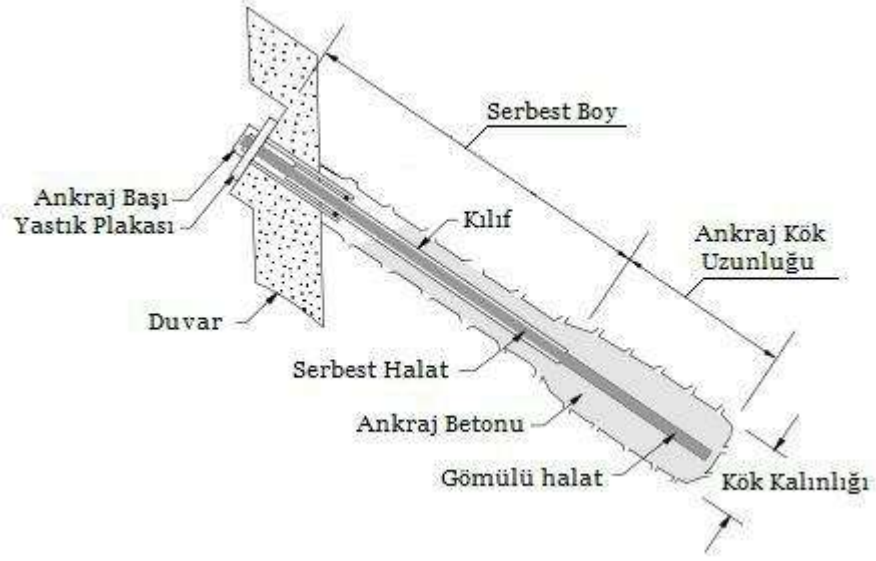
Baraj, enerji santrali, engebeli arazilerden geçirilecek yolların inşa aşamasında meydana gelen stabilite problemleri ankrajlı iksa sistemleri güvenilir ve ekonomik şekilde önlenebilir ve kaya birimlerde de güvenlik sağlanmış olur. (Ergün, 2008)

7.1 Ankrajların Yapısı

Ankrajlar genel olarak 3 bölümden oluşurlar. Bunlar;

- Kök
- Gövde (serbest açıklık boyu)
- Kafa

Şekil 7.1'de tipik bir ankrajın kök, gövde ve kafa bölümleri görülmektedir.



Şekil 7.1: Ankraj bölümleri

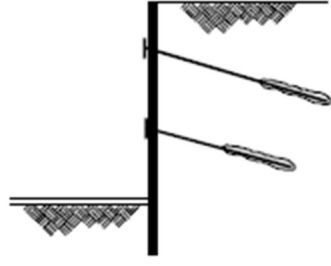
Kök bölümü, yapılan enjeksiyon ile birlikte zemine sabitlenen ve öngerme kuvvetini zemine aktaran bölümdür. Yüksek basınç enjeksiyon yapılarak kök bölgesi oluşturulur. Kökün direncini etkileyen faktörler ise;

- i) Kök Derinliğindeki Normal Gerilme,
- ii) Adhezyon Etkisi
- iii) Zeminin İçsel Sürtünme Açısı

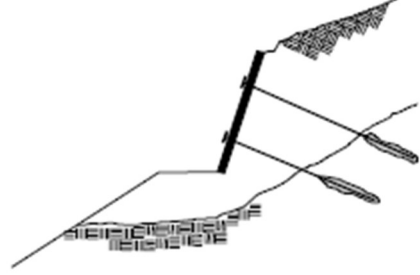
Kafa kısmı ise ankrajı duvara sabitlemek üzere yapılan ankrajın duvar dışında kalan bölümüdür. Öngerme işlemleri bu kısımdan uygulanır. Kafa (Ankraj Kafası) bölümü sıkıştırıcı kamalar, tendolar, germe kafası ve ankraj plakasından oluşur.

Gövde bölümü ise ankraj başı ve kökü arasındaki halatların ya da çubuğun ve kılıfın olduğu kısımdır. Bu bölümün görevi ise sistemdeki kuvvetleri iletmektir. Teşkil edilecek gövde bölümünün yapısı ankrajın ömrüne ve kullanım amacına göre (kalıcı veya geçici), ankrajın gerilmesine, germe elemanlarının boşaltılmasına vb. nedenlere bağlı olarak değişiklik gösterebilir.

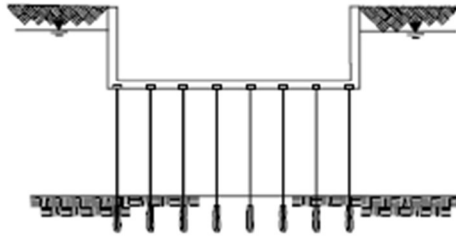
Şekil 7.2’de ankraj uygulamaların kullanıldığı bazı durumlar gösterilmiştir.



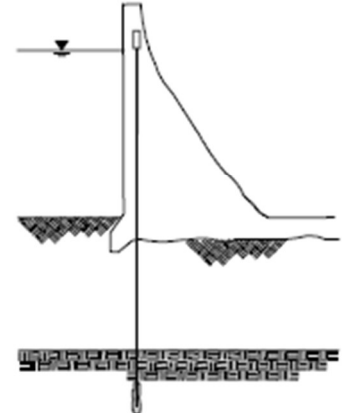
a) Otoyol Dayanma Duvarı



b) Heyelan Stabilitesi



c) Plakalardaki Kaldırma Problemleri



d) Baraj Gövdesi Stabilizasyonu

Şekil 7.2: Ankrajların kullanıldığı çeşitli alanlar, (FHWA-IF99-015, 1999).

7.2 Ankraj Türleri

Ankraj tasarımı çubuklardan (çelik) ya da halatlardan yapılır. Genel olarak kullanılan 5-10 mm'lik gerilmiş teller, çubuk ve aderansı yüksek olan çubuklardır.

Çalışma türüne göre 2 tür ankraj vardır;

i) Basit Ankrajlar

ii) Öngermeli Ankrajlar

Basit ankrajlarda yük çevre sürtünmesiyle beraber zemine etkililir. Ankraj kuvveti yüke bağlı olarak artar ya da azalır. Ancak bu tür ankrajlar büyük rölatif hareketlerin önüne geçemez.

Öngermeli ankrajlarda ise sistem çalışmaya başlamadan önce ankrajlara öngörme uygulanır. Bu sayede ankrajların dış yüke maruz kalmadan önce çalışması sağlanır.

7.3 Kaya Bulonları

Çalışma mantığı olarak zemin ankrajları ile aynıdır. İksa yapısı bölgesine makul bir uzaklıkta ve derinlikte kaya birimlerin olduğu durumlarda kullanılmaları daha güvenilir yapıların teşkil edilmesi sağlanır.

Yapım yöntemine göre kaya bulonları; ucu yarık çubuklu, ucu genişleyen ve betonlanabilir uçlu olarak sınıflandırılabilir.

Kaya bulonlarının inşası sonrasında kaya birim içerisinde meydana gelen bozunmalar gerilmeler ortaya çıkarmaktadır. Ortay çıkan bu deformasyonların sath bölgesinde fazla olması nedeniyle kısa bulonlar daha fazla deformasyonlarla karşı karşıya kalır. Yapılan enjeksiyon ile birlikte bulon servis ömrünün daha uzun olması ve belirtilen gerilmelerin etkileri azaltılabilmektedir. Ayrıca bölgede bulunan yeraltı suyunun da uzaklaştırılması yine bulonun verimli servis ömrünü artırmaktadır. (Sabatini, Pass, ve Bachus, 1999)

7.4 Ankrajların Sınıflandırılması

7.4.1 Kullanım Süresi Bakımından Sınıflandırma

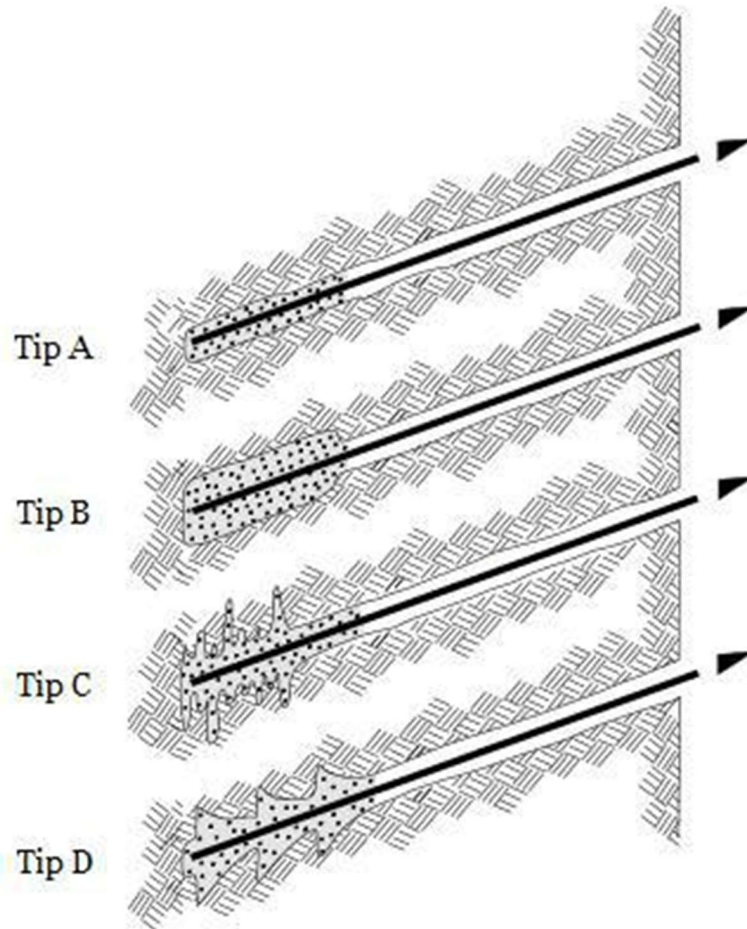
İhtiyaç sürelerine göre ankrajların geçici ve kalıcı olmak üzere iki tür ankraj türü vardır.

1) Kalıcı Ankrajlar: Kullanım ihtiyacına bağlı olarak herhangi bir yapının servis ömrü boyunca desteklenmesini sağlayan yapılardır. Bu tür yapıların uzun süre hizmet vereceğinden dolayı korozyon vb. gibi olumsuz etkilere karşı gerekli önlemler alınmalıdır.

2) Geçici Ankrajlar: Bu tür sistemler genelde inşaat aşaması boyunca gerekli inşaat çalışma alanının ve çevre güvenliğinin alınması amacıyla yapılırlar. Bu tür ankrajların servis ömrü ise ay bazında ifade edilebilir ve en fazla 3 yıl kadar olabilir. (Xanthakos, Abramson, ve Bruce, 1994)

7.4.2 Yapım Tekniklerine göre Sınıflandırma

Ankajlar imal edildikleri birime (zemin/kaya) ve şekline göre taşıma gücü açısından farklılıklar gösterirler. Ankraj uygulamasında aktarılan yükler ya da aktarılabilecek olan yükler, kökün inşa edildiği zemin/kaya birimine, enjeksiyona, delme işlemine ve yapılan imalat yöntemine bağlıdır. Bu kıstaslar dikkate alındığında ankrajlar A, B, C ve D olmak üzere dört farklı grupta incelenir (FHWA-IF-99-015, 1999).



Şekil 7.3: Yapım tekniklerine göre ankraj tipleri, (FHWA-IF-99-015, 1999).

7.4.2.1.1 A Tipi Ankrajlar

Tremie yöntemi ile harçlanan kök bölümünde sıyrılmaya karşı mukavemet oluşturur. Aynı zamanda deliğin stabilitesine bağlı olarak dayanım değişir. Doğrusal ve doğrusal olmayan düz şaftlı ankrajlardır. Bu tip ankrajlar kaya, katı-sert kıvamlı kohezyonlu birimlerde tercih edilir.

7.4.2.1.2 B Tipi Ankrajlar

En az tahribat oluşturacak şekilde zeminin kök çapı kadar açılması sonrasında enjeksiyonun en fazla 1000 kPa olacak şekilde inşa edilecek olan birimdeki boşluk ve çatlaklara girerek oluşturulan ankraj tipidir. Genel olarak iyi derecelenmiş kum zeminlerde, orta-zayıf dayanımlı parçalı-kırıklı kayalarda tercih edilir. Geçirimsizliği az olan kohezyonsuz zeminlerde basınç etkisi ile yeteri kadar sıkıştırılabilmesi ile geniş bir ankraj kökü elde edilir. Bu tip ankrajların uygulamasındaki püf noktası ise uygulanacak enjeksiyon basıncının her zaman ankraj kökünün bulunduğu noktaki jeolojik yükten daha fazla olması gerektiğidir.

7.4.2.1.3 C Tipi Ankrajlar

C tipi ankrajlarda ise 2000 kPa'dan daha büyük bir basınç ile zemin boşluklarına enjeksiyon yapılması ile ankraj kökü elde edilir. Çoğunlukla basınç yapılan ilk enjeksiyonun priz almasından sonra yapılan ikinci enjeksiyon sırasında uygulanır. Hem kohezyonlu hem kohezyonsuz zeminlerde uygulanabilir. Taşıma gücü hesaplamaları için ankraj köküne etkileyen yükün üniform olduğu düşünülebilir.

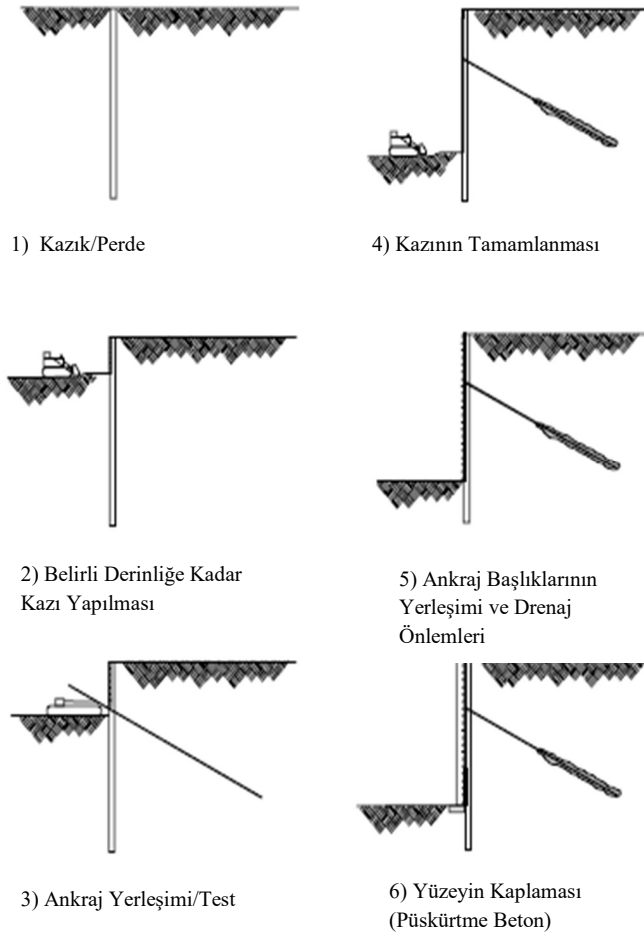
7.4.2.1.4 D Tipi Ankrajlar

Özel patlayıcılar veya mekanik aletlerle açılan köklerin Tremie methodu ile çimento enjeksiyonu yapılan ankraj tipidir. Katı-orta katı ve sert kil birimlerde uygulanan sıyrılmaya karşı mukavemet oluşturulur.

7.5 Ankraj Tasarım Aşamaları

Ankraj tasarımı genel olarak altı aşamadan oluşur (Şekil 7.4).

- 1) Delgi ile çukur açılması
- 2) Çubuk ya da halatların yerleşimi
- 3) Enjeksiyon
- 4) Tendon üzerinde test yapılması
- 5) Servis yüküne göre kilitleme
- 6) Uç bölümünün teyidi



Şekil 7.4: Ankraj imalatına ait genel adımlar, (FHWA-IF-99-015, 1999).

75-230 mm'lik çukurlar rotary ya da sondaj yöntemi ile açılır. Kaymaya karşı direnci az olan zeminler için özel kaplama boruları kullanılabilir. Ancak bu aşamada açılacak olan çukur çapının çubuk veya kullanılacak olan halatların yerleşimi açısından uygun genişliğe sahip olması gerekmektedir.

Kullanılacak olan karışımlar farklı tür içeriklere sahip olabilirler fakat ana bağlayıcı maddesi çimentodur. Yapılan enjeksiyonun prizini tamamlaması için yeteri kadar süre beklendikten sonra ankraj olarak kullanılacak olan çubuk veya halatlara germe işlemi yapılır. Böylelikle gereken pasif itki değeri daha derinlerde bulunan zemin katmanlarından sağlanmış olur.

Zeminlerde tabaka kalınlıkları ve kayalardaki çatlak doğrultularından doğru Şekilde faydalanabilmek amacıyla ankrajlar herhangi bir eğimle inşa edilebilirler.

Zeminlerin kohezyonlu ve kohezyonsuz olmaları durumuna göre inşa yöntemleri;

Kohezyonsuz birimlerde, ankraj geometrisi, enjeksiyon kalitesi ve uygulanan basınca bağlı kalmaktadır. Dolayısıyla bu tür zeminlerde inşa edilecek olan ankrajların basıncında işçilik önemli bir faktördür. Uygulanan enjeksiyon basıncı ile taşınan (aktarılan) yüklerin doğru orantılı olduğu yapılan birçok uygulama sonucu elde edilmiştir.

a) Açılan ukur deliğindeki stabilite problemlerine karşı kaplama borusu koyulur.

b) Dış boru yerleştirilir.

c) Kaplama borusu geri alınır

d) Yerleştirilen dış borunun üst yüzeyine enjeksiyon yapılır.

e) Dış borunun alt yüzeyine enjeksiyon yapılır.

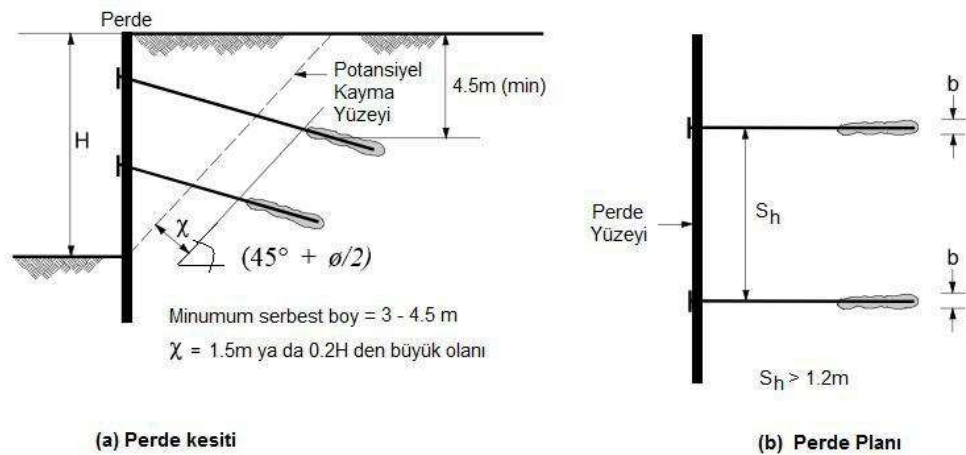
f) Halat dış boruya yerleştirilir.

Deliklerin yapılmasında hangi yöntemin tercih edilmesi ise;

- a) Tabaka ve zemin özelliği
- b) İnşa alanına ait topoğrafya
- c) Uygulanacak olan ankraj bölgelerine olan ulaşılabilirlik
- d) Yıkama imkanı
- e) Ankraj sisteminden istenilen özellikler

gibi etkenlere bağlıdır. Örnek olarak darbeli şekilde delik açma yöntemi yumuşak olarak tabir edilen kayalarda tutarlı sonuçlar gösterirken gevşek zeminlerde kullanılamaz (Johnson ve Turner, 2003).

Ankrajların duvar yüzeyinden ne kadar uzaklıkta ve derinlikte olacağına ilgili birimlerdeki koşulları dikkate alarak tespit etmek gerekir. Belirlenen olası kayma düzlemi belirlenmesi ve ankraj kökleri bu seviyeleri geçecek şekilde imal edilmelidir. Limit denge yöntemi dikkate alındığında, ankrajlı olarak teşkil bir edilmiş bir iksa sisteminin arkasında oluşan kayma düzlemi, kazılacak olan alanın yüzeyinden itibaren $1.1H$ ve $1.5H$ derinlikleri arasında kalacak bir yüzeyden geçecek, yatay ile $45^\circ + \phi/2$ kadar bir açı yapması gerekir. Burada ankrajın etkinliği derinliği kayma düzlemi sonrasındaki kök boyudur. Ancak kök bölgesinden doğru şekilde faydalanabilmek için bu seviye en az zemin yüzeyinden itibaren $4.5m$ derinde olmalıdır.



Şekil 7.5: Tipik ankraj yerleşimi

7.6 Aderans

Kullanılan çubuk veya halatlar ile yapılan enjeksiyonun teması ile aderans meydana gelir. Aderanstan daha büyük bir kayma gerilmesi meydana gelirse aderans etkisi kaybolur.

7.7 Enjeksiyon

İçerik yönüyle iki farklı türde enjeksiyon bulunmaktadır. Bunlar;

1) Çimento içerikli enjeksiyonlar; bilinen portland çimentosu ile beraber katkılı çimento olarak kullanılır.

2) Reçineli; ankraj kökünü muhafaza etmek amacıyla epoksi ve polyster reçineler kullanılmaktadır. Bu tür reçinelerin yapılan testler ile kontrol edilip sistemden beklenen özellikleri karşılayabildiği teyit edilir. Ayrıca kaplamalarda kullanılan enjeksiyon malzemelerinin tamamı 200m'lik elek altında kalan malzemelerden oluşmalıdır.

