

Ankrajlı ve Ankrajsız Derin Kazı İksa Sistemlerinin Sayısal Yöntemler İle Analizi

Gökçe Altun

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Haziran, 2013

Numerical Analysis of Anchored and Non-Anchored Deep Excavation of Retaining Structures

Gökçe Altun

**MASTER OF SCIENCE THESIS**

Department of Civil Engineering

June, 2013

Ankrajlı ve Ankrajsız Derin Kazı İksa Sistemlerinin Sayısal Yöntemler İle Analizi

Gökçe Altun

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi  
Fen Bilimleri Enstitüsü  
Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı  
Geoteknik Bilim Dalında  
YÜKSEK LİSANS TEZİ  
Olarak Hazırlanmıştır.

Danışman: Yrd. Doç. Dr. D. Volkan Okur

Haziran, 2013

## ONAY

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yüksek Lisans öğrencisi Gökçe Altun'un YÜKSEK LİSANS tezi olarak hazırladığı "Ankrajlı ve Ankrajsız Derin Kazı İksa Sistemlerinin Sayısal Yöntemler İle Analizi" başlıklı bu çalışma, jürimizce lisansüstü yönetmeliğin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

**Danışman** : Yrd. Doç. Dr. D. Volkan Okur

**İkinci Danışman** : -

### **Yüksek Lisans Tez Savunma Jürisi:**

**Üye** : Y. Doç. Dr. Volkan Okur

**Üye** : Prof. Dr. Hasan Gönen

**Üye** : Prof. Dr. Gülgün Yılmaz

**Üye** : Doç Dr. Mizan Doğan

**Üye** : Y. Doç Dr. Murat Türköz

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

Prof. Dr. Nimetullah BURNAK

Enstitü Müdürü



## ÖZET

Derin kazılar günümüz şehirciliğinde mühendislik açısından önemli bir yer tutmaktadır. Yüksek katlı yapıların yerleşimini sağlayabilmek, metro tünel gibi yapıları hayata geçirebilmek için inşaat mühendisleri derin kazılar sırasında zemini denge halinde tutmak zorundadırlar. Bu çalışmada, derin kazılarda ankrajlı ve ankrajsız iksa yöntemleri incelenerek, zemin ankrajlı ve ankrajsız destekleme sistemleri önce klasik analiz yöntemleri ile projelendirilmiş ve bu amaçla bir yazılım geliştirilmiştir. Daha sonra geliştirilen yazılımla analizi yapılan zemin ankrajlı ve ankrajsız zemin sistemler sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak analiz edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Ankrajlı iksa analizi, ankrajsız iksa analizi, derin kazılar

## SUMMARY

Deep excavations play an important role in the modern civil engineering practices in big cities. Civil engineers have to keep the ground in balance during deep excavations to provide for the development of high storey buildings, and realize the constructions such as subways and tunnels. It is aimed within the context of this thesis to analyse the anchored and non-anchored deep excavation support systems by developing an analysis software based on classical analysis methods. Furthermore, the anchored and non-anchored deep excavation support systems which are analysed by the software developed; are analysed by using finite element methods.

Keywords: anchored, non anchored deep excavation support systems, deep excavations.

## TEŞEKKÜR

Bu tezin hazırlanması sırasında bana yol gösteren ve yardımları ile çalışmalarımı yönlendiren danışman hocam, Yrd. Doç. Dr. D. Volkan OKUR'a, tez çalışmam süresince yardımlarını benden esirgemeyen Üç Eksen Zemin Sondaj Şirketine, öğrenim hayatım boyunca bana her zaman maddi manevi destek olan aileme en içten teşekkürlerimi sunarım.



## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
<b>ÖZET .....</b>	<b>v</b>
<b>SUMMARY .....</b>	<b>vi</b>
<b>TEŞEKKÜR .....</b>	<b>vii</b>
<b>ŞEKİLLER DİZİNİ.....</b>	<b>xiii</b>
<b>ÇİZELGELER DİZİNİ .....</b>	<b>xvi</b>
<b>SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ.....</b>	<b>xvii</b>
<b>1. GİRİŞ.....</b>	<b>1</b>
<b>2. LİTERATÜR ÇALIŞMASI.....</b>	<b>3</b>
<b>3. KAYMA MUKAVEMETİ .....</b>	<b>6</b>
3.1. Zeminlerde Kayma Mukavemeti .....	7
3.2. Mohr-Coulomb Kırılma Hipotezi .....	8
3.3. Efektif ve Toplam Gerilme Analizi .....	9
3.3.1. Efektif gerilme analizi .....	9
3.3.2. Toplam gerilme analizi .....	10
3.4. Hacim Değişimi ve İlave Boşluk Suyu Basıncı.....	11
3.5. Suya Doymun Zeminlerin Kayma Mukavemeti .....	11
3.5.1. Suya doymun kumların ve çakılların kayma mukavemeti .....	11
3.5.2. Suya doymun killerin ve siltlerin kayma mukavemeti .....	12
3.5.3. Killerin kayma mukavemeti.....	14
3.5.4. Suya doymun ara zeminlerin kayma mukavemeti .....	19
3.5.5. Suya doymun olmayan zeminlerin kayma mukavemeti .....	20
<b>4. YANAL TOPRAK İTKİSİ .....</b>	<b>21</b>
4.1. Sükunetteki Toprak Basıncı.....	21

4.2. Rankine Teorisi.....	23
4.2.1. Aktif Rankine toprak itkisi .....	23
4.2.2. Pasif Rankine toprak itkisi .....	24
4.3. Coulomb Kama Teorisi.....	25
4.3.1. Coulomb aktif toprak itkisi .....	25
4.3.2. Coulomb pasif toprak itkisi.....	27
4.4. Çeşitli Zemin Yükleme Durumlarında Toprak Basınçları.....	29
4.4.1. Duvar arkasındaki zeminin aynı olması durumunda .....	29
4.4.2. Duvar arkasındaki zeminin aynı ve üniform yayılı yük olması durumunda	30
4.4.3. Duvar arkasındaki tabaka halinde iki farklı zemin bulunması durumu .....	31
4.4.4. Duvar arkasındaki zemin aynı ve yer altı suyunun bulunması durumunda	31
4.4.5. Duvar arkasında zemin yüzeyinin eğimli olması durumu .....	32
4.4.6. Duvar arkası eğik olması durumunda .....	33
4.4.7. Duvar arkasındaki zeminin kohezyonlu olması durumunda.....	34
4.4.8. Duvar-zemin sürtünmesi.....	35
4.4.9. Yer altı su seviyesi .....	36
4.4.10. Kohezyonlu zeminlerde drenaj şartları .....	36
4.5. Yatay Toprak Basıncına Etkiyen Değişkenler.....	37
4.6. Çok Sıra Ankrajlı İksa Sistemlerine Gelen Yatay Toprak Basıncı ve Dağılımı...	37
4.7. Kohezyonsuz Zeminlerde Çok Sıra İksa Sistemlerine Gelen Yatay Toprak Basıncı Dağılımı .....	38
4.7.1. Terzaghi-Peck toprak basıncı dağılımı .....	38
4.7.2. Tschebotarioff basınç dağılımı .....	39
4.7.3. Lehmann toprak basıncı dağılımı .....	40
4.7.4. İsveç yapı şartnamesi toprak basıncı dağılımı .....	40
4.8. Kohezyonlu Zeminlerde Çok Sıra İksa Sistemlerine Gelen Yatay Toprak Basınçları .....	41
4.8.1. Terzaghi-Peck toprak basıncı dağılımı .....	41
4.8.2. Tschebotarioff toprak basıncı dağılımı .....	42
4.8.3. Sert kohezyonlu zeminlerde Terzaghi-Peck toprak basıncı dağılımı .....	43
4.8.4. Sert kohezyonlu zeminlerde Tschebotarioff toprak basıncı dağılımı .....	43

<b>5. DESTEKLEME SİSTEMLERİ.....</b>	<b>45</b>
5.1. Diyafram Duvar .....	45
5.2. Fore Kazıklı Perde .....	47
5.3. Palplanş.....	48
5.4. Destek .....	49
5.5. Ankrajlar .....	49
5.5.1. Ankrajların yapısı .....	51
5.5.2. Ankraj tipleri.....	52
5.5.2.1. Kaya bulonları.....	53
5.5.2.2. Kaya zeminde kullanılan ankrajlar .....	54
5.5.2.3. Diğer zeminlerde kullanılan ankrajlar .....	54
5.5.2.4. Kullanım sürelerine göre ankrajlar .....	54
5.5.2.5. Yapım yöntemlerine göre ankrajlar .....	55
5.5.3. Ankrajların teşkili .....	56
5.5.4. Ankrajlarda aderans .....	58
5.5.5. Ankrajların enjeksiyonu.....	60
5.5.6. Ankrajda tendonlar .....	60
5.5.7. Ankrajların korozyona karşı korunması .....	62
5.5.8. Ankrajların ön gerilmesi .....	63
5.5.9. Ankrajda taşıma gücü .....	63
5.5.9.1. Çelik halatta kopma .....	63
5.5.9.2. Zeminde göçme.....	64
5.5.9.3. Enjeksiyon-tendon sıyrılması .....	64
5.5.9.4. Zemin-enjeksiyon sıyrılması.....	65
<b>6. ÇOK SIRA ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİ .....</b>	<b>67</b>
6.1. Projelendirme Öncesi Yapılması Gerekenler .....	68
6.2. Çok Sıra Ankraj İksa Sistemlerinin Tasarımı .....	69
6.3. Tasarım Aşamaları.....	69
6.3.1. Sisteme etkiyecek toprak basınç dağılımının belirlenmesi.....	69
6.3.2. Kazı yüksekliği bilinen toprak basıncı hesaplanması .....	70

6.3.3. Düşey ankraj aralığının belirlenmesi .....	71
6.3.4. Kademeli çözüm sonucunda elverişsiz ankraj kuvvetlerinin ve açıklık momentlerinin belirlenmesi .....	72
6.3.5. Ankraj kök boylarının hesabı.....	72
6.3.6. Ankraj serbest boylarının hesabı.....	74
6.3.7. Ankraj toplam boyunun belirlenmesi .....	74
6.3.8. Ankraj kablolarının hesabı (Tendon hesabı).....	74
6.3.9. Yatay ankraj aralığı seçimi .....	75
6.3.10. Tahkiklerin yapılması .....	75
6.3.11. Perdelerin boyutlandırılması.....	75
6.3.12. Duvar ankraj sistemi duraylılığı .....	75
6.3.13. Göğüsleme kirişlerinin boyutlandırılması .....	76
6.4. Sistemin Stabilitesi .....	76
6.5. Duvarda Oluşacak Deplasmanı Etkileyen Faktörler.....	77

## **7. ANKRAJ DESTEKLİ KAZILARDA ANKRAJ TASARIMI NÜMERİK**

<b>ANALİZİ .....</b>	<b>79</b>
7.1. 10m.'lik Kazı Yüksekliği ve Katı Kil İçin Ankraj Tasarımı Nümerik Analizi ....	79
7.2. 10m.'lik Kazı Yüksekliği ve Katı Kil İçin Ankraj Blok Göçme Analizi .....	81

## **8. DERİN KAZI VE ANKRAJLI İKSA ANALİZİ İÇİN KULLANILAN**

<b>BİLGİSAYAR PROGRAMI .....</b>	<b>84</b>
8.1. Derin Kazı Sistemlerinin Bilgisayar Programı İle Analizi .....	84
8.2. Fore Kazık İstinat Duvarı Hesap Programı.....	85
8.2.1. Fore kazık istinat duvarı hesap programı veri girişleri .....	86
8.2.2. Fore kazık istinat duvarı hesap program basınç katsayıları .....	87
8.2.3. Fore kazık istinat duvarı hesap programı yatay yükleri.....	88
8.2.4. Fore kazık istinat duvarı hesap programı karakteristik boy ve toplam kazık boyu tayini .....	89
8.2.5. Fore kazık istinat duvarı hesap programı kesit tesirleri ve kuvvet diyagramları .....	90
8.3. Ankrajlı İstinat Duvarı Hesap Programı (Kil Zemin).....	92

8.4. Ankrajlı İstinat Duvarı Hesap Programı (Kum Zemin) .....	95
8.5. Derin Kazı İstinat Duvarı Analizi Programı ile Sonlu Elemanlar Metodu ile Çalışan SE Program Sonuçları Karşılaştırılması .....	98
<b>9. SONUÇ VE ÖNERİLER.....</b>	<b>101</b>
<b>KAYNAKLAR DİZİNİ .....</b>	<b>103</b>
<b>EKLER .....</b>	<b>107</b>
<b>EK-1 Derin Kazı İstinat Duvarı Analizi Programı CD .....</b>	<b>107</b>

## ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Sekil</u>	<u>Sayfa</u>
3.1 Kayma mukavemeti zarfı .....	9
3.2 Deney sonuçları için kayma mukavemeti zarfı.....	14
3.3 Normal konsolide killerin (CU) kayma mukavemeti zarfı .....	15
3.4 Aşırı konsolide killerin (CU) kayma mukavemeti zarfı .....	15
3.5 Farklı çevre basınçları altında normal konsolide killerin CU deneylerindeki davranışı .....	16
3.6 Normal konsolide ve aşırı konsolide killerin (CD) kayma mukavemeti zarfı ...	17
3.7 Üç değişik durumdaki Mohr gerilme dairesi .....	17
3.8 Kırılmayı gösteren Mohr gerilme daireleri .....	18
3.9 Kırılmaya yol açan gerilme durumunu gösteren Mohr gerilme dairesi .....	19
4.1 Sükunetteki yanal gerilme durumu .....	22
4.2 Aktif Rankine kırılma zarfı .....	23
4.3 Pasif Rankine kırılma zarfı .....	24
4.4 Kama yönteminin grafik görünümü (aktif itki için).....	25
4.5 Toplam itkinin analitik görünümü .....	26
4.6 Kama yönteminin grafik görünümü (pasif itki için) .....	27
4.7 Kama yönteminin grafik görünümü (pasif itki için) .....	28
4.8 Aktif toprak basıncı dağılımı .....	30
4.9 Üniform yüklü zemindeki yatay toprak basıncı dağılımı .....	31
4.10 Tabakalı zeminlerin yatay toprak basıncı dağılımı .....	31
4.11 Yer altı suyu bulunması halinde toprak basıncı dağılımı.....	32
4.12 Zeminin eğik olması durumunda yatay toprak basınç dağılımı.....	33
4.13 Duvarın arka yüzünün eğik olması durumunda toprak basınç dağılımı .....	34
4.14 Duvarın arka zeminin kohezyonlu olması halinde yatay toprak basıncı .....	34
4.15 En genel haliyle duvara etkiyen pasif toprak basıncı.....	35
4.16 Yatay toprak basıncında yer altı su seviyesinin etkisi .....	36
4.17 Kohezyonlu zeminler için Terzaghi-Peck toprak basıncı dağılımı.....	39
4.18 Tschebotarioff yatay toprak basıncı dağılımı.....	39
4.19 Lehmann'ın önerdiği yatay toprak basıncı dağılımı .....	40

## ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

<u>Sekil</u>	<u>Sayfa</u>
4.20	İsveç yapı şartnamesi yatay toprak basıncı dağılımı..... 41
4.21	Kohezyonlu zeminler için Terzaghi-Peck yatay toprak basıncı dağılımı ..... 42
4.22	Kohezyonlu zeminler için Tschebotarioff yatay toprak basıncı dağılımı ..... 42
4.23	Sert kohezyonlu zeminlerde Terzaghi-Peck toprak basıncı dağılımı..... 43
4.24	Sert kohezyonlu zeminlerde Tschebotarioff toprak basıncı dağılımı ..... 44
5.1	Diyafram duvar yapım aşamaları ..... 46
5.2	Aralıklı kazık ve kesişen kazık kesitleri ..... 47
5.3	Örnek bir palplanş perde ve detayı ..... 49
5.4	Tipik bir ankraj kesiti ..... 52
5.5	Yapım yöntemlerine göre ankrajlar ..... 56
5.6	Çelik halatta kopma ..... 63
5.7	Zeminde göçme..... 64
5.8	Enjeksiyon-tendon ve zemin-enjeksiyon sıyrılması ..... 65
6.1	Kranz metodunda kaymaya karşı ve kaydırmaya çalışan kuvvetler ..... 78
7.1	İncelenen zemin modeli için yapılan blok göçme analizi ..... 82
7.2	İncelenen zemin modeli için yapılan blok göçme analizinde her bir ankraja gelen yük ile güvenlik sayısı karşılaştırılması ..... 83
8.1	Derin kazı istinat duvarı analizi bilgisayar programı ana ekranı ..... 85
8.2	Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı veri girişi ..... 86
8.3	Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı basınç katsayıları..... 88
8.4	Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı yatay yükler..... 89
8.5	Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı kesit tesirleri ve kuvvet diyagramları ..... 90
8.6	Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı kazı kotu kesit değerleri ve depremsiz durumda kazıkta kesit tesirleri ..... 90
8.7	Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı deprem yükleri altında kazıdaki kesit tesirleri ..... 91
8.8	Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı kesit tesirleri özet tablosu..... 91

**ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)**

<b><u>Sekil</u></b>	<b><u>Sayfa</u></b>
8.9 Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı moment ve kesme kuvveti diyagramları .....	92
8.10 Ankrajlı istinat duvarı hesap programı (kil zemin) veri girişi .....	93
8.11 Ankrajlı istinat duvarı hesap programı (kil zemin) sistemdeki ankrajların taşıma gücü analizi .....	94
8.12 Ankrajlı istinat duvarı hesap programı (kil zemin) blok göçme analizi .....	95
8.13 Ankrajlı istinat duvarı hesap programı (kum zemin) veri girişi.....	96
8.14 Ankrajlı istinat duvarı hesap programı (kum zemin) sistemdeki ankrajların taşıma gücü analizi.....	97
8.15 Ankrajlı istinat duvarı hesap programı (kum zemin) blok göçme analizi.....	98
8.16 Zemin modeli derin kazı analizinde bulunan moment grafiği karşılaştırılması..	99
8.17 Zemin modeli derin kazı analizinde bulunan kesme kuvveti grafiği karşılaştırılması .....	100



## ÇİZELGELER DİZİNİ

<u>Çizelge</u>	<u>Sayfa</u>
3.1 Drenajsız kayma mukavemeti değerleri(Bowles, 1990).....	13
4.1 Bazı zeminler için tipik $K_0$ değerleri(Yıldırım, 2004).....	23
4.2 Zemine göre tipik zemin-duvar sürtünme açıları .....	29
5.1 Ankraj güvenlik katsayıları .....	62
7.1 Tendon (ankraj halatı) teknik özellikleri .....	80
8.1 Örnek zemin modelinin geoteknik ve mekanik özellikleri .....	98
8.2 Zemin modeli derin kazı analizinde bulunan maksimum moment ve maksimum kesme kuvveti değerleri .....	99

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

### Simgeler    Açıklama

$A$  : Kesit alanı

$\alpha_f$  : Kırılma düzlemi açısı

$\beta$  : Zeminin yatayla yaptığı açı

$c$  : Kohezyon

$c'$  : Efektif kohezyon

$c_a$  : Adezyon

$c_u$  : Drenajsız kohezyon

$d$  : Duvarın kalınlığı

$\theta_1$  : Yatayla göçme yüzeyinin arasındaki açı

$\gamma_n$  : Doğal birim hacim ağırlık

$\gamma_w$  : Suyun birim hacim ağırlığı

$\gamma_{unsat}$  : Doygun olmayan birim hacim ağırlığı

$\gamma_{sat}$  : Doygun birim hacim ağırlığı

$\phi'$  : Efektif kayma mukavemeti açısı

$\phi_u$  : Drenajsız kayma mukavemeti açısı

$\phi$  : Kayma mukavemeti açısı

$\delta$  : Duvar- Zemin sürtünme açısı

$H$  : Duvar yüksekliği

$I$  : Atalet momenti

$K_h$  : Yatak katsayısı

$K_p$  : Pasif toprak basıncı katsayısı

$K_a$  : Aktif toprak basıncı katsayısı

$K_0$  : Sukünetteki toprak basıncı katsayısı

$K_{oc}$  : Aşırı konsolide killerin sukünetteki toprak basıncı katsayısı

$K_{ac}$  : Coulomb aktif toprak basıncı katsayısı

$K_{pc}$  : Coulomb pasif toprak basıncı katsayısı

$\mu$  : Sürtünme katsayısı

- N : Normal kuvvet  
P : Yk  
 $P_a$ : Aktif toprak basıncı  
q : Srarj yükü  
R : Kuvvet bileşeni  
S : Doygunluk derecesi  
 $\sigma$  : Toplam gerilme  
 $\sigma'$  : Efektif gerilme  
 $\sigma'_v$ : Düşey efektif gerilme  
 $\sigma_h$ : Yatay gerilme  
 $\sigma_z$ : z derinliğinde toplam gerilme  
 $\sigma'_z$ : z derinliğinde efektif gerilme  
 $\tau$  : Kayma mukavemeti  
u : Su basıncı  
v : Poisson oranı  
w : Duvarın birim ağırlığı  
W: Kama ağırlığı

## 1. GİRİŞ

Kentlerin gelişmesi ve nüfusun artması sonucu dar alanlarda derin kazılar yapılarak çok katlı yapılar inşa etmek zorunda kalınmıştır. Ayrıca şehir içi trafik sıkışıklığını azaltan metro inşaatlarında da derin kazılar yapılmaktadır. İşte bu derin kazılarda çukurun stabilitesini sağlamak, göçmeyi ve aşırı deformasyonu engellemek için iksa sistemleri geliştirilmiştir. Bunlar fore kazıklı ve ankrajlı iksa sistemleridir. Bu yöntemler fonksiyonel, güvenli ve ekonomiktir.

Derin kazı iksa sistemlerini tasarlayabilmek için kazı çukurunun stabilitesini bozan, deformasyonlara neden olan yanal toprak basınçlarını bilmemiz gerekir. Ancak derin kazı iksa sistemlerinin rijitlikleri, istinat duvarı rijitliklerinden azdır ve toprak basıncı yığılması sonucu sisteme etkileyen yükler artmaktadır. Bu bakımdan destekli derin kazıların sayısal analizi önem kazanmaktadır.

Yüksek lisans tezi olarak yapılan bu çalışma kapsamında, günümüzde yaygın olarak kullanılan iksa sistemlerinin değişik sayısal analiz yöntemleri ile çözümü yapılmıştır. Yapılan bu çalışma genel olarak 3 ana bölümden oluşmaktadır. İksa sistemleri ve analizleri ile ilgili literatür çalışması, literatür çalışması sonucu elde edilen örnek problemler üzerinde sayısal analiz çalışmaları ve bu analizleri daha kolay yapmamız için oluşturulmuş bir bilgisayar yazılımı.

Yapılan bu çalışmanın amacı, fore kazıklı veya ankrajlı iksa sistemlerinin analizinde kullanılması için oluşturulmuş bilgisayar yazılımının sonuçlarının, günümüzde sonlu elemanlar sistemine dayalı paket programların sonuçlarına ne kadar yakın olduğunun irdelenmesidir.

Yapılan iksa sistemi sayısal analizlerinde kullanılan paket programlardan birisi, oluşturulan bilgisayar yazılımı, diğeri ise geoteknik mühendisliğinde, istinat duvarları analizlerinde kullanılan Sonlu Elemanlar programıdır.

İkinci bölümde konuyla ilgili daha önceki çalışmalara yer verilmiştir.

Üçüncü bölümde iksa sitemi analizlerinin yapılabilmesi için, analizlerde kullanılacak zeminin kayma mukavemeti parametrelerini doğru seçebilmek için zeminlerin kayma mukavemeti konusu incelenmiştir.

Daha sonra dördüncü bölümde, kayma mukavemeti parametreleri ve diğer zemin özellikleri belirlenmiş bir zemin için yapılan iksa sistemine etkiyecek yanal toprak itkisi ve bu konu ile ilgili çalışmalar araştırılmıştır.

Beşinci bölümde ise günümüzde kullanılan iksa sitemleri incelenmiş ve diyafram duvar, fore kazık, palplanş, destek ve ankrajlarla ilgili genel bilgiler verilmiştir.

Altıncı bölümde ise, çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinin tasarımı, projelendirilmesi ve projelendirme öncesi yapılması gerekenlerden bahsedilmiştir. İksa sistemlerinin stabilite koşulları incelenmiştir.

Yedinci bölümde ankraj destekli kazılarda ankraj tasarımı nümerik analizi anlatılmıştır. Bu nümerik analiz ile ilgili çeşitli sayısal örneklere yer verilmiştir.

Sekizinci bölümde iksa sistemi analizlerinde kullanılan paket programlar ve Visual Studio'da yazılmış programla ilgili bilgiler verilmiştir. Bu kapsamda, programların nasıl çalıştırılacağı, hangi verilerin nasıl ve nereden girileceği, program arayüzleri, program çıktılarının nasıl görülebileceği hakkında detaylı açıklamalar yapılmıştır.

Son olarak dokuzuncu bölümde sonuç kısmına yer verilmiş ve bu kısımda ise yukarıda bahsedilen bilgiler ışığında bahsedilen programlar kullanılarak sayısal analizler yapılmıştır. Sayısal analizler sonucu elde edilen sonuçlar grafik halinde verilmiştir.

## 2. LİTERATÜR ÇALIŞMASI

Derin kazılar ve bu kazıların stabilitesi, inşaat çukurların desteklenmesi, ankrajlı, ankrajsız ve fore kazıklı destek sistemleri bugüne kadar pek çok kez araştırılmış bir konudur. Bu konu ile ilgili profesyonel yazılımlar mevcuttur. Bazı araştırmacılar kendi yazılımlarını geliştirmiştir. Bu yazılımlar profesyonel yazılımlarla karşılaştırarak çeşitli analizler yapılmış ve çeşitli bulgular elde edilmiştir. Bazı çalışmalarda ise sadece profesyonel yazılımlar kullanılmış ve derin kazı iksa analizleri yapılmıştır. Son yıllarda yapılan çalışmalarla ilgili literatür araştırması aşağıda özet olarak verilmiştir.