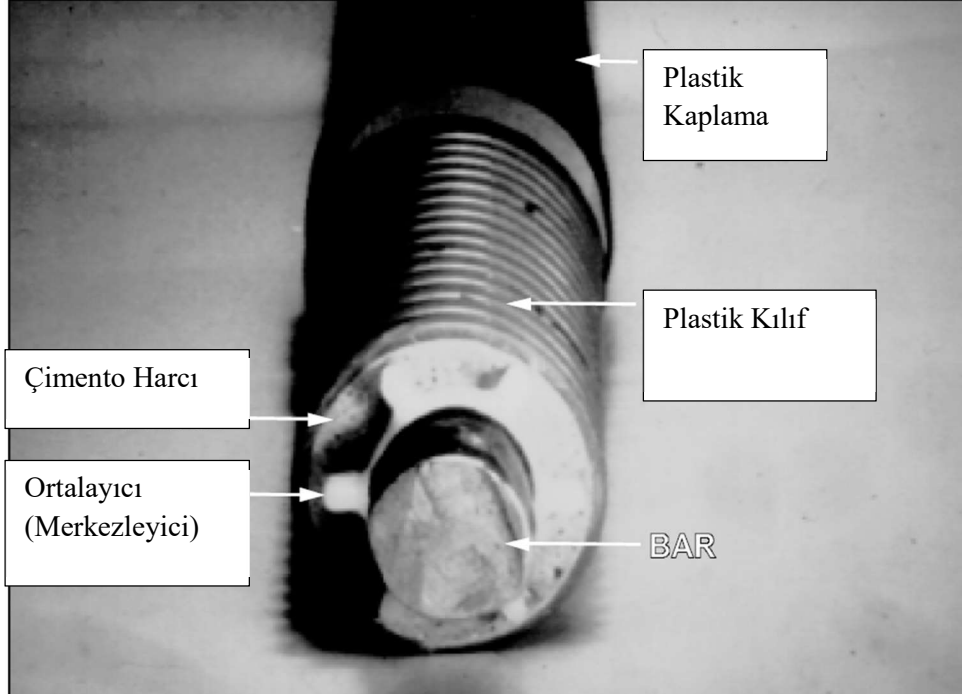
7.8 Tendonlar

Çubuk (çelik), halat ya da kablolardan oluşturulur. Tendon çapları genel olarak 26.00-64.00mm aralığında olur. Boyları ise 18.00m'ye kadar ulaşabilmektedir. Tendon olarak kullanılacak olan malzemede göz önünde bulundurulması gereken hususlar;

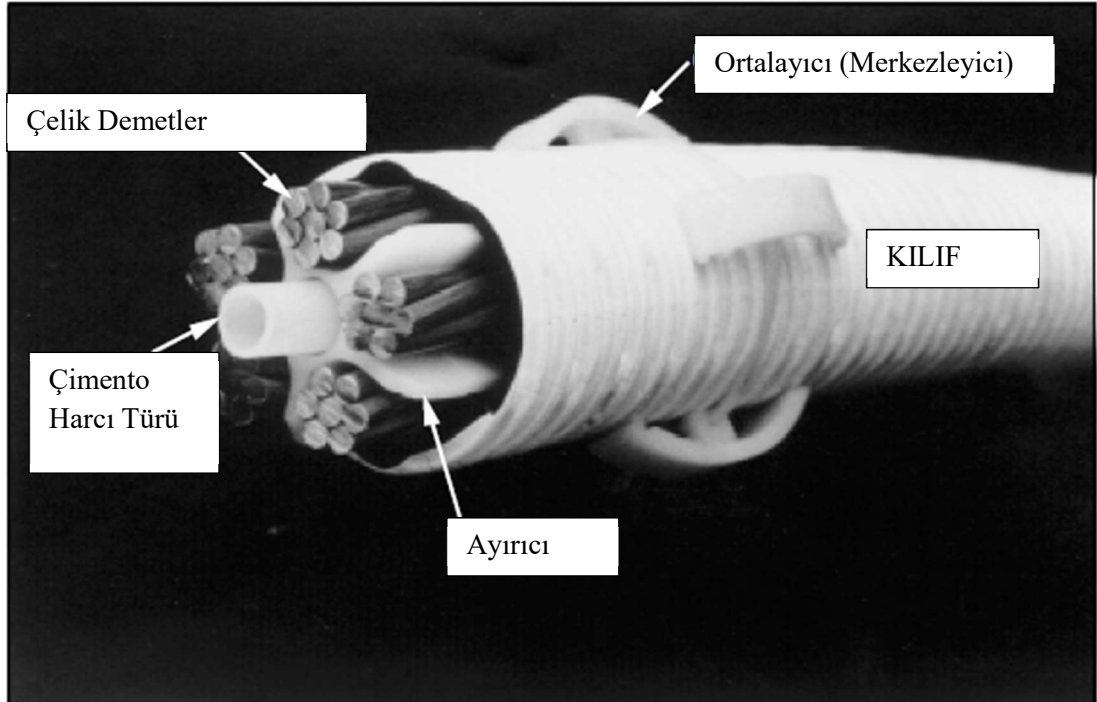
- 1) İstenilen kapasite
- 2) Boy
- 3) Adet
- 4) Uygulanabilirlik
- 5) Öngerme Koşulları

Tasarımlarda proje yükü değerleri güvenli tarafta kalmak amacıyla geçici projelerde %62.50'sini, kalıcı ankrajlarda ise %50'sini geçmemesi önerilmektedir.

Şekil 7.6 ve Şekil 7.7'de tendonlara ait tipik kesitler gösterilmiştir.



Şekil 7.6: Çubuk tendona ait tipik kesit (FHWA-IF-99-015, 1999)



Şekil 7.7: Çelik Demetlerden Yapılmış bir Tendona ait Kesit (FHWA-IF-99-015, 1999)

7.9 Korozyona Karşı Önlemler

Çelik malzemelerden oluşan tendon kesitlerinde oluşabilecek kesit kayıpları durumunda taşıma gücü bakımından tüm sistemde problemler meydana gelebilir. Bu nedenle herhangi bir kesitte kayıp oluşmaması istenir. Dolayısıyla bu tür olayların önüne geçebilmek amacıyla belli başlı önlemler alınması gerekmektedir. Bilindiği üzere korozyona genel olarak klorür ve/veya tuz içerikli maddeler neden olur. Bu tür durumları önlemek amacıyla çimento ile hazırlanan şerbetin içerisine uygun PH dengesini sağlamak (9-12Ph), yüzeyden silfit, sülfat, klorür gibi maddelerin etkileri önlemek, yük etkisi altında bozunma oranı düşük olan malzemeleri tercih etmek, suyun ortamdan uzaklaştırılması gibi önlemler söylenebilir. İnşa öncesinde ise PVC kaplama gibi malzemeler kullanılarak doğru bir önlem alınmış olur. Sonrasında ise serbest bölgede yer alan kısım kaplanabilir.

7.10 Test Etme

Belli hesap yöntemleri ile elde edilen taşıma gücü değerinin, uygulamada doğru olarak elde edilip edilmediği görmek amacıyla yükleme testi yapılır. Taşıma gücü değerleri ile ilgili bazı güvenlik katsayı değerleri tablo 7.1’de gösterilmiştir.

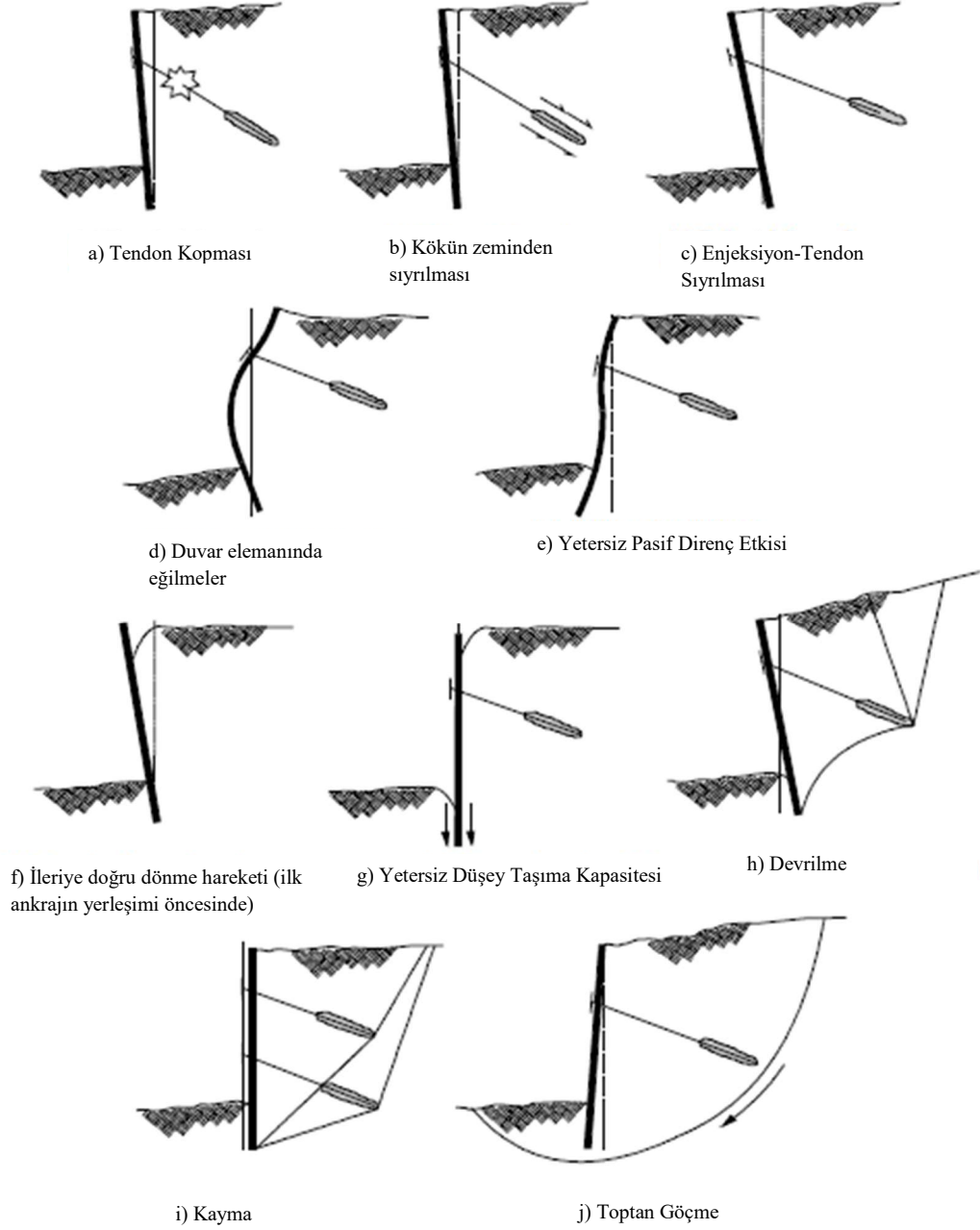
Tablo 7.1: Belirli güvenlik katsayıları, (Capper ve Cassie, 1984).

Mukavamet Türü	Güvenlik Katsayısı (G.S.)
Çubuk nihai mukavamet	1.65-2.00
Çubuk akma dayanımı	1.33-1.65
Kök taşıma gücü	1.60-1.70

Uygulanacak olan en büyük test yükü ankrajın sıyrılması için gereken değerdir (Capper ve Cassie, 1984).

7.11 Ankrajlı İksa Sistemlerinin Genel Göçme Mekanizmaları

Ankrajlı iksa sistemlerinin göçme mekanizmalarına ait durumlar Şekil 7.8’de görülmektedir.



Şekil 7.8: Ankrajlı iksa tasarımlarında göz önünde bulundurulması gereken durumlar, (FHWA-IF-99-015, 1999).

7.11.1 Kökün Zeminden Sıyrılması

Yapılan tasarımlarda ankrajların inşa edileceği zemin/kaya türü önemlidir. Her birimin belli bir kapasitesi vardır ve tasarlanan sistemde ankraj kök kapasitelerinin zeminin taşıma kapasitesini aşması durumuna sıyrılma olayı meydana gelir. Aynı şekilde istenmeyen şekilde sistemdeki bir ankrajın diğer göçme durumlarından biri ile devre dışı kalması durumunda sistemdeki y k geride kalan ankrajlar ile taşıtılmaya çalışılır ancak ankraj köküne gelen yeni yükler zemin taşıma kapasitesinde büyük olması durumunda yine zemin ve kök arasında sıyrılma meydana gelir.

7.11.2 Tendon Kopması

Tasarım için hesaplanan proje yükünün yanlış belirlenmesi ya da seçilen tendonun yetersiz kalması durumunda elik halat veya demetlerde kopma meydana gelir. Genellikler yapılan tasarımda ankrajın taşıyacağı yükün, tendon kopma yükünün %60'ını geçmemesi istenir. Yapılan germe testlerinde ise bu oran maks. %80 olmalıdır.

Herhangi bir ankrajlı iksa sistemindeki bir tendonun kopması, varsa eğer diğer tendonlarında üzerine gelen yükün artmasına neden olur. Böylece yükü artan tendonlar da yeni kopmalar meydana gelebilir.

7.11.3 Toptan Göçme

İnşa edilecek bölgedeki kayma düzleminin yanlış olarak belirlenmesi ya da ankraj boylarının kısa kalması sonucunda ankraj kökleri de kayma bölgesinde kalması durumunda sistemde yer alan ankrajların olumlu etkilerinde ziyade ağırlıkları ile birlikte olumsuz bir etki meydana getirir ve toptan göçme olayı meydana gelir.

Bu nedenle ankraj tasarımı yapılırken kayma yüzeyi doğru şekilde belirlenmeli ve uygulamada ankraj boylarının tasarıma olan uygunluğundan emin olunmalıdır.

7.11.4 Enjeksiyon ve Tendon Arasında Sıyırılma

Enjeksiyon ve tendon arasındaki gereken bağlayıcı özelliği sağlayan adezyon, sürtünme direnci ve mekanik kilitlenme bileşenlerinin sağladığı bilinmektedir. Bu nedenle enjeksiyonlu bölgedeki ankraj boyunun uzun olması sıyırılma yükünü de doğru orantılı olarak artırır.

7.12 Kök Taşıma Gücü

İnşa edilecek olan iksa sistemlerindeki ankrajların göçme mekanizması zemin türü, ankranın yerleşim şekli (geometri), ankraj olarak kullanılacak olan malzemenin özelliklerine göre farklılık gösterir.

Ankrajların sıyırılma yükü olarak tabir edilen değeri aşağıdaki formül yardımıyla elde edilebilir;

Kohezyonsuz zeminlerde,

$$F = \pi * d * L_o * \gamma * h * \tan \phi \quad (7.1)$$

Burada;

d = Kök çapı

L_o = Kök boyu

γ = zemin birim hacim ağırlığı

h = Ankraj kök bölgesinin yüzeyden ortalama derinliği

Φ = Zemin içsel sürtünme açısı

Kohezyonlu zeminlerde,

$$F = \pi * d * L_o * c_a \quad (7.2)$$

Burada;

c_a : Adhezyon (Genel olarak $2/3c_u - 0.50c_u$)

Tasarımda gözönünde bulundurulacak olan taşıma gücü değeri ise;

$$P_{\text{tasarım}} = F / G.S. \text{ (G.S. = 1.50 – 2.00)}$$

Zemin türüne bağlı olarak ankraj taşıma gücü değerleri aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Tablo 7.2: Zemin türüne bağlı kök taşıma gücü değerleri, (FHWA-IF-99-015, 1999).

Zemin Türü	Rölatif Sıklık (SPT-N)	Maks. Transfer Yüğü (kN/m)
Kum ve Çakıl	Gevşek (4-10)	145
	Orta (11-30)	220
	Sıkı (31-50)	290
Kum	Gevşek (4-10)	100
	Orta (11-30)	145
	Sıkı (31-50)	190
Silt-Kil	Sert (10-20)	30
	Çok Sert (21-40)	60

Kaya türüne bağlı olarak ankraj taşıma gücü değerleri aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Tablo 7.3: Kaya türüne bağlı kök taşıma gücü değerleri, (FHWA-IF-99-015, 1999).

Kaya Türü	Maks. Transfer Yüğü (kN/m)
Granit / Bazalt	730
Dolomitik Kireçtaşı	580
Yumuşak Kireçtaşı	440
Kumtaşı	440
Sert Şeyl	350
Yumuşak Şeyl	150

8. ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİ

Stabilite problemlerinin önüne geçebilmek amacıyla tasarlanan kazıklı iksa yapısı ya da perde duvarlarının hem gömülme derinliğini azaltmak hem de daha rijit bir yapı sağlamak amacıyla ankrajlı iksa sistemleri tercih edilir.

Ankrajlı iksa sistemlerinin tasarımına geçilmeden önce ilgili bölgede zemin koşullarının gerçeğe en yakın şekilde bilinmesi gerekmektedir. Çünkü tasarlanan ankrajların hesaplanan ya da taşınması istenilen kuvvetleri karşılayamaması sonucunda tasarlanan yapı verimli şekilde çalışmaz ve istenmeyen durumların ortaya çıkmasına neden olabilir. Zemin parametrelerinin belirlenmesi için ilgili bölgedeki zemin koşulları dikkate alınarak arazi ve/veya laboratuvar deneyleri yapılır.

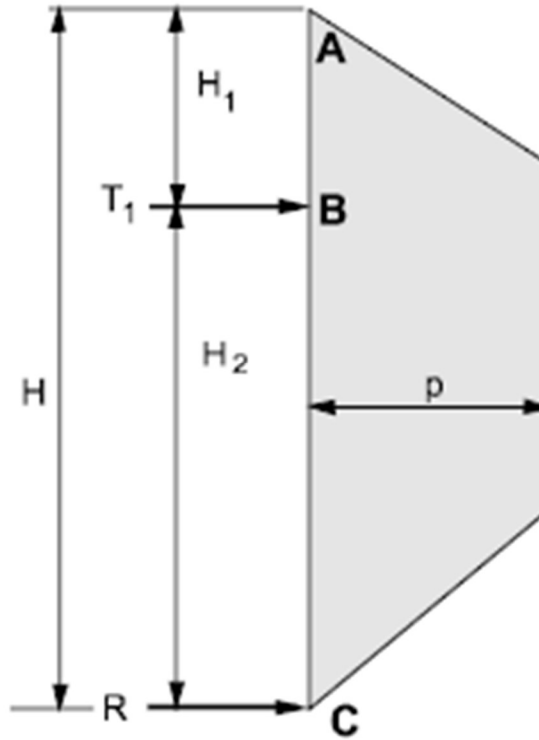
İksa yapısına etkiyecek olan yanal toprak basıncının belirlenmesi sonrasında ilk olarak ankraj yerleşimleri ve mesafeleri öngörülür. Modele etkiyen belirli yanal etki karşısında gerekli olan ankraj kuvvetleri hesaplanır. Kayma yüzeyleri belirlenir ve ankrajların serbest boy uzunlukları bulunur. Serbest bölgeden belirli bir mesafe açılarak güvenli tarafta kalınır ve ankraj köklerinin yeri belirlenir. Gerekli olan ankraj kuvvetlerinin sağlanabilmesi için makul güvenlik katsayıları dikkate alınarak kök uzunlukları hesaplanır. İksa sistemine etkiyen yanal yükler ve ankraj kuvvetlerinin belirlenmesi sonrasında model üzerinde meydana gelen kesme ve moment diyagramları oluşturulur. Modele etkiyen kuvvetler doğrultusunda iksa duvarının boyulandırılması ve donatılandırılması yapılır.

Belirlenen ankraj noktalarında karşılanması istenilen kuvvetlerin bulunmasında genel olarak kullanılan iki tür yöntem vardır. Bunlar; düğüm ve alan yöntemleridir. Bölüm kapsamında ankraj kuvvetlerinin bulunması için kullanılan düğüm ve alan yöntemleri anlatılmıştır. Her iki yöntem için iksa duvarına etkiyen eğilme momentlerinin bulunmasındaki hesap adımları sunulmuştur.

8.1 Ankrajlara Gelen Kuvvetlerin Belirlenmesi

8.2 Tek Sıra Ankraj Uygulaması

Tek sıra ankraj destekli iksa yapılarında ankraj tarafından taşınması gereken kuvvetlerin bulunması aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.



Şekil 8.1: Tek sıra ankraj durumu

a) Alan Yöntemi

$T_1 = (H_1 + H_2 / 2)$ Boyunca Zeminden Gelen Yüklerin Toplamı

$R = (H_2 / 2)$ Boyunca Zeminden Gelen Yüklerin Toplamı

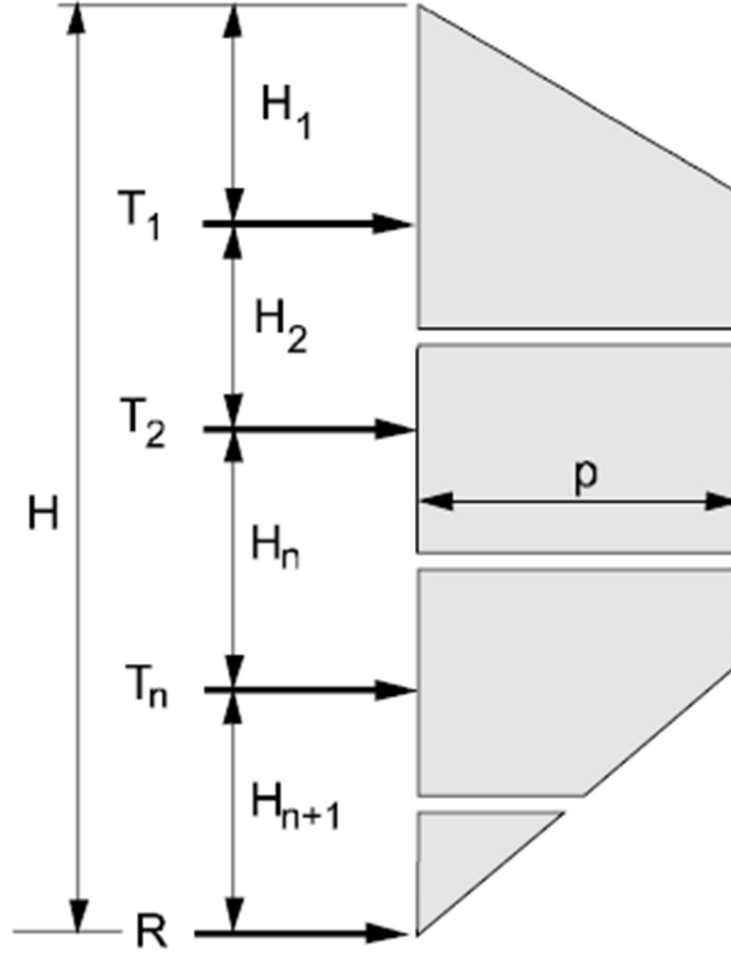
b) Düğüm Yöntemi

$T_1 = C$ Noktasındaki Moment Sıfır Olacak Şekilde Hesaplanır.

$R = \text{Toplam Zemin Etkisi} - T_1$

8.3 Çok Sıra Ankraj Uygulaması

a) Alan Yöntemi



Şekil 8.2: Çok sıra ankraj durumu alan yöntemi

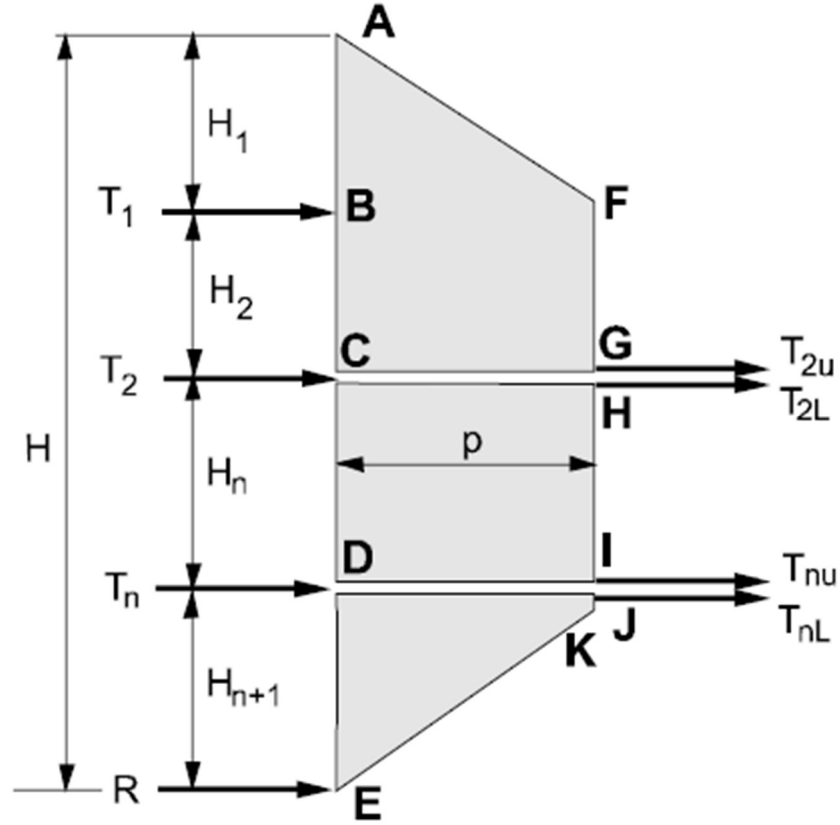
$T_1 = (H_1 + H_2 / 2)$ Boyunca Zeminden Gelen Yüklerin Toplamı

$T_2 = (H_2 / 2 + H_n / 2)$ Boyunca Zeminden Gelen Yüklerin Toplamı

$T_n = (H_n / 2 + H_{n+1} / 2)$ Boyunca Zeminden Gelen Yüklerin Toplamı

$T_n = (H_{n+1} / 2)$ Boyunca Zeminden Gelen Yüklerin Toplamı

b) Dügüm Yöntemi



Şekil 8.3: Çok sıra ankraj durumu düğüm yöntemi

T_1 = "C Noktasındaki Moment Sıfır Olacak Şekilde Hesaplanır.

T_{2u} = Toplam Zemin Etkisi (ABCGF) - T_1

T_{2L} = "D Noktasındaki Moment Sıfır Olacak Şekilde Hesaplanır.

T_{nu} = Toplam Zemin Etkisi (CDIH) - T_{2L}

T_{nL} = "E Noktasındaki Moment Sıfır Olacak Şekilde Hesaplanır.

R = Toplam Zemin Etkisi - T_1 - T_2 - T_n

$T_2 = T_{2u} + T_{2L}$

$T_n = T_{nu} + T_{nL}$

Her iki yöntemle elde edilen ankraj kuvvetleri toplam değerlerdir. Bu kuvvetlerin düşey bileşkesi;

$$T_v = T * \sin\theta$$

Yatay bileşkesi;

$$T_h = T * \cos\theta$$

θ : Ankrajların yatay düzlem ile yaptığı açı değeri

Her iki yöntemde de hesaplanan R kuvveti zeminin pasif direnç olarak göstereceği reaksiyon kuvvetidir. Elde edilen bu kuvvetin yeteri miktarda karşılanabilmesi için iksa duvarı zemin içerisine belirli miktarda gömülmelidir.