Bir bina inşaatının derin kazısı için kesişen kazıklı ankrajlı diyafram duvar imalatı uygulanmıştır [1]. İnşaat, yer altı suyunun yüzeye çok yakın olduğu alüvyon bir zeminde yapılacaktır. Mevcut zemin koşulları ve yüksek yer altı su seviyesinin dikkate alınmasıyla kazı stabilitesini sağlamak için ankrajlı kesişen kazıklı diyafram duvar dizayn edilmiştir. Kazı derinliği 9.50m. olarak projelendirilmiştir. Duvar boyu 17m., kazık çapı 65cm., kazık aralığı 50cm. olacak şekilde imal edilen fore kazıklar kullanılırken 30 ile 35m. boylu 7m. köklü ankrajların eğimi  $35^\circ$  alınmıştır. Duvarda kazı çukuru içine doğru deformasyonlar kazı taban kotunun biraz üzerinde maksimum olmuştur. Gergi halatlarının uzunluğu ve ortamın özellikleri nedeniyle ötelenmeler önce hızla yükselmiş, destek sisteminin tam devreye girmesiyle hızla durma aşamasına erişmiştir. Çalışmanın sonucu olarak incelenen destek sistemi, ankraj uygulamalarında proje ile gerçek arazi davranışı arasında ciddi farklar meydana geldiğini göstermiştir. Şantiyede kalite kontrolü büyük önem taşımaktadır.

Bir binanın bodrum kazısı, yüksek yer altı suyu ve yumuşak zemin koşullarında geçirimsiz iksa duvarlarının öngermeli zemin ankrajlarıyla desteklenmesi sonucu oluşturulan bir destek sistemi ile gerçekleştirilmiştir [2]. Kazıda iksa sistemi, 65cm. çapında fore kazıkların birbirlerine 15cm. kesştirilmesi ile oluşturulan geçirimsiz bir iksa duvarı ve bu duvarların yatayla  $5-15^\circ$  açılı ve şaşırmalı olarak iki sıra öngermeli zemin ankrajlarıyla desteklenmesi sonucu oluşturulmuştur. İksa kazısı Plaxis sonlu

elemanlar programı ile nümerik olarak modellenerek, analizler yapılmıştır. Nümerik analiz sonuçlarına göre, kazıkların tabanda yer alan sıkı kum-çakıl tabakalarına soketlenememesinden dolayı stabilite problemi yaşanabileceği ortaya çıkmıştır. Stabilite problemini ortadan kaldırmak amacıyla zemin ankrajları, toptan göçme potansiyeli beklenen derin dairenin dışına uzatılarak boy ve açıları ayarlanmıştır.

Toprak kayması stabilizasyonunda zemin çivili duvarın davranışı incelenmiştir [3]. Bu uygulama sonucunda, toprak kaymasının söz konusu olduğu bir sahada zemin çivisinin yapılabirliği gösterilmiştir. Çivili duvarın yüksekliği 3.0m. olup, 15°'lik açı ile 12.0m. boyundaki çivilerle desteklenmiştir. Düşeyde 1.2m. ve yatayda 1.8m. aralıklarla yerleştirilmiştir. Üst kısımda yer alan çivili duvar yüksekliği 8.0m. olup, 10.0m. boyundaki çivilerle şev tutturulmuştur. Düşeyde 2.1m., yatayda 1.7m. aralıklarla imal edilmiştir. Limit denge durumu göz önünde bulundurularak hesaplar yapılmıştır. İç stabilite analizi için Snail, şev stabilite analizi için UTEXAS2 bilgisayar programı kullanılmıştır. Şev stabilitesi sonuçlarına göre güvenlik katsayısı 1.7 olarak belirlenmiştir.

Uygulamada en çok karşılaşılan Geoteknik Mühendisliği alanına giren konularda hesap yöntemlerini toplu olarak sunan ve bilgisayar destekli çözümü sağlayan bir çalışma yapılmıştır [4]. Çalışmada sıvılaşma analizi, iksa hesabı ve istinat duvarı hesapları gibi birkaç hesapta VBA basic programlama dili kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Ülkemizde en çok kullanılan yöntemlerden olan Jetgrouting yöntemi ile iyileştirme yöntemi anlatılmış, jetgrouting hesapları için de program hazırlanmıştır. Hesapların karşılaştırılması bakımından ve iksa tasarımında analiz için Plaxis programı da kullanılmıştır. Şev stabilitesi, kıyı yapılarında stabilizasyon, taş kolon, kum dren ve enjeksiyonla iyileştirme gibi Geoteknik Mühendisliğinin diğer çalışma konularından olan bu konular daha sonraki çalışmalarda ele alınarak daha da ileri seviyelere taşınabilmesi önerilmektedir.

İngiltere'de Huddersfield kasabası futbol stadyumu yakınındaki şevi desteklemek için zemin çivisi uygulanmıştır [5]. Bu uygulamada kazı derinliği  $H=3.20\text{m.}$ 'dir ve bu kazıyı desteklemek için zemin çivileri boyları  $L=3.0\text{m.}$  ve yatay aralıkları 1.0m. olacak

şekilde yerleştirilmiştir. Şevî desteklemek için yerleştirilen çivilerin göçmeye karşı güvenlik sayısı Talren programı ile hesaplanmıştır. Talren’de şev stabilitesi analiz metodlarından Bishop seçilerek güvenlik sayısı  $GS = 1.43$  olarak bulunmuştur. Yapılan tasarım ve imalat sonrası sorun yaşanmamıştır.

Derin kazılar destek sistemleri, fore kazıklı destek ve ankrajlı destek sistemleri incelenmiştir [6]. İksa sistemlerini çözen bir excel programı hazırlanmış ve program ile iksa sistemleri, fore kazıklı, tek sıra ankrajlı ve çok sıra ankrajlı olarak çözülmüştür. Çözüm sonrası maliyet karşılaştırmaları yapılmış ve derin kazılarda çok sıra ankrajlı sistemlerin daha ekonomik olduğu görülmüştür. Derin kazılarda kullanılan iksa sistemlerini hem güvenlik sınırları içinde hem de düşük maliyette hesaplamayı amaçlayan bir bilgisayar programı oluşturulmuştur. Program zeminin kohezyonsuz ve yer altı suyunun olmadığı durumlar için tasarlanmıştır. Program kullanarak tanımlanan zemin önce fore kazıklı ankastre, sonra tek sıra ve çok sıra ankrajlı sistemler şeklinde çözülmüştür.

Derin kazılarda kullanılan çok sıra ankrajlı iksa sistemleri ile ankastre çalışan fore kazık iksa sistemlerini karşılaştırabilmek amacıyla geliştirilen Bank05 bilgisayar programı tanıtılmaktadır [7]. Bu program aracılığıyla örnek bir problem üzerinde analizler yapılmış ve her iki yöntemle oluşturulan iksa sisteminin maliyet ve tasarım kıyaslaması yapılmıştır. Kazı derinliğinin nispeten az olduğu durumlarda ankastre kazıklı sistemler ekonomik iken belli bir kazı derinliğinden sonra çok sıra ankrajlı iksa sistemleri ekonomik hale gelmektedir. Böylece bu program sayesinde, bir problemi her iki iksa sistemi ile çözüp, güncel maliyet bilgileri yardımıyla değerlendirip en uygun çözümü bulmak mümkün olabilmektedir. Derin kazı iksa analizi mühendislik hesaplamaları oldukça uzun ve zahmetli matematiksel işlemlere dayanmaktadır. Günümüzde bu yorucu ve çok fazla zaman alacak işlemler bilgisayarlar yardımıyla bir kaç dakika içerisinde çözüme kavuşturulabilmektedir. Yapılan çalışmada da çok fazla işlem yükü bulunmaktadır. Bu işlemleri çok kısa zamanda yapılabilmesi için bir bilgisayar programı geliştirildi. Bank05 adlı bu program MS Excel ortamında hazırlanmıştır.



### 3. KAYMA MUKAVEMETİ

Tüm geoteknik problemlerinde olduğu gibi, iksa sistemlerinin sayısal analizinin doğru şekilde yapılabilmesi için çalışılan zeminin kayma mukavemeti parametrelerinin iyi bilinmesi gerekmektedir. Eğer analizlerde kullanılan parametreler programlara veri girişi yapılırken doğru giriş yapılmazsa veya hatalı giriş yapılırsa, elde edilen sonuçlar gerçek sonuçları yansıtmaz.

Zemin tabakaları içinde gerek kendi ağırlıklarından gerekse zemin yüzeyinde uygulanan yüklerden dolayı gerilmeler olduğu bilinmektedir. Uygulanan yükler altında zeminde ortaya çıkan gerilmelerin, zeminde şekil değiştirmeye yol açtığı bilinmektedir. Diğer birçok inşaat malzemesine oranla, zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı genellikle çok daha karmaşık olmaktadır. Zeminin yük altında davranışı, zeminin başlangıç gerilme durumu, gerilme tarihçesi, yükleme hızı ve yükleme sırasında drenaj hızı gibi birçok faktöre bağlı olmaktadır. Uygulanan gerilmeler altında zeminlerde meydana gelen şekil değiştirmeler genellikle gerilme büyüklüğü ile doğrusal olarak artmadığı gibi, aynı zamanda yük kaldırıldığı zaman bu şekil değiştirmenin büyük kısmının kalıcı olduğu gözlenmektedir. Zemin davranışının bir diğer özelliğinin de şekil değiştirmelerin zaman bağlı olarak gelişmesidir. Tüm bunlar düşünüldüğünde, zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışının genellikle, doğrusal olmayan elasto-plastik bir davranış biçimi olduğu söylenebilir.

Bütün stabilite problemlerinde, kırılmaya yol açan kuvvetler ile kırılmaya karşı koyan kuvvetlerin karşılaştırmasını yapmak ve kırılmaya karşı bir güvenlik sayısı hesap etmek gerekir. Kırılmaya karşı koyan kuvveti, olası kırılma düzlemi boyunca oluşan kayma direnci oluşturmaktadır ve bunun hesaplanabilmesi için zeminin kayma mukavemetinin hesaplanması gerekmektedir.

### 3.1. Zeminlerin Kayma Mukavemeti

Yapısal temeller zeminde önemli derecede kayma gerilmeleri oluşturmaktadırlar. Bu gerilmelerin kayanın veya zeminin kayma mukaveteini aşması halinde kırılma meydana gelir. Bu nedenle, kayma gerilmelerinin kayma mukavemetinden yeterince küçük olması için, bu kayma gerilmesi ve kayma mukavemetinin değerlendirilmesi ve temellerin buna göre tasarlanması gerekir.

Ancak zemindeki kayma mukavemetini kontrol eden fiziksel mekanizmalar çok farklıdır. Zemin ayrık malzeme topluluğu olup, daneler arasında gerilmeler bu danelerin birbiri üzerinde kayması veya yuvarlanmasını sağlayacak düzeyde olduğu zaman göçme oluşur. Danelerin kırılması gerekli değildir. Bu nedenle, kayma mukavemeti danelerin iç dayanımına değil de daneler arasındaki etkileşimlere bağlıdır.

Sürtünme, fizikteki klasik sürtünme problemine benzer. Kaymaya karşı koyan kuvvet, normal kuvvet ile sürtünme katsayısının çarpımına eşittir. Ancak geoteknik mühendisliğinde sürtünme katsayısı yerine efektif kayma mukavemeti açısını kullanarak sürtünme dayanımını tanımlamayı tercih etmektedirler ( $\phi'$ ). Bu tanımlamada;

$\phi'$  nün değeri danelerin ve bunlar arasındaki kenetlenmesinin sürtünme özelliklerinin ikisine de bağlıdır. Bu özellikler, aşağıda verilenler de dahil olmak üzere pek çok faktörden etkilenir.

- Mineraloji: Saf kuvarslardan oluşan kumların efektif sürtünme açısı tipik olarak 30 ile 36 derece arasındadır. Ancak diğer minerallerin varlığı  $\phi'$  nü değiştirebilir. Örnek olarak, kuvarstan daha pürüzsüz olan mika minerali içeren kumların  $\phi'$  değeri daha düşüktür. Bunlara mikalı kum denmektedir. Kil mineralleri tipik olarak çok daha zayıftır.
- Dane şekli: Köşeli partiküllerin sürtünme açısı yuvarlak olanlardan çok daha yüksektir.

- Dane çapı dağılımı: İyi derecelenmiş zeminlerde partiküller arasında kenetlenme daha fazla olup, zayıf derecelenmiş zeminlere kıyasla sürtünme açıları daha yüksektir. Örnek olarak iyi derecelenmiş çakıllı zeminlerin  $\phi'$  değeri, kötü derecelenmiş çakıllı zeminlerinkine kıyasla daha büyüktür.
- Boşluk oranı: Zeminin keçi ayaklı gibi bir silindire sıkıştırıldığı örnekteki gibi boşluk oranının azalması da kenetlenmeyi artırmakta ve bu da daha yüksek  $\phi'$  değerinin ortaya çıkmasını sağlamaktadır.
- Organik madde: Organik maddeler sürtünme açısından azalım dahil olmak üzere zeminlerde bir çok probleme neden olmaktadır.

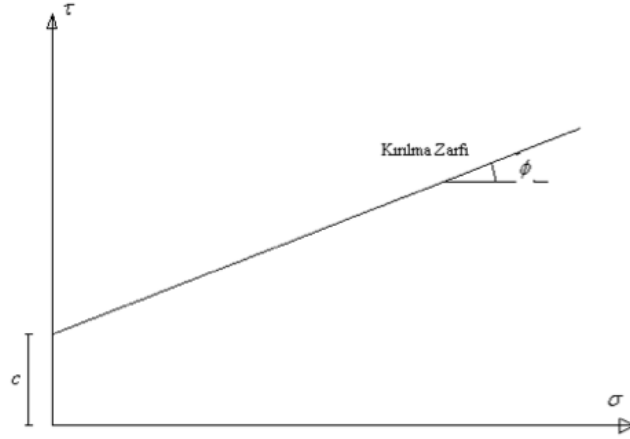
Kohezyon: bazı zeminlerde efektif gerilme sıfır olduğu veya en azından sıfır gibi görüldüğü zaman bile kayma mukavemeti var olabilmektedir. Bu mukavemete kohezyon denir ve efektif kohezyon  $c'$  değişkeni olarak tanımlanır. İki çeşit kohezyon vardır: gerçek kohezyon ve görünür kohezyon. Çimentolanmış zeminlerde kohezyon gerçekte zemin daneleri arasındaki bağı yansıtmaktadır. Ancak, diğer durumlarda dayanımın bu kaynağını ihmal etmek daha akıllıca olur. Örnek olarak, çimentolayıcı maddenin suda çözülebilen bir madde olması halinde, projenin ömrü içerisinde zeminin ıslanması durumunda bu madde kaybolabilir [8].

### 3.2 Mohr-Coulomb Kırılma Hipotezi

Zeminler için kırılmaya yol açan normal ve kayma gerilmelerinin ortak etkisinin göz önüne alan bir çok hipotez geliştirilmiştir. Bunlar içinde en basit olanı ve uygulamada yaygın olarak kullanılanı Mohr-Coulomb kırılma hipotezidir. Buna göre zeminin kayma mukavemeti Şekil 3.1'de gösterilen doğru ile temsil edilmektedir. Bu şekilde normal gerilmeler yatay ekseninde, kayma gerilmeleri düşey ekseninde gösterilmekte, kırılma zarfı olarak nitelendirilen doğrunun altında kalan gerilme durumları için kırılma ortaya çıkmazken, bu zarfa ulaşıldığı anda zeminde kırılma meydana gelmektedir. Bu zarfın üzerinde yer alan gerilme durumlarının mümkün olmadığı açıktır. Bu doğrunun düşey eksenini kestiği nokta  $c$  ve yatay ile yaptığı açı  $\phi$  ile gösterilirse, kayma mukavemetini veren bağıntı;

$$\tau = c + \sigma \tan\phi \quad (3.1)$$

şeklinde yazılabilir.



Şekil 3.1: Kayma mukavemeti zarfı.

### 3.3 Efektif ve Toplam Gerilme Analizi

Kayma mukavemeti analizleri yapmanın iki ana yöntemi vardır. Efektif gerilme analizi ve toplam gerilme analizi. Temel tasarımda iki analiz yöntemi de kullanılmaktadır.

#### 3.3.1 Efektif gerilme analizi

Bir zemin tabakasının üzerine gelen toplam gerilmenin, daneler tarafından karşılanan kısmına efektif gerilme denir. Su ve hava fazlarının kayma mukavemeti olmadığından, bir zemindeki kayma mukavemeti sadece daneler tarafından karşılanır. Bu nedenle, danelerin taşıdığı toplam gerilmenin ( $\sigma$ ) bir kısmını oluşturmasında dolayı, mukavemet problemlerini değerlendirmede efektif gerilmenin ( $\sigma'$ ) kullanılması daha makul bir yol gibi görünmektedir. Efektif gerilme analizini kullanırken, kayma mukavemeti tanımı “Mohr-Coulomb Kırılma Hipotezi” kullanılarak yapılır.

$$\tau = c^1 + \sigma^1 \tan\phi^1 \quad (3.2)$$

Burada;

$\tau$  : Kayma mukavemeti (kN/m<sup>2</sup>)

$c^1$ : Efektif kohezyon (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma^1$  : Kayma düzlemine etkiyen efektif gerilme (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi^1$  : Efektif kayma direnci açısıdır (°)

Efektif gerilme analizi; boşluk suyu basıncının etkili olmadığı, yeraltı suyunun bulunmadığı tabakalarda, boşluk suyu basıncının hesaplanabildiği tabakalarda veya drenajlı zemin koşullarında kullanılabilir.

### 3.3.2 Toplam gerilme analizi

Efektif gerilmeye dayalı analizler sadece arazide efektif gerilmelerin hesaplanabildiği durumda kullanılabilir. Yani, sadece hidrostatik boşluk suyu basıncının olduğu durumlarda mümkündür. Bu işlem son derece kolaydır fakat aşırı boşluk suyu basıncı olduğu zaman çok karmaşık olabilir. Örnek olarak, doymun kil üzerine bir temel inşa edildiğinde uygulanan yük, daha önce açıklandığı gibi zeminde aşırı boşluk suyu basıncı oluşturur. Ayrıca, bazı zeminde kayma etkisi olduğu zaman da aşırı boşluk suyu basıncı gelişmektedir. Bu aşırı boşluk suyu basınçlarının hesaplanması genellikle imkansızdır. Boşluk suyu basıncının hesaplanamadığı bu gibi durumlarda, efektif gerilmenin büyüklüğünün bilinmesi ve yukarıdaki eşitliğin çözülmesi mümkün değildir.

Geoteknik mühendisleri bu güçlüklerden dolayı boşluk suyu basıncının hesaplanamadığı problemleri efektif gerilme yerine toplam gerilmeye dayalı olarak çözmek durumunda kalmaktadırlar..

### 3.4 Hacim Değişimi ve İlave Boşluk Suyu Basıncı

Yapı yüklerinin zemine aktarılması sonucunda oluşan normal gerilme ve kayma gerilmesi, zemin boşluklarında hacim değişimi ve boşluk suyu basıncı artışına neden olur. Zeminin doygun olması durumunda bu hacim değişimi, daha önce açıklandığı gibi aşırı boşluk suyu basınçları oluşturur. Ancak, aşırı boşluk suyu basınçlarının bu şekilde oluşması, suyu daneler arasındaki boşluklardan dışarı atmaya zorlayan ve bu basınçların sönmülmesine neden olan bir hidrolik eğim oluşturur.

Geoteknik mühendisliği bu iki süreci genellikle iki drenaj şartını göz önüne alarak hesaplamaktadır: drenajlı ve drenajsız şartlar. Drenaj hızının yükleme hızından büyük olması durumunda aşırı boşluk suyu basıncı düşük ve kısa süreli olur. Bu duruma “drenajlı şart” denir. Yükleme hızının çok düşük, drenaj hızının çok yüksek veya her ikisinin mevcut olduğu durumda gelişir.

Drenajlı şartların mevcut olduğu durumda boşluk suyu basıncının her zaman hidrostatik basınca eşit olduğu varsayılır. Bu işlem hem çok elverişlidir hem de hesaplamaları sadeleştirmektedir. Yukarıdaki durumun aksine, drenaj hızının yükleme hızından düşük olması durumunda, zeminde önemli derecede aşırı boşluk suyu basıncı oluşur. Bu durumda “drenajsız şart” denir. Yükün çok hızlı uygulandığı veya zemin drenajının çok yavaş olduğu durumda gelişir. Aşırı boşluk suyu basınçlarının hesaba katılması gerekliliğinden dolayı “drenajsız şart”ın analizi daha zordur [11].

### 3.5. Suya Doygun Zeminlerin Kayma Mukavemeti

#### 3.5.1 Suya doygun kumların ve çakılların kayma mukavemeti

Kum ve çakıllarda hidrolik iletkenliğin çok yüksek olmasından dolayı drenaj hızı yüksektir. Başka bir deyişle, bu zeminlerde gelişebilecek herhangi aşırı boşluk suyu basıncı, suyun bu zeminlerde çabuk ve kolay akışı nedeniyle çok çabuk sönmülendir. Ayrıca, temeller üzerine yüklenen yüklerin çoğu genellikle birkaç gün veya haftalık süre içinde yüklenen ölü veya hareketli yüklerdir. Bu yükleme hızı kum ve çakıllardaki

drenaj hızından çok daha yavaştır. Bu nedenle kumlar ve çakıllar üzerinde temel tasarımı yaparken hemen her durumda drenajlı şartların olduğu varsayılır. Bundan dolayı, boşluk suyu basıncı hidrostatik basınca eşit olup, düşey efektif gerilmenin hesaplanması mümkündür.

Efektif kohezyon  $c^1$  ve efektif kayma direnci açısı  $\phi^1$  laboratuvar veya arazi deneylerinden elde edilebilir. Temiz veya siltli kumlar ve çakıllar SM, SP, SW, GM,GP,GW için  $c^1=0$  alınması en doğru yoldur. Killi kum ve çakıllarda SC, GC bir miktar kohezyon mevcut olabilir fakat, arazide mevcut olmayabileceği düşünülerek dikkatli bir şekilde kullanılmalıdır.

Son olarak,  $c^1$  ,  $\sigma^1$  ,  $\phi^1$  değerleri bulunduktan sonra kayma mukavemeti hesaplanabilir.

### 3.5.2 Suya doymun killerin ve siltlerin kayma mukavemeti

Arazide yer altı su seviyesinin altında yer alan zeminlerin suya doymun olduğu bilinmektedir. Yer altı su seviyesinin üzerinde yer alan ince daneli zeminlerinde belli bir yüksekliğe kadar kapilarite etkisi ile suya doymun hale geldiği bilinmektedir. Bu nedenle, temel mühendisliği ile ilgili problemlerde çoğunlukla suya doymun killi zeminlerin davranışının saptanması gerekmektedir.

Killerin hidrolik iletkenliği, kumlarınkinin yaklaşık olarak milyonda biri kadardır. Bu nedenle bu zeminlerdeki drenaj hızı çok yavaş olup, yükleme hızına kıyasla çok düşüktür. Bu yüzden, bu tür zeminlerde tipik olarak drenajsız şartlar söz konusudur. Bunun anlamı, yükleme sırasında ve hemen sonrasında bu zeminlerde önemli derecede aşırı boşluk suyu basınçları oluşması demektir.

Siltlerin hidrolik iletkenliği killerinkinden büyüktür fakat, yine de kumlarınkinden çok küçüktür. Bir kez daha ifade etmek gerekir ki, aşırı boşluk suyu basıncının sönmülenmesi için daha kısa süre gerekli ise de, bu tür zeminlerde de drenajsız şartlar

geçerlidir. Göçme için en muhtemel zaman, inşaattan hemen sonraki andır. Bu nedenle temeller normalde bu kritik an için belirli bir minimum emniyet faktörü ile tasarlanır. Bunu başarmak için, aşırı boşluk suyu basıncının ya doğrudan ya da dolaylı olarak göz önüne alınması gerekir.

Zeminin tamamen doymuş ve drenajsız olduğu durumda yeni uygulanan yüklerin tamamı boşluk suyu tarafından karşılandığından  $0 < \phi$  olsa bile  $\phi=0$ 'dır. Bu işleme “ $\phi = 0$ ” analizi ve kayma mukavemetine de drenajsız kayma mukavemeti  $c_u$  denir.  $c_u$  'nun tipik değerleri Çizelge 3.1'de verilmiştir. Bu değerler kesin olmayan analizlerde veya laboratuvar deney sonuçlarının karşılaştırılmasında kullanılabilir.

Çizelge 3.1: Drenajsız kayma mukavemeti değerleri (Bowles, 1990).

Kıvam	Drenajsız kayma mukavemeti, $c_u$ (kPa)
Çok yumuşak	< 12
Yumuşak	12-25
Orta	25-50
Katı	50-100
Çok Katı	100-200
Sert	> 200

Laboratuvar ve arazi deney sonuçlarına dayalı olarak her drenajsız tabaka için genellikle uygun bir  $c_u$  değeri tayin edilir. Geoteknik analiz yöntemlerinin çoğunda bu  $c_u$  değeri doğrudan kullanılmaktadır. Diğer analiz yöntemleri kayma mukavemetinin tanımının  $c$  ve  $\phi$  değerleri kullanılarak yapılması gerekir. Bir zemin tabakası homojen bile olsa  $c_u$  gerçekte o tabakanın tamamında büyük olasılıkla sabit değildir. Bir zemin tabakasının alt kesimleri üzerine gelen daha büyük yüklerden dolayı konsolide olması ve bu şekilde kayma mukavemetinin yüksek olması nedeniyle  $c_u$  genellikle derinlikle birlikte artmaktadır. Sığ kesimleri belirli bir zaman aralığında kurumuş ve kabuk oluşturmuş ise bu tabakaların kayma mukavemeti daha yüksek olabilir. Son olarak, zeminlerde doğal olarak bulunan ve tekdüzeliği bozan unsurlar  $c_u$  'da değişimlere neden olur. Ya ortalama bir değer alınarak ya da zemini daha küçük tabakalara ayırarak bu değişiklikler dikkate alınmış olur [13].

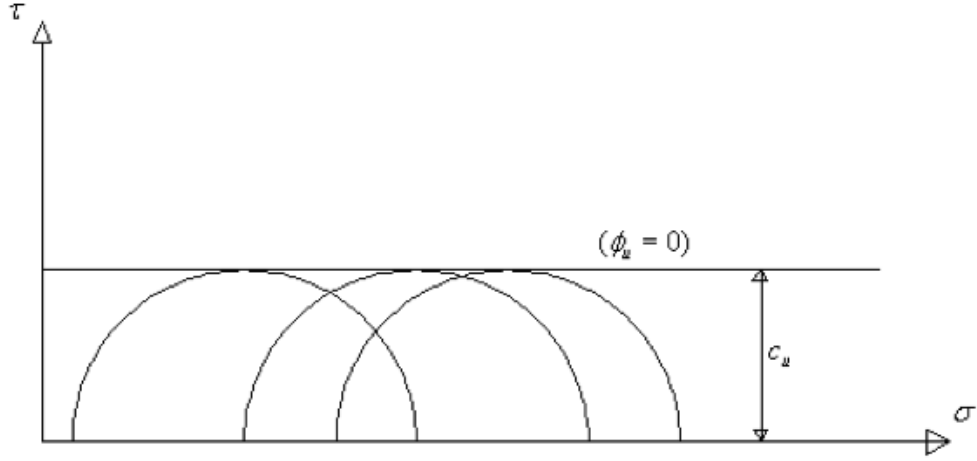


### 3.5.3 Kilerin kayma mukavemeti

Arazide bir kil tabakası uygulanan yük altında konsolidasyona uğramadan ve hızlı olarak yüklenmesi durumunda kayma mukavemeti, konsolidasyonsuz drenaj (UU) deneylerle bulunabilmektedir. Bu durumda kayma mukavemeti zarfı şekil 3.2’de görüldüğü gibi yatay bir doğru olmaktadır. ( $\phi_u = 0$ ) Bu durumda, drenajsız kohezyon katsayısı  $c_u$  ile tanımlanmakta.

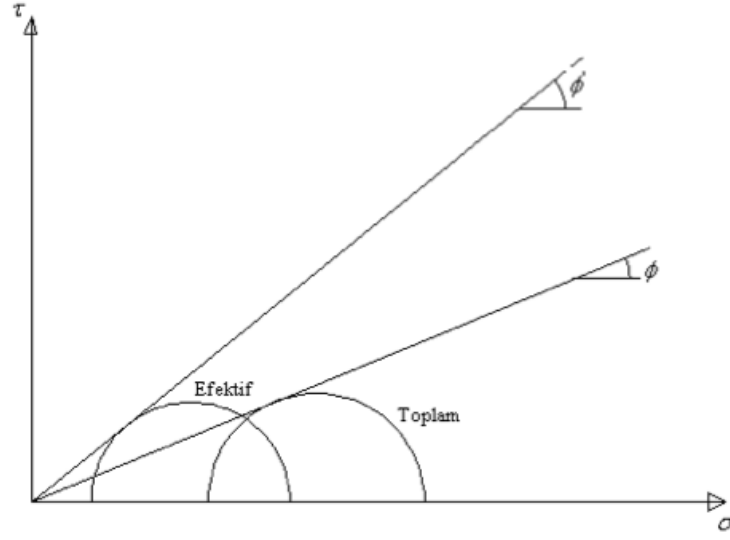
$$\tau = c_u \quad (3.3)$$

ve çevre basıncından bağımsız olmaktadır.



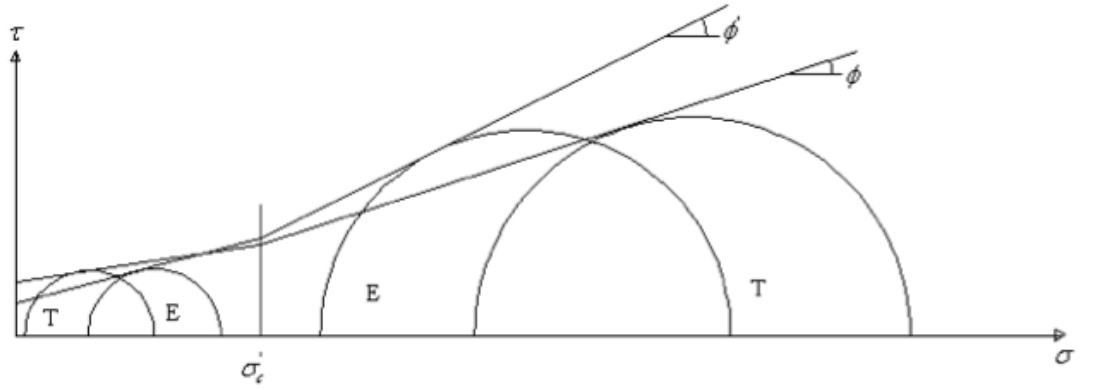
Şekil 3.2: (UU) Deney sonuçları için kayma mukavemeti zarfı.

Arazideki kil tabakasının konsolide olduktan sonra, hızlı yüklemeye (veya drenajsız yüklemeye) tabi olacağı durumlarda, kayma mukavemetinin konsolidasyonlu-drenajsız deneylerle saptanması mümkün olmaktadır.



**Şekil 3.3:** Normal Konsolide killerin (CU) kayma mukavemeti zarfı.

Şekil 3.3 ve Şekil 3.4'te farklı konsolidasyon basınçları altında konsolide olduktan sonra drenajsız olarak kesilen normal konsolide ve aşırı konsolide killerin kayma mukavemeti zarfları toplam ve efektif gerilmelere göre gösterilmiştir.

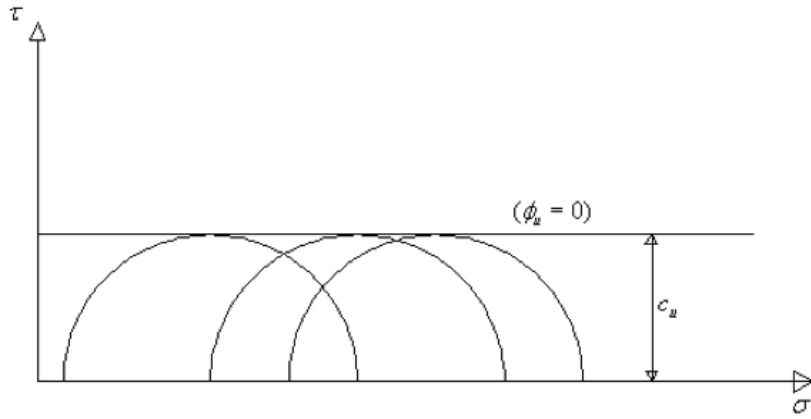


**Şekil 3.4:** Aşırı konsolide killerin (CU) kayma mukavemeti zarfı.

Normal konsolide killerde kayma mukavemeti zarfı orijin noktasından geçen bir doğru  $c = c' = 0$  olurken, aşırı konsolide killerde kayma mukavemeti zarfı, eğimleri farklı iki doğrusal kısımdan oluşmaktadır. Ön konsolidasyon basıncı  $\sigma'_c$  değerlerinden büyük basınçlarda kayma mukavemeti zarfının yatayla yaptıkları açı  $\phi_{cu}$  ve  $\phi'$  (toplam ve efektif gerilmeler için) olan ve uzantıları orijinden geçen iki doğru halinde olurken

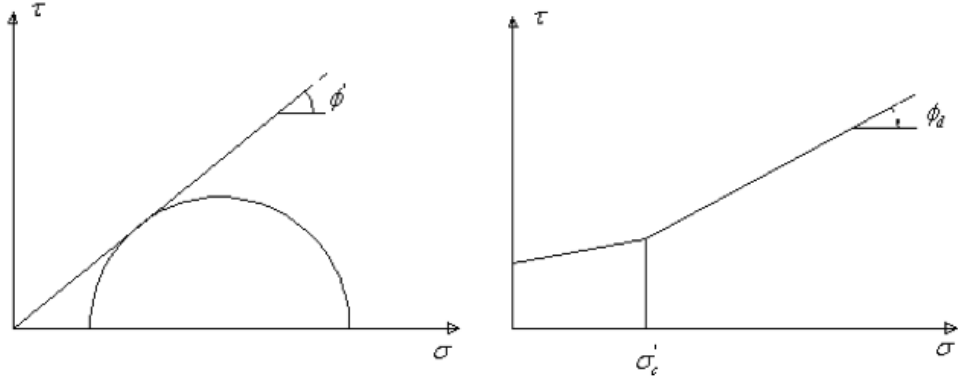
ön konsolidasyon basıncında küçük basınçlarda kayma mukavemeti zarfi eğimi daha az olan ve düşey eksenini orijinden daha yukarıdan kesen  $0 < c^1$  ,  $0 < c$  iki doğru ile göstermek gerekmektedir.

Aynı konsolidasyon basıncının etkisi altında kaldıktan sonra, drenaja izin vermeden farklı çevre basınçları altında kayma gerilmeleri uygulanan normal konsolide killerde CU deneylerinde gözlenen davranış ise Şekil 3.5’de gösterilmiştir. Bu koşullarda  $\phi_{cu}=0$  durumu geçerli olmakta ve drenajsız kohezyon  $c_u$ , değerinin konsolidasyon basıncı ile doğrusal olarak arttığı gözlenmektedir.



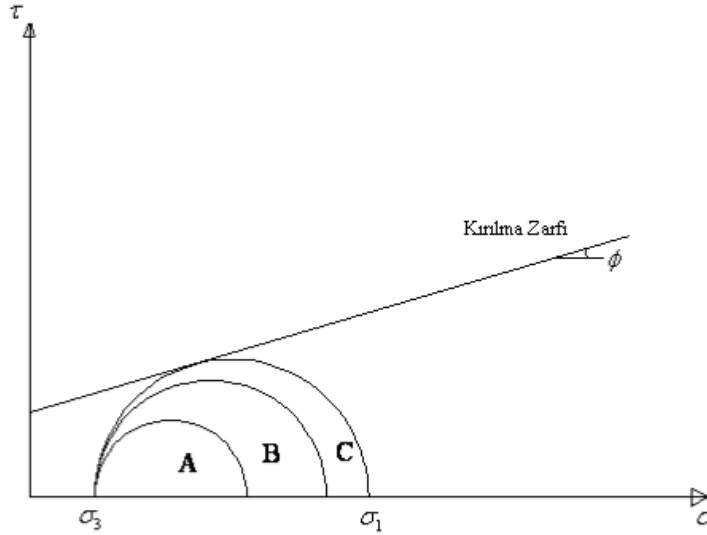
Şekil 3.5: Farklı çevre basınçları altında normal konsolide killerin CU deneylerindeki davranışı.

Arazideki kil tabakasının, konsolidasyonu tamamlamasından sonra, drenajlı durumda (çok yavaş olarak ve boşluk suyu basınç artışları meydana vermeden) yüklenmesi söz konusu olan durumlarda ise, kayma mukavemetinin konsolidasyonlu-drenajlı (CD deneyleri) ile saptanması gerekmektedir. Bu koşullarda normal konsolide ve aşırı konsolide killer için kayma mukavemeti zarfları Şekil 3.6’da gösterildiği gibi olacaktır.



Şekil 3.6: Normal konsolide ve aşırı konsolide killerin (CD) kayma mukavemeti zarfı.

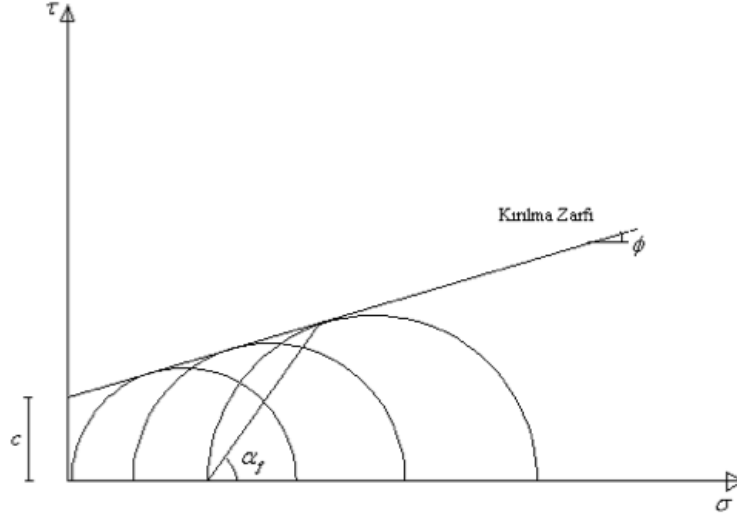
Mohr gerilme dairesi ile Mohr-Coulomb kırılma zarfı aynı şekil üzerinde gösterilirse, uygulanan yüklerin yol açtığı gerilme durumunun kırılmaya yol açıp açmayacağını açık olarak görmek imkanı vardır. Şekil 3.7'de değişik gerilme durumlarını temsil eden üç tane Mohr gerilme dairesi gösterilmiştir.



Şekil 3.7: Üç değişik durumdaki Mohr gerilme dairesi.

A ve B gerilme daireleri kırılma zarfının altında kaldığı için kırılma meydana gelmeyecektir. Buna karşılık C dairesi kırılma zarfına değdiği için, bu gerilme

durumuna yol açan  $\sigma_3$  ve  $\sigma_1$  asal gerilmeleri kırılmaya neden olacak gerilme durumlarını göstermektedir.



**Şekil 3.8:** Kırılmayı gösteren Mohr gerilme daireleri.

Aynı zeminde kırılmaya yol açacak birçok gerilme durumu mevcuttur. Mohr-Coulomb kırılma zarfı, kırılmaya yol açan tüm gerilme durumlarını sınırlamakta olup, bu durumları gösteren gerilme daireleri kırılma zarfına teğet olmaktadır. Bu doğrunun denklemi zeminin kayma mukavemetini vermektedir. Gerilme dairesinin kırılma zarfına teğet olduğu noktadan çizilen doğru ise kırılma düzleminin eğimini vermektedir. Kırılmanın meydana geldiği düzlem:

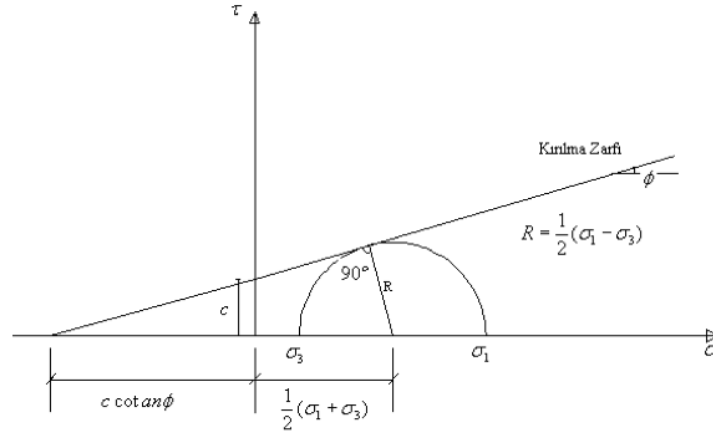
$$\alpha_f = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (3.4)$$

Şekil 3.9'da kırılmaya yol açan gerilme durumunu gösteren bir Mohr gerilme dairesi ve kırılma zarfı gösterilmiştir. Bu şekilde trigonometrik ilişkiler kullanılarak, kırılma durumu için

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} + 2c \frac{\cos\phi}{1-\sin\phi} = \sigma_3 \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.5)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} - 2c \frac{1-\sin\phi}{\cos\phi} = \sigma_1 \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.6)$$

bağıntıları elde edilebilmektedir.



**Şekil 3.9:** Kırılmaya yol açan gerilme durumunu gösteren Mohr gerilme dairesi.

### 3.5.4 Suyu doymun ara zeminlerin kayma mukavemeti

Buraya kadar anlatılan konularda zeminler belirgin kategorilere ayrılarak ele alınmıştır. Kumlar ve çakıllarda statik yüklenme sırasında aşırı boşluk suyu basıncı gelişmez ve bu zeminlerin değerlendirilmesi efektif gerilme analizi ve hidrostatik boşluk suyu basınçları kullanılarak yapılabilir. Bunun aksine, siltler ve killerde aşırı boşluk suyu basıncı oluşur ve bu zeminler için daha dikkatli bir analiz gerekir. Bu zeminlerde hassasiyet ve akma problemleri de olabilir. “Gerçek” zeminlerin çoğu bu iki kategoriden birine uysa bile, diğer bazı zeminler bu iki uç arasında bir yerde davranış sergileyebilirler. Bunların davranışı tipik olarak drenajlı ile drenajsız arasında bir yerdedir. Yani bunlarda bir miktar boşluk suyu basıncı oluşsa bile killerdeki kadar değildir. Aralarında kesin sınırlar olmasa da, bu ara zeminler birleşik sınıflamada tipik olarak SC, GC, SC-SM veya GC-GM ile birlikte bazı SM, GM ve ML türü zeminleri kapsamaktadır. [26].

### 3.5.5 Suya doymun olmayan zeminlerin kayma mukavemeti

Buraya kadar ele alınan konularda doymun ( $S = \%100$ ) olan zeminler üzerinde durulmuştur. Doymun olmayan ( $S < \%100$ ) zeminlerin kayma mukavemeti daha büyük olmakla birlikte değerlendirilmesi daha zordur. Ne var ki, pek çok mühendislik projesinde bu tür zeminler ile karşılaşmaktadır ve bunları değerlendirmek için geoteknik mühendislerinin bazı yöntemlere ihtiyacı vardır. Bu tür zeminler için doymun zeminlerdeki gibi oturmuş uygulama standartları bulunmamaktadır.

Doymun olmayan zeminlerde ilave mukavemetin bir kısmı negatif boşluk suyu basıncından meydana gelmektedir. Bu negatif boşluk suyu basınçları efektif gerilmeyi artırmakta ve böylece kayma mukavemeti yükseltmektedir. Ancak, bu ilave mukavemet çok küçük olup, zeminin ıslanmasıyla kolaylıkla kaybolur.

Geoteknik mühendisleri tasarımları genellikle doymun olmayan zeminlerin gelecekte ıslanacağı varsayımına göre yapmaktadır. Bu ıslanma, yükselen bir yer altı su seviyesinden, kötü yüzey drenajından, kırılan boru hatlarından veya diğer nedenlerden kaynaklanabilir. Bu nedenle, laboratuvarda dayanım deneyleri yapılmadan önce zemin numuneleri genellikle doyurulur veya suda bekletilir. Bunu yapmaktaki amaç, görünür kohezyonun ortadan kaldırılması ve böylece ve en kötü arazi şartlarını oluşturmaktadır. Bundan sonraki aşamada, mevcut konuma kıyasla önemli derecede yükselebilen yer altı su seviyesinin muhtemel en yüksek konumu tanımlanır ve buna göre pozitif boşluk suyu basıncı hesaplanır. Son olarak, yer altı su seviyesinin üzerindeki zeminler için olduğu  $u = 0$  varsayılır [19].

#### 4. YANAL TOPRAK İTKİSİ

Toprağın kazılması ve uzaklaştırılması sonucunda zeminin mevcut dengesi bozulur. Kazı sonrası kazı yüzeylerinin şev eğimleri güvenlik sınırlarını aşıyorsa, zemin yanal hareket yapar. Uygulamada yapının yapılacağı arazi üzerindeki toprak alındıktan sonra çukurun yan yüzeylerinin güvenle tutulabilmesi ve aşırı yanal hareketin engellenmesi için iksa sistemleri (destekleme sistemleri) geliştirilmiştir. Bu yapıların boyutlandırılması ve projelendirilmesi için onlara gelen yanal toprak basınçlarının bilinmesi gerekir. Buradaki önemli nokta, sisteme gelen yanal toprak basıncı sistemin yapacağı deformasyonlara önemli ölçüde bağlıdır. Yanal toprak basıncı yapı ile zeminin birbirine göre rölatif hareketlerine bağlıdır. Bunun için aşağıdaki sınır değerler tarif edilmiştir.

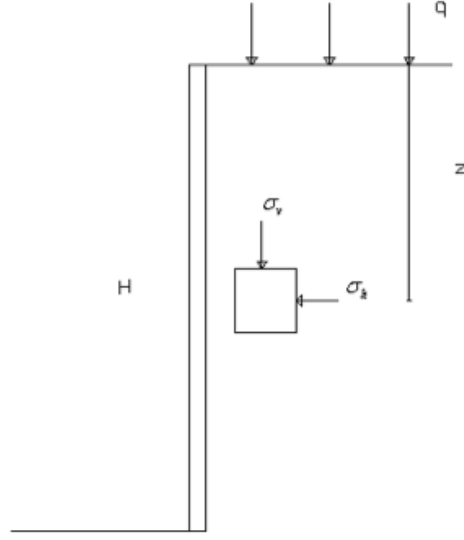
Aktif toprak basıncı; kazıya doğru harekete geçen zemin kütlelerinin, yapıya dayandığı anda sistemin kazı içine doğru hareket etmesi sonucu oluşan toprak basıncı. Pasif toprak basıncı; sistemin arkasındaki zemini sıkıştıracak biçimde arkaya doğru hareket etmesi sonucu zeminin iksaya etkittiği ve sistemin belirli derecede zemine doğru yer değiştirmesinden meydana gelen toprak basıncı. Sükunetteki toprak basıncı, duvarın zemine ya da zeminin duvara göre hiç hareket etmediği durumda oluşan toprak basıncı. Aktif toprak basıncı minimum değer olup, zeminin içe doğru hareketi sonrası kırılma anında meydana gelir. Pasif toprak basıncı maksimum değer olup, zeminin kabarması ile kırılmanın meydana gelmesinden önce desteğin maruz kaldığı basınçtır.

$$K_p > K_0 > K_a \quad (4.1)$$

##### 4.1 Sükunetteki Toprak Basıncı

Aşağıda Şekil 4.1’de gösterildiği gibi, düşey ve sürtünmesiz ince bir eleman zemine sokulur da yer değiştirme olmaksızın önü boşaltılırsa bu elemana etkiyen yanal gerilmeler sükunetteki yanal gerilmeler adını alır.





**Şekil 4.1:** Sükunetteki yanal gerilme durumu.

Z derinliğinde yanal ikti duvar arkasında suyun da bulunduğu göz önüne alınarak;

$$\sigma_h = \sigma_v^1 K_0 + u \quad (4.2)$$

Eşitliği ile bulunabilir. Burada  $\sigma_v^1$ ; z derinliğindeki efektif düşey gerilme,  $u$  düşünülen noktadaki su basıncı,  $K_0$  sükunetteki toprak basıncı katsayısıdır.

$K_0$  Katsayısı amprik olarak;

Granüler zeminlerde;  $K_0 = 1 - \sin\phi$

Normal konsolide killerde;  $K_0 = 0.95 - \sin\phi$

Aşırı konsolide killerde;  $K_{0c} = K_{0nc} \sqrt{OCR}$

Olarak tahmin edilebilir [12].

Bazı zemin türleri için alınabilecek  $K_0$  değerleri Çizelge 4.1’de verilmiştir.

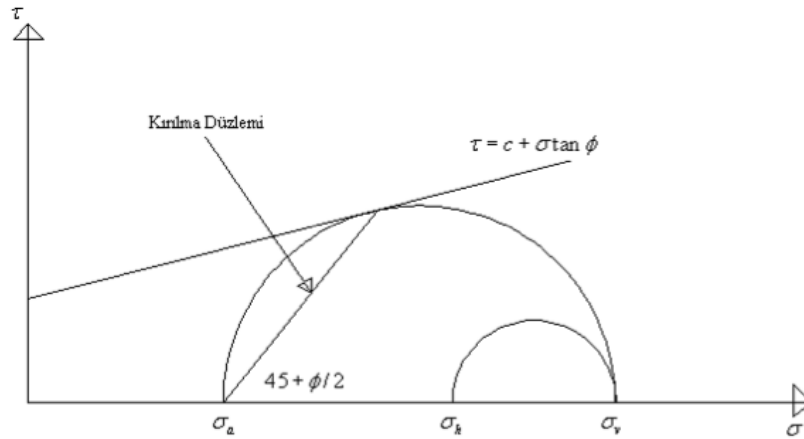
**Çizelge 4.1:** Bazı zeminler için tipik  $K_0$  değerleri (Yıldırım, 2004).

Zemin Türü	$K_0$
Gevşek kum	0.50
Sıkı kum	0.35
Sıkıştırılmış kum	1 – 1.5
Normal konsolide kil	0.5 – 0.7
Aşırı konsolide kil	1 – 4
Sıkıştırılmış kil	1 – 2

## 4.2 Rankine Teorisi

### 4.2.1 Aktif Rankine toprak itkisi

Şekil 4.1’de gösterilen duvar yanal olarak dışa doğru ötelenir veya alt ucu etrafında öne doğru dönerse gösterilen zemin elemanında düşey gerilmeler değişmezken yanal gerilmeler giderek azalır. İncelenen noktadaki düşey gerilmeye göre giderek azalan yanal gerilmeler en az değere düştüğünde, Şekil 4.2’deki gibi zeminde kırılma oluşur. Ulaşılan bu değere aktif zemin itkisi adı verilmektedir.