Zemin koşullarının zayıf olması, proje bölgesindeki arazi koşulları nedeniyle yeterli pasif direncin sağlanamaması ya da güvenli tarafa kalmak amacıyla reaksiyon kuvvetinin son ankraj tarafından taşınması düşünülür ve bu yönde son ankraj kuvvetinin (T) değeri hesaplanır. (FHWA-IF-99-015, 1999)

8.4 İksa Duvarına Gelen Eğilme Momentlerinin Belirlenmesi

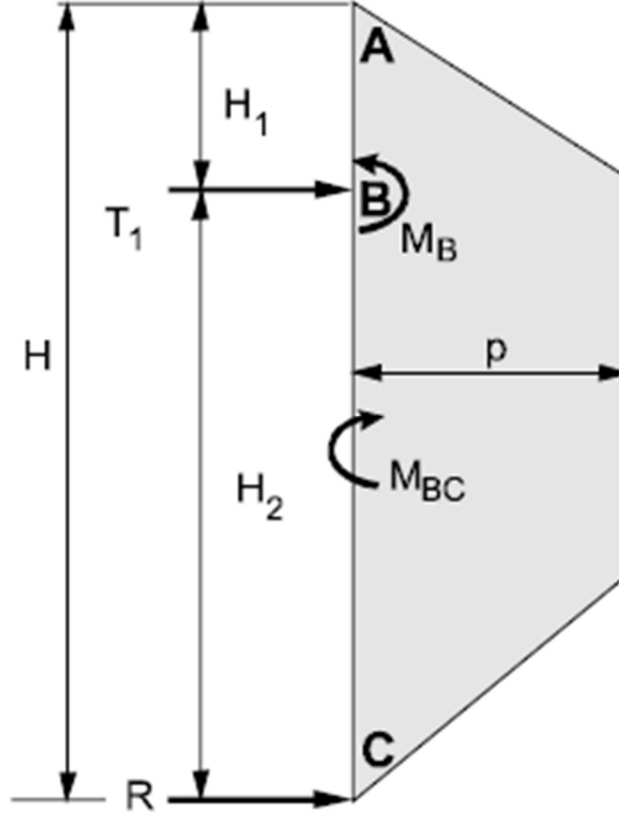
8.4.1 Tek Sıra Ankraj Uygulaması

a) Düğüm Yöntemi

B noktasında oluşan moment o noktaya etkiyen toplam moment değerinden hesaplanır.

$$M_B = \sum M_B$$

BC arasındaki maksimum moment ise kesme kuvvetinin sıfır (0) olduğu noktadan hesaplanabilir.



Şekil 8.4: Tek sıra ankraj durumu düğüm yönemine göre moment kuvvetinin belirlenmesi

b) Alan Yöntemi

FHWA-IF-99-015 (1999)'de alan yöntemi ait genel denklemler aşağıda verilmiştir.

$$M_B = \frac{13}{54} H_1 p \quad (8.1)$$

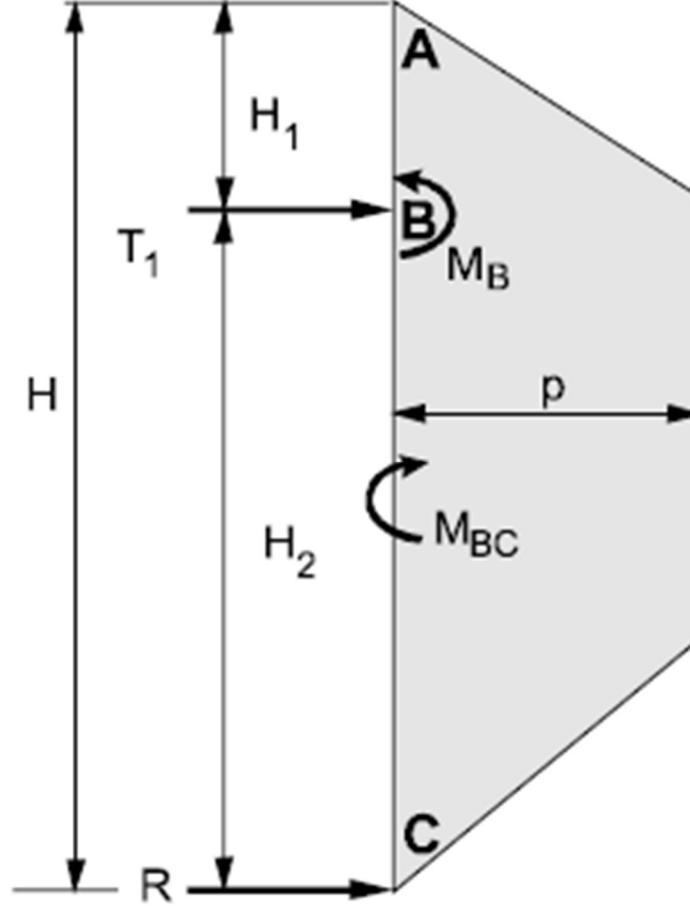
$$T_1 = \frac{(23H^2 - 10HH_1)}{54(H - H_1)} p \quad (8.2)$$

$$R = \frac{2}{3} H p - T_1 \quad (8.3)$$

Kesme kuvvetinin sıfır (0) olduğu nokta;

$$x = \frac{1}{9} \sqrt{(26H^2 - 52HH_1)} \quad (8.4)$$

$$M_{BC} = Rx - \frac{px^3}{4(H - H_1)} \quad (8.5)$$



Şekil 8.5: Tek sıra ankraj durumu alan yöntemine göre moment kuvvetinin belirlenmesi

8.4.2 Çok Sıra Ankraj Uygulaması

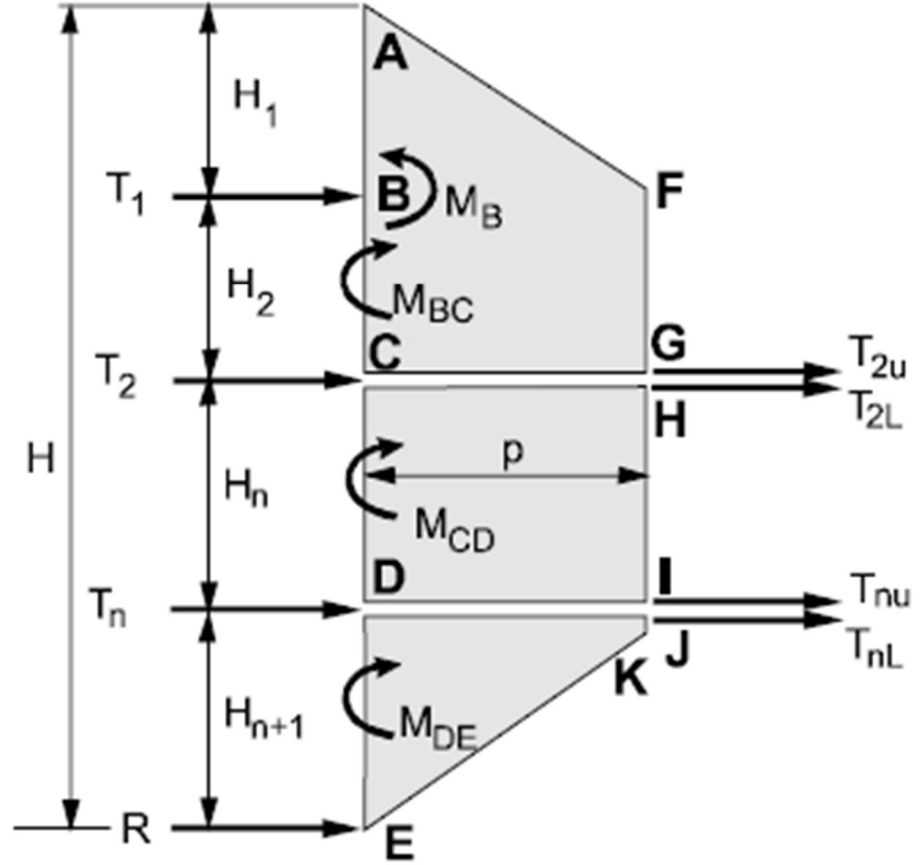
a) Düğüm Yöntemi

B noktasında oluşan moment o noktaya etkiyen toplam moment değerinden hesaplanır.

$$M_B = \sum M_B$$

$$M_c = M_D = M_E = 0$$

BC, CD, DE aralıklarındaki maksimum moment ise kesme kuvvetinin sıfır (0) olduğu noktadan hesaplanabilir.



Şekil 8.6: Çok sıra ankraj durumunda düğüm yöntemine göre ankraj kuvvetlerinin belirlenmesi

b) Alan Yöntemi

$$M_B = \frac{13}{54} H_1^2 p \quad (8.6)$$

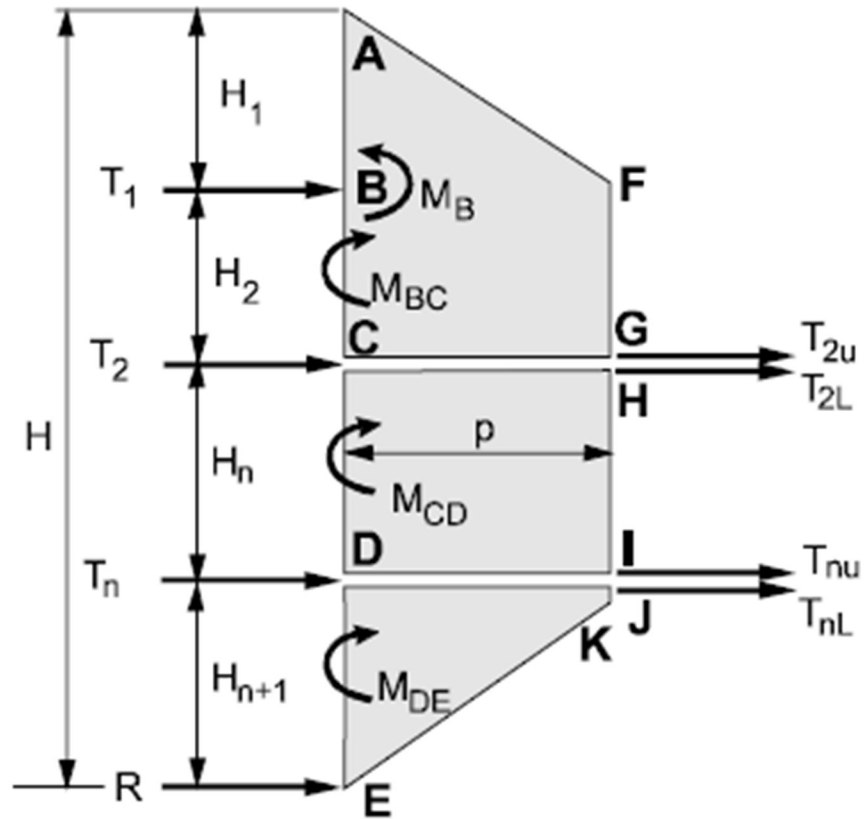
$$T_1 = \left(\frac{2}{3} H_1 + \frac{H_2}{2} \right) p \quad (8.7)$$

$$T_2 = \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) p \quad (8.8)$$

$$T_n = \left(\frac{H_n}{2} + \frac{23H_{n+1}}{48} \right) p \quad (8.9)$$

$$R = \left(\frac{3}{16} H_{n+1} \right) p \quad (8.10)$$

B noktasının altında oluşan en büyük moment değeri ise $pL^2/10$ formülü ile elde edilir.



Şekil 8.7: Çok sıra ankraj durumunda alan yöntemine göre ankraj kuvvetlerinin belirlenmesi

8.5 İksa Duvarına Etkiyen Pasif Direncin Belirlenmesi

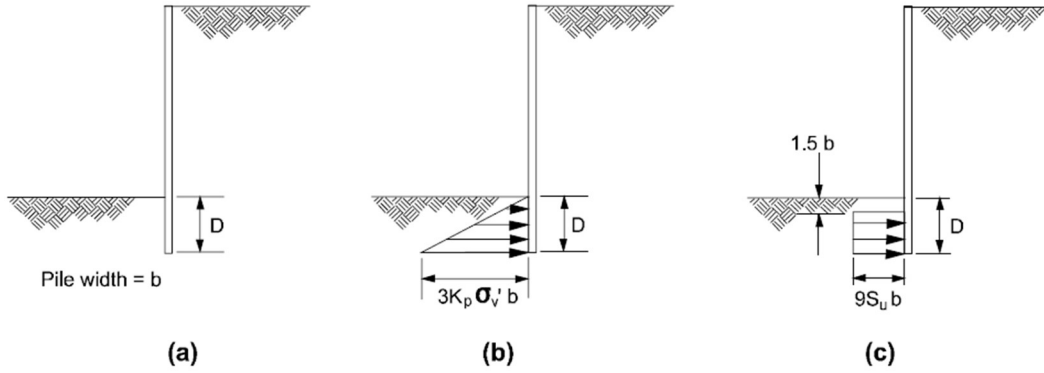
Ankraj kuvvetlerinin belirlenmesi sırasında elde edilen reaksiyon kuvvetinin oluşturulacak olan pasif direnç ile taşınması böylece sistemin dengede kalması sağlanmalıdır.

Pasif direncin oluşması için ise iksa sistemin belirli bir miktar zemin içerisine gömülü olarak kalması sağlanır.

8.5.1 Broms (1965) Yöntemi

Broms (1965) zemin türü ve drenaj koşullarını göz önünde bulundurarak gerekli gömülme derinliklerin hesabı için formüller ortaya koymuştur.

Şekil 8.8 (b)'de drenajlı durum (kohezyonsuz, uzun dönemde kohezyonlu) zeminler için pasif direncin Rankine dağılımını kullanılarak elde edilen direnci 3 ile çarpılması şeklinde ifade edilmiştir (FHWA-IF-99-015, 1999).



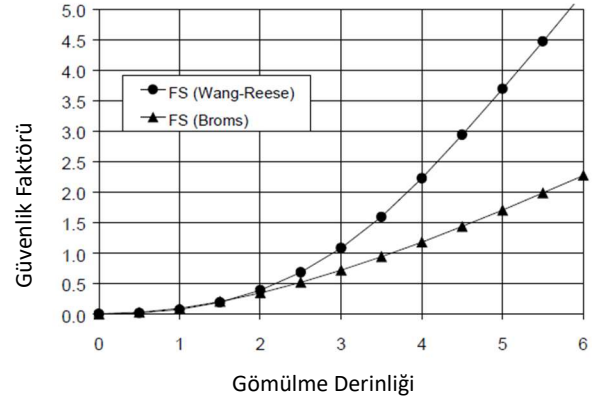
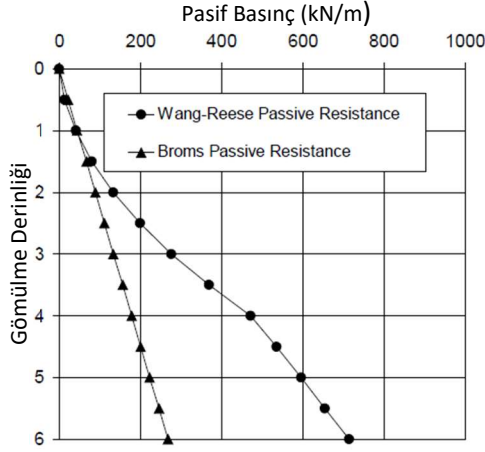
Şekil 8.8: Pasif direncin belirlenmesi, (Broms 1965).

Şekil 8.8 (c)'de ise drenajsız durum (kohezyonlu) koşullarında pasif direncin hesap yöntemi gösterilmiştir. $1.5b$ kadar zemin içerisine girildikten sonra reaksiyon kuvvetini karşılayacak şekilde $9S_u b$ formülü ile gerekli gömülme derinliği hesaplanır.

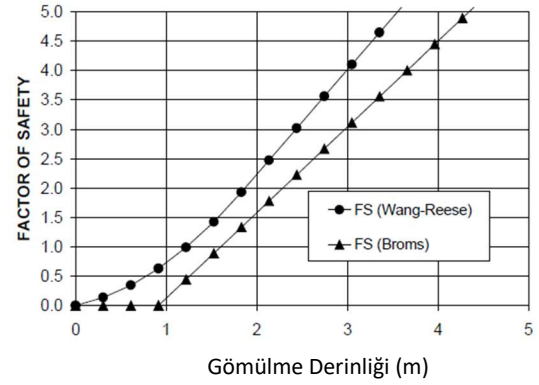
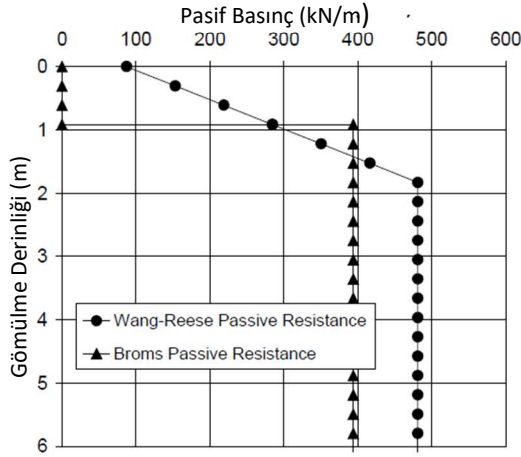
8.5.1 Wang-Reese (1986) Yöntemi

Wang-Reese (1986) yöntemine göre ise Rankine zemin basınç dağılımı kullanılarak elde edilen zemin basınç dağılımının R (reaksiyon) kuvvetinin 1.5 katı olacak şekilde gömülme derinliği hesaplanır. Duvar-zemin sürtünme açısı sıfır (0) olarak kabul edilir.

Broms (1965) Wang-Reese (1986) yöntemlerinin kum zeminler için karşılaştırılması Şekil 8.9'da, Broms (1965) Wang-Reese (1986) yöntemlerinin kil zeminler için karşılaştırılması Şekil 8.10'da gösterilmiştir.



Şekil 8.9: Broms (1965) Wang-Reese (1986) yöntemlerinin kum zeminler için karşılaştırılması, (FHWA-IF-99-015, 1999)



Şekil 8.10: Broms (1965) Wang-Reese (1986) yöntemlerinin kil zeminler için karşılaştırılması, (FHWA-IF-99-015, 1999).

8.1 Kazık Eksenel Yük Taşıma Kapasitesi

Ankraj destekli olarak inşa edilecek olan kazık iksa duvarlarda gerekli yatay denge şartları sağladıktan sonra eksenel yönde taşıma gücü hesabı yapılır.

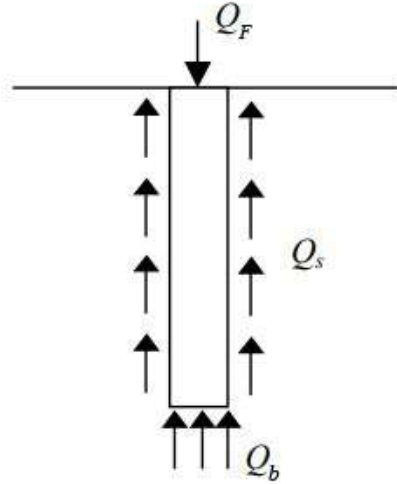
İnşa edilecek olan iksa yapısının ağırlığı ve yatay düzleme göre belirli bir açı ile imal edilen ankrajlar düşey yönde eksenel kuvvetler oluşturur. Bu nedenle iksa yapılarının düşey yöndeki taşıma kapasitelerinin belirlenmesi ve toplam duvar boyunun hesaplanması gerekmektedir.

Literatürde kazık taşıma gücü hesaplamaları için farklı araştırmacılar tarafından yapılmış zemin türüne göre değişiklik gösteren yöntemler bulunmaktadır.

Eksenel yük taşıma hesabında; çevre sürtünme sürtünme direnci ve uç direnç faktörleri dikkate alınır. Kazık uç direnci Q_F , zemin ile kazık yüzeyi arasındaki sürtünme direnci Q_s olarak düşünüldüğünde toplam taşıma gücü değeri;

$$Q_F = Q_B + Q_s = q_b A_b + f_s A_s \quad (8.11)$$

Denklem (8.11)'de görülen q_b kazık ucundaki birim taşıma gücünü değerini, A_b kazık kesit alanını, f_s kazık çevresinde oluşan birim sürtünme direncini, A_s ise kazık-zemin arasındaki sürtünen yüzey alanını göstermektedir (Çinicioğlu, 2005). Şekil 8.11'de tipik kazık taşıma gücü durumu görülmektedir.



Şekil 8.11: Genel taşıma gücü gösterimi

İlgili zemindeki içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişen N_c , N_q , N_γ değerleri ise aşağıdaki formüller yardımıyla hesaplanabilmektedir.

$$N_q = e^{(\pi \times \tan \phi)} \times \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (8.12)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot \phi \quad (8.13)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \times \tan (1, 4\phi) \quad (8.14)$$

Bowles (1996)'ya göre içsel sürtünme açısına bağlı olarak taşıma gücü faktörleri sunulmuştur.

Tablo 8.1: Meyerhof N_c , N_q , N_γ taşıma gücü faktörleri (Bowles, 1996)

ϕ (derece)	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,0	0,0
5	6,49	1,6	0,1
10	8,34	2,5	0,4
15	10,97	3,9	1,1
20	14,83	6,4	2,9
25	20,71	10,7	6,8
26	22,25	11,8	8,0
28	25,79	14,7	11,2
30	30,13	18,4	15,7
32	35,47	23,2	22,0
34	42,14	29,4	31,1
36	50,55	37,7	44,4
38	61,31	48,9	64,0
40	75,25	64,1	93,6
45	133,73	134,7	262,3
50	266,50	318,5	871,7

Uç Direnç

Kazık ucundaki göçme mekanizması ile yüzeysel temel göçme mekanizması benzer şekillerde gerçekleşmesinden dolayı hesaplamalarda benzer yöntemler uygulanmaktadır.

$$Q_b = q_b A_b = A_b (cN_c + \gamma LN_q + 0,5\gamma DN_\gamma) \quad (8.15)$$

$$q_b = cN_c + \gamma LN_q + 0,5\gamma DN_\gamma \quad (8.16)$$

q_b : Birim uç direnç

A_b : Kesit alanı (m²)

D : Çap veya daire olmayan kesitlerde taban genişliği $D=B$

N_c, N_q, N_γ : Taşıma gücü faktörleri

c : Kohezyon

γ : Zemin birim hacim ağırlığı

Genel olarak inşa edilecek olan duvarlarda kazık çapı veya duvar genişliğinin toplam duvar yüksekliğinin yanında çok daha küçük kalmasından dolayı denklem (8.13)'de görülen son terim ihmal edilerek;

$$q_b = cN_c + \gamma LN_q \quad (8.17)$$

şeklinde dikkate alınabilir.

Sürtünme Direnci

Duvar ile zemin yüzeyi arasındaki sürtünme etkisine ve sürtünen yüzey alanına bağlı olarak sürtünme dirençleri oluşur.

$$Q_s = f_s A_s = \pi L D f_s \quad (8.18)$$

f_s : Birim sürtünme direnci etkisi (kN/m²)

A_s : Sürtünen yüzey alanı (m²)

L : Sürtünme etkisi altındaki duvar boyu (m)

D : Kazık çapı veya duvar genişliği (m)

Hesaplanan uç ve yanal taşıma gücü değerleri belirli güvenlik katsayılarına bölünerek emniyetli taşıma gücü değeri elde edilir. Statik durum için hesaplanan toplam taşıma gücü değerleri genel olarak 2.0-4.0 arasında değişen katsayılarla bölünerek emniyetli taşıma gücü değeri elde edilir. Aşağıdaki tabloda zemin türüne bağlı olarak bazı güvenlik katsayısı değerleri verilmiştir.

Tablo 8.2: Önerilen güvenlik katsayısı değerleri, (FHWA-IF-99-015, 1999).

Zemin Türü	Sürtünme Direnci	Uç Direnç
Kil	2.5	2.5
Kum	2.0	2.5

9. İKSA TASARIM PROGRAMI

Literatürde bulunan zemin basınçları ve çözüm yöntemleri dikkate alınarak bu çalışma kapsamında VBA dili kullanılarak bir iksa tasarım programı geliştirilmiştir.