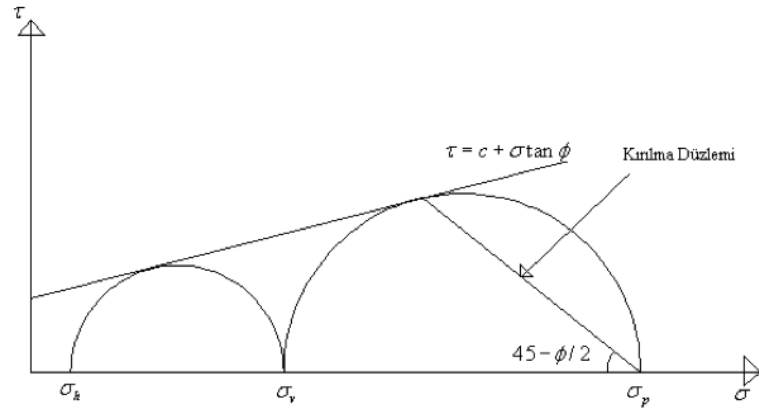
**Şekil 4.2:** Aktif Rankine kırılma zarfı.

Duvar arkasının düz, duvarın düşey ve sürtünmesiz olması durumunda hem düşey hem de yanal gerilmeler birer asal gerilme olup duvar arkasında kırılmaya

ulaştığında düşey gerilme büyük asal gerilme, aktif gerilme ise küçük asal gerilme değerindedir.

#### 4.2.2 Pasif Rankine toprak itkisi

Şekil 4.3'te verilen duvar zemine doğru ötelenir veya alt nokta etrafında zemine doğru dönerse, gösterilen zemin elemanında düşey gerilmeler değişmezken yanal gerilmeler giderek artar.



Şekil 4.3: Pasif Rankine kırılma zarfı

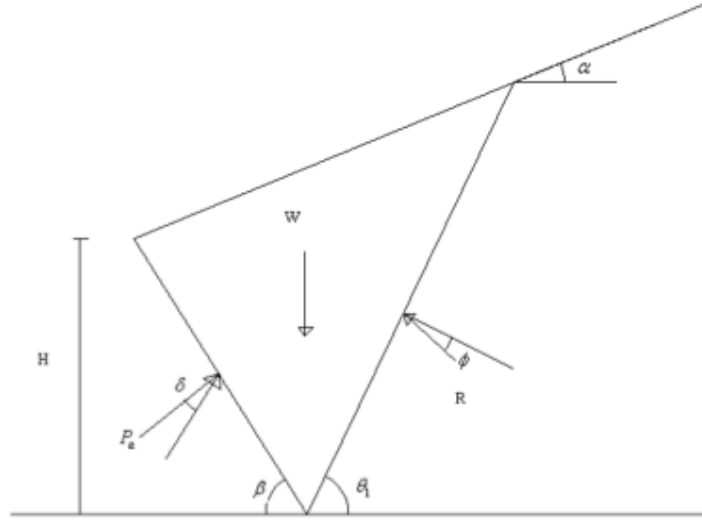
Normal koşullarda düşey gerilmelerden az olan yanal gerilmeler giderek önce düşey gerilmelere eşit olur, daha sonraki artan değerlerin belirli bir limit değere  $\sigma_p$  ulaşması halinde zeminde kırılma meydana gelir. Ulaşılan bu değere pasif zemin itkisi adı verilir. Bu gerilmelerin meydana gelmesi Mohr daireleri formunda yukarıdaki Şekil 4.3'te gösterilmektedir.

Pasif yanal itkinin doğabilmesi için aktif itkidenden çok daha fazla yana ötelenme gerekmektedir. Duvar üst noktasının gevşek kumda, 0.006H, sıkı kumda 0.002H, yumuşak kilde 0.04H, katı kilde 0.02H mertebelerinde yer değiştirmesi gerekmektedir [13].

### 4.3 Coulomb Kama Teorisi

#### 4.3.1 Coulomb aktif toprak itkisi

Duvar arkasındaki koşulların yukarıda belirtilen Rankine koşullarından farklı olması durumunda (arka zemin yüzeyinin yatayla  $\alpha$  açısı yaptığı, duvarın düşey olmadığı, ve arkasında sürtünme olduğu koşullar) çözümler duvar arkası zeminin granüler olması halinde  $c=0$  Coulomb tarafından verilmiştir.

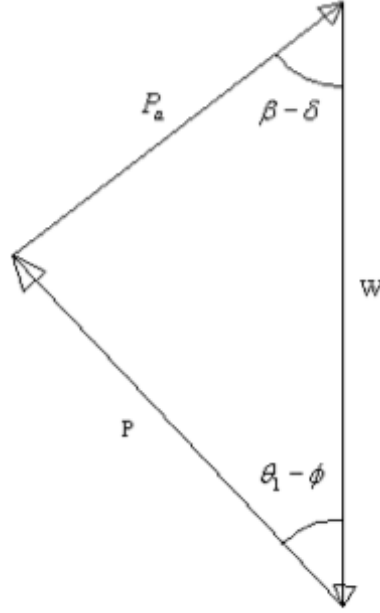


**Şekil 4.4:** Kama yönteminin grafik görünümü (aktif itki için).

Aşağıdaki Şekil 4.4'te analitik çözümü açıklanan toplam itki kuvveti analitik olarak;

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ac} \quad (4.3)$$

ile hesaplanabilir.



**Şekil 4.5:** Toplam itkinin analitik görünümü.

Şekil 4.5'te görüldüğü üzere duvar arkasında yatayla  $\theta_1$  açısı yapan bir deneme kırılma yüzeyinin belirlendiği zemin kütlelerinin dengesi düşünülürse bu kamaya etkiyen kuvvetler  $W$  ağırlığı, duvar kütleyle yaptığı  $P_a$  tepkisi ve kırılma yüzeyinde doğan  $R$  kuvvetidir. Kama aşağıya ve yana doğru yer değiştirmeye çalışacağı için  $P_a$  ve  $R$  bu yer değiştirmeye engel olacak bileşenler verecek şekilde kesit normallerine göre eğik olmak zorundadır. Özetle, duvar-sürtünme açısı  $\delta$  olduğu için  $P_a$  duvar düzlemine dik doğrultudan  $\delta$  kadar aşağı, zemin-zemin sürtünme açısı  $\phi$  olduğu için deneme kırılma yüzeyine dik doğrultuya göre  $R$ ,  $\phi$  açısı yapacak şekilde aşağıya yönlenmişlerdir.  $W$  ağırlığı göz önüne alınan kama için hesaplanabileceği ve yönü (düşey) bilindiğine göre,  $P_a$  ve  $R$  bulunabilir.  $\theta^1$  açısı değiştirilerek  $P_a$ 'lar bulunursa bunların içinde en fazla zemin itkisi veren değer Coulomb yanal itkisi olacaktır.

Formül 4.10'daki  $K_{ac}$  Coulomb itki katsayısı olup değeri;

$$K_{ac} = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (4.4)$$

ile bulunabilir.

Duvarın arkasında yayılı  $q$  yükü bulunması halinde

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_{eq} H^2 K_{ac} \quad (4.5)$$

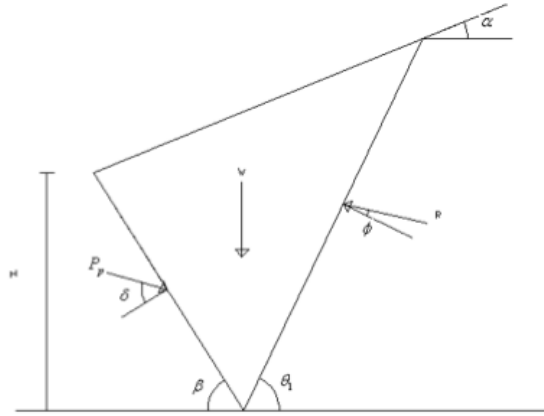
ile toplam itki bulunabilir. Burada  $\gamma_{eq}$  eşdeğer birim hacim ağırlığıdır.

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[ \frac{\sin \beta}{\sin (\beta + \alpha)} \right] \left( \frac{2q}{H} \right) \quad (4.6)$$

ile bulunabilir.

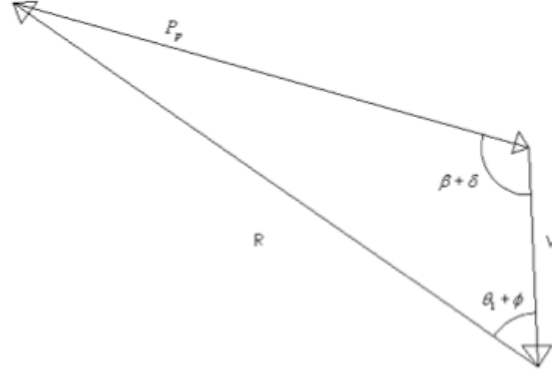
#### 4.3.2 Coulomb pasif toprak itkisi

Duvar ve duvar arkası zemini koşullarının Rankine koşullarından farklı olduğu durumda pasif itki Coulomb tarafından bir kamanın dengesi düşünülerek hesaplanmıştır.



**Şekil 4.6:** Kama yönteminin grafik görünümü (pasif itki için).

Temel mühendisliği uygulamalarında kullanım alanı bulunmamasına karşın granüler zeminler için olan çözüm grafik formda Şekil 4.6'da analitik görünümü ise aşağıdaki Şekil 4.7'de gösterilmiştir.



**Şekil 4.7:** Kama yönteminin grafik görünümü (pasif itki için).

Zeminde kırılma zemin kamasının yukarı doğru yer değiştirmesi ile olanaklı olduğundan bu kez  $P_p$  duvar normalinden yukarı doğru  $\delta$ , kırılma yüzeyindeki kuvvette bu yüzey normalinden  $\phi$  kadar yukarı doğru yönlendirilmiştir.  $P_p$  ve  $R$ 'nin yönleri,  $W$ 'nin hem yönü hem büyüklüğü belirli olduğundan, varsayılan  $\theta_1$  ve  $P_p$  bulunabilir. Denenecek diğer yüzler içinde  $P_p$ 'ler bulunduğundan bunların en azı zemin pasif itkisi olarak belirlenecektir. Çözüm:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{pc} \quad (4.7)$$

$$K_{pc} = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\sin(\beta + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (4.8)$$

elde edilir.

Duvar arkasında duvar malzemesi ile zemin arasında beklenecek  $\delta$  açıları Çizelge 4.2'deki gibidir.

**Çizelge 4.2:** Zemine göre tipik zemin-duvar sürtünme açıları [2].

Zemin Türü	$\delta$ (°)
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

Yukarıdaki değerler kalıplı beton veya prekast beton elemanlar için önerilmiş olup kalıpsız kütle betonu dökülmesi halinde sağlam temiz kayada  $35^\circ$ , temiz çakıl kum karışımlarında  $29-31^\circ$ , çok sert kilde  $22-26^\circ$ , orta katı ve katı kil ile siltli kilde  $17-19^\circ$  alınabilmektedir [15].

#### 4.4 Çeşitli Zemin Yükleme Durumlarında Toprak Basınçları

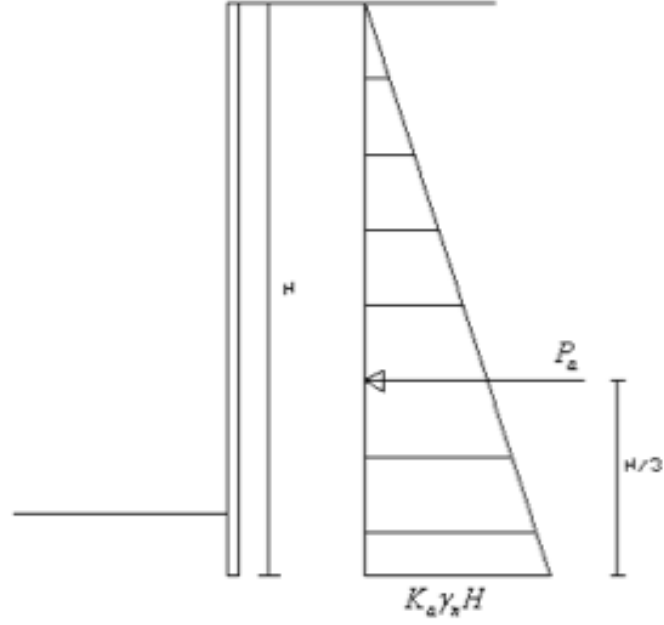
##### 4.4.1 Duvar arkasındaki zeminin aynı olması durumunda

Aktif yanal basınç dağılımı üçgen şeklinde olur, derinlikle lineer olarak artar. Toplam basınç:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (4.9)$$

Bu basınç şekil 4.8'de gösterildiği gibi duvar tabanının H/3 kadar yukarisından etkir [8].





Şekil 4.8: Aktif toprak basıncı dağılımı.

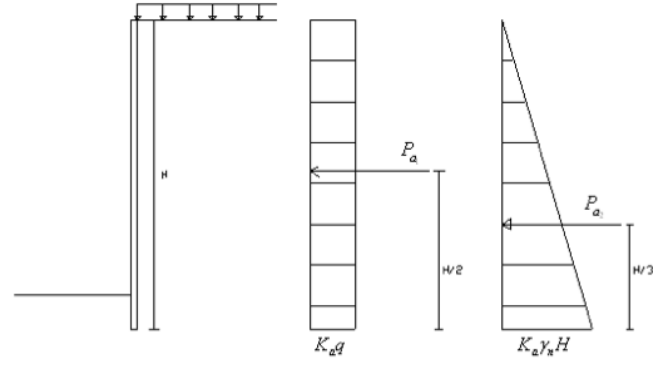
#### 4.4.2 Duvar arkası zeminin aynı ve üniform yayılı yük olması durumunda

Üniform yayılı yük zemine eşdeğer bir yüksekliğe dönüştürüp sadece doğal toprak itkisi oluşturur.

Zemin yüzeyindeki toprak basıncı;  $K_a q$

Duvar taban seviyesindeki toprak basıncı;  $K_a q + K_a \gamma_n H$

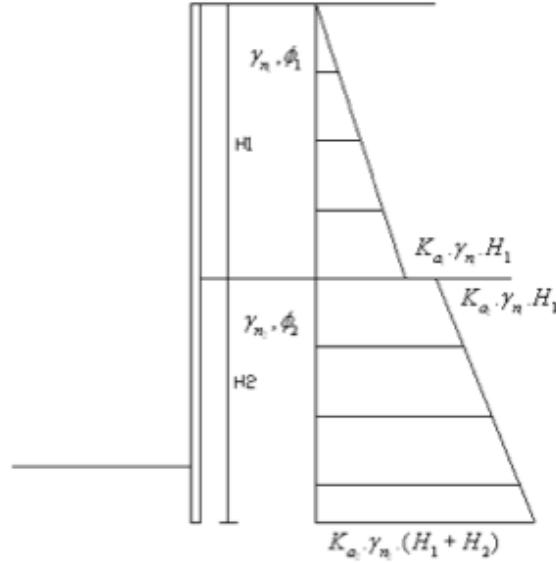
Bu durumda basınç dağılımı yamuk şeklindedir. Bu yamuk, Şekil 4.9'da gösterildiği gibi bir dikdörtgenden ve bir üçgenden meydana gelir. Alanların toplam basınç değerleri, ağırlık merkezleri de bunların tatbik noktalarını ifade eder.



**Şekil 4.9:** Üniorm yüklü zemindeki yatay toprak basıncı dağılımı.

#### 4.4.3 Duvarın arkasında tabaka halinde iki farklı zemin bulunması durumu

Aşağıdaki şekil 4.10'da gösterilmiştir. Bu durum  $\phi_1 > \phi_2$  için geçerlidir.



**Şekil 4.10:** Tabakalı zeminlerin yatay toprak basıncı dağılımı

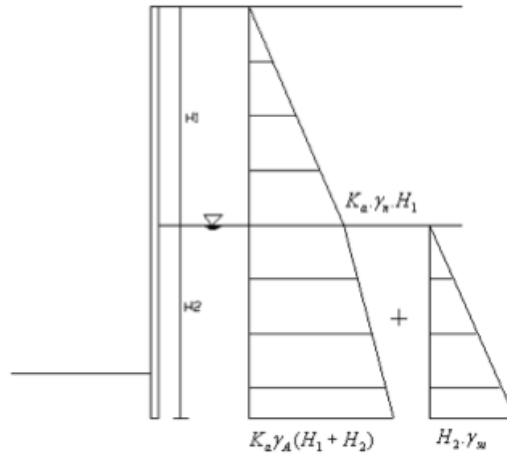
#### 4.4.4 Duvar arkasındaki zemin aynı ve yer altı suyunun bulunması durumunda

Bu durumda yanal toprak basıncı ve hidrostatik basınç mevcuttur. Burada dikkat edilmesi gereken nokta, su altındaki zeminin itkisi hesaplanırken zeminin su altındaki birim hacim ağırlığının alınmasıdır. İlgili zemin kesidi Şekil 4.11'de gösterilmiştir.

Su altındaki birim hacim ağırlığı;

$$\gamma_A = \gamma_d - \gamma_w \quad (4.10)$$

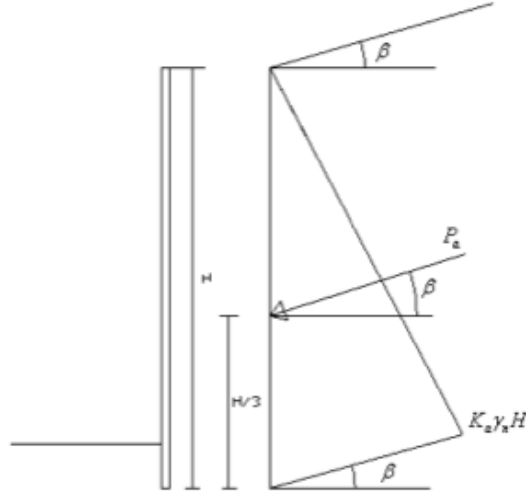
ile hesaplanır.



Şekil 4.11 Yeraltı suyu bulunması halinde toprak basıncı dağılımı.

#### 4.4.5 Duvar arkasında zemin yüzeyinin eğimli olması durumu

Şekil 4.12’de gösterilmiştir. Zemin yatay ile  $\beta$  açısı yapar. Bu açı dikkate alınarak bir  $K_a$  değeri aşağıdaki formülle hesaplanır.



**Şekil 4.12:** Zeminin eğik olması durumunda yatay toprak basınç dağılımı.

$$K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (4.11)$$

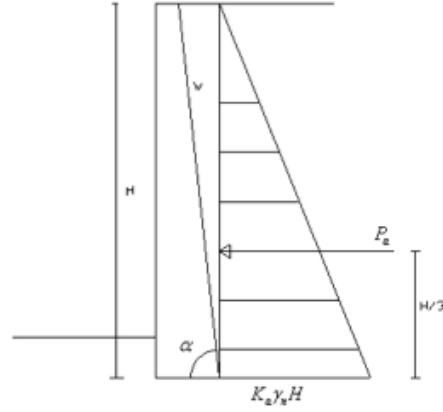
Toplam basınç ise;

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (4.12)$$

Eğer zemin su altında ise, yanal zemin basınçları yine yatayla  $\beta$  açısı yapar, su basıncı ise duvar arkasına dik olarak etkir.

#### 4.4.6 Duvarın arkası eğik olması durumunda

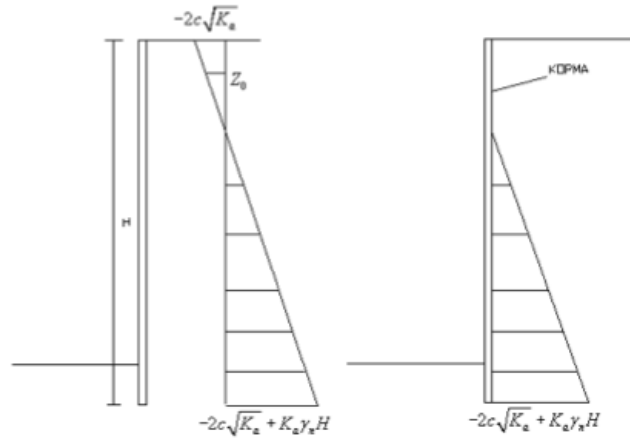
Yine aktif toprak basıncı ve buna ek olarak Şekil 4.13'de gösterildiği gibi arada kalan zemin kamasının ağırlığı etkir [17].



**Şekil 4.13:** Duvarın arka yüzünün eğik olması durumunda toprak basınç dağılımı.

#### 4.4.7 Duvar arkasındaki zeminin kohezyonlu olması durumunda

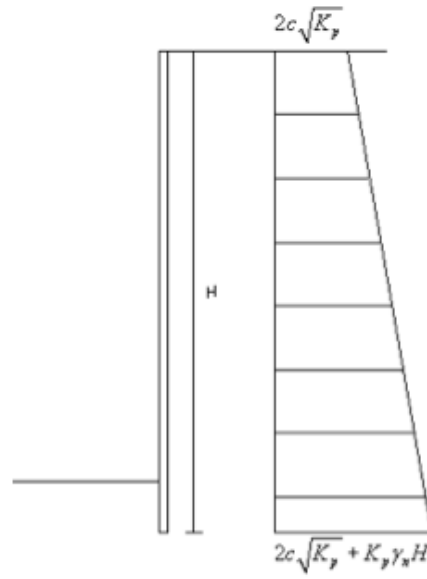
Teorik olarak zemini üst kısmında çekme gerilmesi oluşur, ancak pratikte böyle bir durum görülmez. Bir  $z_0$  derinliğinde duvar arkası ile zemin arasındaki temas kaybolur. Duvar arkası yanal zemin basıncı etkimez.



**Şekil 4.14** Duvarın arkası zeminin kohezyonlu olması halinde yatay toprak basıncı.

$$z_0 = \frac{2c\sqrt{K_a}}{\gamma_n K_a} \quad (4.13)$$

Kohezyonlu zeminlerde  $2z_0$  derinliğine kadar bazı koşullarda, kaplama yapılmaksızın dik yan yüzlü kazı yapılabilir. Çünkü bu derinlikte net yanal itki sıfırdır. Kohezyonsuz zeminde, Rankine teorisine göre pasif durumda duvar arkasına gelen pasif yanal basınç dağılışı derinlikle lineer olarak artar. Genel bir zeminde  $c \neq 0, \phi \neq 0$ , Rankine teorisine göre duvar arkasına gelen pasif toprak basıncı Şekil 4.15'teki gibidir [15].



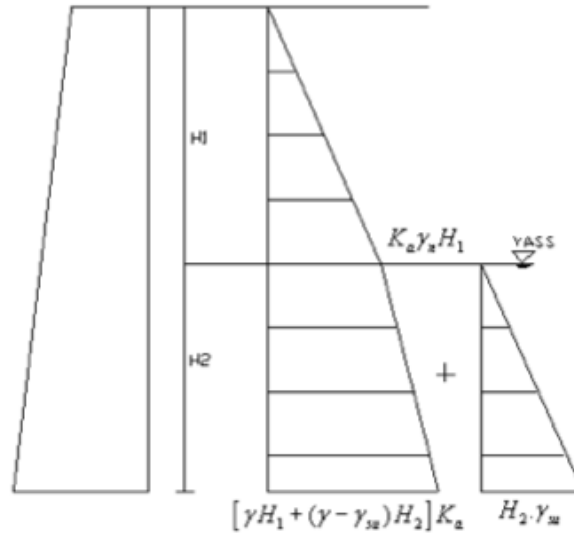
Şekil 4.15: En genel haliyle duvara etkiyen pasif toprak basıncı dağılımı.

#### 4.4.8 Duvar-zemin sürtünmesi

Duvar zemin sürtünmesinin hesaba katılıp katılmaması daima tartışma konusu olmuştur. Packshaw, duvar sürtünmesi açısı ile içsel sürtünme açısı arasında doğrudan bir bağlantı olmadığını göstermiş ve kohezyonsuz zeminler için,  $\delta$ 'nın 17 ile 30 derece arasında bir değer aldığını öne sürmüştür. Deney sonuçları yoksa, beton veya tuğla duvarlar için 20, katran veya bitümlü kaplı çelik palplanşlar için 30 ve kaplı olmayan palplanşlar için 15 derece alınabilir. Rankine teorisinde duvar sürtünmesinin alınmadığı daha önce belirtilmiştir. Duvar sürtünmesinin göz önüne alınması halinde, aktif toprak basıncının değeri azalır [6].

#### 4.4.9 Yer altı su seviyesi

Zeminin doğal birim hacim ağırlığı, su muhtevası ve yer altı su seviyesinin durumu ile değişiklik gösterir. Killi zeminlerde çoğu zaman yer altı su seviyesinin üzerindeki zeminin tamamen doygun olduğu kabul edilir. Bu durumda zeminin doğal birim hacim ağırlığının içindeki suyun ağırlığını da ihtiva eder. Zeminin su altındaki ağırlığı tabii birim hacim ağırlığından birim hacim ağırlığı kadar daha azdır. Bu toprak basıncını azaltır. Sonuç olarak, Şekil 4.16'da görüldüğü gibi yer altı su seviyesi üzerinde basınç zeminin tabii birim hacim ağırlığından meydana geliyormuş gibi alınır. Su seviyesinin altındaki basınç ise, hem zeminin su altındaki birim hacim ağırlığından hem de su seviyesinin durumuna tekabül eden, bağımsız hidrostatik basıncın birlikte etkisi ile meydana gelir.



Şekil 4.16: Yatay toprak basıncında yer altı su seviyesinin etkisi

#### 4.4.10 Kohezyonlu zeminlerde drenaj şartları

Duvar inşaatı sırasında ve hemen sonrasında stabilite analizlerinde drenajsız kayma mukavemeti parametrelerinin kullanılması uygun olur. Bu hesaplar toplam gerilmelere göre yapılmalı, boşluk basıncı için herhangi bir azalma yapmadan zeminin tüm ağırlığı göz önüne alınmalıdır. Bu durumda kil zemin tam doygun ise  $\phi=0$

basitleştirilmesi de yapılabilir. Killi zeminlerde bazen derinliği 1–2m'ye varan gerilme çatlaklarının doğabileceği düşünülmelidir. Bu çatlaklar su ile dolu olabilir. Duvar arkasına gelen toplam basıncın belirlenmesinde bu su seviyesi de hesaba alınmalıdır. Uzun süreli stabilite hesaplarında efektif gerilme şartları göz önünde tutulmalıdır. Duvar arkasında drenaj yapılmışsa, boşluk basıncının hesaplanacağı bir akım ağı çizilmelidir.

#### **4.5 Yatay Toprak Basıncına Etkiyen Değişkenler**

Yatay hareketler; duvarın hareketi kazı içine doğruysa, yanal toprak basıncı azalacaktır. Kazı arkasında yer alan dolgu zemine doğru artacaktır. Zemin yüzünün eğimi; duvar arkasında yer alan dolgu zeminin eğimi arttıkça yanal toprak basınçları artacaktır. Zeminin kayma mukavemeti; zeminin kayma mukavemeti arttıkça aktif toprak basıncı azalacak, pasif toprak basıncı artacaktır. Destekleme sistemi ile zemin arasındaki sürtünme kuvveti; arttıkça aktif toprak basıncı azalacak, pasif toprak basıncı artacaktır. Zeminin birim hacim ağırlığı, arttıkça aktif ve pasif toprak basınçları artacaktır. Kazı derinliği; derinlik arttıkça aktif ve pasif toprak basınçları da artacaktır [17].

#### **4.6 Çok Sıra Ankrajlı İksa Sistemlerine Gelen Yatay Toprak Basıncı ve Dağılımı**

Dayanma yapıları iki gruba ayrılabilirler. Rijit dayanma yapıları; eğilme rijitlikleri büyüktür, çok az deformasyona uğrarlar (istinat duvarları). Esnek dayanma yapılarının eğilmeye karşı rijitlikleri az olup, rölatif olarak daha büyük deformasyonlar yaparlar. Örneğin palplanş perdeler.

İksa sistemine gelen yanal toprak basınçları, iksanın esnekliğine ve rijitliğine göre değişiklik gösterir. İksa sistemi sisteme etkileyen toprak basınçlarına göre boyutlandırılır. Bu basınç, sistemin deformasyonuna göre değişiklik gösterir. Duvarın hareket biçimi, özellikle aktif basınç durumunda bileşke kuvvetin etkime noktasının yerini belirlemekte, bunun sonucunda eğilme momentlerinin değeri farklılaşmaktadır. Duvarın üst ya da alt ucu etrafında dönmesi, durumlarında basınç dağılımları, uygulamada kabul edilen lineer davranıştan farklı olmaktadır.



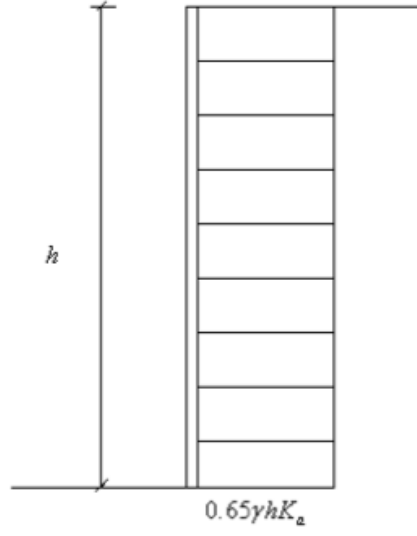
Farklı duvar hareketlerinde farklı toprak basıncı dağılımlarının oluşmasının nedeni; zeminin sürekli bir ortam olarak modellenemesidir. Zeminin yay grupları olarak modellenmesi gerçek toprak basıncı dağılımlarına ulaşmamıza engel olur. Çünkü bu modellemede yaylar bağımsızdır. Bu nedenle sürekli bir ortamda gerçekte zeminde oluşan karşılıklı etkileşme atlanır, incelenemez.

Bunlar sonucu; Rankine ve Coulomb toprak basıncı teorileri çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinde uygulanamazlar. Bu, sistemin yapılış aşamalarına, duvarın deformasyon biçimine ve sistemin kırılma mekanizmasının farklı oluşuna bağlıdır. Bölgesel toprak basıncı yığılması sonucu destekleme sistemlerinin elemanlarında büyük yükler oluşmakta ve bunun sonucunda sistemin toptan kırılmasına neden olabilecek ardışık kırılma mekanizması meydana gelebilir. Bunu önlemek için destekler tasarlanırken, desteklere gelecek yüklerin ortalaması değil de oluşabilecek maksimum yatay destek yükleri alınmalıdır [18].

#### **4.7 Kohezyonsuz Zeminlerde Çok Sıra İksa Sistemlerine Gelen Yatay Toprak Basıncı Dağılımı**

##### **4.7.1 Terzaghi – Peck toprak basıncı dağılımı**

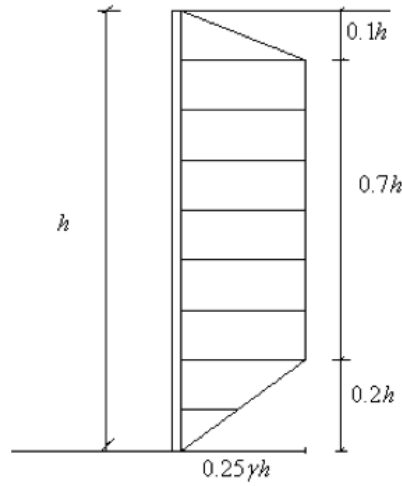
Bu dağılım desteğe gelecek maksimum yük değerini verir. Herhangi bir desteğe gelebilecek maksimum yük en büyük değerden yaklaşık %35 daha azdır. Bu bağıntı kazı derinliği 8.5–12m. olduğunda çıkarılmıştır. Bu durum aşağıdaki Şekil 4.17’de gösterilmiştir [19].



**Şekil 4.17:** Kohezyonlu zeminler için Terzaghi-Peck toprak basıncı dağılımı.

#### 4.7.2 Tschebotarioff basınç dağılımı

Tschebotarioff'un kohezyonsuz zeminler için önerdiği toprak basıncı dağılımı Şekil 4.18'da gösterilmiştir. Toprak basıncının maksimum değeri;  $0.25\gamma h$  ile bulunur. Bu değer zemin yüzeyinden  $0.1h$  aşağıda başlayan, kazı tabanından ise  $0.2h$  yukarıda biten bir yamuğu oluşturur [18].

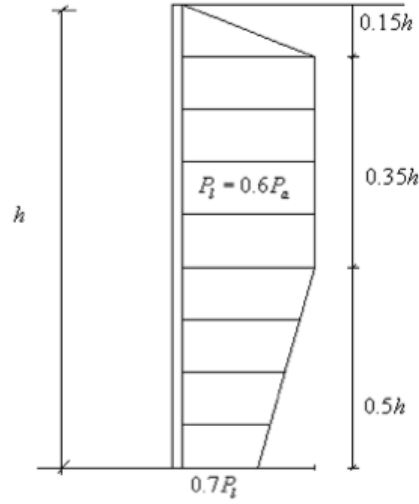


**Şekil 4.18:** Tschebotarioff yatay toprak basıncı dağılımı.

### 4.7.3 Lehmann toprak basıncı dağılımı

Kohezyonsuz zeminler için Lehmann'ın önerdiği toprak basıncı dağılımı Şekil 4.18'de gösterilmiştir.  $P_a$ ; kazı tabanı üzerindeki toplam aktif toprak itkisi değeridir.  $P_i$ ; toprak basıncını maksimum değeridir.  $P_i=0.6P_a$ 'dır. Kazı tabanında ise  $0.7P_i$ 'lik bir gerilme dağılımı vardır. Bu durum Şekil 4.19'de gösterilmiştir [19].

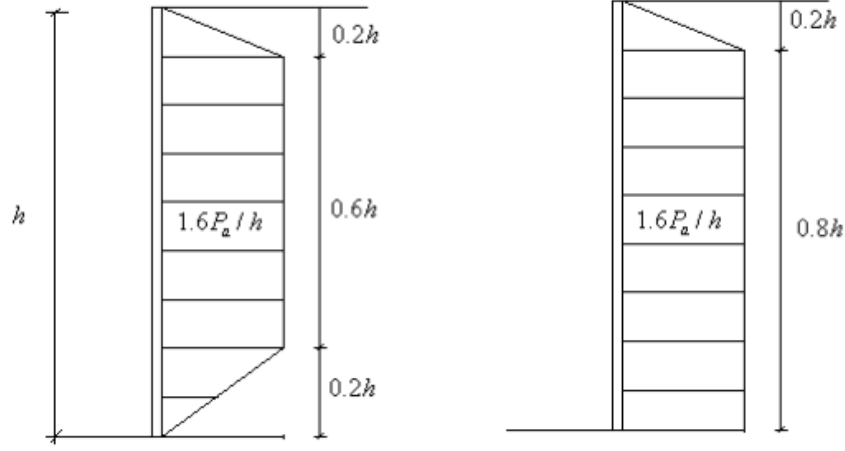
$$P_a = \frac{(\gamma h K_a)h}{2} \text{ 'dir.} \quad (4.14)$$



Şekil 4.19: Lehmann'ın önerdiği yatay toprak basıncı dağılımı.

### 4.7.4 İsveç yapı şartnamesi toprak basıncı dağılımı

$P_a$ , kazı tabanı üzerindeki toplam aktif toprak itkisidir. Buna bağlı yatay toprak itkisi dağılımları aşağıdaki Şekil 4.20'de gösterilmiştir [20].



Şekil 4.20: İsvaç yapı şartnamesi yatay toprak basıncı dağılımı.

## 4.8 Kohezyonlu Zeminlerde Çok Sıra Ankrajlı Sistemlerine Gelen Yatay Toprak Basıncıları

### 4.8.1 Terzaghi – Peck toprak basıncı dağılımı

Tam uygun bir teori geliştiremedikleri için m azaltma katsayısı kullanılmıştır. Aşağıdaki denklem ile bulunur.

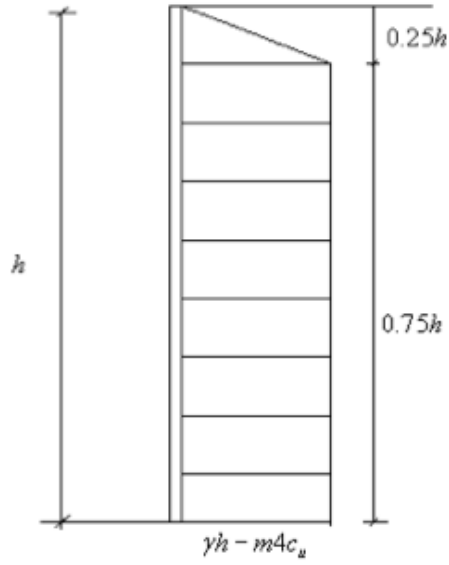
$$K_a = 1 - m \frac{4c_u}{\gamma h} \quad (4.15)$$

$K_a$ : aktif toprak basıncı katsayısı

$c_u$ : drenajsız kayma mukavemeti

m: 0.4 – 1 arasında değişir

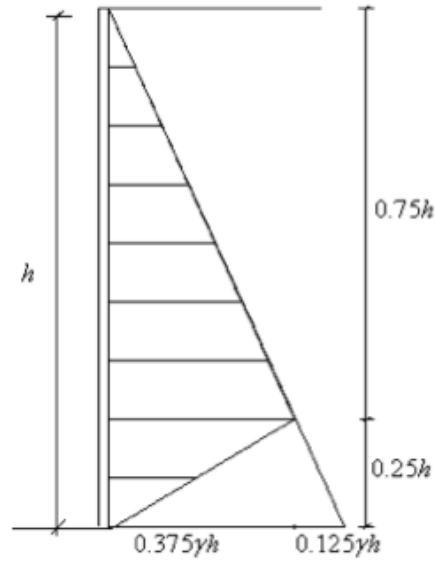
Yumuşak killerde  $m=0.4$ , katı killerde  $m=1$  alınabilir. Şekil 4.21’de yatay toprak itkisi dağılımı gösterilmiştir. Bu dağılım bir yamuk şeklindedir. Maksimum toprak basıncı değeri  $\gamma h - m4c_u$ ’dir [21].



**Şekil 4.21:** Kohezyonlu zeminler için Terzaghi – Peck toprak basıncı dağılımı.

#### 4.8.2 Tschebotarioff toprak basıncı dağılımı

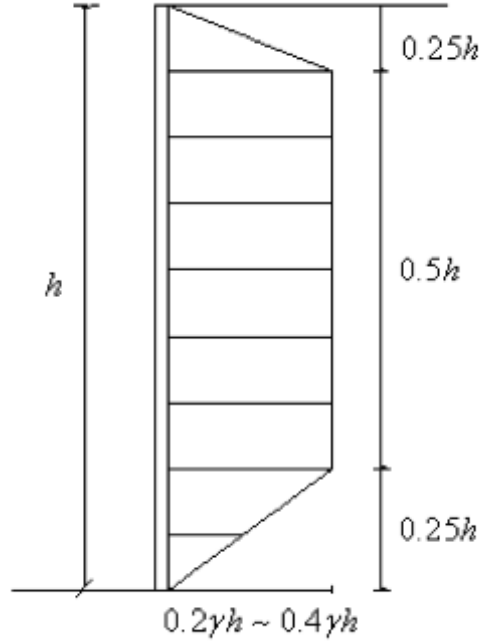
Orta katı killerde geçici ve sürekli destekleme sistemleri için kullanılabilir. İlgili toprak basıncı dağılımı Şekil 4.22’de gösterilmiştir. Maksimum toprak basıncı değeri  $0.375\gamma h$  ile kazı tabanından  $0.25h$  yukarıdadır [23].



**Şekil 4.22:** Kohezyonlu zeminler için Tschebotarioff yatay toprak basıncı dağılımı.

#### 4.8.3 Sert kohezyonlu zeminlerde Terzaghi – Peck toprak basıncı dağılımı

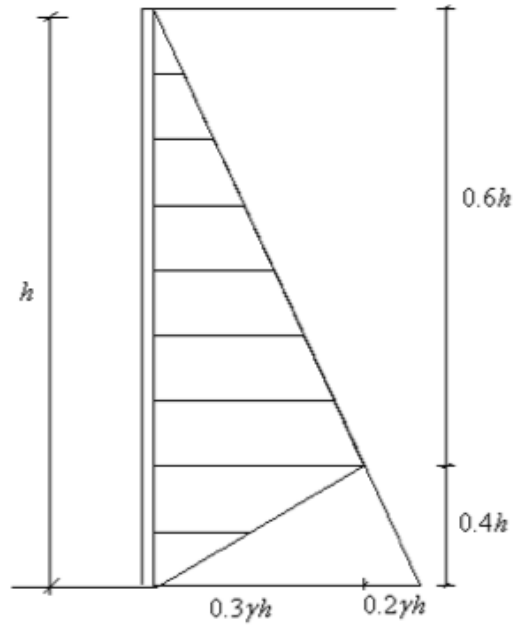
Maksimum hesap basıncı Şekil 4.23'te gösterildiği gibi  $0.2\gamma h$  ile  $0.4\gamma h$  arasında değişmektedir. Mühendisin ve yüklenicinin deneyimi seçiminde büyük rol oynamaktadır [24].



Şekil 4.23: Sert kohezyonlu zeminlerde Terzaghi – Peck toprak basıncı dağılımı.

#### 4.8.4 Sert kohezyonlu zeminlerde Tschobotarioff toprak basıncı dağılımı

Şekil 4.24'te yanal toprak basıncı dağılımı ve değerleri gösterilmiştir. Maksimum toprak basıncı değeri,  $0.3\gamma h$  ile kazı tabanından  $0.4h$  yukarıdadır [25].



**Şekil 4.24:** Sert kohezyonlu zeminlerde Tschebotarioff toprak basıncı dağılımı.

## 5. DESTEKLEME SİSTEMLERİ

İçerisinde temel denilen yapı bölümünün oluşturulacağı veya kendisinden bir amaçla yararlanılacağı çukura temel çukuru adı verilmektedir. Temel çukurunun yerleşim alanında açılması sırasında komşu yapılarda taşıma gücü azalması, oturmalar ya da yanal hareketler şeklinde ortaya çıkabileceği tüm olumsuzluklara karşı güvenli olması gerekmektedir.

Kazı sisteminin seçiminde ve tasarımında etkili olan bazı etkenler; zemin türü, dayanım parametreleri, yer altı suyu koşulları, şevin koruması, kenar ve taban duraylılığı, komşu alanda olabilecek düşey ve yatay yer değiştirmeler ile bunların komşu yapılarda yaratabileceği etkilerdir [23].

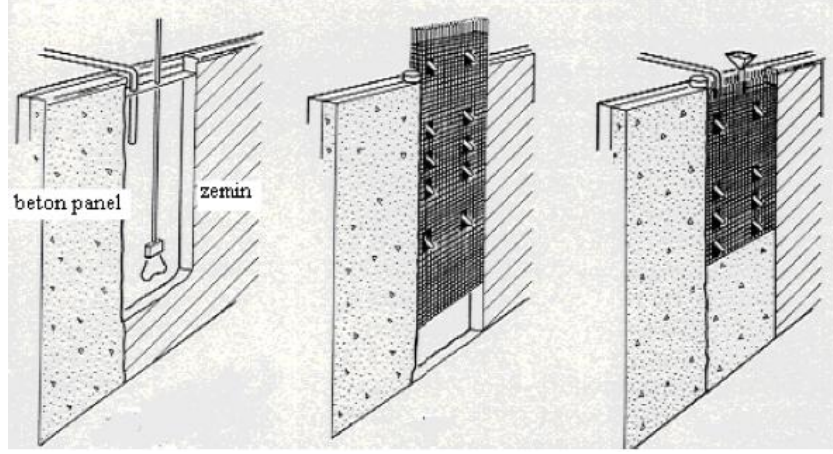
### 5.1 Diyafram Duvar

İksa sistemleri ve kalıcı temel duvarları için kullanılan yeraltı yapı elemanlarıdır. Aynı zamanda yeraltı suyu bariyerlerinin derinliği kadar olan derinliklerde kullanılır.

Diyafram duvarları, Avrupa'da geliştirilen ve 1980'lerden beri Türkiye'de de kullanılan bulamaç hendek tekniğiyle inşa edilir. Bu teknikte iç sıvı veya bulamaçla doldurulmuş dar hendekler kazılır. Bulamaç, hendek duvarlarına hidrolik basınç uygular ve göçmeyi engellemek için destekleme birimi görevini görür. Bulamaç hendek kazıları yeraltı suyu seviyesinin altında da dahil olmak üzere her tür zeminde inşa edilir.

Yerinde yapılan diyafram duvarları genellikle bentonit bulamacı kullanılarak kazılır. Proje koşullarına bağlı olarak hidrolik ekskavatör ve teleskopik ağızlı veya kaşık gibi çok çeşitli kazı aletleri kullanılabilir. Diyafram duvar inşaatı hendeğin kesikli/düzensiz kesitler veya paneller halinde kazınmasıyla başlar. Kaplama boruları, birincil panelin her bir ucuna bitişik ikincil panellerle eklem oluştursunlar diye düşey olarak yerleştirilir. Paneller genellikle 3 metre ile 6 metre arası uzunlukta ve 0.6 metreden 1.8 metreye kadar değişebilen genişliktedir.





**Şekil 5.1:** Diyafram duvar yapım aşamaları.

Panel kazısı tamamlanınca, çelik güçlendirme kafesi panelin merkezine yerleştirilir. Beton, hendeğin tabanına kadar uzayan bir ya da daha fazla tremi borusundan sürekli olarak tek bir operasyonla dökülür. Beton yükseldikçe tremi boruları çıkartılır, fakat boşalma ucundaki tremi borusu her zaman taze beton içerisinde gömülü kalır. Tremi tekniği ile tabandan işe başlanarak bu çamurun duvar içinde hapsolmesi önlenmiş olur. Diyafram duvarın yapım aşamaları Şekil 5.1’de görülmektedir.

Betonla yerinden çıkartılmış olan bulamaç muhafaza edilir ve daha sonraki panel kazılarında yeniden kullanılır. Bentonit çamurunun yoğunluk ve diğer özellikleri zemin özelliğine göre belirlenebilir. Beton katılaştıkça, uç boruları çekilir. Benzer şekilde, ikincil paneller de sürekli bir duvar oluşturmak için birincil panellerin arasına yapılır. Bitmiş olan duvar konsol olabilir veya düşey destek için ankraja veya desteğe ihtiyaç duyabilir.

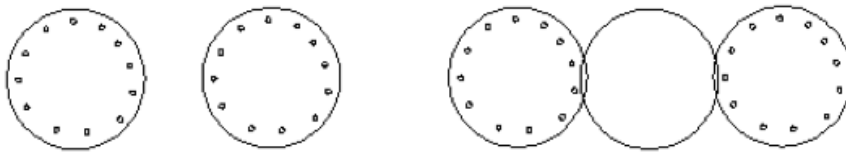
Bu tekniğin bir başka çeşidi de öndökümlü diyafram duvardır. Bu yöntemde, devamlı bir hendek veya uzun bir panel kendinden katılaştıkça çimento bentonit bulamaç altında kazılır. Bulamaç, yapım süresince sıvı kalması için geciktirilir. Yeterli uzunlukta bir kazı tamamlandıktan sonra, vinç öndökümlü beton duvar kesitini hendeğin içine taşır. Çimento bentonit bulamaç bileşik duvarın son halini almaya başlar. Sırasıyla, hendek bentonit bulamacın altında kazılır ve sonra çimento bentonit bulamaçla değiştirilir. Diyafram duvarları çoğunlukla aşırı nüfuslu bölgelerde kullanılır. Mevcut

temellerin destek kaybını minimum düzeyde tutarak, mevcut yapıların çok yakınına yerleştirilebilir. Ayrıca, inşaat drenajı gerektirmez ve bununla bağlantılı çökme sorunları oluşmaz. Aç-kapa sistemler metodu tünel inşaatlarında kullanılır. İki diyafram duvarı birbirine paralel olarak yerleştirilir ve duvarların arasındaki alan kazılır. Zemin (taban) ve çatı (tavan) plakları (döşemesi) dökülür ve çatı/tavanın üstündeki alana duvar arkası dolgusu yapılır [24].

## 5.2 Fore Kazıklı Perde

Bu tip perdeler birbirini kesen, yan yana veya aralıklı imal edilen fore kazıklarla teşkil edilmektedir. Kendisini nispeten tutabilen zeminlerde ve yer altı suyunun derin de olması durumunda kazık aralıkları kazık çapının üç katına kadar çıkabilmektedir. Kazık aralıkları, istenilen tasarım momentine ve zemin çeşidine bağlı olarak seçilebilir. Fakat kazık aralıklarının gereğinden fazla seçilmesi nedeni ile fazladan önlemler alınması gerekebilir. Fore kazıklı sistemlerde uygulamada en çok kullanılan kazık çapları; 0.65, 0.8 ve 1.0m'dir.

Eğer sızdırmazlık istenirse birbirini kesen kazıklar imal edilmektedir. Aralıklı kazık ve kesişen kazık kesitleri Şekil 5.2'de gösterilmiştir. Böyle durumlarda atlamalı olarak kazıklardan birisini donatılı, diğerinin donatısız olarak düzenlemek uygulamada çok kullanılan bir yöntemdir. Genelde kazık çapları 0.1m. ile 2m. arasında değişmektedir. Kazı derinliğinin küçük, kazık çaplarının büyük olması halinde, kazıklı perde konsol çalışmakta ve sistemi oluşturan kazıklar uçlarından mütemadi bir kirişle bağlanmaktadır. Kazık çaplarının küçük, kazı derinliğinin büyük olması halinde veya destek sisteminin yatay deformasyon yapmasının istenmediği durumlarda kazıklı perde ankrajlarla geriye bağlanmaktadır.



**Şekil 5.2:** Aralıklı kazık ve kesişen kazık kesitleri.

Derin temel kazıkları sırasında çevre yol ve yapılara zarar vermemek için, imal edilen kazı duvarları destekleme yöntemlerinden birisidir. Kazı derinliğine, zemin şartlarına ve sürsaj (çevresel) yüklerine bağlı olarak seçilen fore kazık, kuşak kirişi, ankraj grubundan oluşan bu iksa sistemleri, yüksek güvenlik gerektiren durumlarda tercih sebebi olmaktadır [25].

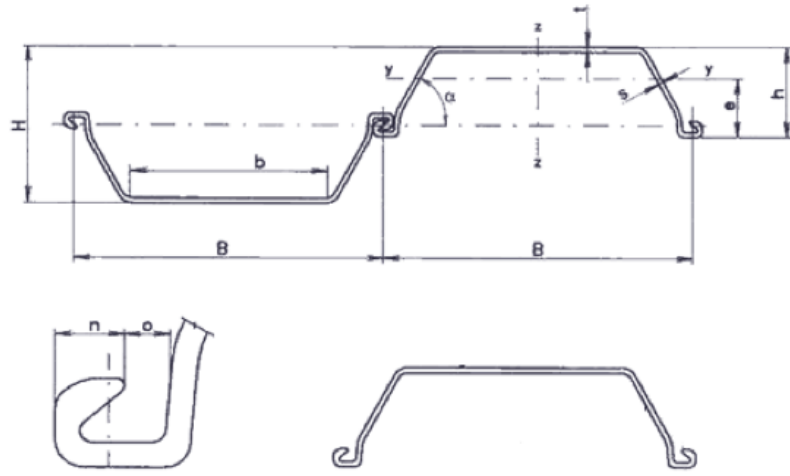
### 5.3 Palplanş

Ahşap beton ve çelik olarak hazırlanabilen palplanşlardan çelik olanları ağırlıklarına göre en çok mukavemete sahip oldukları ve yeniden kullanılabilirlikleri için uygulamada daha çok kullanılırlar. Esnek duvarların tasarımında palplanşlar kullanılır. Yer altı suyunun yüksek olduğu yerlerde geçirimsizlik perdesi olarak kullanılırlar. Palplanş perdelerin diğer iksa sistemlerine göre bir avantajı, yapımı sırasında yer altı suyunun uzaklaştırılmasına gerek yoktur. Genellikle yer altı su seviyesinin yüksek olduğu ya da taşıma gücünün düşük olduğu zeminlerde kullanım alanı bulurlar. Palplanş perdelerin tasarımında da klasik toprak basıncı teorileri kullanılmasına rağmen, perdeye etkiyen toprak basıncı tam anlamıyla gerçek durumu yansıtmaz. Bunun için deneyler ve arazi ölçümleri kullanılır.