9.1 İksa Tasarım Program Tanıtımı

İksa tasarım programı üç farklı modülden oluşmaktadır. Bunlar;

- Ankrajlı İksa Tasarımı
- Tek Sıra Ankrajlı İksa Tasarımı
- Çok Sıra Ankrajlı İksa Tasarımı

Şekil 9.1’de İksa Tasarım Programına ait giriş ekranına görüntü sunulmuştur.



Şekil 9.1: Program ana giriş ekran görüntüsü

Ankrajlı ya da ankrajlı olarak modüller eklenerek yapılacak olan tasarımın farklı yönlerle değerlendirilmesine olanak sağlanmıştır.

9.1.1 Ankrajsız İksa Tasarımı Modülü

Şekil 9.1’de İksa Tasarım Programı ankrajsız iksa modülüne ait veri giriş ekranı görüntüsü sunulmuştur.

Veri_Giriş Keeme_Moment_Deplasman

Bilgiler

Birim Hacim Ağırlık (t/m³) 1.8

Doygun Birim Hacim Ağırlık 2

İçsel Sürtünme Açısı 30

Yayılı Yük (t/m²) 0

Hesap Açıklığı (m) 1

Kazı Derinliği (H) 7

Y.A.S.S. (m) 0

d 0

Kazı

Kazık Çapı / Duvar Geniliği (m) 0.65 Kazık Perde Duvar

Kazık Momenti (m⁴) 0.00876 HESAPLA

Deprem Bilgileri

Sda 0.3

f 1

Kv Negatif Olarak Al

k<0.005 m/s

k>0.005 m/s

Statik Gömülme Derinliği 15.51

Dinamik Gömülme Derinliği 20.98

Hesap

Şekil 9.2: Ankrajsız iksa tasarım modülü veri girişi ekranı

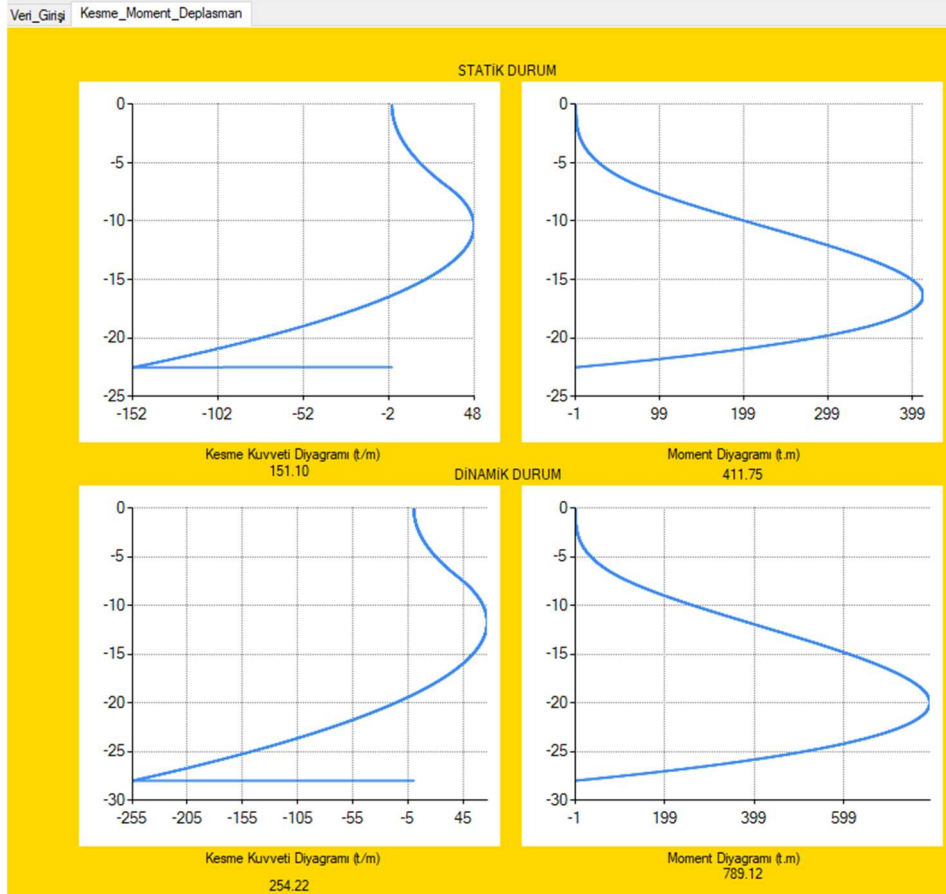
Ankrajsız iksa tasarım modülü Rankine teoremine göre çalışmaktadır. Veri girişi ekranında;

- 1) Zemin birim hacim ağırlığı
- 2) İçsel sürtünme açısı
- 3) Varsa sürşarj yükü
- 4) Hesap açıklığı
- 5) Kazı Derinliği
- 6) Yeraltı suyu derinliği
- 7) Kazık çapı ya da duvar genişliği
- 8) Deprem ile ilgili veriler

girilebilmektedir.

Veri girişi ekranında bulunan “hesapla” butonuna tıklandığında statik ve dinamik durum için gerekli minimum gömülme derinlikleri hesaplanmaktadır.

Aynı zamanda “Kesme_Moment” diyagramları sekmesine girildiğinde iksa duvarı üzerinde oluşan kesme ve moment diyagramları görüntülenebilmektedir (Şekil 9.3).



Şekil 9.3: Ankrajsız iksa tasarım modülüne ait kesme-moment diyagramları sekmesi

9.1.1 Tek Sıra Ankrajlı İksa Tasarımı Modülü

Tek Sıra Ankrajlı İksa Tasarımı Modülü, Terzaghi ve Peck (1967) zemin basınç dağılımlarını göre zemin itkilerini dikkate almaktadır. Çözüm yöntemi olarak düğüm ve alan yöntemleri kullanıcı tarafından seçilebilmektedir.

Tek Sıra Ankrajlı İksa Tasarım Modülü'ne ait veri girişi sekmesi ekran görüntüsü Şekil 9.4'de verilmiştir.

Kazık-Zemin Bilgileri Seçenekler Kesme Moment Ankrāj Hesaplaması

Şekil 9.4: Tek sıra ankrājlı iksa tasarım modülü veri girişi ekranı

Veri girişi ekranında;

- 1) Zemin birim hacim ağırlığı
- 2) İçsel sürtünme açısı
- 3) Varsa sürşarj yükü
- 4) Kazı Derinliği
- 5) Kazık çapı ya da duvar genişliği
- 6) Deprem ile ilgili veriler

girilebilmektedir.

Yerleşim

Kayma Düzlemine Olan Uzaklık (m) 1.00 - 1.50m Arasında

Ankrāj Kökünün Min. Derinliği (m)

Min. Kök Boyu (m)

Kök Taşma Gücü

Statik Durum G.S. 1.50 - 2.00

Dinamik Durum G.S. 1.10 - 1.50

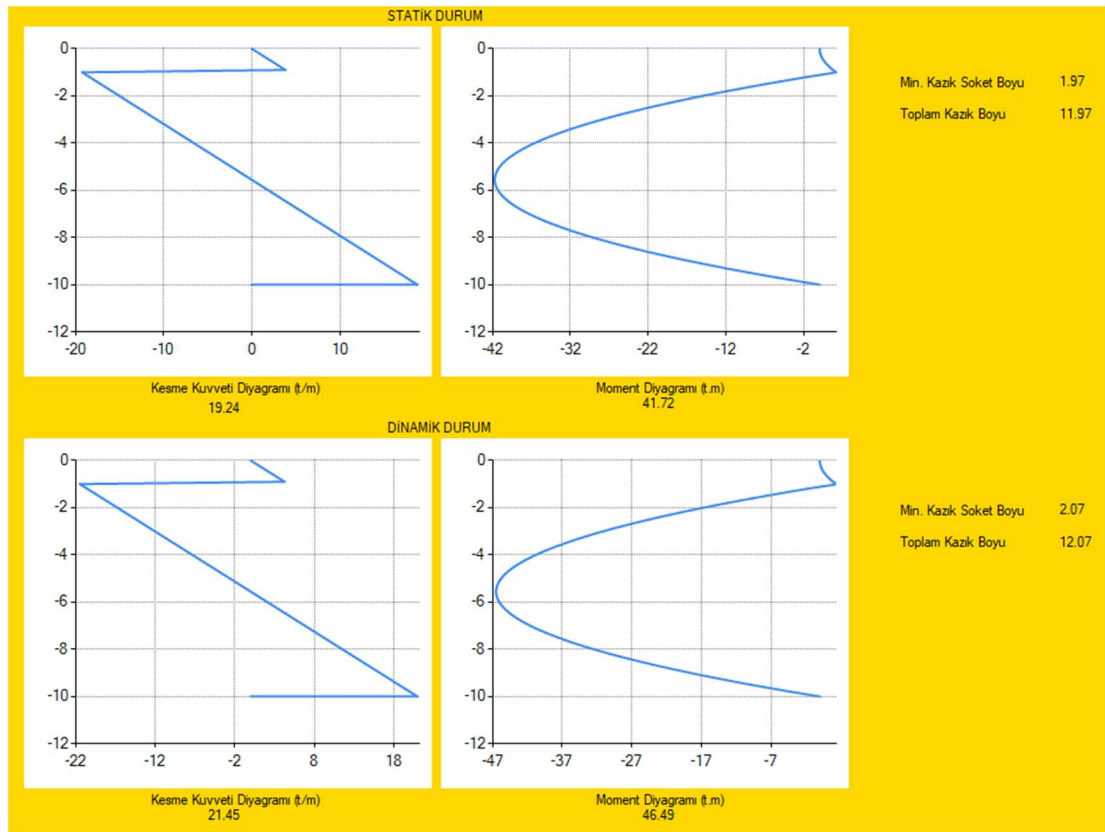
Adhezyon Faktörü 0.5 - 0.65

İzinverilebilir Max. Transfer Yüğü (kN/m)

Şekil 9.5: Tek sıra ankrājlı iksa tasarım modülü seçenekler

Seçenekler sekmesi altında tasarım ile ilgili genel uyulması genel ilkeler belirtilmektedir (Şekil 9.5). Bunlar;

- 1) Kök başlangıcının kayma düzlemine olan uzaklığı
- 2) Ankraj kökünün yüzeyden itibaren minimum derinliği
- 3) Minimum kök boyu
- 4) Statik durum güvenlik katsayısı
- 5) Dinamik durum güvenlik katsayısı
- 6) Adhezyon faktörü
- 7) İzin verilebilir maksimum transfer yükü



Şekil 9.6: Tek sıra ankrajlı iksa tasarım modülü kesme-moment diyagramları sekmesi

Kesme-moment sekmesi altında oluşturulan iksa modeli üzerine etkiyen kuvvetlerin diyagramları ile birlikte gerekli olan minimum duvar boyları bilgileri verilmektedir (Şekil 9.6).

Duvar gömülü derinliğinin hesabında veri girişin sekmesinde seçilen çözüm yöntemine farklı hesaplamalar yapılabilmektedir (Şekil 9.7).

Kazı Derinliği Hesaplama Koşulu

Drenajsız Koşul (Broms,1965)
 Drenajlı Koşul (Broms, 1965)
 Wang-Reese 1986

Şekil 9.7: Tek sıra ankrajlı iksa tasarım modülü gömülü derinlik hesaplama koşulu

Sıra No	Derinlik (m)	Gerekli Yatay Kuvvet	Gerekli Ankraj Kuvveti (ton)	Serbest Boy (m)	Emniyetli Serbest Boy (m)	Gereken Kök Boyu (m)	YüzeYden Ortalama Derinlik	Toplam Ankraj Uzunluğu (m)
1	1.00	23.47	24.30	4.82	13.52	10.50	5.86	24.02
1								
1								

ANKRAJ BİLGİLERİ DİNAMİK DURUM

Sıra No	Derinlik (m)	Gerekli Yatay Kuvvet	Gerekli Ankraj Kuvveti (ton)	Serbest Boy (m)	Emniyetli Serbest Boy (m)	Gereken Kök Boyu (m)	YüzeYden Ortalama Derinlik	Toplam Ankraj Uzunluğu (m)
1	1.00	26.15	27.07	4.82	13.52	9.00	5.66	22.52
1								
1								

Şekil 9.8: Tek sıra ankrajlı iksa tasarım modülü ankraj bilgileri sekmesi

Oluşturulan iksa modelinde ankraj tarafından taşıtılması gereken kuvvet hesaplanır ve belirtilen seçeneklere göre minimum ankraj uzunluğu görülebilmektedir (Şekil 9.8).

Kullanıcı hesaplanan minimum ankraj uzunluğu ve kök uzunluğu dikkate alarak gerekli olan tasarımı oluşturabilir.

9.1.2 Çok Sıra Ankrajlı İksa Tasarımı Modülü

Çok Sıra Ankrajlı İksa Tasarımı Modülü, Terzaghi ve Peck (1967) zemin basınç dağılımlarını göre zemin itkilerini dikkate almaktadır. Ancak literatürde birçok farklı araştırmacılar ortaya konulmuş ve farklı parametreler ile elde edilebilen yöntemler bulunmaktadır. Bu nedenle farklı zemin basınç dağılımlarını ve ileride yapılacak olan yeni çalışmalar sonucunda ortaya çıkabilecek basınç dağılım şekillerini de kullanabilmek amacıyla çok sıra ankrajlı iksa modülüne kullanıcı giriшли bir seçenek tanımlanmıştır (Şekil 9.10).

Manuel ?

Sıra	Derinlik (m)
*	0

Çözüm Yöntemi

Alan

Düşüm

Manuel ?

Manuel	?	% H
B1	25	% H
B2	75	% H
P	3.6	t/m ²

Terzaghi-Peck Zemin Basınç Dağılımı

Kohezyonsuz

Sert Kil 0.2 Ka

Yumuşak Kil

Gömülme Derinliği Hesaplama Koşulu

Drenajsız Durum (Broms, 1965)

Drenajlı Durum (Broms, 1965)

Wang-Reese 1986

Kontrol

G' H' / c u 0

m 0

H

P

b₁H

b₂H

b₃H

Şekil 9.9: Çok sıra ankrajlı iksa tasarım modülü gömülü ankraj bilgileri sekmesi

Manuel ?

Manuel	?	% H
B1	25	% H
B2	75	% H
P	3.6	t/m ²

H

P

b₁H

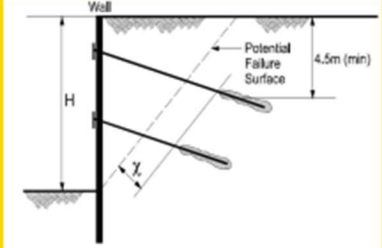
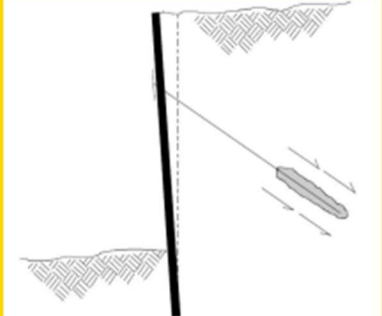
b₂H

b₃H

Şekil 9.10: Kullanıcı tanımlı zemin basınç dağılımı menüsü

Yerleşim		
Kayma Düzlemine Olan Uzaklık (m)	<input type="text" value="1"/>	1.00 - 1.50m Arasında
Akraj Kökünün Min. Derinliği (m)	<input type="text" value="4.5"/>	
Min. Kök Boyu (m)	<input type="text" value="4"/>	

Kök Taşma Gücü		
Statik Durum G.S.	<input type="text" value="1.5"/>	1.50 - 2.00
Dinamik Durum G.S.	<input type="text" value="1.10"/>	1.10 - 1.50
Adhezyon Faktörü	<input type="text" value="0.5"/>	0.5 - 0.65
İzinverilebilir Max. Transfer Yüğü (kN/m)	<input type="text" value="220"/>	<input style="background-color: #cccccc;" type="text" value="?"/>

Şekil 9.11: Çok sıra ankrajlı iksa tasarım modülü seçenekler

Seçenekler sekmesi altında tasarım ile ilgili genel uyulması genel ilkeler belirtilmektedir (Şekil 9.11). Bunlar;

- 1) Kök başlangıcının kayma düzlemine olan uzaklığı
- 2) Ankraj kökünün yüzeyden itibaren minimum derinliği
- 3) Minimum kök boyu
- 4) Statik durum güvenlik katsayısı
- 5) Dinamik durum güvenlik katsayısı
- 6) Adhezyon faktörü
- 7) İzinverilebilir maksimum tranfer yüğü

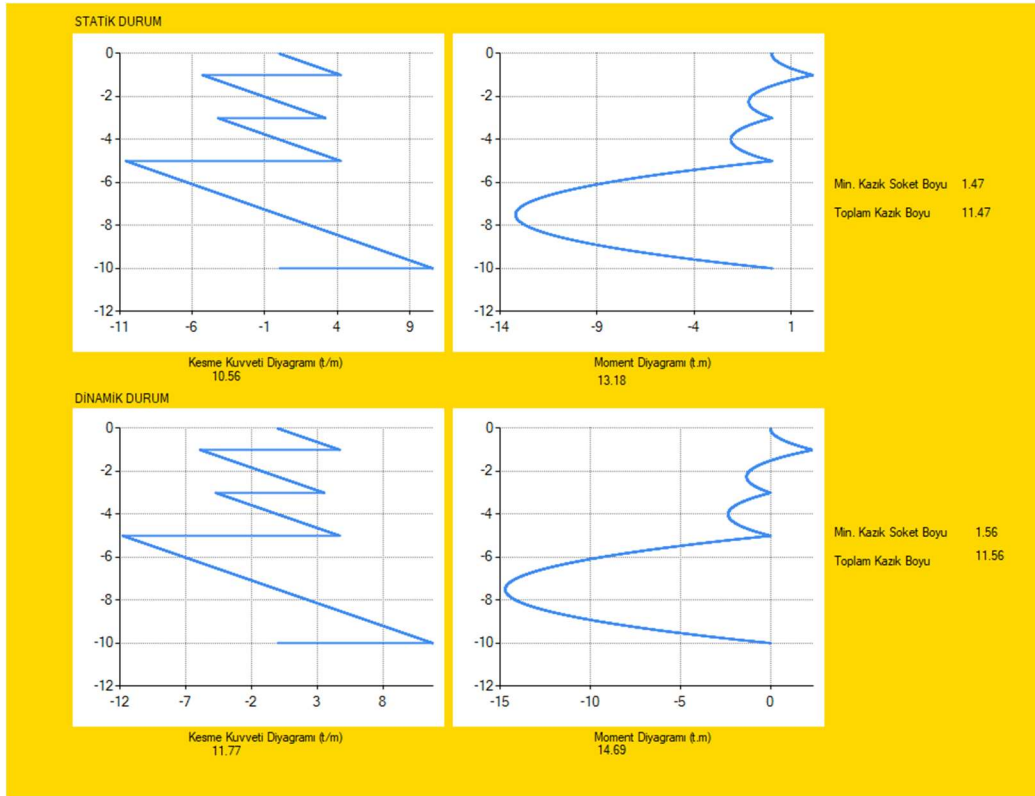
ANKRAJ BİLGİLERİ STATİK DURUM								
Sıra No	Derinlik (m)	Gerekli Yatay Kuvvet	Gerekli Ankraj Kuvveti (ton)	Serbest Boy (m)	Emniyetli Serbest Boy (m)	Gereken Kök Boyu (m)	Yüzeyden Ortalama Derinlik	Toplam Ankraj Uzunluğu (m)
1	1	6.34	6.56	4.82	13.52	4.00	5.02	17.52
2	3	13.73	14.21	3.75	5.80	7.00	5.41	12.80
3	5	11.62	12.03	2.68	3.68	5.00	6.60	8.68

ANKRAJ BİLGİLERİ DİNAMİK DURUM								
Sıra No	Derinlik (m)	Gerekli Yatay Kuvvet	Gerekli Ankraj Kuvveti (ton)	Serbest Boy (m)	Emniyetli Serbest Boy (m)	Gereken Kök Boyu (m)	Yüzeyden Ortalama Derinlik	Toplam Ankraj Uzunluğu (m)
1	1	7.06	7.31	4.82	13.52	4.00	5.02	17.52
2	3	15.30	15.84	3.75	5.80	6.00	5.28	11.80
3	5	12.95	13.41	2.68	3.68	4.00	6.47	7.68

Şekil 9.12: Çok sıra ankrajlı iksa tasarım modülü gömülü ankraj bilgileri sekmesi

Hesapla butonuna tıklandığında oluşturulan iksa modeli ve zemin basınçlarına göre gerekli olan minimum ankraj serbest boyu, kök boyu bilgileri görülebilmektedir (Şekil 8.12).

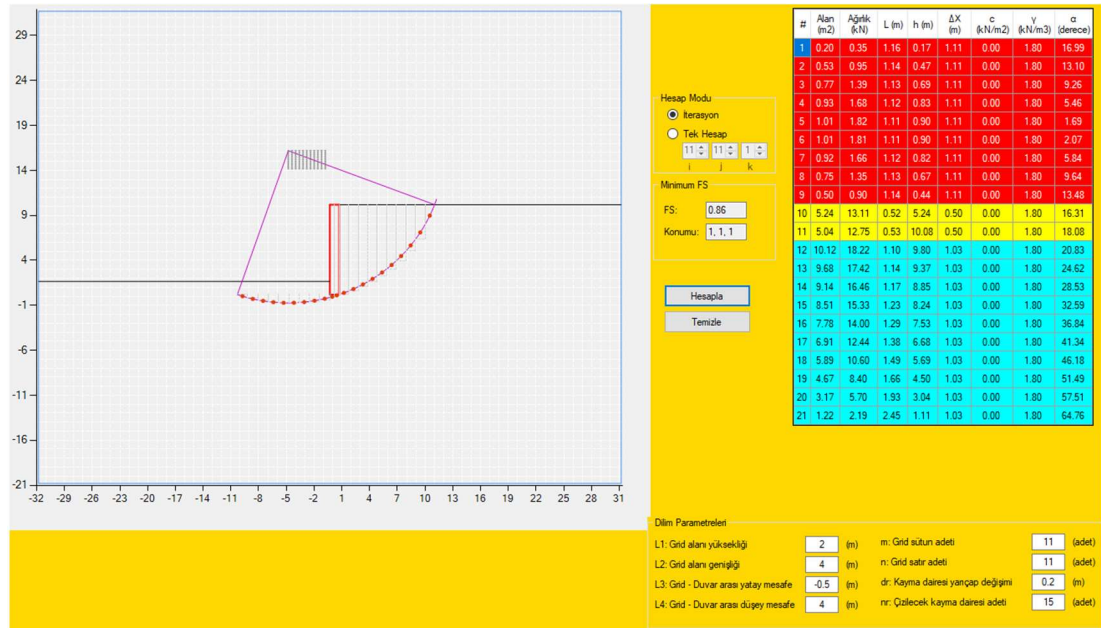
Kullanıcı hesaplanan minimum ankraj uzunluğu ve kök uzunluğu dikkate alarak gerekli olan tasarımı oluşturabilir.



Şekil 9.13: Tek sıra ankrajlı iksa tasarım modülü kesme-moment diyagramları sekmesi

Kesme-moment sekmesi altında oluşturulan iksa modeli üzerine etkiyen kuvvetlerin diyagramları ile birlikte gerekli olan minimum duvar boyları bilgileri verilmektedir (Şekil 9.13).

Duvar gömülü derinliğinin hesabında veri girişin sekmesinde seçilen çözüm yöntemine farklı hesaplamalar yapılabilmektedir.



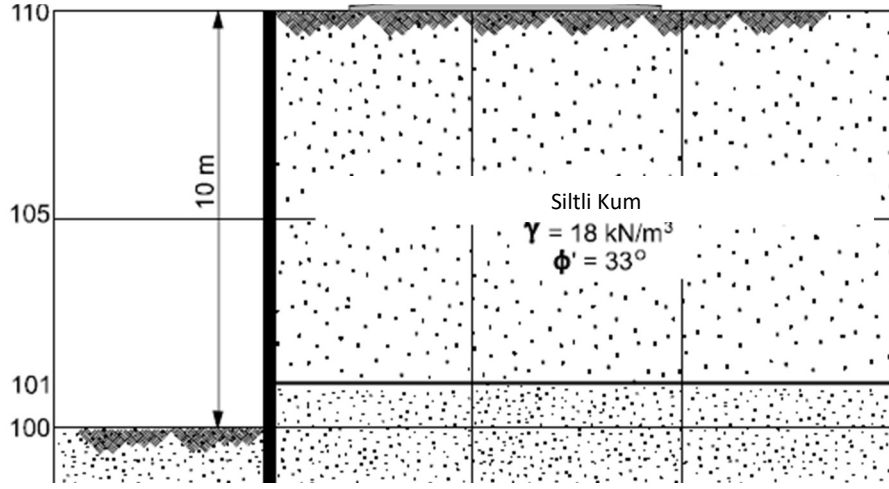
Şekil 9.14: Çok sıra ankrajlı iksa modülü toptan göçme kontrolü

Çok sıra ankrajlı iksa modülüne eklenen toptan göçme kontrolü ile hesaplanan gömülü derinlik dikkate alınarak stabilite kontrolü yapılabilir (Şekil 9.14). Elde edilen sonuçlara göre gömülme derinliği yeniden gözde geçirilerek gerektiği durumlarda artırılabilir.

9.1.3 Örnek Çözüm-1

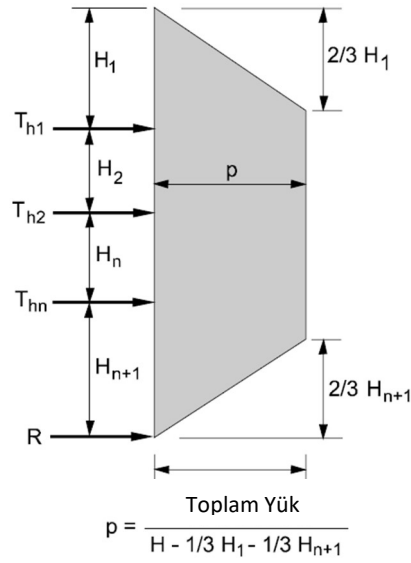
FHWA-IF-99-015, (1999)'da Ek-A verilen örnek çözüm dikkate alınarak iksa tasarım programı ile elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Siltli-kum birimlerinin bulunduğu zemin profilinde 10.00m'lik bir iksa duvarının iki adet ankraj desteği ile tasarımı amaçlanmış ve gereken değerler elde edilmiştir. Zemin profiline ait bilgile aşağıdaki şekilde sunulmuştur.



Şekil 9.15: Zemin Profili

Zemin basınç dağılımı olarak (FHWA-IF-99-015, 1999)'da kum birimler için önerilen zemin basınç dağılımı dikkate alınmıştır.



Şekil 9.16: Kum birimler için önerilen yanal basınç dağılımı (FHWA-IF-99-015, 1999)

$$p_e = \frac{0.65 \left(\tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right) \gamma H^2}{H - \frac{H_1}{3} - \frac{H_3}{3}} \quad (9.1)$$

$$p_e = \frac{0.65 \left(\tan^2 \left(45 - \frac{33}{2} \right) \right) 18 * 10^2}{10 - \frac{2.5}{3} - \frac{3.75}{3}} = 43.6 kN / m^2 \quad (9.2)$$

Trafik yükünden dolayı oluşacak olan sürşarj yükü yaklaşık olarak 11 kN/m² olarak dikkate alındığında;

$$p_s = K_A q_s \quad (9.3)$$

$$= \tan^2 \left(45 - \frac{33}{2} \right) * 11 = 3.2 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (9.4)$$

olarak elde edilir.

Ankraj Yatay Kuvvetlerinin Bulunması

$$T_{H1} = \left(\frac{2}{3} H_1 + \frac{H_2}{2} \right) p_e + \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right) * p_s$$

$$= \left(\frac{2}{3} * 2.5 + \frac{3.75}{2} \right) * 43.6 + \left(2.5 + \frac{3.75}{2} \right) * 3.2 = 168 \text{ kN} / \text{m}$$

$$T_{H2} = \left(\frac{H_2}{2} + \frac{23}{48} H_3 \right) p_e + \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_3}{2} \right) p_s$$

$$T_{H2} = \left(\frac{3.75}{2} + \frac{23}{48} * 3.75 \right) 43.6 + \left(\frac{3.75}{2} + \frac{3.75}{2} \right) 3.2 = 172 \text{ kN} / \text{m}$$

Moment Kuvvetlerinin Bulunması

$$M_1 = \frac{13}{54} H_1^2 p_e + p_s H_1 \frac{H_1}{2}$$

$$M_1 = \frac{13}{54} 2.5^2 * 43.6 + 3.1 * 2.5 \frac{2.5}{2} = 76 \text{ kN} - \text{m} / \text{m}$$

$$M_{2,3} = \frac{1}{10} (H_{2,3})^2 (p_e + p_s)$$

$$M_{2,3} = \frac{1}{10} (3.75)^2 * (43.6 + 3.2) = 66 \text{ kN} - \text{m} / \text{m}$$

Reaksiyon Kuvvetlerinin Bulunması

$$R = \left(\frac{3H_3}{16} \right) p_e + \left(\frac{H_3}{2} \right) p_s$$

$$R = \left(\frac{3 * 3.75}{16} \right) * 43.6 + \left(\frac{3.75}{2} \right) * 3.2 = 37 kN / m$$

Ankraj Tasarım Kuvvetlerinin Bulunması

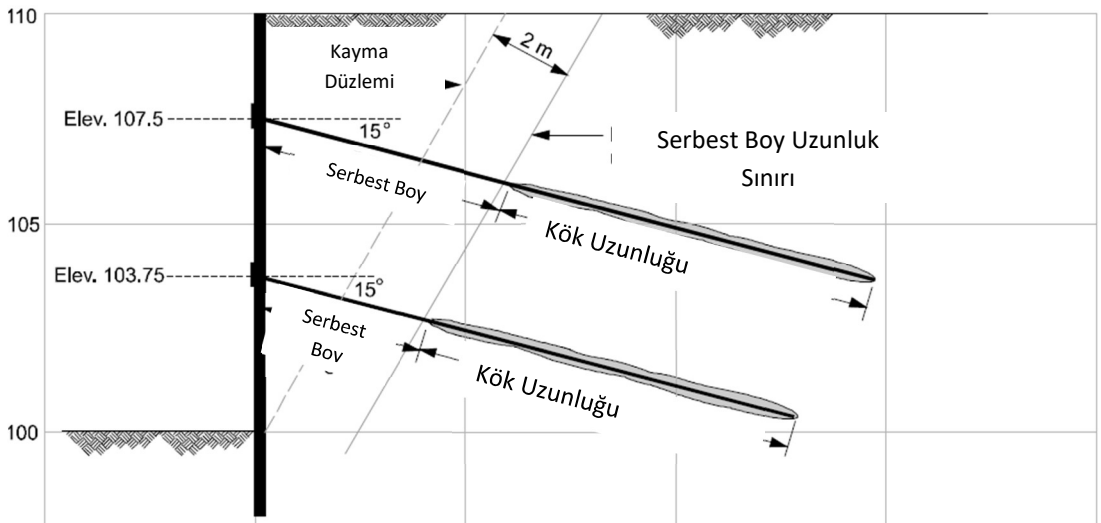
Ankrajların yatay düzlem ile yaptığı açı 15° ve ankraj merkezleri arası mesafe 2.50m olarak dikkate alınarak;

$$DL_1 = \frac{T_{H1} * (2.50m)}{\cos 15} = \frac{168 * (2.50m)}{\cos 15} = 435 kN$$

$$DL_2 = \frac{T_{H2} * (2.50m)}{\cos 15} = \frac{172 * (2.50m)}{\cos 15} = 445 kN$$

Ankraj Serbest Boy Uzunluğunun Belirlenmesi

Kayma düzleminin yatay düzlem ile yaptığı açı kazı dibinden $45 + \Phi/2$ düşünüldüğünde ve kayma düzlemi olan uzaklığın 2.00m olarak alındığında gerekli minimum serbest boy uzunlukları aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.



Şekil 9.17: Serbest boy uzunlukları

Ankraj Kök Boylarının Hesaplanması

Siltli kum birimler için (FHWA-IF-99-015, 1999)'da maksimum transfer yükü 100 kN/m olarak tanımlanmıştır.

Elde edilen maksimum gerekli ankraj kuvveti değeri ve güvenlik katsayısı 2.0 olarak dikkate alınarak;

$$L_{KÖK} = \frac{445 * 2}{100} = 8.9m \text{ olarak elde edilir.}$$

İKSA TASARIM PROGRAMI İLE ÇÖZÜM

Aynı değerler kullanılarak iksa tasarım programında gerekli hesaplamalar yapılmış ve elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

1) Veri Girişi

The screenshot shows the input interface for the IKSAS program. It features a vertical pile diagram on the left and several input fields on the right. The input fields are as follows:

Parameter	Value
Q Yayılı Yük (t/m²)	1.1
Lkök	0.00
H (m)	10.00
Ankraj Açısı	15
Kök Çapı (cm)	20
Hesap Ağırlığı (m)	2.50
Gömülme Derinliği (m)	0,00

Şekil 9.18: Kazı bilgisi ve yayılı yük girişi

2) Ankraj Yerleşimi

	Sıra	Derinlik (m)
	1	2.5
▶	2	6.25
*		

Şekil 9.19:: Ankraj yerleşimi

3) Çözüm Yöntemi Seçimi

Çözüm Yöntemi

Alan

Düğüm

Şekil 9.20: Çözüm yöntemi seçimi

4) Zemin Bilgisi Girişi

Zemin Yoğunluğu (t/m³)

İçsel Sürtünme Açısı Kohezyon (t/m²)

Şekil 9.21: Zemin bilgisi girişi

5) Zemin Basınç Dağılımı Seçimi

Terzaghi-Peck Zemin Basınç Dağılımı

Kohezyonsuz

Sert Kil Ka $G \cdot H / c_u$

Yumuşak Kil m

Manuel

B1 % H

B2 % H

P t/m²

Kontrol

Şekil 9.22: Zemin basınç dağılımı girişi

6) Tasarıma ait Genel Sınırların Belirlenmesi

Yerleşim

Kayma Düzlemine Olan Uzaklık (m) 1.00 - 1.50m Arasında

Ankraj Kökünün Min. Derinliği (m)

Min. Kök Boyu (m)

Kök Taşma Gücü

Statik Durum G.S. 1.50 - 2.00

Dinamik Durum G.S. 1.10 - 1.50

Adhezyon Faktörü 0.5 - 0.65

İzinverilebilir Max. Transfer Yüğü (kN/m)

Şekil 9.23: Seçeneklerin girilmesi

7) Ankraj Kuvvetlerinin Hesaplanması

ANKRAJ BİLGİLERİ STATİK DURUM								
Sıra No	Derinlik (m)	Gerekli Yatay Kuvvet	Gerekli Ankraj Kuvveti (ton)	Serbest Boy (m)	Emniyetli Serbest Boy (m)	Gereken Kök Boyu (m)	Yüzeyden Ortalama Derinlik	Toplam Ankraj Uzunluğu (m)
1	2.5	42.13	43.62	3.68	5.68	8.72		
2	6.25	43.06	44.58	1.84	3.84	8.92		

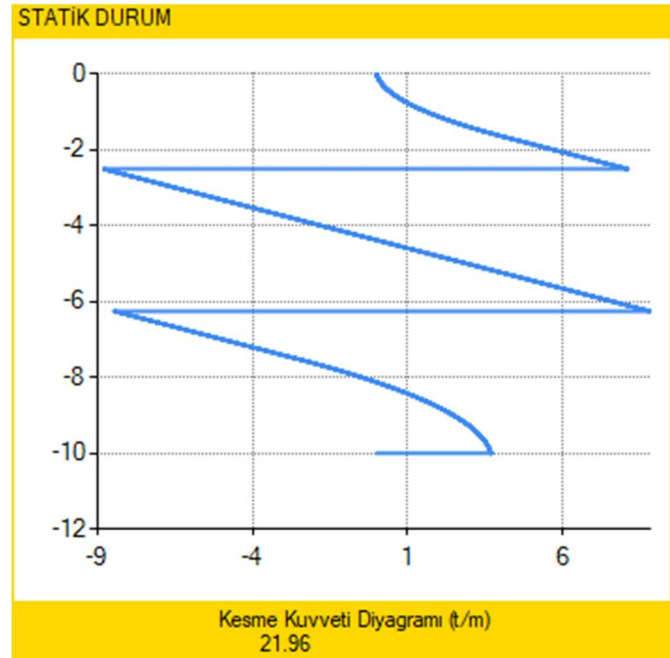
Şekil 9.24: Ankraj bilgileri özet tablosu

Girilen zemin parametreleri, ankraj yerleşim bilgileri, zemin basınç dağılımı ve diğer seçenekler ile $T_1=43.62$ t, $T_2=44.58$ t olarak elde edilmiştir.

Gerekli serbest boy uzunlukları ise sırasıyla 5.68m ve 3.84m olarak elde edilmiştir.

Gereken kök boyları ise sırasıyla 8.72m ve 8.92m olarak hesaplanmıştır.

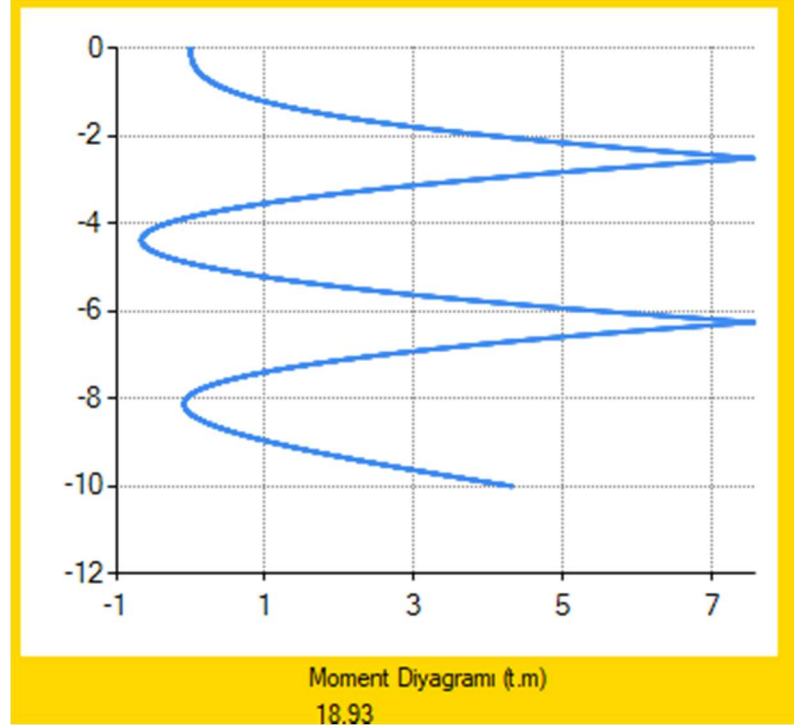
8) Kesme Kuvveti Diyagramı



Şekil 9.25: Kesme kuvveti diyagramı

Maksimum kesme kuvveti değeri 21.96 t olarak hesaplanmıştır. Hesap açıklığı 2.50m olarak alındığı için birim uzunluğa düşen maksimum kesme kuvveti değeri $21.96/2.50 = 8.784$ t/m olarak elde edilir.

9) Moment Diyagramı



Şekil 9.26: Moment kuvveti diyagramı

Maksimum moment kuvveti değeri 18.93 tm olarak hesaplanmıştır. Hesap açıklığı 2.50m olarak alındığı için birim uzunluğa düşen maksimum kesme kuvveti değeri $18.93/2.50 = 7.572$ t/m olarak elde edilir.

ELDE EDİLEN SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

İksa tasarım programı ve (FHWA-IF-99-015, 1999)'da verilen çözümlerden elde edilen gerekli ankraj kuvvet değerleri, serbest boy uzunlukları, kök boyu uzunlukları, maksimum kesme kuvveti değerleri ve maksimum moment kuvveti değerlerine ait özet bilgiler Tablo 9.1'de sunulmuştur.

Tablo 9.1: Hesapların karşılaştırılması

Sonuçlar	(FHWA-IF-99-015, 1999)		İksa Tasarım Programı	
	T1	T2	T1	T2
Gerekli Ankraj Kuvveleri (t)	16.8	17.2	17.448	17.83
Serbest Boy Uzunlukları (m)	5.7	3.9	5.68	3.84
Kök Boyu Uzunlukları (m)	8.9		8.72	8.92
Maks. Kesme Kuvveti (t/m)	-	-	8.784	
Maks. Moment Kuvveti (tm/m)	7.6		7.572	

Tablo 9.1’de görüldüğü üzere (FHWA-IF-99-015, 1999)’da yapılan hesaplamalar sonucunda elde edilen değerlerin, iksa tasarım programı ile elde edilen değerlere çok yakın olduğu görülmüştür.

9.1.4 Örnek Çözüm-2

Örnek-1’de verilen aynı zemin profili ve iksa tasarımı için düğüm yöntemi kullanılarak hesaplamalar yapılmış ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir.

Q Yayılı Yük (t/m²)= 1.1

Lkök 0.00

H (m) 10.00

Ankraj Açısı 15

Kök Çapı (cm) 20

Hesap Açıklığı (m) 2.50

64.53

Şekil 9.27: Düğüm yöntemine göre veri girişleri

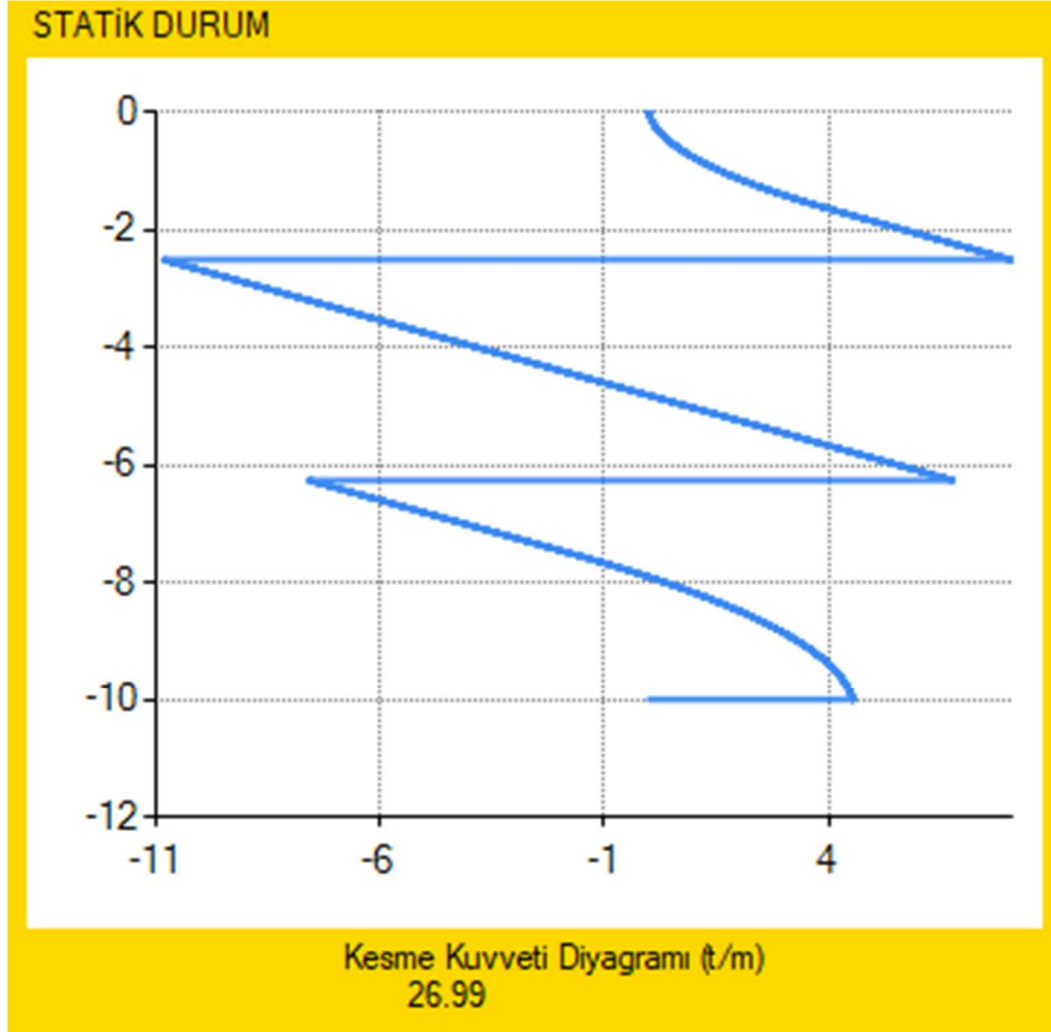
Yerleşim		
Kayma Düzlemine Olan Uzaklık (m)	2	1.00 - 1.50m Arasında
Ankraj Kökünün Min. Derinliği (m)	3	
Min. Kök Boyu (m)	4	

Kök Taşma Gücü		
Statik Durum G.S.	2	1.50 - 2.00
Dinamik Durum G.S.	1.10	1.10 - 1.50
Adhezyon Faktörü	0.5	0.5 - 0.65
<input checked="" type="checkbox"/> İzinverilebilir Max. Transfer Yüğü (kN/m)	100	?

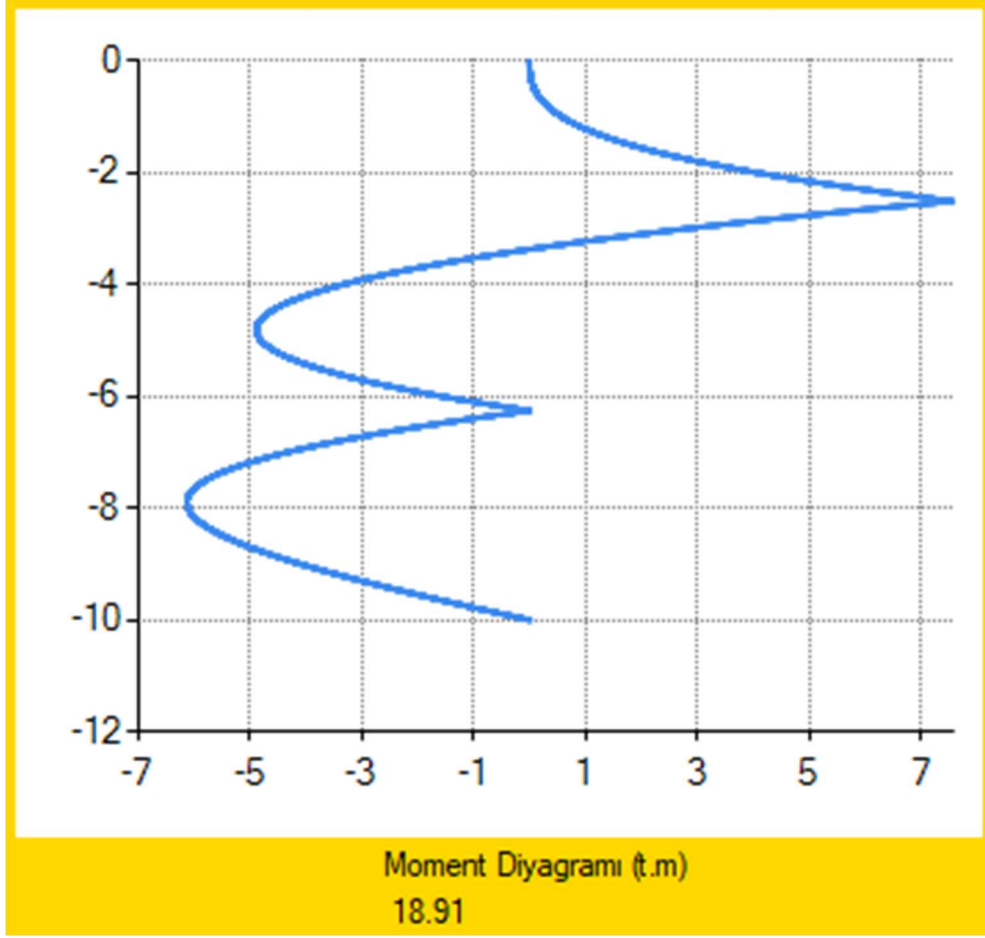
Şekil 9.28: Seçeneklerin belirlenmesi

Sıra No	Derinlik (m)	Gerekli Yatay Kuvvet	Gerekli Ankraj Kuvveti (ton)	Serbest Boy (m)	Emniyetli Serbest Boy (m)	Gereken Kök Boyu (m)	Yüzeyden Ortalama Derinlik	Toplam Ankraj Uzunluğu (m)
1	2.5	47.18	48.84	3.68	5.68	9.77		
2	6.25	35.85	37.11	1.84	3.84	7.42		

Şekil 9.29: Ankraj bilgilerine ait  zet tablo



Şekil 9.30: Kesme kuvveti diyagramı



Şekil 9.31: Moment kuvveti diyagramı

Örnek-1’de verilen aynı iksa modeli ve zemin profili kullanılarak düğüm yöntemine göre çözüm yapılmıştır. Elde edilen sonuçlara ait özet bilgiler Tablo 9.2’de sunulmuştur. Her iki yöntemde hesaplanan maksimum değerler tabloda üzerinde renklendirilmiştir.