Palplanş duvarlar ince ve geniş çelik kazıklardan oluşurlar. Çakarak veya titreşimle zemine itilebilirler. Bu çelik levhaların oluşturulduğu diziye palplanş duvar denir. Her bir kazığın ucundaki kenetlenme eklemleri bu kazıkları yan yana birleştirmek suretiyle bir duvar oluşturulur.

Küçük serbest yükseklikler için (3.0 – 6.0m.) kısa bir palplanş kazığını zemine konsollamak mümkündür. Ancak, zemin yüzeyinden yukarıda genellikle bir veya daha fazla seviyede yanal destek gerekir. Bu işlem destekler veya bağlama ankrajlarıyla olmak üzere iki değişik şekilde gerçekleştirilebilir. Destekler duvarı destekleyen yatay basınç elemanlarıdır. Bağlama ankrajları, duvarın arkasındaki zemine delgi ile yerleştirilen çekme elemanlarıdır. Bunların en yaygın türü, çelik kablolar içeren çimentolu ankrajlardır.

Konsol palplanşlarda konsol arkasında doğan zemin itkisi palplanşın gömülü derinliğinde Palplanş önünde doğacak pasif direnç tarafından karşılanırken geriye bağlı palplanşlarda zemin itkisi hem pasif hem de geriye bağlı olan ankrajlar tarafından karşılanmaktadır. Destekli palplanşlarda ise zemin itkisi çukur içindeki iç kuşakların basınca karşı çalışmasıyla karşılanmaktadır. Kazıların yan sıra kıyı yapılarının ve batardoların teşkili için de çokça kullanılırlar. Örnek bir palplanş perde ve bağlantı detayı Şekil 5.3'te verilmiştir [26].



**Şekil 5.3:** Örnek bir palplanş perde ve detayı.

#### 5.4 Destek

Desteklerde ankrajlara benzer şekilde derin kazı çukurunu desteklemek amacıyla kullanılan yapı elemanlarından biridir. Fakat, destekler ankrajlardan farklı olarak çekme elemanı değil basınç elemanıdır. Yani duvar arkasında doğan zemin itkisini malzemenin normal rijitliği ile karşılayan elemanlardır. Ankrajlar gibi çok sıra olarak kullanılabilen destekler, genellikle uygulamada çelik boru kullanılarak teşkil edilirler [27].

#### 5.5 Ankrajlar

Zemin ankrajların iksa sistemlerinde kullanılması 19.yy'ın başlarına kadar dayanır. Kayıtlara geçen ilk anrak 1983'te Algerai'da bir baraj rezervuarında kullanılmıştır. 1970'den sonra tüm dünyada yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Eğer ankrajlar uygun yerde ve uygun şekilde yapılırsa diğer destekleme sistemlerine

göre teknik ve ekonomik açıdan çok daha avantajlıdır. Son yıllarda kullanım alanları ve esnekliği nedeniyle zemin ankrajları çok kullanılan bir inşaat elemanı olmuştur. Ankrajların davranışlarının teoride açıklamak güç olduğundan ayrıntılı deneylere ihtiyaç duyulmuştur. Ankrajın uygulaması sırasında zeminde meydana gelen değişiklikler, ankrajın zeminden sıyrılmasına neden olan yüke etkiyen parametreler, ankrajın ömrü incelenmesi gereken noktalardır.

Ankrajların kullanım alanları olarak; düşey yer değiştirmelerin önlenmesi, dönmeye karşı güvenliğin artırılması, kaymaya karşı emniyet, yer altı yapılarının stabilitesi, zemin ön konsolidasyonu, yapıların sismik stabiliteyi, dar olan yerlerde kazık yükleme deneylerinde ön germe sağlamak, barajların yükseltilmesi, dalgakıran ve iskelelerde gemilerin iskele babalarına verdikleri yükün dağıtılması sayılabilir. Ayrıca deprem kuvvetlerine karşı temellerin derindeki tabakalara tutturulması ve suyun kaldırma kuvvetine karşı temellerin tesbiti için de ankrajlar kullanılır. Zemin ankrajlarının metotlara sade ve çeşitli kullanım imkanları bulunan bir alternatiftir.

Zemini delip geçen bir ankraj çubuğu ile bir yandan kazı yapılması ve bunun gibi sebeplerle bozulmuş zeminden geride kalan veya derindeki zemin direncinden faydalanırken bir yandan da aradaki zeminin gelişigüzel hırpalanması önlenmiş olmaktadır. Aradaki zemin öncelikle tabaka doğrultusu elverişli olan çatlaklı ve tabakalı kayalarda olduğu gibi, ankraj yapıldıktan sonra çatlakların kapatılması ile daha sıkı bir duruma gelebilmektedir. Barajların, enerji santrallerinin, dağlık yerlerden geçen yolların yapımı sırasında ortaya çıkan şev stabilitesi problemleri ankrajlar kullanılarak çözülebilmekte böylece güvenilir bir istinat yapısı teşkil edilirken kaya kütleleri de ekonomik şekilde emniyete alınmış olur [28].

### 5.5.1 Ankrajların yapısı

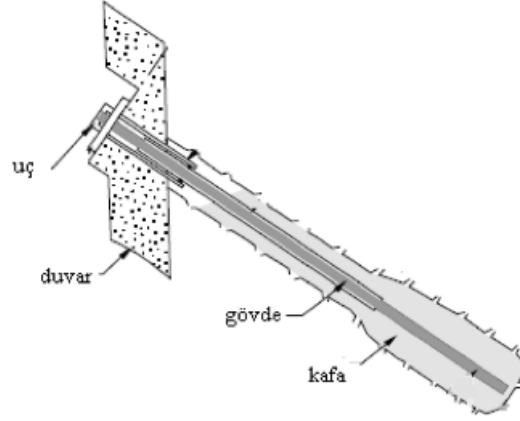
Ankrajlar, üç kısımdan meydana gelen gergi çubukları veya tellerdir. Bu kısımlar;

1. Kafa
2. Gövde
3. Kök

Kafa kısmı, ankraj çubuğunu zemine sabitleyen, çevresine çimento enjeksiyonu yapılmış kısımdır. Ön germe kuvvetini zemine aktarır. Kök olarak da adlandırılabilir.

Uç, ankrajın düşey perde dışında kalan kısmıdır. Ankraji perdeye sabitlemek için yapılır. Perde ile telleri birleştirme görevi vardır. Ön germe kuvvetlerinin yüzeye yayılmasını sağlar. Ön germe ve servis yüküne gerilen ankrajın kilitlemesi uç kısımda yapılır. Germe kafası, sıkıştırıcı kamalar, tendonlar ve ankraj plakasından oluşturulur. Kontrol için açık olması gereken ankrajlarda bir de koruyucu kapak yapılması önerilir.

Gövde ise, uç ve kafa kısımları arasında kalan tellerin ve kılıfların bulunduğu kısımdır. Gövdenin görevi kuvveti iletmektir. Seçilecek ve imal edilecek gövde kısmının cinsi, yapısı ankrajın ömrüne, geçici veya kalıcı olmasına, korozyona, mekanik örselenmeye, ankrajın aşamalı olarak gerilmesine, çekme kuvvetini her an ölçme olasılığına, germe elemanlarının boşaltılmasına ve sonradan gerilmesi zorunluluğuna, zeminin olası yatay yer değiştirmelerinin karşılaştırılmasına bağlı olarak değişir. Tipik bir ankrajın kesiti Şekil 5.4'te verilmiştir.



**Şekil 5.4:** Tipik bir ankraj kesiti.

Tüm bu sistemin görevi; çekme yüklerini taşıyıcı zemine aktarılmaktadır [33].

### 5.5.2 Ankraj tipleri

Yerine ve imal şekillerine göre; kaya bulonu (rock bolt), ankraj kazığı, enjeksiyonlu kablo, bağlama kirişi (tie-beam) vs. denilebilmektedir. Ankraj gergisi, çelik çubuk veya tellerden yapılır. Çok kullanılan tipleri 5 ile 10mm. çapında önceden gerilmiş tel, önceden gerilmiş çubuk, beton ile aderansı fazla olan boru kesitli çubuklardır.

Çalışma bakımından ankrajlar 2 çeşittir;

1. Basit ankrajlar
2. Öngermeli ankrajlar

Basit ankrajlar; çimento enjeksiyonu ile örtülü çelik borulardan meydana gelir. Yük ankrajın çevre sürtünmesi ile zemine aktarılır. Yük arttıkça ankraj kuvveti de büyür. Basit ankrajlar büyük rölatif hareketlere engel olamaz.

Öngermeli ankrajlar, önceden gerilmiş kablolardan meydana gelir. Gerideki masif zemin ve perdenin deformasyonu birbirini izler.

Ankraj kafasının genişletilmesi ile daha büyük ankraj kuvvetleri elde edildiği gibi, perde hareketine de büyük ölçüde engel olunur. Ankraj kafasının genişletilmesi ile daha büyük ankraj kuvvetleri elde edildiği gibi perde hareketine de büyük ölçüde engel olunur. Hangi tip ankrajın kullanılacağı, zemin ve imalat şartlarının bilinmesiyle kararlaştırılır. Ankraj projeleri hazırlanırken; zemin profili, yer altı su seviyesi, zemin indeks özellikleri, kayma direnci ve çevredeki yapıların temelleri hakkında yeterli bilgiler edinilmelidir [29].

#### **5.5.2.1 Kaya bulonları**

Gerilmiş kablolar kullanılabilir. Enjeksiyon yapılabilir. Kazı çevresinde başka yapıların bulunması, ağır ve masif istinat yapılarının ekonomik ve gerekli görülmemesi veya enjeksiyon yapılarak sürekli emniyet sağlanamaması durumunda kaya bulonlar tercih edilir. Derindeki sağlam kayaya tutturulmuş, satıhtaki kayanın ayrılmasını önleyen tiptir.

İmal şekillerine göre kaya bulonlar;

1. Ucu yarık çubuklu
2. Ucu genişleyen çubuklu
3. Betonlanabilen kaya bulonlar

Kaya bulonlarının kullanılması ile beton kaplama duvarlarının hacmi büyük ölçüde azaltılmış hatta bu duvarlardan vazgeçilmiş. Bu bulonlardan sürekli yararlanmak için ankraj çubuğu çevresine enjeksiyon yapılmış ve böylece korozyon tehlikesine karşı önlem alınmıştır.



En kötü şev durumu, çevresel çatlakların esas çatlak sisteminin meydana getirdiği ve kubbe çatlaklarının çok olduğu hallerde görülmüştür. Don etkisi ve bitki kökleri yüzünden kaya bu çatlaklar boyunca plaklar halinde ayrılır.

Kaya bulonlarının başlangıçtaki sıklığı yanında kayada meydana gelen deformasyonlarda bulonlarda gerilmeler doğurmaktadır. Deformasyonlar satıha yakın kısımlarda fazla olmakta bu nedenle kısa bulon uzun bulona göre daha büyük bir birim deformasyona maruz kalabilmektedir. Enjeksiyon yapılması kaya bulonunun ömrünü artırmakta ve bir çok halde gerginliğin azalmasını önlemektedir. Yer altı su seviyesinin indirilmesi ankrajın ömrünü artırır [30].

#### **5.5.2.2 Kaya zeminde kullanılan ankrajlar**

Ankraj kuvvetini kayadan alır. *Universal Anchorage Co. Ltd.* ankraj tipi buna örnektir. Ankraj deliği belli bir uzunluğa eriştikten sonra özel bir delici ile delik konik olarak genişletilebilir. Büyük sıyrılma yükleri elde edilir. New York'ta World Trade Center inşaatı için 1000m. uzunluğundaki kazı şevleri 30m. uzunluğunda 1500 ankraj ile tutturulmuş. 10m. kadar kaya içine giren ankrajlar 150mm. çapında öngermeli kablolardan meydana gelmiştir.

#### **5.5.2.3 Diğer zeminlerde kullanılan ankrajlar**

Kohezyonlu ve kohezyonsuz ayrımı yapmak mümkündür. Her iki zeminde kullanılan ankrajlar arasındaki fark esas olarak enjeksiyonun nüfuz çapıdır.

#### **5.5.2.4 Kullanım sürelerine göre ankrajlar**

Kullanım sürelerine göre ankrajlar 2'ye ayrılır. Bunlar;

1. Sürekli ankrajlar: Sürekli yapıların ve kazı destekleme sistemlerinin servis ömrü boyunca güvenliğini ve stabilitesini sağlamak amacıyla yapılmaktadır. Sürekli ankrajların servis ömrünün 75–100 yıl arasında olması beklenmektedir.

2. Geçici ankrajlar: Genellikle bir inşaat sırasında kısa sürede kuvvetlere karşı koyan, güvenli çalışma ortamı sağlayan ankrajlardır. Kullanım süreleri genellikle 18–36 ay arasındadır. Bu süre çalışılan projeye göre değişiklik gösterir.

#### 5.5.2.5 Yapım yöntemlerine göre ankrajlar

Bir ankranın taşıma kapasitesi geometrisiyle çeşitlilik gösterir. Ankrajın kök kısmından zemine ilettiği gerilmeler, ankrajın imalat tekniğine, enjeksiyon ve delme yöntemlerinden etkilenir. Bu nedenle aşağıdaki sınıflandırma yapılmıştır.

1) A Tipi Ankrajlar: Zemin ile harç arasındaki kayma mukavemeti Tremie yöntemine göre harçlanan kök kısmındaki sıyrılmaya karşı direnci oluşturur. Dayanım, deliğin stabilitesine bağlıdır. Bunlar doğrusal veya doğrusal olmayan düz şaftlı ankrajlardır. Genellikle kayalarda veya katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılır. Mukavemeti, zemin-enjeksiyon yüzeyi arasında oluşan yüzey kayma gerilmesine bağlıdır

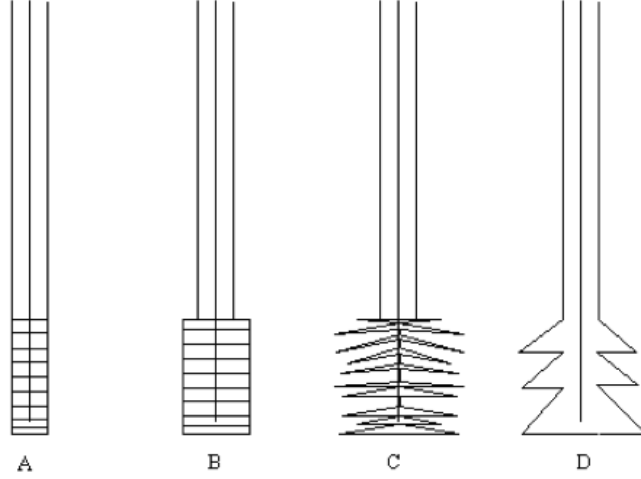
2) B Tipi Ankrajlar: Ankraj kök çapının zemin içinde minimum tahribat meydana getirerek genişletilmesi sırasında çimento harcının  $<1000\text{kN/m}^2$  değerindeki basınç altında boşluklara ve çatlaklara girmesi sağlanarak yapılan ankraj tipidir. Genellikle iyi derecelenmiş kohezyonsuz zeminlerde kullanıldığı gibi, yumuşak çatlaklı kayalarda ve kaba alüvyonlarda da kullanılır. Kök çevresindeki zeminin, kohezyonsuz zeminlerde çimento sızmazlığından yararlanılarak, basınç altında iyice sıkıştırılması ile geniş bir ankraj kökü oluşturulur. Ama enjeksiyon basıncı her zaman toplam jeolojik gerilmelerden düşük olmalıdır. Ankraj kök bölgesinde, kayma mukavemetinden dolayı direnç oluşur.

3) C Tipi Ankrajlar:  $2000\text{kN/m}^2$ 'den daha yüksek bir basınç çimento harcının zemin boşluklarına sızdırılmasıyla ankraj kökü genişletilebilir. Birinci enjeksiyonun sertleşmesinden sonra, çoğunlukla basınç, ikincil enjeksiyon sırasında uygulanır. Kohezyonsuz zeminlerde olduğu gibi kohezyonlu zeminlerde de uygulanabilir. Üiform

bir kayma mukavemetinin ankraj kökü boyunca var olduğu prensibine göre tasarım kapasitesi hesaplanır.

4) D Tipi Ankrajlar: Mekanik aletlerle veya patlayıcılarla oluşturulmuş bir dizi kökten oluşan ankrajın enjeksiyonunda Tremie yöntemi uygulanır. Katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılan bu ankrajlarda, kayma mukavemeti ve uç mukavemeti sıyrılmaya karşı direnç oluşturur. Çok yaygın uygulama alanı olmamakla beraber kohezyonsuz zeminlerde uygulamaları bulunmaktadır [30].

Yukarıda bahsedilen ankraj türlerinin tipik kesitleri Şekil 5.5'te verilmiştir.



Şekil 5.5: Yapım yöntemlerine göre ankrajlar.

### 5.5.3 Ankrajların teşkili

Başlıca 4 adım izlenir.

1. Ankraj çukurunun açılması
2. Ankraj çubuğunun ve tellerinin yerleştirilmesi
3. Enjeksiyon yapılması
4. Tendonun test edilmesi
5. Servis yüküne kilitlemesi
6. Uç kısmının tesbiti

Genellikle, 75 ile 230mm. çukur rotary darbeleri veya yıkamalı sondaj ile açılır. Kendini tutamayan zeminlerde kaplama borusu kullanılır. Delik çapının çubuk veya tellerinin çapından yeteri kadar büyük olmasına dikkat edilmelidir.

Çubuk veya tellerin tesbitinde kafa kısmından başlayarak çimento enjeksiyonu kullanılır. Karışım çeşitlilik gösterebilir, ama esas bağlayıcı çimentodur. Enjeksiyon betonunun prizi için yeterli zaman geçtikten sonra uç kısım tesbit edilir ve çubuk veya tellere germe yapılır. Böylece, zemin yüzünde ihtiyaç duyulan pasif kuvvet, geride veya derinde bulunan sağlam tabakalardan sağlanmaktadır.

Ankrajlar düşey, yatay veya herhangi bir eğimle teşkil edilebilirler. Kayaların tabakalaşma ve çatlak doğrultularından, zemin tabakalarının kalınlık ve özelliklerinden faydalanılır.

Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde imalat aşağıdaki gibidir;

1. Açılmış deliğin göçmemesi için kaplama borusu yerleştirilir.
2. Ankraj dış borusu indirilir.
3. Kaplama borusu çekilir.
4. Dış borunun üst kısmı betonlanır.
5. Dış borunun alt kısmı yüksek basınçlı betonla betonlanır.
6. Ankraj teli dış boruya tesbit edilir.

Yumuşak ve gevşek zeminlerde kullanılan bir ankraj sistemidir. Zemine iyice tutturulan tellerin yerleştirilmesi zor olmamaktadır. Bu sistemde ankraj teli korozyona karşı kolayca korunur. Ve ankrajın sürekli kullanımı halinde telin gerginliği kontrol edilebilir veya ayarlanabilir.

Diğer bir ankraj sistemi de çimento doldurulan deliğe ankrajın sokulmasıdır. Lastik bir tıkaç yukarıda basınçlı bir hava ile şişirildikten sonra ankrajın kafa kısmına basınç uygulanır. Stuttgart'ta derinliği 33m.'ye varan bir temel kazı şevlerinin büyük bir bölümünün daimi olarak tutulabilmesi için yerinde dökme kazıklar ve stump tıkaçlı

dupleks ankrajlar kullanılmıştır. Kazı şevinin en büyük olduğu kısımda 0.90m. çapında zemine 3m. giren yerinde dökme betonarme kazıklar ve uzunlukları 20m. ile 30m. arasında değişen 15 sıra sürekli ankrajlar ve uzunlukları 30m. ile 32m. arasında değişen 6 sıra geçici ankraj teşkil edilmiştir. Ankrajlar çoğunlukla marn ve killere sokulmuştur. Ankrajların servis yükü 36 tona göre hesaplanmış, bu yükün 1.5 katına kadar gerilerek denenmiştir.

Özel bir ankraj sistemi yumuşak kohezyonlu zeminler ve gevşek ayrık daneli zeminlerde kullanılmak üzere geliştirilmiştir. Ankraj deliğini ilk dolduran beton delik boyunca yerleştirilmiş genişleyebilir bir borunun şişirmesi ile delik çeperlerine itilmektedir. Sonra gergi çubukları etrafı betonlanmış ortası boş deliğe sokulur ve delik betonlanır. Böylece, doğrudan deliğe yerleştirilerek betonlanan ankrajlara göre daha büyük sıyrılmaya mukavemeti elde edilir.

Ankraj deliklerinin hangi yöntemle açılacağına karar verebilmek için;

1. Zemin tabakalaşma ve zemin özellikleri
2. İş yerinin topoğrafyası
3. Ankrajların yapılacağı noktaya ulaşma imkanları
4. Yıkama yapılabilmesi imkanları
5. Ankraj sisteminin özellikleri

Açılacak deliğin çapı ve uzunluğu, ankraj boyutları ve şekil ile ilgilidir. Zemin şartları da delik delmede kullanılacak metot ve aletler konusunda karar verilmesinde önemli etkindir. Örneğin, darbeli delik açma metodu yumuşak kayalarda iyi sonuç verirken gevşek malzemede kullanılamaz [31].

#### **5.5.4 Ankrajlarda aderans**

Aderans; kayma öncesi başlangıç aderansını sağlar. Çelikteki girinti ve çıkıntıların onu çevreleyen enjeksiyon ile fiziksel kenetlenmesi sonucu oluşur. Eğer girinti ve çıkıntıların boyutundan fazla kayma olursa bu kenetlenme kaybolur.

Mekanik kenetlenme; enjeksiyonun eğriliklere ve bükümlere doğru hareket ettikçe artar. Kısa boylu ankrajlarda aderans unsuru daha fazla önem taşır. Daha uzun ankrajlar için her 3 kenetlenme işlemelidir. Başlangıçta serbest boyda meydana gelen ve ankraj kafasına doğru ilerleyen aderans, sürtünme ve mekanik kenetlenme ile giderilecektir. Sürtünme ve kenetlenme dirençleri kenar basınçla artmakta ve kenar gerilimle azalmaktadır. Enjeksiyonun kayma mukavemeti ve tendon malzemesinin aderansa etkileyen önemli faktörlerdir.

Aderans dağılımları öngermeli beton için incelenmiş. Yük arttıkça ankrajın üst ucunda kayma meydana gelir, aderans gerilmeleri alt uca doğru artarak ilerler. Toplam direnç artmaya devam eder.

Pasın aderansa etkisi; 6–8 aylık açıkta bırakmalar nedeniyle pas aderansı düşürür. Eğer gevşemiş olan bölgeler temizlenirse daya iyi bir aderans sağlanabilir. 3 aylık açıkta bırakma sürecinden sonra oluşan hafif paslı çubuklar, pasız veya pası temizlenmiş çubuklardan daha fazla aderans sağlar.

Ayrıca; tendonun enine kesit alanı delik alanının birbirine paralel birden fazla elemandan oluşan tendonlarda %15'inden ve tek elemanlı tendonlarda ya da uygun düğümlenmiş birden fazla elemandan oluşan örgü tellerde %20'sinden fazla olamaz. Burada amaç aderansın bozulmasını azaltmak.

Eğer uygun aderans boyuna karar vermekte zorlanılıyorsa, ankraj testi deneyleri ile kontrol yararlı olacaktır. Aderans mukavemeti çok büyük miktarda tendonun yüzey koşullarından etkilenir. Kısmen gevşek ya da yağlayıcı özelliği olan malzemelerin yüzeyde varlığı aderans mukavemetini etkiler. Tendonların yüzeyleri döküntü halindeki paslardan, zeminden, boyadan, yağdan, sabun ve diğer yağlayıcı maddelerden arındırılmalıdır [32].

### 5.5.5 Ankrajların enjeksiyonu

Enjeksiyon malzemelerine göre 2 türe ayrılır.

1. Çimentolu enjeksiyonlar; standart portlan çimentosunun yanında katkılı çimentolarda kullanılır. (yüksek fırın cürufllu, düşük ısılı, sülfata dayanıklı vb.) Sülfat miktarı %4'ü geçmemelidir. Klor limiti %1'i geçmemelidir. Çimento enjeksiyonunda kum ve kireçtaşı tozları gibi ağır dolgu malzemelerine izin verilebilir.

2. Reçineli enjeksiyonlar; epoksi ve polyester reçineler kaplamalarda kaya bulonları için ya da ankraj kökünün korunması için kullanılırlar. Epoksiler ve polyesterler reçinelerin testler ve uygulamadan edinilen tecrübelerden yararlanılarak istenen özellikleri sağlayıp sağlamadığı kontrol edilir.

Kaplamalarda enjeksiyon dolgu malzemelerin %100'ü 200mm.'lik elekten geçen malzeme olmalıdır.

### 5.5.6 Ankrajda tendonlar

Çelik çubuklardan çoğunlukla tel kablo ve halatlardan meydana gelirler. Genelde kullanılan tendonların çapı, 26mm. ile 64mm. arasında değişmektedir. Boyları da 18m'ye kadar çıkmaktadır.