Sonuç olarak düğüm yöntemin ilk sırada yeralan ankrajın, alan yöntemine göre daha fazla yük taşıdığı ve ankraj kök boyunun gelen kuvvet ile doğru orantılı olarak uzunluğunun daha fazla olduğu görülmüştür.

İkinci sırada yeralan ankrajın ise alan yönteminde daha fazla yük taşıdığı ve kök boyunun daha fazla olduğu görülmüştür.

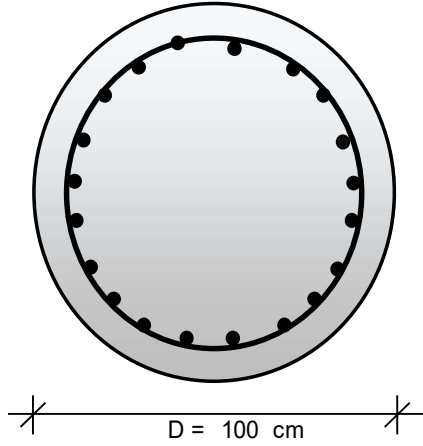
Ayrıca düğüm yöntemine göre hesaplanan modelde duvar üzerinde oluşacak olan kesme ve moment kuvvetlerinin de daha büyük olduğu görülmüştür.

Tablo 9.2: Dügüm ve alan yöntemlerinin karşılaştırılması

Sonuçlar	Dügüm Yöntemi		Alan Yöntemi	
	T1	T2	T1	T2
Gerekli Ankraj Kuvveleri (t)	48.84	37.11	43.62	44.58
Kök Boyu Uzunlukları (m)	9.77	7.42	8.72	8.92
Maks. Kesme Kuvveti (t)	26.99		21.96	
Maks. Moment Kuvveti (tm)	18.91		18.93	

Boyuna Donatı Yerleşimi

KAZIK KAPASİTE DİYAGRAMI



Malzeme :

Moment : 200 t/m
Eksenel Yü : 200 ton

Malzeme :

Beton : C 30 $f_{cd} = 200$ kg/cm²
Donatı : ST 420 $f_{yd} = 3652$ kg/cm²

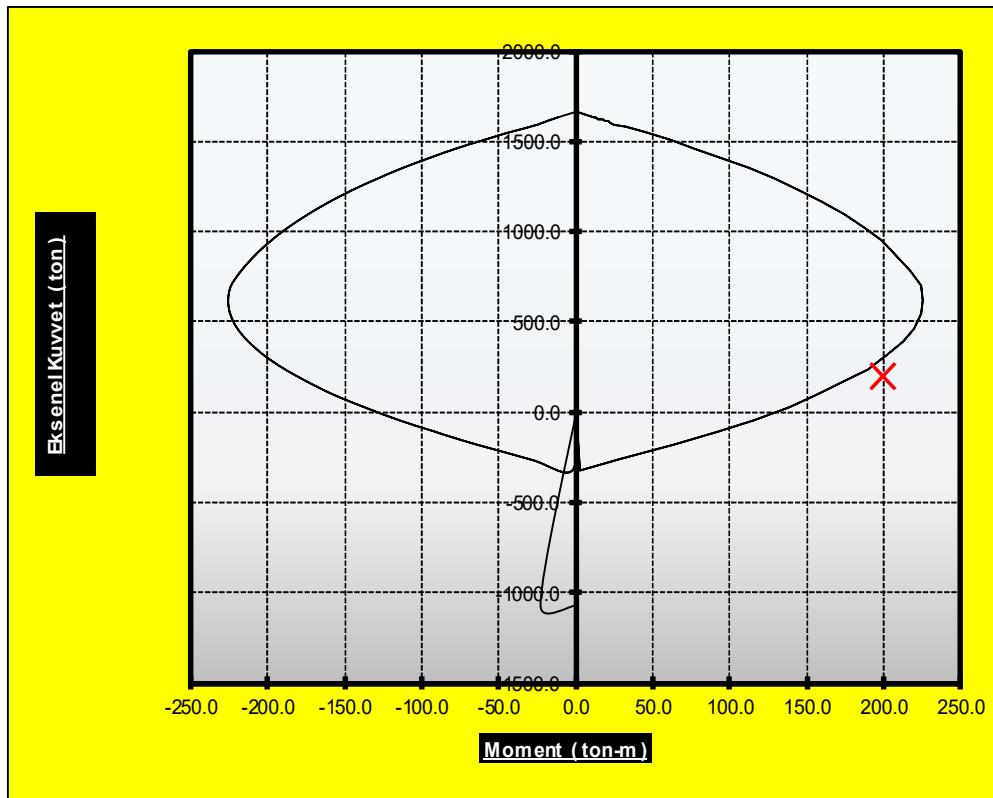
Kazık Çapı = 100 cm

Donatı Çapı = Φ 24

Donatı Sayısı = 20 adet

Paspayı = 5 cm

Donatı Yüzdesi = % 1.15



Şekil 9.32: Kazı boyuna donatı yerleşimi

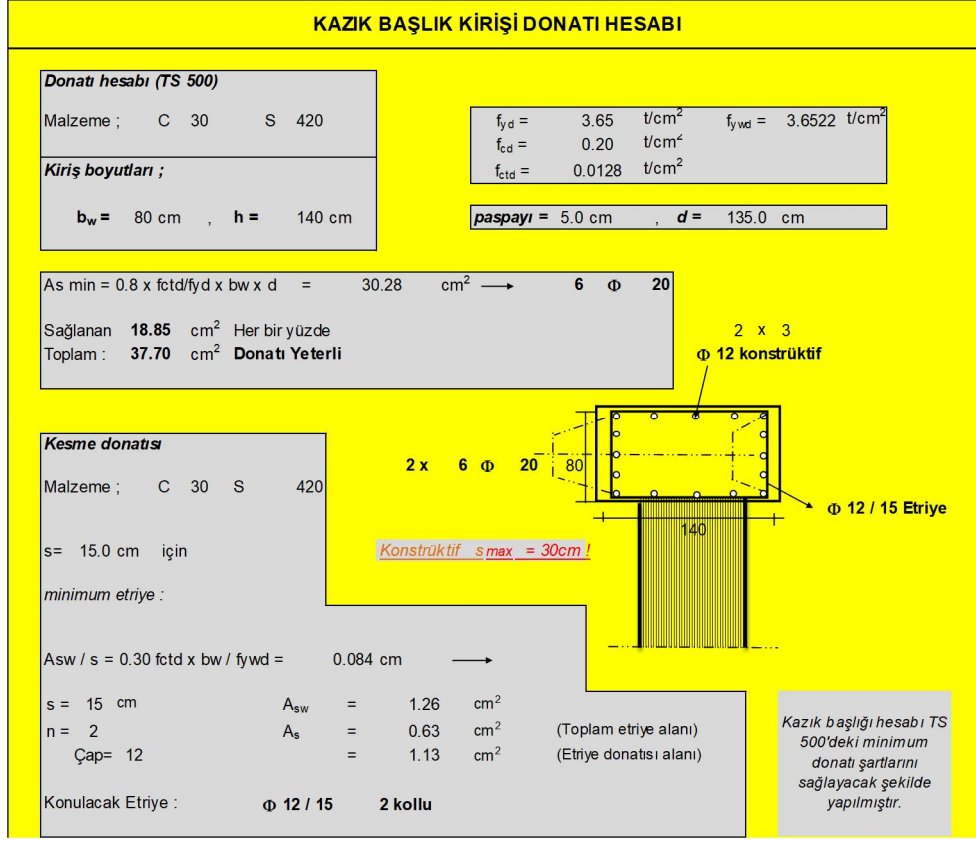
Kesme Donatısı Hesabı

Hesaplamalarda güvenli tarafta kalmak amacıyla etkiyen kesme kuvvetinin sadece donatı tarafından karşılanacağı dikkate alınıp beton tarafından karşılanacak kısım ihmal edilmiştir.

KAZIK KESME DONATISI HESABI

$V_d = 26.99 \text{ t}$	AASHTO -Fretli Kolonlar Kesme Hesabı
BS 0 , St III Kazık çapı = 120 cm , paspayı = 5.0 cm	$f_c = 0 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
$V_c = 0.166 \sqrt{f_c} b_w d = 0.00 \text{ t}$ $V_{max} = 3 * V_c = 0.00 \text{ t}$	
$V_{max} > V_c > V_d$ olduğundan $V_d < \phi V_n$ olmalıdır. $V_n = V_c + V_s \quad \phi = 0.85$ $V_s = A_v . f_y . d / s$ $A_v / s = (V_d - \phi V_c) / (\phi . f_y . d) = 0.066 \text{ cm}$	
s = 15.0 cm için :	
$A_v = 15 \times 0.066 = 0.99 \text{ cm}^2$	
$A_s = A_v / 2 = 0.49 \text{ cm}^2 \longrightarrow \Phi \text{ 12 / 15.0 (Spiral etriye)}$	
minimum etriye kullanılmalıdır :	
$A_v / s = 0.35 . b_w / f_y = 0.100 \text{ cm}$	
s = 15.0 cm için :	
$A_v = 15 \times 0.1 = 1.50 \text{ cm}^2$	
$A_s = A_v / 2 = 0.75 \text{ cm}^2$ $\Phi \text{ 12 / 15.0 (Spiral etriye donatı)}$	
$A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ (Donatı yeterlidir.)}$	

Şekil 9.33: Kazık kesme donatısı yerleşimi



Şekil 9.34: Başlık kirişi donatı yerleşimi

9.1.1 Örnek Çözüm-3

Bu bölümde ise Örnek-1/2'de incelen problem Plaxis v.8.6. sonlu elemanlar programı kullanarak çözülmüş ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

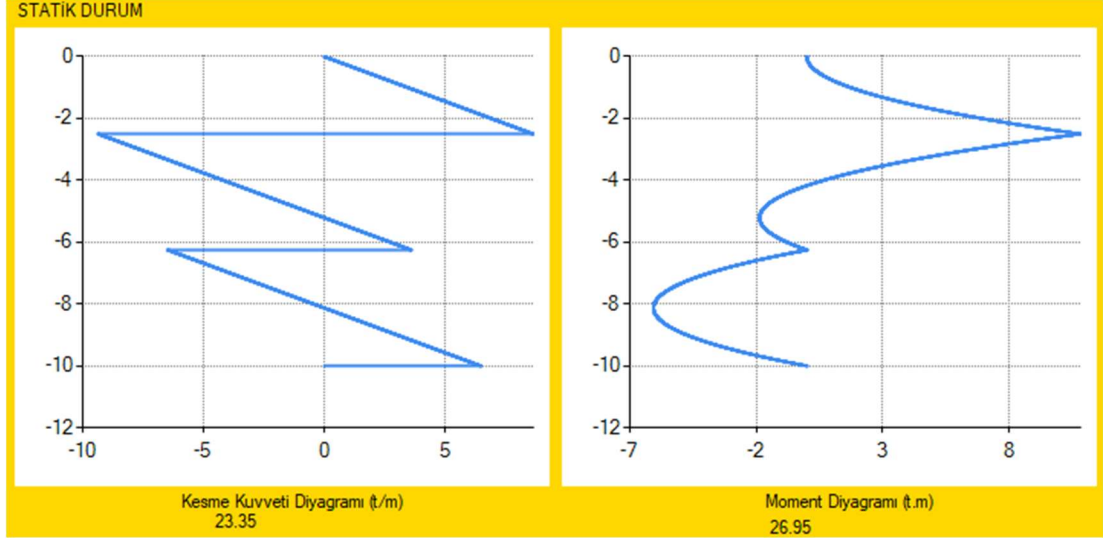
Birim genişliğe gelen kuvvet değerlerini karşılaştırabilmek amacıyla hesap açıklığı 1.00m olarak alınmıştır ve yayılı yük hesaplamalar dahil edilmemiştir.

İksa Tasarım Programı İle Çözüm

Hesaplamalarda Terzaghi-Peck tarafından kum birimler için önerilen yanıl toprak basıncı dağılımı dikkate alınmıştır.

ANKRAJ BİLGİLERİ STATİK DURUM								
Sıra No	Derinlik (m)	Gerekli Yatay Kuvvet	Gerekli Ankraj Kuvveti (ton)	Serbest Boy (m)	Emniyetli Serbest Boy (m)	Gereken Kök Boyu (m)	Yüzeyden Ortalama Derinlik	Toplam Ankraj Uzunluğu (m)
1	2.5	44.91	46.49	3.68	5.68	9.30		
2	6.25	25.15	26.04	1.84	3.84	5.21		

Şekil 9.35: Ankraj özet tablosu



Şekil 9.36: Kesme ve moment grafikleri

Ankraj Tasarımını Belirleme

Tablo 9.3: Öngermeli ankraj özellikleri, (ASTM A722).

Çelik Sınıfı (ksi)	Çap (mm)	Maximum Basınç (N/mm ²)	Kesit Alanı (mm ²)	Maksimum Çekme (kN)	Öngörme Kuvveti		
					0.8 FbuAps	0.7 FbuAps	0.6 FbuAps
150	26	1035	548	568	454	398	341
	32	1035	806	835	668	585	501
	36	1035	1019	7055	844	739	633
	45	1035	1716	1779	1423	1246	1068
	64	1035	3348	3461	2769	2423	2077
160	26	1104	548	605	484	424	363
	32	1104	806	890	712	623	534
	36	1104	1019	1125	900	788	675

Tablo 9.3'den çelik sınıfı 150 için 32mm'lik çubuk seçilirse;

Gereken ankraj kuvveti 464 kN için 1 adet 26mm çelik çubuk yeterli gözükmektedir. Ankraj aralıklarının değişmesi durumunda bu değer aralık ile doğru orantılı olarak değişmektedir.

Plaxis Sonlu Elemanlar Programı ile Çözüm

Ø120 Kazık

Kazıklar için analizlerde kullanılan parametreler aşağıdaki gibi belirlenmiştir;

Çap : 120 cm, Aralık : 250 cm

Elastisite Modülü : 32 000 000 kPa

Kazık aralığı teorik olarak 1.00m alınmıştır.

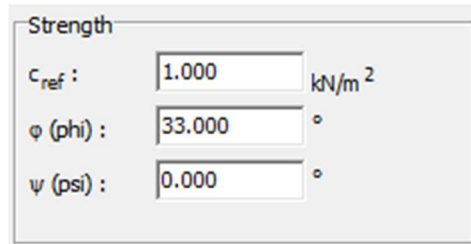
$$EA / m = \pi \times 1.2^2 / 4 \times 32\,000\,000 / 2.5 = 1.44 \times 10^7$$

$$EI / m = \pi \times 1.2^4 / 64 \times 32\,000\,000 / 2.5 = 1.30 \times 10^6$$

$$W / m = (24 \text{ kN/m}^3 (\text{Wbeton}) - 9 \text{ kN/m}^3 (\text{Wzemin} / 2)) \times (\pi \times 1.2^2 / 4) / 2.5 = 6.780 \text{ kN/m/m}$$

Poisson oranı = 0.2

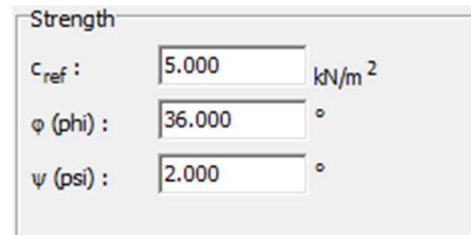
Siltli-Killi Kum Birimi



Strength	
c _{ref} :	1.000 kN/m ²
φ (phi) :	33.000 °
ψ (psi) :	0.000 °

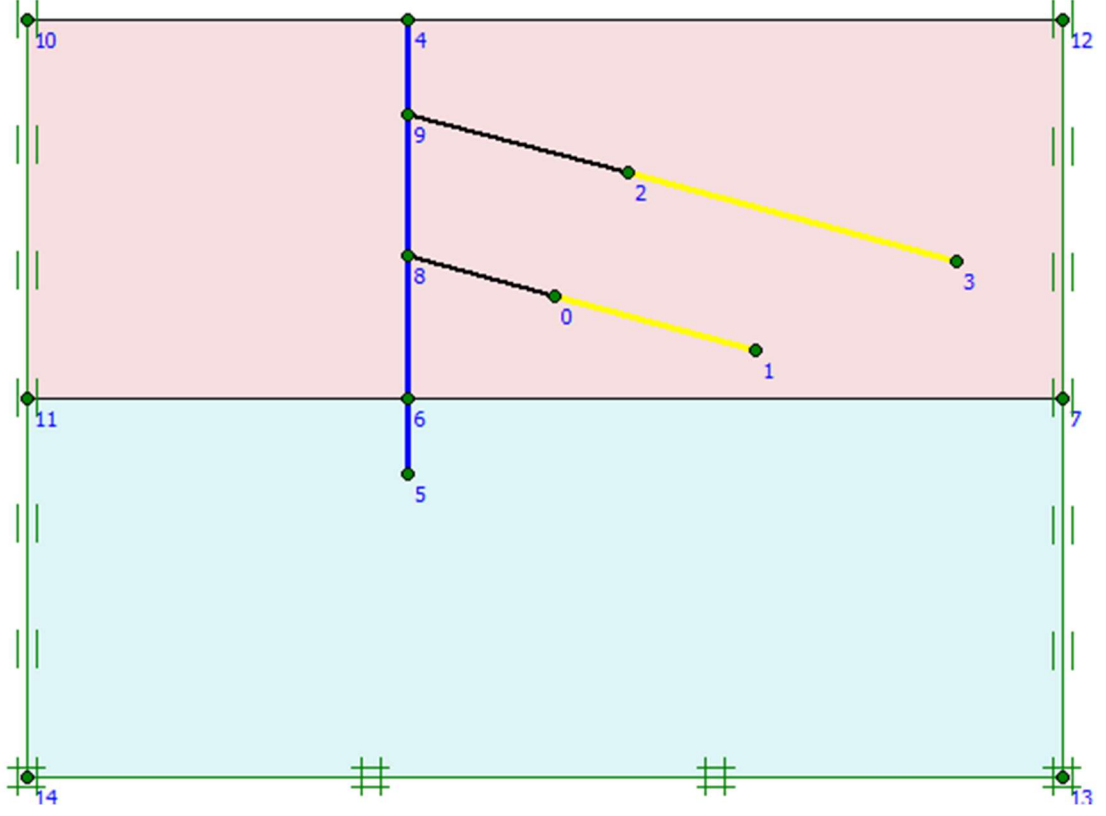
Şekil 9.37: Plaxis programı kum birimi parametre tayini

Sağlam Tabaka Birimi

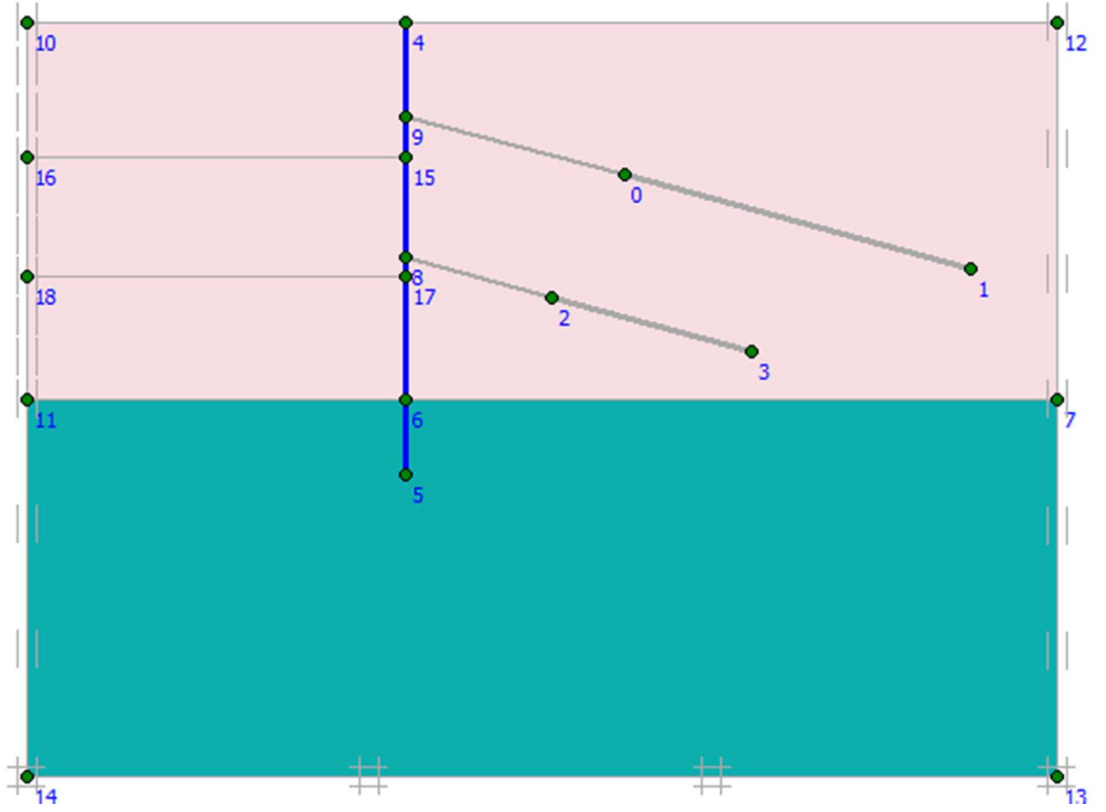


Strength	
c _{ref} :	5.000 kN/m ²
φ (phi) :	36.000 °
ψ (psi) :	2.000 °

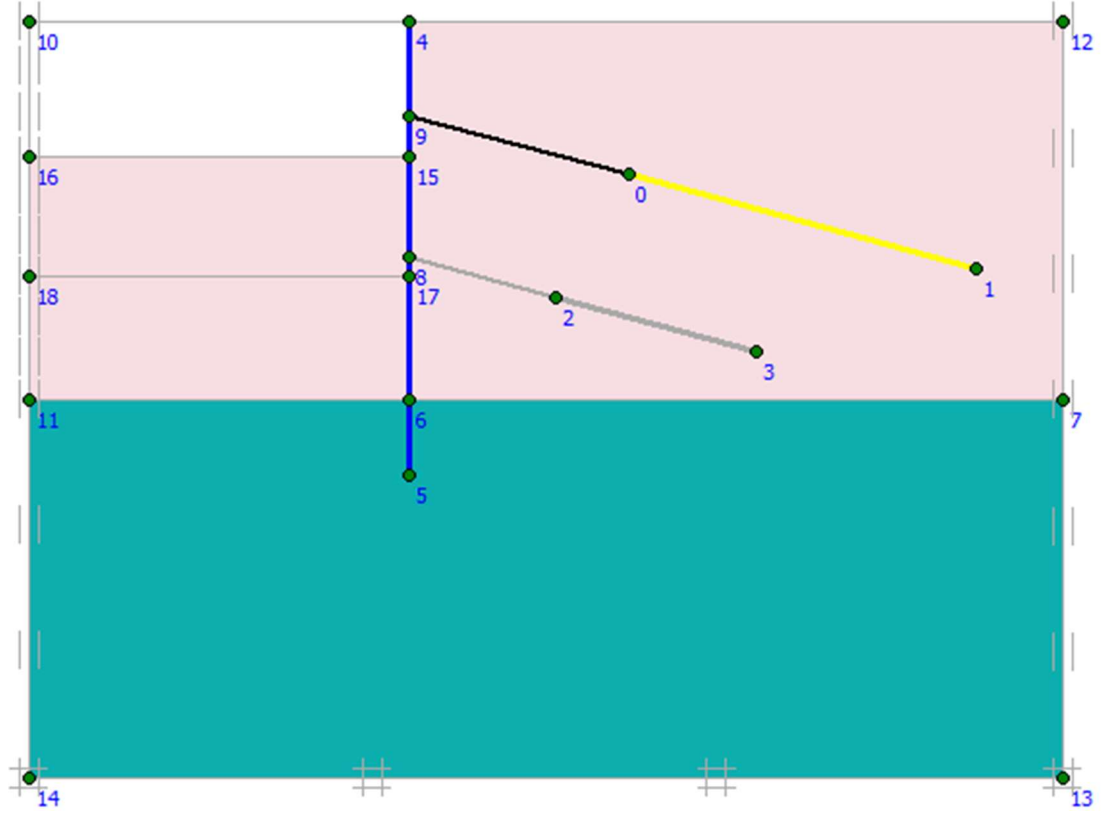
Şekil 9.38: Plaxis programı sağlam tabaka parametre tayini



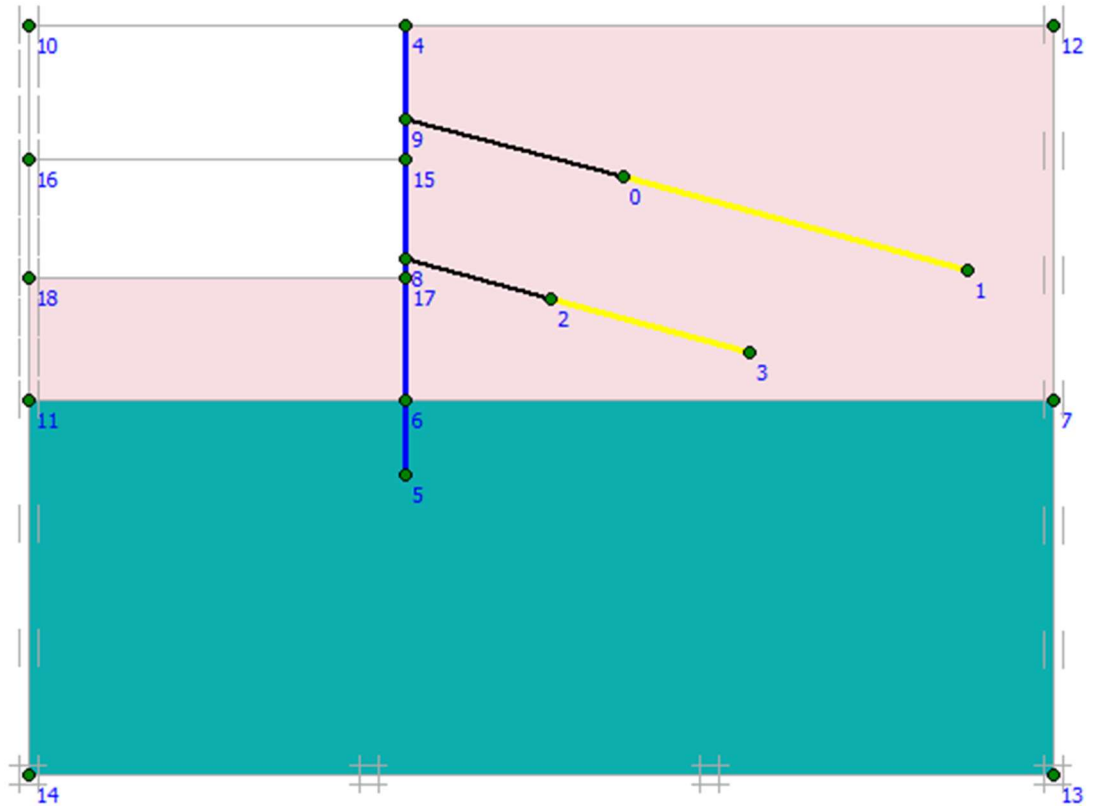
Şekil 9.39: Plaxis programında model görüntüsü



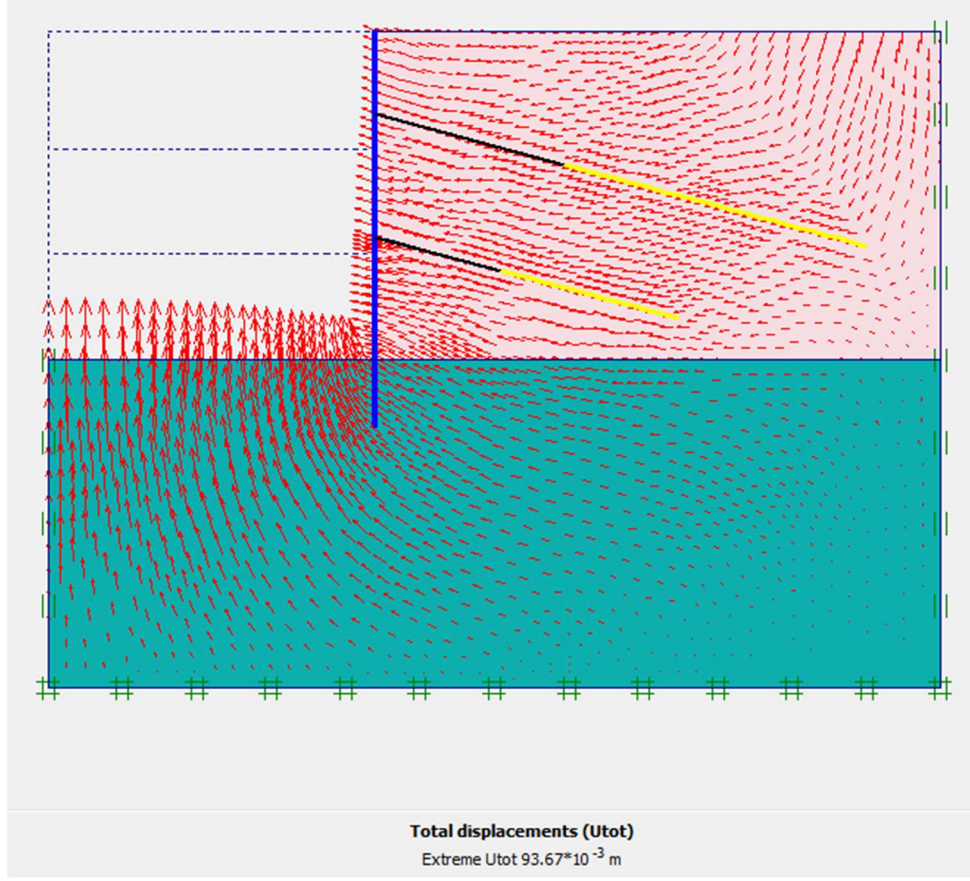
Şekil 9.40: Duvar yerleşimi aşaması



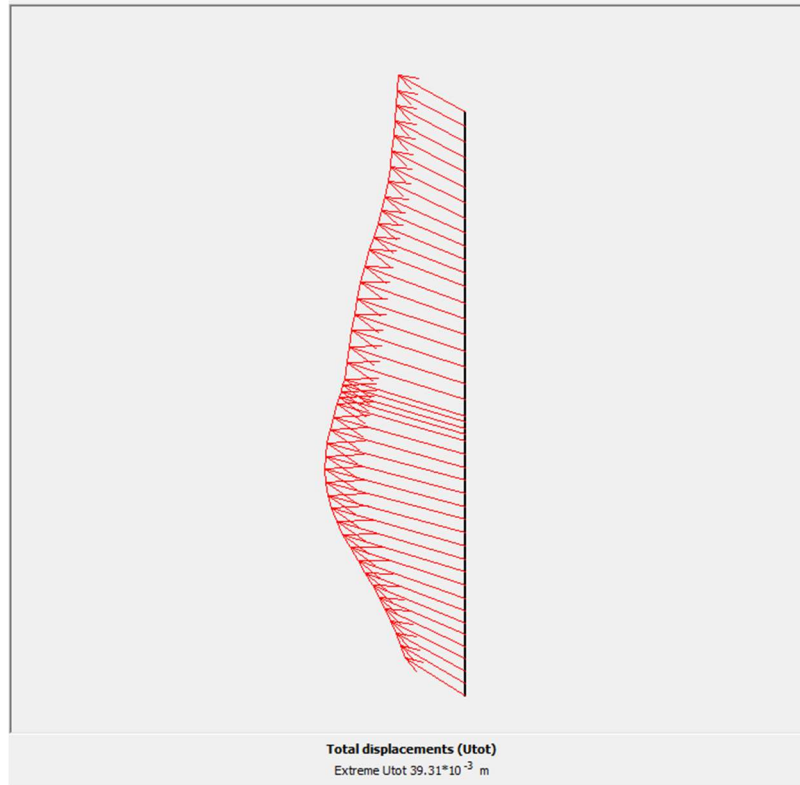
Şekil 9.41: 1. Sıra ankraj yerleşimi (2.50m)



Şekil 9.42: 2. Sıra ankraj yerleşimi (6.25m)



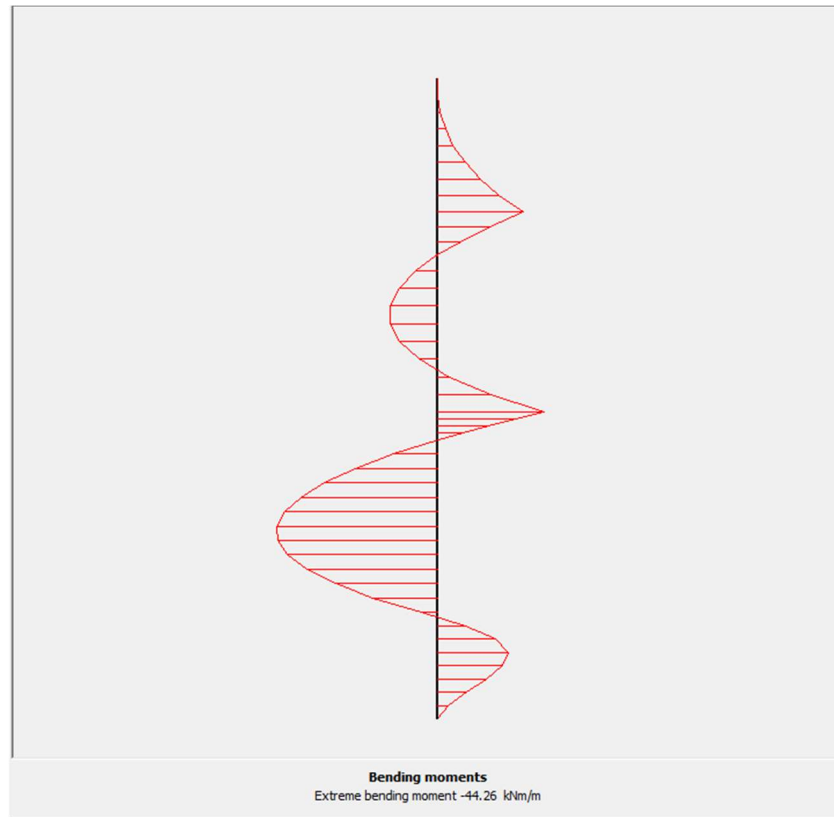
Şekil 9.43: Model üzerinde oluşan deplasmanlar



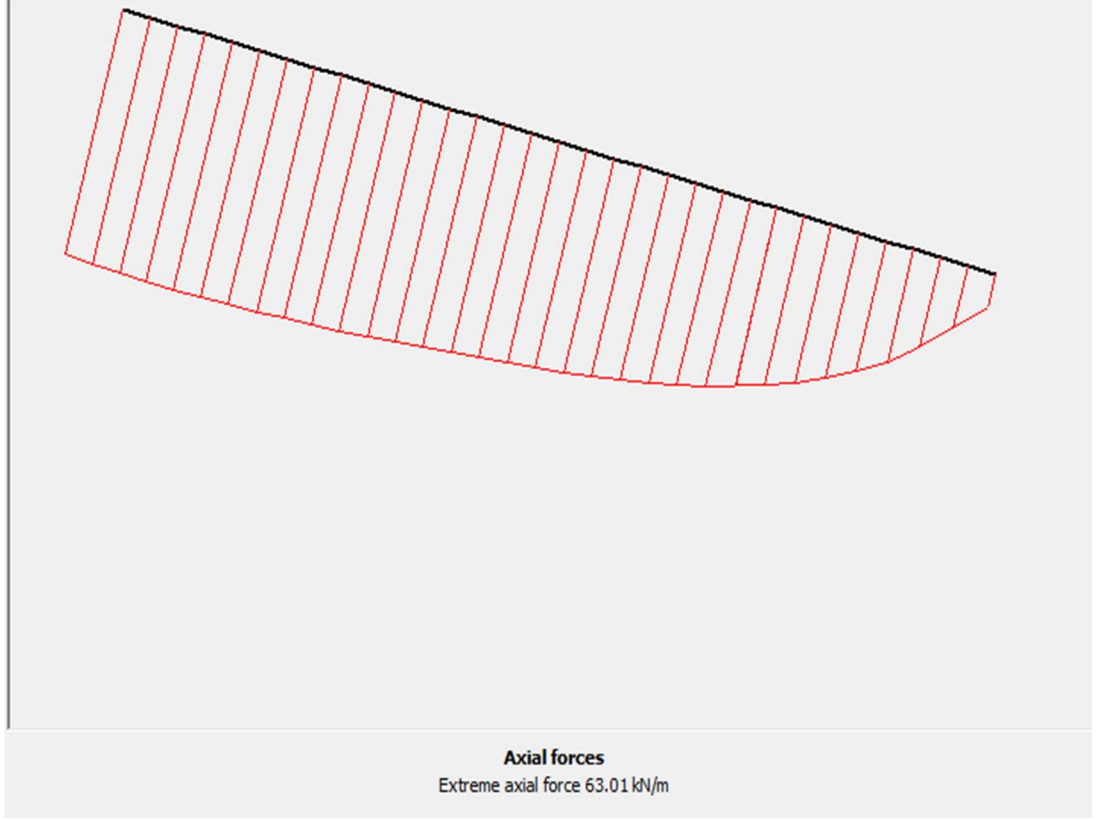
Şekil 9.44: Duvar üzerinde oluşan deplasmanlar (3.9 cm)



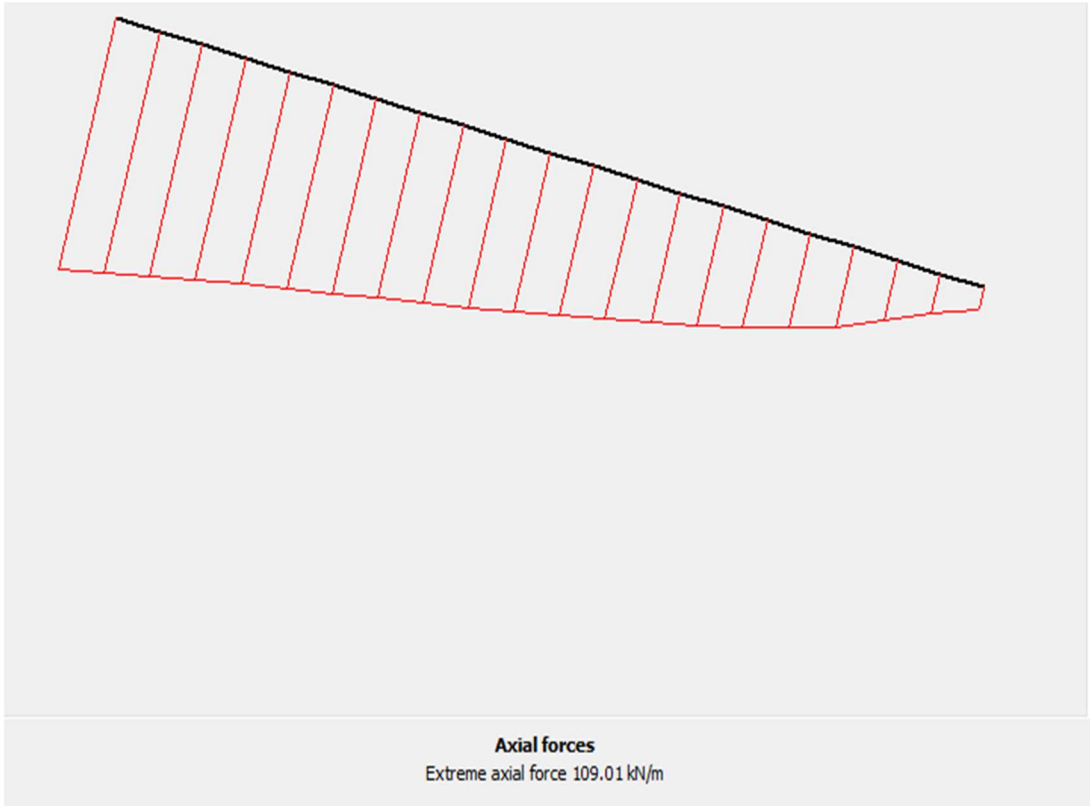
Şekil 9.45: Plaxis programı kesme grafiği (maks:62.50 kN/m)



Şekil 9.46: Plaxis programı moment grafiği (maks:44.26 kNm/m)



Şekil 9.47: Plaxis programı 1. sıra ankraj üzerinde oluşan aksel kuvvet (maks:63.01 kN/m)



Şekil 9.48: Plaxis programı 1. sıra ankraj üzerinde oluşan aksel kuvvet (maks:109.01 kN/m)

İksa tasarım programı ve Plaxis programı analiz sonuçlarına göre elde edilen maksimum kuvvet değerleri aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Tablo 9.4: Plaxis ve İksa tasarım programı statik durum kesme-moment kuvvetlerinin karşılaştırılması

Kuvvet	İksa Tasarım	Plaxis
Kesme	233 kN	156.25 kN
Moment	265 kNm	110.65 kNm

Kum birimde yapılan ankrajlı İksa tasarımı hesaplamaları sonucunda İksa Tasarım Programı'ndan elde edilen sonuçlarından kesme kuvvetinin 1.5 kat, moment kuvvetinin ise 2.4 kat daha büyük olduğu görülmektedir.

İksa tasarım programında Terzaghi-Peck yanal toprak basıncı dağılımlarından kum birim için verilen dağılım dikkate alınarak gerekli ankraj kuvveti değerleri hesaplanmıştır. Gerekli olan ankraj kuvvetleri için güvenlik katsayısı 2 alınarak gerekli ankraj kök boyları hesaplanmıştır. Sonuç olarak dikkate alınan güvenlik katsayısı değeri ile elde edilen sonuçların birbiri ile tutarlı olduğu görülmektedir.

Tablo 9.5: Plaxis programı statik durum ankraj köklerinde oluşan aksel kuvvetler

Ankraj	Birim Genişlik (kN/m)	Toplam (kN/2.50m)	Kök Boyu	Birim Kök Uzunluğuna Gelen (kN/m)
1. Sıra	63.01 kN/m	157.52 kN	9.50 m	17 kN
2. Sıra	109.01 kN/m	272.52 kN	5.50 m	49.54 kN

İksa tasarım programı ile gerekli ankraj kök boyunun hesaplanmasında izin verilebilir max kuvvet 100 kN/m olarak dikkate alınmış ve gerekli hesaplamalar yapılarak kök boyu hesaplanmıştır. Plaxis v.8.6 programında aynı örnek dikkate alınarak yapılan analiz sonucunda ankraj kökleri üzerinde elde edilen aksel kuvvet değerlerinin daha düşük olduğu görülmüştür (Tablo 9.5).

Sonuç olarak İksa Tasarım Programı ile güvenlik katsayısı dikkate alınarak yapılan tasarım sonucunda oluşturulan model dikkate alınmış ve aynı model Plaxis v.8.6 programı ile analiz edilmiştir. Analiz sonucunda duvar üzerinde meydana gelen

deplasmanların makul değerleri içerisinde kaldığı görülmüştür. Aynı zamanda duvar üzerinde meydana gelen kesme-moment değerleri ile ankraj köklerinde oluşan eksenel kuvvetlerin güvenli tarafta kaldığı görülmüştür. Bu nedenle İksa Tasarı Programı ile literatürde yer alan kabuller dikkate alınarak yapılan tasarımların güvenilir olduğu söylenebilir.

9.1.2 Örnek Çözüm-4

Örnek Çözüm-3’de sunulan örnek için dinamik durum incelemesi yapılmıştır. Deprem değerleri için gerekli bilgiler Türkiye Deprem Haritaları’ndan alınmıştır.

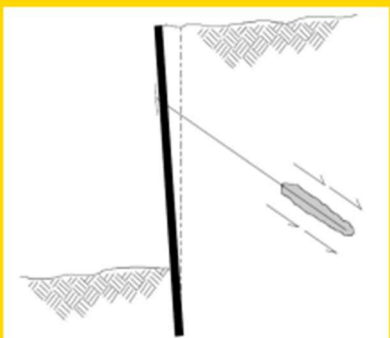
İlgili kesimin Ankara bölgesinde olduğu düşünülerek gerekli değerler ilgili internet sitesi (<https://tdth.afad.gov.tr/TDTH/main.xhtml>)’den alınmıştır. Özet bilgiler ise Tablo 9.6’da verilmiştir.

Tablo 9.6: Öngermeli ankraj özellikleri, (ASTM A722).

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DD-2	50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlanma periyodu 475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
Yerel Zemin Sınıfı	ZD	Orta sıkı-sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları
Sds	0.521	Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı
PGA	0.148	En büyük yer ivmesi (g)

Kök Taşıma Gücü

Statik Durum G.S.	<input type="text" value="2"/>	1.50 - 2.00
Dinamik Durum G.S.	<input type="text" value="1.5"/>	1.10 - 1.50
Adhezyon Faktörü	<input type="text" value="0.5"/>	0.5 - 0.65
<input checked="" type="checkbox"/> İzinverilebilir Max. Transfer Yüğü (kN/m)	<input type="text" value="100"/>	<input style="background-color: #ccc; color: #ccc; border: none; border-radius: 5px; padding: 2px 10px; font-weight: bold; font-size: 1.2em; cursor: not-allowed;" type="text" value="?"/>



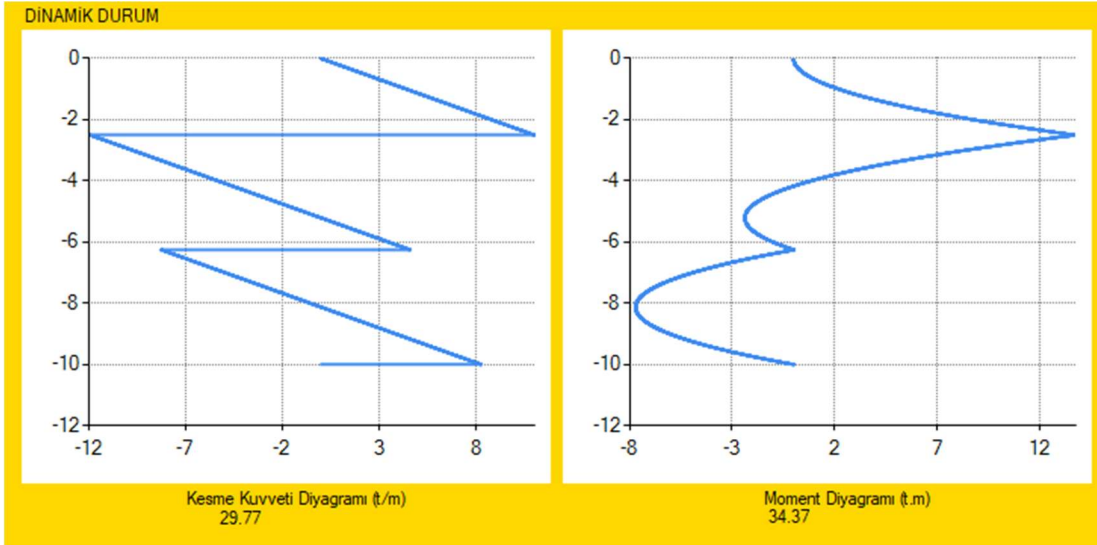
Şekil 9.49: Statik ve dinamik durum için dikkate alınan güvenlik katsayısı değerleri

ANKRAJ BİLGİLERİ STATİK DURUM								
Sıra No	Derinlik (m)	Gerekli Yatay Kuvvet	Gerekli Ankraj Kuvveti (ton)	Serbest Boy (m)	Emniyetli Serbest Boy (m)	Gereken Kök Boyu (m)	YüzeYden Ortalama Derinlik	Toplam Ankraj Uzunluğu (m)
1	2.5	44.91	46.49	3.68	5.80	9.30		
2	6.25	25.15	26.04	1.84	3.84	5.21		

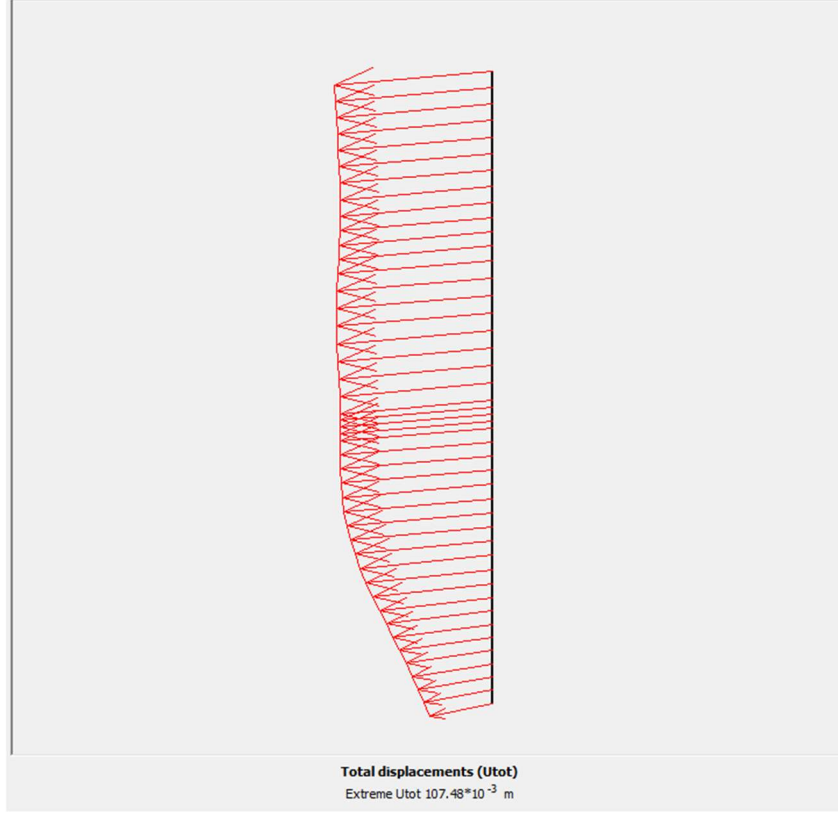
ANKRAJ BİLGİLERİ DİNAMİK DURUM								
Sıra No	Derinlik (m)	Gerekli Yatay Kuvvet	Gerekli Ankraj Kuvveti (ton)	Serbest Boy (m)	Emniyetli Serbest Boy (m)	Gereken Kök Boyu (m)	YüzeYden Ortalama Derinlik	Toplam Ankraj Uzunluğu (m)
1	2.5	57.31	59.33	3.68	5.80	8.90		
2	6.25	32.09	33.22	1.84	3.84	4.98		

Şekil 9.50: Plaxis programı 1. sıra ankraj üzerinde oluşan aksel kevvet (maks:109.01 kNm/m)

Şekil 9.49’da statik ve dinamik durum için elde edilen ankraj kuvvetleri ve gerekli olan ankraj kök boyları gösterilmektedir. Elde edilen sonuçlara göre statik durum için dikate alınan güvenlik katsayısı değeri sonucunda gerekli ankraj kuvveti değerlerinin ve ankraj kök boyları miktarının daha fazla olması gerektiği görülmektedir. Bu nedenle tasarımda statik durum hesaplamalarından elde edilen değerler dinamik durum için de gözönüne alınmıştır.