Tendon malzemesini seçerken dikkat edilecek noktalar:

1. Gerekli yük taşıma kapasitesi
2. Ankraj uzunluğu
3. Ankraj sayısı
4. Kullanım kolaylığı
5. Arazide germe şartları

Kabul edilebilecek çalışma yükleri, karakteristik dayanımın geçici ankrajlarda %62.5'ini ve sürekli ankrajlarda %50'sini geçmemelidir.

Çubuklar; kısa, düşük ve orta kapasiteli ankrajlarda kullanılır. Grup halinde de uygulanır. 2m'den daha uzun olması halinde yüksek kaliteli çelikten ön germeli çubuklar kullanılır. Teller; ön germeli istenirse soğuk çekme düz kablo çeliğinden imal edilir. Yağ ile sertleştirilmiş ve tavlanmış çeşitleri de vardır. Sonuç çekme mukavemeti tel çapı ile ters orantılıdır.

Standartlarda telin elastisite modülü  $200000\text{N/mm}^2$  olarak verilmiştir. Ankrajlar için optimum seçim  $184000\text{N/mm}^2$  elastisite modülü ve 1000 saate %6.8 gevşemeli 5mm. teldir. Genel olarak tendonlar ankraj kapasitesine bağlı olarak 10-100 adet arasında, 5-8mm. çapında tel içerir.

Örgü teller; Daha büyük öngerme kuvvetleri uygulamak amacıyla belirli bir sayıda telin bir araya getirilip bükülmesinden elde edilen örgü teller hem bükülebilme özelliğine sahiptir hem de tellerin mekanik özelliklerinden tam olarak yararlanmayı sağlar. Yaygın olarak kullanılan örgü tel 7 tel ile yapılmaktadır.

İngiltere'de tendonların büyük çoğunluğu %62.5 emniyet gerilmesi ile tasarlanmıştır ve kırılmaya karşı güvenlik katsayısı  $GS=2$ 'dir.  $GS=1.6$  geçici ankrajlar içindir. Kalıcı ankrajlar içinse güvenlik katsayısı olarak  $GS=2$  alınır. Tendonların ankrajın merkezinde düzgün olarak toplanmasını sağlayan elemanlara merkezleyiciler denir. Birden fazla örgü tel kullanılan ankrajlarda her bir telin ayrık durmasını bu elemanlar sağlar. Sonuçta gerekli penetrasyon boyu sağlanacağından uygun aderans boyu elde edilir. Aralayıcılarda görevi, birbirine temasını önlemek ve karışmasına engel olmaktır. Tendon eğer tasarım geometrisini kaybederse gerilme sırasında yük sürtünme ile serbest uzunlukta dağılabilir. Ve yüksek gerilmeler, elemanların sıyrılmalarının kolayca olabileceği üst ankraj kafasının hemen altında olur. British Standards'a göre bu kısımda aralıklar delik göbekli olup aralarındaki mesafe 4 ile 8mm.'dir.

Enjeksiyon ankraj bölgelerinde oluşturulan bu aralıkların amacı, enjeksiyonun tendon elemanları arasına yeter derecede girmesini sağlamaktır. Sonucunda aderans etkin bir şekilde sağlanır. Aralayıcılar ve merkezleyicilerin yapılmasıyla tendonun



çamurdan kirlenmesi önlenir, aşınmaya karşı etkin bir koruma ve iyi bir aderans sağlanır [32].

### 5.5.7 Ankrajların korozyona karşı korunması

Çoğu zemin koşullarında, kullanılan çelik malzemede meydana gelebilecek çok az bir kesit kaybı, sistemin tamamını önemli derecede etkileyebilmektedir. Sistemin herhangi bir noktasında oluşabilecek kesit kaybı çok önemlidir. Korozyonun ankrajın kesidini azaltması taşıma kapasitesi azaltır. Bu yüzden sistemde korozyon oluşabilecek bölgelerde önlem alınmalıdır. Korozyona; çimento şerbetinde homojen olmayan maddeler, klorürler ve tuzlar neden olur. Bunlara önlem olarak; çimento şerbetinde 9-12'lik pH ortam yaratmak, çelik yüzeyi ile klorürlerin, sülfidlerin, sülfatların temasını engellemek, gerilme altında aşınma eğilimi düşük olan çelikler seçmek, su drenajı sayılabilir. Montaj öncesi korumada; kılıf kullanılmaktadır. PVC kaplama uygun bir kılıf seçeneğidir. Montaj sırasında ise; germe sonrası serbest uzunluğu kaplama esasına dayanır.

### 5.5.8 Ankrajların ön gerilmesi

Ankraja önceden bilinen bir kuvvet uygulanarak, ankraj denenir, hatalı yapılar varsa tesbit edilir. Servis yükü; ankrajın kullanım boyunca maruz kalacağı yüke denir, statik hesaplarla bulunur. Ankrajın hesap yükünün belirlenen katsayılarla çarpımına eşittir. Bu katsayılar ya standartlardan alınır ya da arazi deneyleri sonucu tespit edilirler. British Standards'ın değerleri Çizelge 5.1'de verilmiştir.

Çizelge 5.1: Ankraj güvenlik katsayıları [17].

İncelenen mukavemet	Güvenlik sayısı
Ankraj çubuğu nihai mukavemeti	1.65 – 2.00
Ankraj çubuğu akma kuvveti	1.33 – 1.65
Ankraj kökünün nihai mukavemeti	1.60 – 1.70

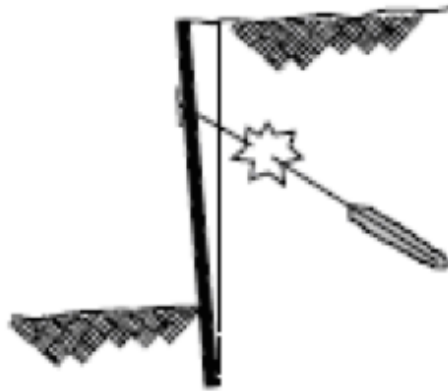
Test yükü; emniyet katsayılarının kontrolü ve servis yükünün sürekli olarak zemine iletilip ileilmeyeceğinin denemesi amacıyla uygulanır. Maksimum test yükü; ankrajın sıyrılması için gereken yüküdür [28].

### 5.5.9 Ankrajda taşıma gücü

Ankrajların güvenle taşıyabileceği yük ankrajlı çözümün yapılabirliğini belirlemektedir. Buna bağlı olarak belirlenen ankraj aralığı da perdenin yapısal tasarımını etkilemektedir. Taşıma tahmini için ankraj yapımcılarının geliştirdiği bir çok yöntem, ankraj türü ve uygulanan delme yöntemi ile edinilmiş deneyime bağlıdır. Bir ankrajın taşıma gücünü aşağıdaki durumlar belirlemektedir.

#### 5.5.9.1 Çelik halatta kopma

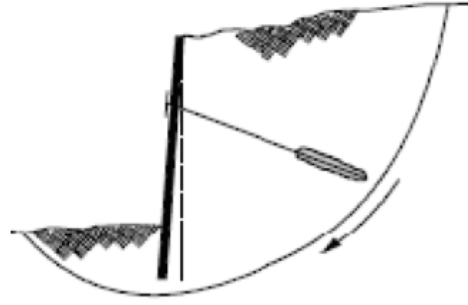
Uygulanan yük çelik halatın yapısal taşıma gücünü aşarsa kopma kaçınılmazdır. Şekil 5.6'da örnek bir kopma şekli verilmiştir. Tasarımda ankraja gelecek yük halat kopma yükünün 0.6 katını, ankraj deneylerinde 0.8 katını geçmemelidir. Bir ankrajda çelik eleman (tendon) çubuk, halat veya bükümlü halat şeklinde olabilir. Çubuklar kalıcı ankrajlarda paslanmaya karşı daha kolay korunurlar. Buna karşın diğer türlerin mukavemetleri daha fazla, depolanma ve taşınmaları daha kolaydır.



Şekil 5.6: Çelik halatta kopma.

### 5.5.9.2 Zeminde göçme

Ankraj köküne iletilen yüklerle birlikte kök çevresinde bir zemin kitlesinin kayması söz konusu olabilir. Bu durum Şekil 5.7’de gösterilmiştir. Sığ ankraj köklerinde, kök önünde bir bölgede kabarma ile başlayan pasif göçme yüzeyine benzer bir yüzeyde göçme ile sonuçlanan bir hareket görülebilir. Pratik olarak 5m’den daha derinde kökü olan ankrajlarda bu tür göçme çok az görülmektedir.



Şekil 5.7: Zeminde göçme.

### 5.5.9.3 Enjeksiyon – tendon sıyrılması

Adezyon, sürtünme ve mekanik kilitlenme ile tanımlanan üç ayrı bileşenin tendonun enjeksiyondan sıyrılma mukavemetini oluşturduğu bilinmektedir. Adezyon mikroskobik ölçekte pürüzlü çelik ile enjeksiyon arasındaki fiziksel bir ilişki olup, göreceli hareket arttıkça sürtünmeye dönüşür. Büyüklüğü uygulanan gerilmeye, pürüzlülüğe ve hareketin derecesine bağlıdır. Mekanik kilitlenme ise çıkıntı ve burgular gibi süreksizliklerle enjeksiyon arasındaki ilişki olup nervürlü çelikte toplam sıyrılmanın temel bileşenini oluşturur. Pürüzsüz çelik tendonlarda ise enjeksiyon-tendon ilişkisi, zemin-enjeksiyon ilişkisi gibi gittikçe gelişen biçimde mobilize olur.

Araştırmalar enjeksiyon-tendon sıyrılmasının enjeksiyon basınç mukavemeti ile doğrudan ilgili olmadığını göstermektedir. Diğer yandan tendonun enjeksiyon içerisindeki uzunluğunun artırılması da sıyrılma yükünün aynı oranda artışı

doğurmamaktadır. Kısa süreli atmosferik koşullarda kalarak üzerinde toz halinde oluşan pas, tendonların sıyırılmasında etkili değildir. Yapraklanmış pas, sıyırılma mukavemetini azaltmakla birlikte bu levhaların temizlenmesiyle pürüzlü yüzey elde edilebileceğinden passız tendona eşit veya daha fazla mukavemet elde edilebilir. Örnek bir enjeksiyon-tendon sıyırılması Şekil 5.7’de gösterilmiştir. Karıncalanmış tendonlar ise sıyırılma yönünden elverişli olsalar bile kabul edilemezler.



**Şekil 5.8:** Enjeksiyon-tendon ve zemin-enjeksiyon sıyırılması.

#### 5.5.9.4 Zemin – enjeksiyon sıyırılması

Zemin cinsi ve uygulanan enjeksiyon basınçlarına göre başlıca üç tür ankraj kökünden söz edilebilir. Enjeksiyonla doldurulan silindir, denetimli yüksek basınçla genişletilmiş silindir ve bir veya birkaç yerde mekanik olarak genişletilmiş silindir.

Enjeksiyonla doldurulan silindir, genel olarak kayalarda, denetimli yüksek basınçla genişletilmiş silindir kendini tutmayan zeminlerde oluşturulur. Denetimli yüksek basınçla genişletilmiş silindir için delik delerken kullanılan kılıf çekilirken verilen basınçlı enjeksiyon, orijinal delik çapının dört katı kadar genişleme yapabilir. Bir veya birkaç yerde mekanik olarak genişletilmiş silindirde ise mekanik olarak denetlenen kesici uçlardan yararlanır. Oluşturulan çanın tepe açısına göre hava hapsedilme olasılığına karşı önlem alınmalıdır.

Ankraj köküne yük iki biçimde aktarılabilir. İlk düzenlemede tendon enjeksiyon içinde gömülüdür ve yük uygulanınca enjeksiyon-zemin ara yüzeyinde kayma ve normal gerilmeler oluşur ve bu kökün üst ucundan altına doğru giderek gelişir. Sonuçta enjeksiyonda çekme gerilmesi ve çatlak oluşabilir. Özellikle kalıcı ankraj uygulamalarında, paslanma olasılığı olan ortamlarda bu düzenleme uygun olmayabilir.

Bunun yerine bir plaka yardımı ile yük kökün alt ucuna aktarılarak tendon bir basınç borusu yardımı ile ilk enjeksiyondan ayrı tutulabilir ve enjeksiyonda basınç gerilmeleri doğması sağlanabilir. Ankraj kökü ile zemin arasındaki bağ, köke etkiyen normal gerilme, adezyon ve/veya sürtünmeye bağlıdır. Mekanik olarak genişletilmiş köklerde oluşturulan tabanın direnci de söz konusudur. Deneyimler 9-12m.'yi aşan kök boylarının taşınan yükün artan kök boyuyla fazla artmadığını göstermektedir [34].

## 6. ÇOK SIRA ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİ

Derin kazılarda yatay hareketlerin izin verilen sınırlar içinde kalabilmesi için, çok sıra destekli duvarların kullanımı son yıllarda çok hızlı bir şekilde artmıştır. Gelişen teknolojinin de imkanlarını kullanarak, derin kazıların bulunduğu projelerde çok sıra ankrajlı veya çelik boru destekli elemanlar sıkça kullanılmaktadır. İksa duvarları kazı aşamaları sırasında çelik borularla ya da ankrajlarla desteklenebilmektedirler. Bu destek sistemlerinin aralıkları çok değilse, birbirine yakın mesafelerde uygulanmışsa, sistemde oluşacak eğilme momenti oldukça düşük değerlere ineabilmektedir [34].

Genelde zemin ankraji, kendisinden veya kayaçta destek bulan, zemin kütlelerini veya uygulanan yapısal yükleri tutan bir eleman olarak tanımlanabilir. Özellikle şehirlerde yerleşimin yoğun olduğu yerlerde, derin kazılar çok sıralı ankrajların kullanımı ile güvenli ve ekonomik olarak sağlanabilmektedir. Ankraj zeminden direncini alıp duvar veya plağa kuvvet aktaran bir yapı elemanıdır.

Ankrajlı duvarlarda farklı yapısal elemanlar kullanılabilir. Zemin ve yeraltı suyu koşulları, yerel deneyim ve yapım yönetmeliklerine göre püskürtme beton ile fore kazık, yerinde dökme beton perde, yerinde dökme diyafram duvar, destek kazıları ile birlikte yerinde dökme veya hazır yatay destekli sistemler, püskürtme beton ile ağ ve palplanş duvar olabilir. Bu tür yapılan iksa yöntemlerinin, klasik duvarlara göre birçok üstünlüğü vardır [34].

- Geçici iksa kazı sistemi kalıcı yapının bir parçası olarak kullanılabilir.
- Yatayda kazı alanı azaltılır.
- Duvar için yapılacak temelin kazı ve beton işi yoktur.
- Yapı betonarmesinden daha az donatı koyulabilir.
- Duvar arkası dolgu gerekmemektedir.
- Daha dar kazı yapılacak zeminlerde örselenme daha az olmaktadır.

- Zemin koşullarında beklenmeyen durumla karşılaşıldığında başka çözüm arayışına olanak tanımaktadır.

Yukarıda sayılan olumlu yanların yanında olumsuz yanları da vardır.

- Özellikle kalıcı ankrajlara ulaşım olanakları sağlanması kolay değildir.
- İnce daneli zeminlerde zemin drenajında sorun yaşanabilir.
- Yumuşak kohezyonlu zeminlerde ankraj taşıma gücü sorunu doğabilir.
- Ankrajlı alanlarda yer altı yapılarının planlanması sorun olabilir.

### **6.1 Projelendirme Öncesi Yapılması Gerekenler.**

Her zemin mühendisliği probleminde olduğu gibi, içinde çalışılan zeminin özelliklerini bilmek burada da esastır. Bunun içinde yeterli geoteknik etüt çalışmaları yapılmalıdır. Yapılması düşünülen ankrajlı sistemler için proje öncesi çalışmalar yapılırken kuşkusuz teknik ve ekonomik açıdan yeterli fizibilite çalışmalarına ihtiyaç vardır.

Sondaj yerleri sistematik bir şekilde seçilerek kazı tabanının yeterince altına inen zemin profilleri diyagramları çıkarılmalıdır. Arsaya komşu yapılar bulunması ve ankrajlı iksa sistemi uygulanması halinde ankraj delgileri sırasında geçilecek ve içerisinde ankraj köklerinin teşkil edileceği zemin tabakalarının özelliklerini belirlemek üzere eğik sondajlar da yapılmalıdır. Komşu yapılar bulunmaması halinde destekleme perdesi boyunca ve ankraj köklerinin yer alacağı ekseninde düşey sondajlar yeterlidir. Ankraj köklerinin teşkil edileceği formasyon içerisinde sürekli örselenmemiş numune alınmalıdır. Kayadan alınan karotların çapları 55mm'den daha küçük olmamalıdır. Arazi ve laboratuvar deneyleri ile tabakalara ait parametreler yeterli ve güvenilir olarak belirlenmelidir [35].

Yer altı suyu incelenerek; seviyesi, betona zararlı madde içerip içermediği ve su taşıyan tabakalardaki basınçlar belirlenmelidir. Komşu yapıların taşıyıcı sistemleri,

yaşları, temel derinlikleri, komşu yapılarda izin verilen oturmalar belirlenmelidir. Ayrıca temel çukurunun boyutlarına ve uygulanabilecek inşaat hızına bağlı olarak kazı çukurunun açık kalacağı süre ve mevsimler tahmin edilmelidir.

Ankrajlı iksa sistemlerinin çalışma süresine göre kalıcı veya geçici olduğuna karar verilir. İkisi arasında kritik süre 2 yıldır. Destekleme sistemine gelecek toprak basınçları, su basıncı ve komşu yapılardan aktarılan yükler hesaplanmalıdır. Destekleme elemanları burkulmaya ve aşırı deformasyona uğramadan toprak basıncını, su basıncını ve sürşajı güvenle taşımalıdır. Yüksek kapasiteli seyrek ankraj yerine düşük kapasiteli sık ankraj uygulaması tavsiye edilir. Zemin yüzeyinde oturmalar istenmiyorsa iksa sistemi ankrajlarla geriye bağlanmalı ve ankrajlara ön germe uygulanmalıdır [36].

## 6.2 Çok Sıra Ankraj İksa Sistemlerinin Tasarımı

Ankrajların tasarımında;

1. Toptan göçme tahkiki
2. Gömme derinliği
3. Grup etkisi
4. Ankraj kökünün boyutları

önemlidir.

## 6.3 Tasarım Aşamaları

### 6.3.1 Sisteme etkiyecek toprak basınç dağılımının belirlenmesi

Uzun süre açık kalacak çukur için kohezyon değeri  $c=0$  alınabilir. Söz konusu basınç uygun dağılımlar seçilerek hesaba girer. Deformasyonlar her noktada yapı çukuru içine doğrudur ve bu nedenle aktif itki yükü alınır. Duvara gelen zemin etkileri tahmin edilir. Duvarın ve arkasındaki zeminin de eğimi göz önüne alan zemin itki katsayısı eşliğinde duvara gelen gerilmeler bulunur. Yapım yöntemine ve duvarda izin



verilebilecek harekete göre bu itki katsayısı aktif itki katsayısı  $K_a$  ve sükunetteki itki katsayısı  $K_0$  arasında değişecektir. Duvardan  $2H$  uzaklıkta yapı veya yer altı servis yapıları olmadığı kötü zemin koşullarında destek sağlanmadığı sürece öncelikle aktif itki katsayısı göz önüne alınmalıdır. Tasarımcı daha güvenli olacağı gerekçesiyle gelişmiş güzel büyük bir itki katsayısı seçilmelidir. Böyle bir çözüm ekonomik olmayacağı gibi duvarın kazı yönüne doğru pasif hareketine neden olacak, gerçeğinden çok fazla ankraj kuvvetleri anlamına gelecektir. Özellikle ilk sıra ankrajlar gibi pasif direncin küçük olduğu kesimlerde bu konu önem kazanmaktadır. İtki katsayısını seçerken zemin-duvar sürtünmesinin zemin mukavemeti, duvar yapım tekniği, duvar pürüzlülüğü ve göreceli hareketin büyüklüğü gibi tahmini oldukça güç etkenlere bağlı olduğu düşünülmeli ve önemli bir neden yoksa sürtünmenin sıfır olduğu varsayılmalıdır. Ankraj kuvvetinin düşey bileşeni nedeni ile olacak duvar oturması yatay duvar hareketinin az olduğu durumlarda sürtünmenin doğmasını engelleyebilmektedir. Değişik yapım aşamalarında sürsaj, su ve zemin yüklerini gözetilen gerilme dağılımları çizilir [37].

### 6.3.2 Kazı yüksekliği bilinen toprak basıncının hesaplanması

Duvarın gömülü kısımlarının taşıma gücünün değerlendirilmesi: Ankrajlı duvarlarda ankrajın taşıdığı yüke ek olarak kazı tabanı altındaki gömülü kısmın katkısı olduğu düşünülmelidir. Aralıklı kazıklar ve aralarında yatay destekle oluşturulmuş yapılarda kazıkların gömülü derinliklerinde taşıma gücü Broms kuramı ile tahmin edilebilir. Kohezyonsuz zeminlerde ve kohezyonlu zeminlerin drenajlı analizinde pasif direnç, kazık genişliğinin 3 katı genişlikte Rankine pasif itki katsayısı ile tahmin edilebilir. Kohezyonlu zeminlerin drenajsız analizinde ise gömülü derinliğin ilk  $1.5B$ 'lik kısmı göz ardı edilerek geri kalan kesimde derinlikle üniform olarak kazık genişliği boyunca  $9c_u$  değerinde direnç düşünülebilir.

Kazı derinliğinin altına sürekli bir eleman olarak inen duvarlarda (Palplanş duvar veya teget kazık) ise pasif direnç Rankine pasif direnç ya da Coulomb pasif direnç kullanılarak bulunabilir. Gömülü derinlikte güvenlik için pasif itki katsayısını 1.5 ile bölünüp göz önüne alınırsa bulunacak taşıma gücü kazı düzeyi seviyesinde sağlanması beklenen  $R$  destek kuvveti ile karşılaştırılabilir. Taşıma gücü tahmininde duvar-zemin

sürtünme açısı 0 alınmalıdır. Gömülü derinliğin dış tarafında kohezyonsuz zeminde kazık genişliği boyunca aktif itki göz önüne alınırken (sürekli perdelerde 1m. genişlik göz önüne alınacaktır. Katı-sert kohezyonlu zeminlerde negatif olması beklenen gerilmelerin ihmal edilmesi daha doğrudur). Gevşek granüler zeminler ve yumuşak-orta katı killerde pasif itkinin doğabilmesi için aşırı deformasyon gerekebilir. Zemin hareketlerini sınırlamak için uzatma gereği yoksa duvarın 0.2H'dan daha derine gömülmesi önlenmelidir. Bu durumlarda duvarın bu kesimi en alt sıra ankraj seviyesinde tutulmuş konsol gibi göz önüne alınmalıdır. Duvar kesitini bu momentin belirleyeceği unutulmamalıdır. Konsola etkiyecek yük bu seviyenin altında dış tarafta aktif, kazı tarafında pasif gerilmeler olarak değerlendirilmelidir [38].

### 6.3.3 Düşey ankraj aralığının belirlenmesi

Ankrajların yatayla yaptığı açı 10-15 derece alınabilir. Pratikte minimum aralık 1.5m. ile 2m. arasında değişir. Bir ankrajın kök kısmı ile komşu temel ya da yer altı yapısı arasındaki uzaklık 3m.'den fazla olmamalıdır. Üstünde yüzeysel temel bulunması halinde ankraj kök kısmının derinliği 5m. ya da daha fazla olmalıdır.

Ankraj aralığının bulunması: Her ankrajın destekleyeceği basınç dağılışının genişliği ve yüksekliği bulunur. İlk sıra ankraj için güvenli konsol duvar yüksekliği veya güvenli desteksiz kazı yüksekliği basınç dağılışından tahmin edilerek ilk sıra bu derinliğin 0.3–0.6m. üzerine yerleştirilir. Tüm kazı derinliği için saptanan basınç dağılışına göre bu sıraya gelecek yük güvenli ankraj yüküne bölünerek yatay aralık bulunur. Daha sonraki kazı aşamalarında düşey elemanların gerektiği kadar zemine gömülü olduğu gösterilmelidir. Yapısal tasarımın uygun çözümü için yatay aralığı sabit tutarken düşey aralıkta değişiklik yapılabilir. Tipik aralıklar yatayda 2–3m. düşeyde 2.5–3.5m. olup bu limitlerin dışındaki sonuçlar ankraj taşıma güçlerinin değiştirilmesini gerektirebilir. Ankraj kökleri yatayda ve düşeyde kök çapının 4-5 katı veya en az 1.5m. aralıklı olmalıdır. Tendon yerleştirme ve enjeksiyon yapabilmek için yatayla 10 derece eğimli ankrajlar düzenlemek gerekmektedir. Derinde bir taşıyıcı tabakaya ulaşmak veya yer altı servis yapıları ve temelleri geçmek için gerekiyorsa 45 derecelik eğik ankrajlar

düzenlenebilirse de artan düşey ankraj yükü bileşeninin karşılandığı hesapla gösterilmelidir. Daha yatık açılar için özel enjeksiyon aygıtları gerekmektedir [39].

#### **6.3.4 Kademeli çözüm sonucunda elverişsiz ankraj kuvvetlerinin ve açıklık momentlerinin belirlenmesi**

Mesnet reaksiyonları yatay ankraj kuvvetlerini verir.

#### **6.3.5 Ankraj kök boylarının hesabı**

Ankrajın taşıma gücüne göre belirli formüller ile hesaplanır. Ankrajların maksimum taşıma gücü ankrajların çevre yüzeyi boyunca zeminin göçtüğü yük olarak kabul edilir. Ankrajların taşıma gücü genellikle ankrajın sıyırılması problemidir. Ankrajın sıyrılmadan yani sabit yük altında aşırı deformasyon göstermeden taşıyabileceği maksimum kuvvete sıyırılma yükü denir.