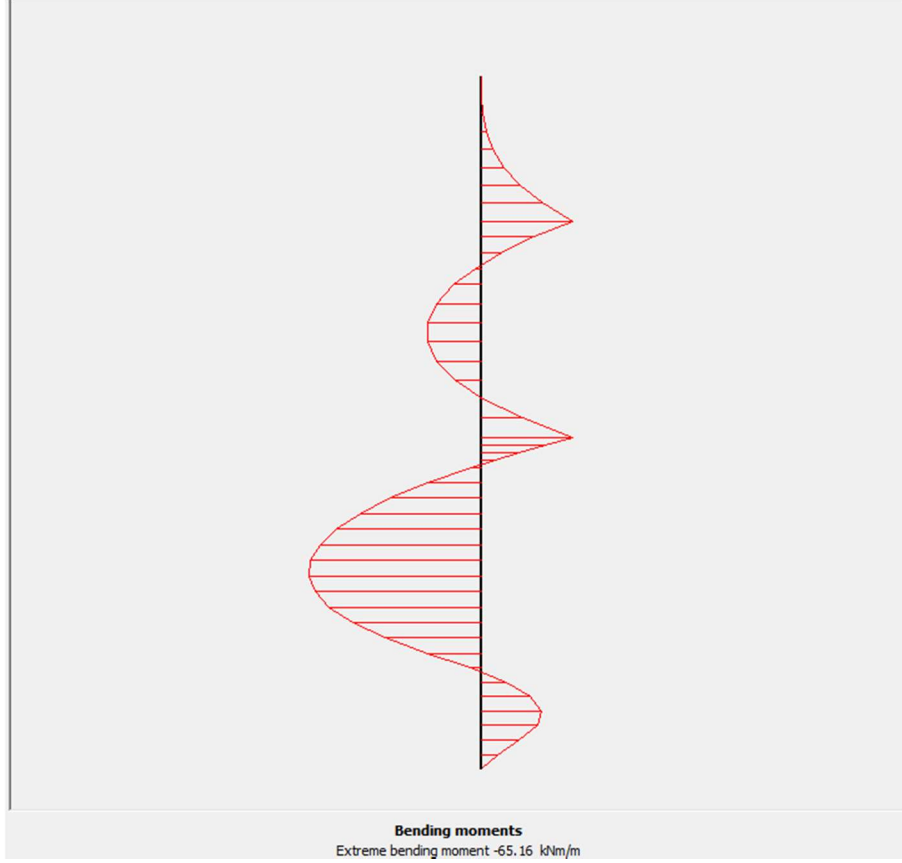
Şekil 9.51: İksa tasarım programı kuvvet dinamik durum kuvvet diyagramları



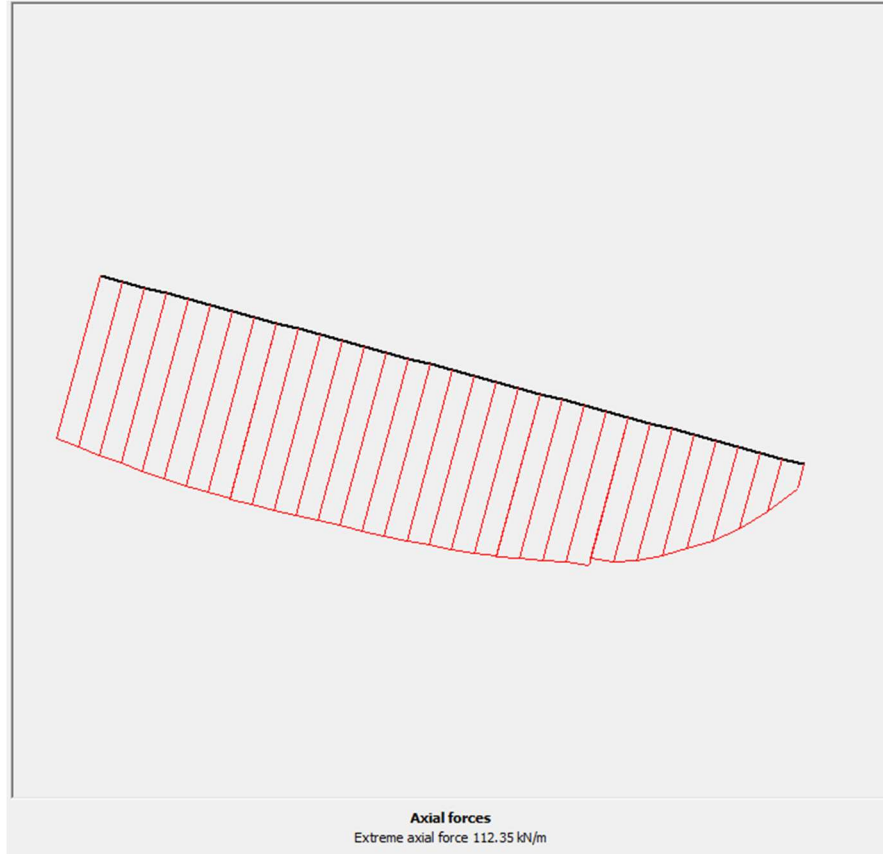
Şekil 9.52: Duvar üzerinde oluşan deplasmanlar (10 cm)



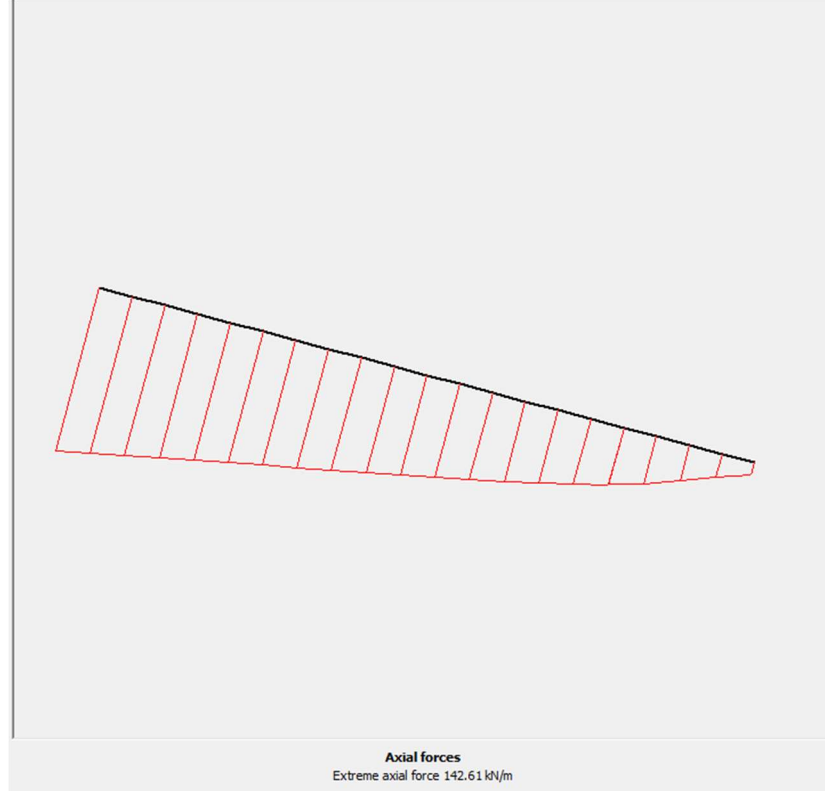
Şekil 9.53: Plaxis programı kesme grafiği (maks:82.30 kN/m)



Şekil 9.54: Plaxis programı moment grafiği (maks:65.16 kNm/m)



Şekil 9.55: Plaxis programı 1. sıra ankraj üzerinde oluşan aksenal kevvet (maks:112.35 kN/m)



Şekil 9.56: Plaxis programı 2. sıra ankraj üzerinde oluşan aksel kevvet (maks:142.61 kN/m)

İksa tasarım programı ve Plaxis programı analiz sonuçlarına göre elde edilen maksimum kuvvet değerleri Tablo 9.7’de tabloda gösterilmiştir.

Tablo 9.7: Plaxis ve iksa tasarım programı dinamik durum kesme-moment sonuçlarının karşılaştırılması

Kuvvet	İksa Tasarım	Plaxis
Kesme	297 kN	205.75 kN
Moment	343 kNm	162.90 kNm

Kum birimde yapılan ankrajlı iksa tasarımı hesaplamaları sonucunda İksa Tasarım Programı’ndan elde edilen sonuçlarından kesme kuvvetinin 1.44 kat, moment kuvvetinin ise 2 kat daha büyük olduğu görülmektedir.

İksa tasarım programında Terzaghi-Peck yanal toprak basıncı dağılımlarından kum birim için verilen dağılım dikkate alınarak gerekli ankraj kuvveti değerleri hesaplanmıştır. Gerekli olan ankraj kuvvetleri için güvenlik katsayısı 1.5 alınarak gerekli ankraj kök boyları hesaplanmıştır. Sonuç olarak dikkate alınann güvenlik katsayısı değeri ile elde edilen sonuçların birbiri ile tutarlı olduğu görülmektedir.

Tablo 9.8: Plaxis programı dinamik durum ankraj köklerinde oluşan aksel kuvvetler

Ankraj	Birim Genişlik (kN/m)	Toplam (kN/2.50m)	Kök Boyu (m)	Birim Kök Uzunluğuna Gelen (kN/m)
1. Sıra	112.35 kN/m	280.87 kN	9.50 m	29.50 kN
2. Sıra	142.65 kN/m	356.62 kN	5.50 m	64.84 kN

İksa tasarım programı ile gerekli ankraj kök boyunun hesaplanmasında izin verilebilir max kuvvet 100 kN/m olarak dikkate alınmış ve gerekli hesaplamalar yapılarak kök boyu hesaplanmıştır. Plaxis v.8.6 programında aynı örnek dikkate alınarak yapılan analiz sonucunda ankraj kökleri üzerinde elde edilen aksel kuvvet değerlerinin daha düşük olduğu görülmüştür (Tablo 9.8).

Sonuç olarak İksa Tasarım Programı ile güvenlik katsayısı dikkate alınarak yapılan tasarım sonucunda oluşturulan model dikkate alınmış ve aynı model Plaxis v.8.6 programı ile analiz edilmiştir. Analiz sonucunda duvar üzerinde meydana gelen deplasmanların makul değerleri içerisinde kaldığı görülmüştür. Aynı zamanda duvar üzerinde meydana gelen kesme-moment değerleri daha düşük olduğu görülmekle beraber ile ankraj köklerinde oluşan aksel kuvvetlerin birbirine yakın olduğu görülmüştür. Bu nedenle İksa Tasarım Programı ile literatürde yer alan kabuller dikkate alınarak yapılan tasarımların güvenilir olduğu söylenebilir.

10. SONUÇ VE ÖNERİLER

Gelişen teknoloji daha kolay, hızlı ve ekonomik tasarımlar için farklı çözüm yöntemleri ve uygulamaları da beraberinde getirmiştir. Günümüzde nüfus artışı ile birlikte kentselleşmede meydana gelen yoğunluk alanların bilinçli bir şekilde kullanılmasını zorunlu hale getirmiştir. Bu nedenle derin kazıların yapılması gerektiği projelerde inşaat öncesi ve sonrasında yapının güvenli bir şekil çalışması için iksa uygulamaları yapılmaktadır.

Günümüzde yaygın olarak kullanılan iki tür iksa yapısı vardır. Bunlar ankrajsız iksa duvarı (kazık, diyafram duvar) ve ankraj destekli iksa duvarlarıdır. Ankrajlı iksa sistemlerinin amacı duvar gömülü derinliği ve sistemde oluşan kuvvetlerin azaltılmasını sağlamaktır. Ayrıca zemin koşullarının iyi olmadığı ve imalat yapımının zor olduğu zeminlerde daha güvenilir yapılar oluşturmak amacıyla da ankraj destekli iksa tasarımları tercih edilebilmektedir.

Ankrajlı iksa sistemlerinin tasarımı için literatürde birçok bilgi bulunmakla beraber her geçen gün bu bilgilerin yenilendiği de görülmektedir. Farklı araştırmacılar tarafından yapılmış çalışmalar sonucunda iksa sistemlerine etkileyen yanal toprak basınçlarının zemin türüne göre değişiklik gösterdiği birçok teoriler ortaya konulmuştur.

Bu tez çalışmasında çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinin tasarımı kolaylaştırmak amacıyla Microsoft Visual Basic programlamam dili kullanılarak bir iksa tasarım programının geliştirilmesi amaçlanmıştır.

İksa Tasarım Programı'nda genel olarak Terzaghi-Peck yanal toprak basınçları dikkate alınmıştır. Ayrıca ileride yapılacak olan yeni çalışmalar sonucunda ortaya çıkabilecek basınç dağılım şekillerini de kullanabilmek amacıyla çok sıra ankrajlı iksa modülüne kullanıcı giriшли bir seçenek de tanımlanmıştır. İksa Tasarım Programı'nda ankraj kuvvetlerinin çözümü için alan ve düğüm yöntemleri dikkate alınmıştır.

Düğüm ve alan yöntemi kullanılarak aynı örnek üzerinde çözüm yapılmıştır. Duvar üzerinde oluşan kesme ve moment kuvveti değerlerinin her iki yöntemde de

birbirine yakın sonuçlar elde edilmekle beraber beraber düğüm yönteminde hesaplanan gerekli ankraj kökü uzunluğu daha fazla olduğu görülmüştür.

İksa Tasarım Programı ile güvenlik katsayısı dikkate alınarak statik durum için yapılan tasarım sonucunda oluşturulan model dikkate alınmış ve aynı model Plaxis v.8.6 programı ile analiz edilmiştir. Analiz sonucunda duvar üzerinde meydana gelen deplasmanların makul değerleri içerisinde kaldığı görülmüştür. Aynı zamanda duvar üzerinde meydana gelen kesme-moment değerleri ile ankraj köklerinde oluşan eksenel kuvvetlerin güvenli tarafta kaldığı görülmüştür.

Ayrıca İksa Tasarım Programı ile oluşturulan modelin Plaxis v.8.6 programı kullanılarak dinamik durum için yapılan analiz sonucunda duvar üzerinde meydana gelen kesme-moment değerlerinin ile ankraj köklerinde oluşan eksenel kuvvetlerin güvenli tarafta kaldığı görülmüştür. Bu nedenle İksa Tasarı Programı ile literatürde yer alan kabuller dikkate alınarak yapılan tasarımların güvenilir olduğu söylenebilir.

Çalışma kapsamında geliştirilen İksa Tasarım Programı pratiklik ve kolaylık sağlamakla beraber üzerinde yapılacak geliştirmeler ile daha kapsamlı hesaplamalar yapabilmemize imkan sağlayabilecektir.

11. KAYNAKLAR

Alkaya, D., Yeşil, B., Excel Vba ile Ankrajlı ve Ankrajsız İksa Yapısı Tasarımı., *Yapı Teknolojileri Elektronik Dergisi*, 71-82, (2010).

Altun, G., "Ankrajlı ve Ankrajsız Derin Kazı İksa Sistemlerinin Sayısal Yöntemler İle Analizi", Yüksek Lisans Tezi, Eskşehir Osmangazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, (2013).

Arslan, B., Öztoprak, S., "Derin Kazılarda Çok Sıra Ankrajlı İksa Sistemleri ile Ankastre Fore Kazık İksa Sistemlerinin Tasarımı ve Maliyet Karşılaştırması", II. Mühendislik Bilimleri Genç Araştırmacılar Kongresi., İstanbul, (2005).

Bowles, J., *Foundation Analysis and Design.*, The McGraw-Hill Companies, (1996).

Broms, B., "Design of Laterally Loaded Piles", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 91(SM3), 79-99, (1965).

Capper, P.L., Cassie, W.F., *İnşaat Mühendisliğinde Zemin Mekaniği*, (Kumbasar, V., Kip., Çev.), Çağlayan Basımevi, İstanbul, (1984).

Celep, Z., Kumbasar, N., *Betonarme Yapılar*, Ankara: Teknik Yayınevi, (2005).

Clayton, C., Matthews, M., Simons, N., *Jeoteknik Saha İncelemesi*. (K. V. Çetin, H. Kayabalı, Çev.), Ankara: Gazi Kitabevi, (1995).

Çevik, S., "Çok Sıra Ankrajlı İksa Sistemlerinde Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırması", İstanbul: İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, (2017).

Çinicioğlu, S., *Zeminlerde Statik ve Dinamik Yükler Altında Taşıma Gücü Anlayışı ve Hesabı*, İstanbul: İmo İstanbul Seminer, (2005).

Dadaşbilge, O., "Ankrajlı İksa Sistemlerinin Tasarım Esasları ve Proje Uygulamalarından Örnekler", *Türkiye Mühendislik Haberleri (TMH)*, (2015).

Das, B., *Advanced Soil Mechanics*, New York: Mc-Graw Hill, (1985).

Durgunoglu, H., Mitchell, J., "Static penetration resistance of soils", Proc. Os ASCE, *Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties*, Raleigh, (1975).

Ergün, M., "Deep Excavation", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 2-32, (2008).

Erol, A., Çekinmez, Z., *Geoteknik Mühendisliğinde Saha Deneyleri (Cilt 14-01)*, Ankara, Yüksel Proje, (2014).

FHWA-IF-99-015., *Ground Anchors and Anchored Systems*, Geotechnical Engineering Circular, 4, Washington, (1999).

Gürsoy, Ş., Durmuş, A. "Betonarme İstinat Duvarlarının Zemin Etkileşiminde Dikkate Alarak Çeşitli Yöntemlerle Karşılaştırılmalı Deprem Hesabı", 228-237, Bildiriler Kitabı, Eskişehir, (2002).

Japan, O., "Technical Standards and Commentaries For Port and Harbour Facilities in Japan", (2002).

Johnson, L.M., Turner, J.P., "Performance of Permanent Ground Anchors for Landslide Stabilization", Department of Civil and Architectural Engineering University of Wyoming, (2003).

Kahveci, A., "Çok Ankrajlı Destekleme Sistemlerinin Sayısal Analizi", Balıkesir Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Balıkesir, (2015).

Koyuncu, S., "Derin Kazı Problemlerinde Betonarme Perde ve Mini Kazık Analizi", Yüksek Lisans Tezi, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, (2006).

Kumbasar, V., *Zemin Mekaniği Problemleri*, İstanbul-Beyoğlu, Çağlayan Kitabevi, (1992).

Lunne, T., Robertson, P., Powell, J., *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*, New York, Blackies Academic, (1997).

Monobe, N., Matsuo, H., "On the determination of earth pressure during earthquakes, Proceedings", World Engineering Conference, 9, 176, (1929).

Okabe, S., "General Theory of Earth Pressure", *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*, 12, 1, (1926).

Özaydın, K., *Zemin Mekaniği*, İstanbul, Birsen Yayınevi, (2005).

Peck, R., "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, State of Art Report", Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 225-290, Mexico City, Mexico, (1969).

Peck, R., Hanson, W., Thornburn, T., *Foundation Engineering*, New York, John Wiley And Sons, (1974).

Robertson, P.K., Campanelle, R.G., "Interpretation of cone penetration test : Part:1 Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, (1983).

Sabatini, P., Pass, D., Bachus, R., *Ground Anchors and Anchored Systems*, Geotechnical Engineering Circular, Washington, (1999).

Sefi, F., "Yarı Top-Down İnşaat Yönteminin Çok Sıra Ankrajlı İksa Üzerine Etkisi", Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, (2014).

SIA-191., *Swedish standart for ground anchors, Sweden: Swedish Standarts*, (1982).

Sowers, G., *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, 4b, New York, Macmillan, (1979).

Steedman, R.S. and Zeng, X., *Geotechnique*, The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall, 40, 1, 103–112, (1990).

Stroud, M., "The standart penetration test in insensitive clays and soft rock" *Proceedings of European Symposium on Penetration Resistance*, Institute for Building Reseach, Stockholm, Sweden, (1974).

TBDY., *Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği*, Resmi Gazete, Ankara, (2018).

TDY., *Deprem Bölgeride Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik*, Ankara, (2007).

Terzahgi, K., Peck, R., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, New York, Wiley, (1967).

Tschebotarioff, G., *Foundations, Retaining And Earth Structures*, Newyork, McGraw Hill Book Co. Inc, (1951).

Uzuner, B., *Temel Mühendisliğine Giriş*, Trabzon: Derya Kitabevi, (1995).

Uzuner, B., *Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği*, Ankara, Teknik Yayınevi, (1988).

Wang, S., Reese, L., *Study of Design Methodods for Vertical Drilled Shaft Retaining Walls*, Austin, Texas: Texas State Department of Highways and Public Transportation, (1986).

Xanthakos, P., Abramson, L., Bruce, D., *Ground Control and Improvement*, Newyork, Willey Press , (1994).

Yıldırım, S., *Zemin İncelenmesi ve Temel Tasarımı*, İstanbul: Birsen Yayınevi, (2004).

12. ÖZGEÇMİŞ

Adı Soyadı : Samet SARI

Doğum Yeri ve Tarihi : AKHİSAR 01/03/1993

Lisans Üniversite : Pamukkale Üniversitesi

Elektronik posta : insmuhsametsari@gmail.com

İletişim Adresi : Çankaya / ANKARA