Ankraj maksimum taşıma gücüne etkiyen faktörler;

- Ankraj kök şekli
- Ankrajın kökü etrafındaki zeminin cinsi ve tabakalaşma durumu
- Ankrajın kökü üzerindeki jeolojik yük
- Ankrajın boyutları
- Enjeksiyon basıncı ve sayısı
- Ankrajın gerilme-deformasyon bağıntısı

Ankrajın taşıma gücünü belirlemede en doğru yöntem yerinde ankraj yükleme deneyleridir. Kayada ankraj taşıma kapasitesinin belirlenmesi; bu tip zeminlerde A ve D tipi ankrajlar kullanılır. Üniform çevre sürtünmesi kabulü ile kök taşıma kapasitesi;

$$T_f = \pi DL\tau \quad (6.1)$$

Burada;

D: Ankrajın çapı (m)

L: Ankraj kök boyu (m)

$\tau$ : Maksimum taşıma gücü ( $\text{kN/m}^2$ )

$T_f$ : Ankraja gelen kuvvet (kN)

Taşıma gücü efektif kayma mukavemeti açısına bağlı olarak grafiklerden belirlenebilir. Kohezyonsuz zeminlerde ankrajın taşıma kapasitesi; B ve C tipi ankrajlarda hesaplanır. C tipi ankrajlarda; zeminlerin mekanik özelliklerinin kullanıldığı teorik ya da amprik bağıntılardan yararlanılabilmekten çok, belirli zemin sınıfı aralığı için yapılan arazi deneylerinden elde edilen verileri kullanarak hazırlanmış tasarım eğrileri kullanılır [40].

En genel anlamda kumlarda taşıma gücü,

$$P_u = \pi DL \sigma'_v K \tan \phi \quad (6.2)$$

$\sigma'_v$ : Ortalama düşey efektif gerilme

$K=K_0$

Killerde ise;

$$P_u = \pi DL c_a \quad (6.3)$$

$c_a$  : Adhezyon =  $2/3c_u$

$c_u$  : Drenajsız kohezyon

$$P_{servis} = \frac{P_u}{GS} \quad (GS = 1.5 \sim 2.0) \quad (6.4)$$

Güvenlik sayısı geçici işlerde 1.5, kalıcı işlerde 2 alınır. Çok güvenli tarafta kalınarak sıyrılma yükü ankraj yükünün 6 katı alınabilir.

Her bir zemin için kök boyunun uzunluğu 3m'den az 10m.'den çok olmamalıdır.

### **6.3.6 Ankraj serbest boylarının hesabı**

Serbest boy bu düzlemin dışına çıkacak şekilde geometrik işlemlerle bulunur. Kök boyu ile kayma düzlemi sınırı arasındaki mesafe minimum 1-2m. olmalıdır. Ayrıca ankraj kök kısmının orta noktası zemin yüzeyinden en az 5-6m. derinde olmalıdır. Böylece sığ bölgelerde pasif kaymalar meydana gelmeyecektir. Zemin için jeolojik ve geoteknik özelliklere göre en kritik kesit seçilir ve ankrajın serbest boyu aşağıdaki kritere göre saptanır.

- a. Duraylılık analizlerine göre (dairesele veya düzlemsel) bulunacak yüzeyin dışında olması sağlanmalıdır.
- b. Kök Rankine aktif yüzeyinden 0.2H kadar uzakta ve ona paralel bir yüzeyin dışında kalmalıdır.
- c. Duvar yüzeyinden köke kadar eğik serbest boy en az 4.5m. olmalıdır.

Zeminlerde 12m. kayalarda 7.5m. mertebelerinde kök uzunluğu için yukarıda özetlenen bilgiler ışığında son ankraj taşıma gücü bulunmalı, önerilen güvenlik sayısı ve ankraj eğimi göz önüne alınarak izin verilebilir en fazla yatay ankraj yükü tahmin edilmelidir [41].

### **6.3.7 Ankraj toplam boyunun belirlenmesi**

Serbest boy ile kök boyunun toplamıdır.

### **6.3.8 Ankraj kablolarının hesabı (Tendon hesabı)**

Her türlü tendonun mukavemeti standartlarda veya imal eden firmanın kayıtlarında bulunur.

### **6.3.9 Yatay ankraj aralığı seçimi.**

Yatay ankraj aralığı seçimi, toprak basıncı ile ankrajlara etkiyen kuvvetler kıyaslanarak bulunur.

### **6.3.10 Tahkiklerin yapılması**

Germe yükü tahkiki, kablo aderansı tahkiki, göçme tahkiki.

### **6.3.11 Perdenin boyutlandırılması**

Betonarme perde ise perde kalınlığı ve donatının belirlenmesinde hiperstatik sistemin çözümünde bulunan maksimum momentler kullanılır.

### **6.3.12 Duvar ankraj sistemi duraylılığı**

Duvar ankraj sisteminin tümüyle duraylılığını göstermek özellikle duvar üzerinde yakın yapılar olması veya duvar altında yumuşak zemin olması halinde gereklidir. Ankraj köklerini içine alacak şekilde geçirilecek olası bir göçme yüzeyinden toptan göçmeye karşı en az 1.3, yapının önemine göre 1.5 güvenlik sayısının elde edildiği gösterilmelidir. Bu sağlanmıyorsa ankrajlar uzatılarak öngörülen minimum değer sağlanmalıdır.

Ankrajı duvarların duraylılığının gözetilmesi gerekli diğer bir durum ankrajın gerilmesi ile birlikte ankraj kökünün belirlediği bir zemin kamasının ana kitleden koparılmasına karşı yeterli güvenliğin sağlanıp sağlanmadığıdır. Blok analizi de bu analizde göz önüne alınan ankraj kökünün ortasının düşeyle ve duvarın altıyla birleştiren yüzeylerin belirlediği bloğun dengesi düşünülmektedir. Bu analizde göz önüne alınan ankraj kökü için belirlenen bloğun dengesinde diğer ankraj köklerinin yeri, diğer ankraj kuvvetlerinin göz önüne alınan dengede etkili olup olmadıkları belirlemektedir [46].

### 6.3.13 Göğüsleme kirişlerinin boyutlandırılması

Tasarlanan göğüsleme kirişi seviyesindeki ankraja gelen yükün kiriş boyunca uniform olarak etkidiği kabulü ile sürekli kiriş olarak hesaplanıp maksimum momente göre boyutlandırılır.

## 6.4 Sistemin Stabilitesi

Sistemin stabilite tahkikini, ankraj yüzünden bir zemin kaması çevresinde sınır denge durumunun meydana geleceği kabul ederek yapabiliriz. Kranz, perdenin dönme noktası ile ankrajın kök boyunun orta noktasını birleştiren doğruyu ele almakta ve Şekil 6.1' görülen kuvvet çokgenini çizmektedir. Bu metot tek ankrajlı perdeler için olsa da prensip olarak çok ankrajlı perdeler için de geçerlidir [48].

Çok ankrajlı sistemlerde;

- Üstteki ankrajın boyunun alttaki ankrajdan çizilen aktif kayma kamasının içinde kalması durumu
- Üstteki ankrajın daha uzun olması üst ankraj alt ankraj çizilen aktif kayma kamasının içinde kalması durumu
- Üstteki ankrajın alttaki ankrajdan çizilen aktif kayma kamasının dışında kalması durumu

W: Kayma kamasının ağırlığı

P1: Kazı tabanı ile perdenin dönme noktası arasında kalan kısımda perdeye etkiyen toplam kuvvetin bileşkesi

P2: Düşey fiktif duvara etkiyen aktif etki

A: Ankraj kuvveti

P2 kuvvetinin stabiliteye etkisi ihmal edilerek, P<sub>1</sub>, R, A, ve W kuvvetlerinin dengesi incelenir

Bu hesaplar ankrajın çekilmesi ile belli büyüklükteki zemin kütlelerinin sınır denge durumuna gireceği kabulüne dayanır. Bu denge sağlanmaz ise sistem kayma yüzeyi üzerinde kayar veya ankraj uçlarından perde ayağına doğru bir kayma düzlemi meydana gelerek ankrajların boşalması ile perde öne doğru devrilir [49].

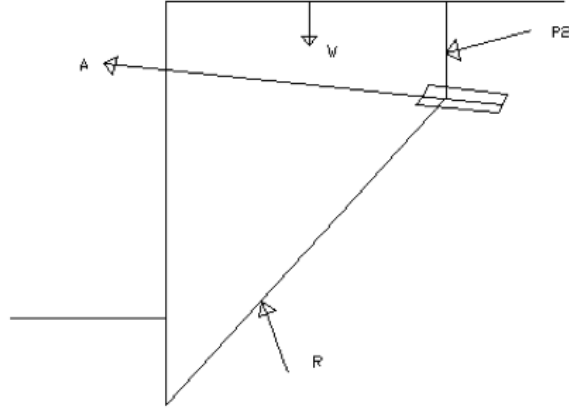
### **6.5 Duvarda Oluşacak Deplasmanı Etkileyen Faktörler**

- Çevresel faktörler
- İksa sisteminin yapısal ve geometrik özellikleri
- Kazının geometrisi
- Destek sisteminin ön gemesi
- Zemin iyileştirme metodlarının uygulanıp uygulanmadığı
- Yapım metodu
- Planlanandan fazla yapılan kazı
- İşçilik kalitesi

Olarak sayılabilir.

Derin desteklenmiş kazıların yakınında bulunan yapı temellerinin oturmaları, geoteknik mühendislerine güzel bir araştırma konusu olmaktadır. Daha önceleri yapılmış çalışmalar, destekli veya ankrajlı iksa sistemlerinin arkasında bulunan zemin yüzeyinde meydana gelen oturmalara konsantre olmuşlardır. Bunun en önemli nedeni olarak; kazı derinliğini ve iksa sistemine olan mesafeyi görmüşlerdir. Kazıdan yapı temellerinin etkilenme mesafesi olarak, kazı derinliğinin 3-4 katı olduğunu bulmuşlardır. Bazı araştırmacılar da iksa sisteminin arkasındaki oturmaların nedeni olarak; duvar ve destekleme sistemlerinin rijitliklerinin öneminden bahsetmişlerdir. Duvar ile destekleme sisteminin bu özelliği, zemin hareketini 2 katına kadar etkileyebildiği söylenmektedir.





**Şekil 6.1:** Kranz metodunda kaymaya karşı ve kaydırmaya çalışan kuvvetler.

Toptan göçme tahkikinde, derin kayma düzlemi yerine perde alt ucu öne doğru hareket eder. Toptan göçme, sistemin zemin içinde bütün kabul edip, zeminin bir eğri yüzey üzerinde kaymasıdır. Burada isveç dilim metodu kullanılabilir. Sistemin güvenliği kaymaya karşı olan kuvvetlerin momentleriyle kaymaya zorlayan kuvvetlerin momentlerine oranından elde edilir. Daire tarafından kesilen ankraj kuvvetleri hesaba alınırken daire içinde kalan ankrajlar hesaba katılmaz [50].

## 7. ANKRAJ DESTEKLİ KAZILARDA ANKRAJ TASARIMI NÜMERİK ANALİZİ

Ankraj destekli kazılarda ankraj tasarımına yönelik bir örnek analiz verilmiştir. Ankraj tasarımı yapmak için öncelikle duvara gelen yanal toprak basınçları Terzaghi-Peck' göre hesaplanmıştır. Ankrajlar  $15^\circ$ 'lik açı ile yerleştirilerek ankraj taşıma kapasiteleri belirlenmiş ve hesaplanan yatay aralıklarda yerleştirilmiştir. Ankrajların düşey aralıkları 1.7m. ile 2.5m. arasında değişmektedir. Ankraj kök bölgesi göçme yüzeyinin arkasında kalacak şekilde oluşturulmuştur. Ankraj taşıma kapasiteleri bulunarak güvenliği hesaplanmıştır. Hesaplanan ankraj kuvvetleri nümerik analizlerde her bir ankraja, ankraj öngörme kuvveti olarak girilmiştir. Bu bölümde 10m.'lik kazı için yapılan örnek hesaplar ve sonuçları gösterilmiştir.

### 7.1 10m.'lik Kazı Yüksekliği ve Katı Kil İçin Ankraj Tasarımı Nümerik Analizi

Zemin ve duvara ait malzeme parametreleri aşağıdaki gibidir. Buna göre;

$$H=10\text{m.}$$

$$\gamma_n=20\text{kN/m}^3$$

$$\phi^1=30^\circ$$

$$c^1=10\text{kPa}$$

$$c_u=75\text{kPa}$$

$$D_{\text{ank}}=0.15\text{m.}$$

$$L_{\text{ank}}=8\text{m.}$$

$$K_a=\tan^2(45 - \phi/2)=0.33$$

Terzaghi-Peck'e göre hesaplanan toprak basınçları;

$$P_a=0.3 \gamma_n H \text{ ise } P_a=2(1/2 \times 60 \times 2.5) + (60 \times 5)=450\text{kN/m bulunmuştur.}$$

Sistemdeki ankrajların taşıma kapasiteleri hesaplanır. Killi zeminlerde;

$P_A = 0.75 \times \pi \times D \times L \times \tau$  ( $\tau = c' + \sigma_v' \tan \phi'$ ) ve ( $\sigma_v' = \gamma_n h$ ), h ise her bir ankrajın orta noktasının yüzeye olan uzaklığı olarak belirlenmiştir.)

$$P_A = 0.75 \times \pi \times 0.15 \times 8 \times (10 + 20 \times 4.5 \times 0.577) = 175.01 \text{ kN}$$

$$P_B = 0.75 \times \pi \times 0.15 \times 8 \times (10 + 20 \times 6.5 \times 0.577) = 240.24 \text{ kN}$$

$$P_C = 0.75 \times \pi \times 0.15 \times 8 \times (10 + 20 \times 8.5 \times 0.577) = 305.46 \text{ kN}$$

$$P_D = 0.75 \times \pi \times 0.15 \times 8 \times (10 + 20 \times 10.5 \times 0.577) = 370.69 \text{ kN}$$

$$\text{Toplam} = 1091.40 \text{ kN}$$

$$\text{Ankraj Güvenli Taşıma Kapasitesi : } \frac{1091.40 \times \cos 15^\circ}{1.50} = 702.79 \text{ kN}$$

Ankraj yatay aralığı ise;  $S = 702.79 / 450 = 1.6 \text{ m}$ . bulunmuştur.

Öngermeli ankraj imalatında kullanılacak 0.6" (15.2mm.) çapında 1 adet öngermeli ankraj halatının teknik özellikleri Çizelge 7.1'de belirtilmiştir.

Çizelge 7.1: Tendon (ankraj halatı) teknik özellikleri

Cinsi	Kesit Alanı (mm <sup>2</sup> )	Kopma Kuvveti (kN)	Halatın Emniyetli Taşıma Kapasitesi (kN)
Süper tendon	140	232	145

Ankraja gelen kuvvet 370.69kN, emniyetli taşıma kapasitesi 145kN ise gerekli halat adedi  $370.69 / 145 = 3$  adet olmalıdır.

Ankrajlı sistemde duvar boyutları, ankraj kökü ve serbest boy bulunarak sistem oluşturulur. Sistemde blok göçme tahkiki yapılmıştır. Aşağıdaki şekil 6.1'de ankrajlı duvarın blok göçme analizi aşağıdaki gibidir.

## 7.2 10m.'lik Kazı Yüksekliği ve Katı Kil İçin Ankraj Blok Göçme Hesabı

Ankrajlı duvarların duraylılığında gözetilmesi gerekli diğer bir durum ankrajın gerilmesi ile birlikte ankraj kökünün belirlediği bir zemin kamasının ana kitleden koparılmasına karşı yeterli güvenliğin sağlanıp sağlanmadığıdır. Bu amaçla yapılan blok analizinde, göz önüne alınan ankraj kökünün ortasını düşeyle ve duvarın altıyla birleştiren yüzeylerin belirlediği bloğun dengesi düşünülmektedir.

İncelenen zemin modeli Şekil 7.1'deki gibi ankrajlı duvarın blok göçme analizi için gerekli çizimler yapılmıştır. Oluşturulan bloklar için;

P1: Ankraj plağına gelen toprak basıncı

W: Bloğun ağırlığı

R: Blok destek kuvveti

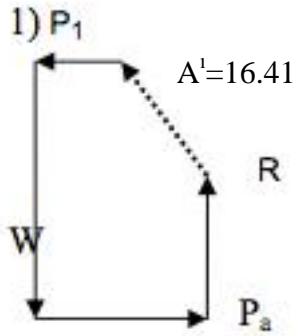
$P_a$ : Duvara gelen yanal toprak basıncı

A: Ankraj çekme kuvveti

$A'$ : bloğu dengede tutan kuvvet

Değerleri hesaplanarak kuvvet poligonu çizilmiştir. Bulunan  $A'$  ankraj kuvvetinin, mevcut A ankraj kuvvetine oranı güvenlik sayısını vermektedir. Bu değer en az 1.3, iksa yapısının önemine ve servis süresine göre 1.5 olmalıdır.

İncelenen zemin modeli için yapılan blok göçme analizinin adımları aşağıda Şekil 7.1'de gösterilmiştir.



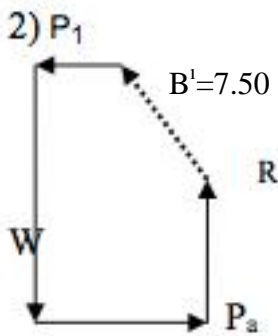
$$P_1 = ((4.50)^2 \times 20 \times 0.33) / 2 = 66.83 \text{ kN} ; P_1 = 1 \text{ cm.}$$

$$W = (4.50 + 10.00) / 2 \times 12.0 \times 20.0 = 1740 \text{ kN/m.} ; W = 26 \text{ cm.}$$

$$P_a = 450 \text{ kN/m} ; P_a = 6.73 \text{ cm.} , P_A = A = 175.01 \text{ kN}$$

$$R = 19.4 \text{ cm.} , R = 66.83 \times 19.2 = 1295.92 \text{ kN}$$

$$FS = A^1 / A = 16.41 \times 66.83 / 175.01 = 8.39 > 1.3 \text{ güvenli}$$



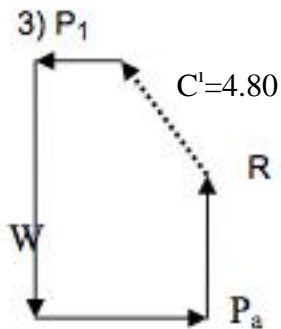
$$P_1 = ((6.50)^2 \times 20 \times 0.33) / 2 = 139.4 \text{ kN} ; P_1 = 1 \text{ cm.}$$

$$W = (6.50 + 10.00) / 2 \times 10.7 \times 20.0 = 1765.5 \text{ kN/m.} ; W = 12.71 \text{ cm.}$$

$$P_a = 450 \text{ kN/m} ; P_a = 3.3 \text{ cm.} , P_B = 240.24 \text{ kN}$$

$$R = 9.3 \text{ cm.} , R = 139.4 \times 9.3 = 1296.42 \text{ kN}$$

$$FS = B^1 / B = 7.50 \times 139.4 / 240.24 = 4.35 > 1.3 \text{ güvenli}$$



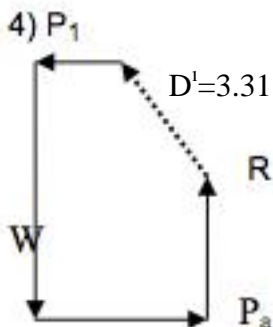
$$P_1 = ((8.50)^2 \times 20 \times 0.33) / 2 = 238.43 \text{ kN} ; P_1 = 1 \text{ cm.}$$

$$W = (8.50 + 10.00) / 2 \times 9.5 \times 20.0 = 1757.5 \text{ kN/m.} ; W = 7.4 \text{ cm.}$$

$$P_a = 450 \text{ kN/m} ; P_a = 1.9 \text{ cm.} , P_C = 305.46 \text{ kN}$$

$$R = 6.7 \text{ cm.} , R = 238.43 \times 6.7 = 1597.48 \text{ kN}$$

$$FS = C^1 / C = 4.80 \times 238.43 / 305.46 = 3.70 > 1.3 \text{ güvenli}$$



$$P_1 = ((10.50)^2 \times 20 \times 0.33) / 2 = 377.82 \text{ kN} ; P_1 = 1 \text{ cm.}$$

$$W = (10.50 + 10.00) / 2 \times 8.2 \times 20.0 = 1697.4 \text{ kN/m.} ; W = 45 \text{ cm.}$$

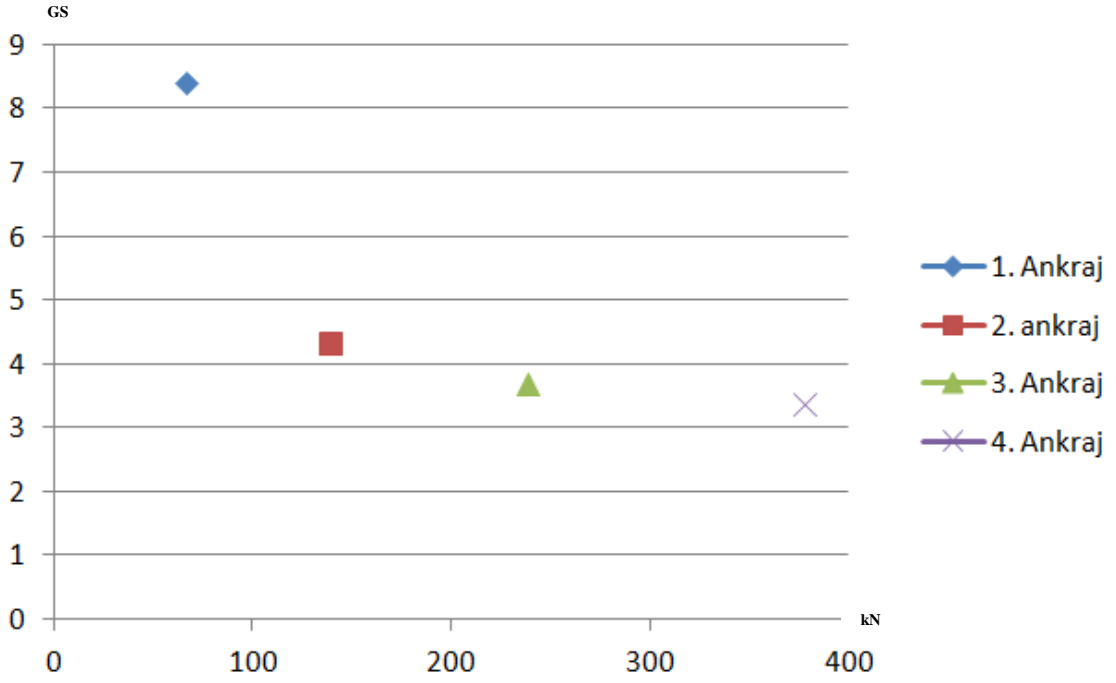
$$P_a = 450 \text{ kN/m} ; P_a = 1.2 \text{ cm.} , P_D = 370.69 \text{ kN}$$

$$R = 4.2 \text{ cm.} , R = 377.82 \times 4.2 = 1418.76 \text{ kN}$$

$$FS = D^1 / D = 3.31 \times 377.82 / 370.69 = 3.36 > 1.3 \text{ güvenli}$$

Şekil 7.1: İncelenen zemin modeli için yapılan blok göçme analizi

Yukarıda incelenen zemin modeli için yapılan blok göçme analizinde her bir ankraja gelen P yükü ile her bir sıra ankraj sisteminin güvenlik katsayısı belirlenmiş ve toplam sistemin 1.3 güvenlik katsayısından büyük olup olmadığı incelenmiştir. Aşağıdaki Şekil 7.2’de incelenen zemin modeli için yapılan blok göçme analizinde her bir ankraja gelen yük ile güvenlik sayısı karşılaştırılması yapılmıştır.



**Şekil 7.2:** İncelenen zemin modeli için yapılan blok göçme analizinde her bir ankraja gelen yük ile güvenlik sayısı karşılaştırılması.

## 8. DERİN KAZI VE ANKRAJLI İKSA ANALİZİ İÇİN KULLANILAN BİLGİSAYAR PROGRAMI

Geoteknik mühendisliğinde son 30 yılda göze çarpan en büyük gelişme, sayısal analiz yöntemlerinin efektif bir şekilde gelişmesidir. Sonlu elemanlar metodu, geomekanikte kaya ya da zeminlerin davranışını modellemede sıkça kullanılır. Bu metot zemini sürekli bir malzeme olarak modeller.

Teoride sonlu elemanlar metodu, karmaşık gerçek problemlerin tasarlanmasına yardımcı olmaktadır. Zeminin mukavemet ve şekil değiştirme özellikleri tam anlamıyla tamamlandıktan sonra, sonlu elemanlar metodu gerçekçi sonuçlar vermiştir. 1980'lerden itibaren bir çok bilim adamı, iksa sistemlerinin davranışını sonlu elemanlar metodu ile analiz çalışmaları yapmışlardır. Yapılan bu analiz çalışmaları 2 boyutlu olarak modellenerek yapılmıştır. Bilgisayar kullanımının gelişmesiyle, iksa sistemlerinin 3 boyutlu analizi yapılmaya başlanmıştır. 2 ve 3 boyutlu sayısal analiz sonuçlarının karşılaştırılması sonucu 2 boyutlu analizlerin yeterli derecede doğru sonuçlar verdiği görülmüştür.

İksa sistemlerinin ayrıntılı sayısal analizini yapmak, sonlu elemanlar metodunun geliştirilmesiyle daha kolay yapılabilmektedir. Fakat, iksa sisteminin davranışı hem teoride hem de kesin olarak bilinmemektedir. Bu yüzden gerçekçi sonuçların elde edilebilmesi için, projelendirme esnasında yerinde yapılan ölçümler önem kazanmaktadır.

### 8.1 Derin Kazı İksa Sistemlerinin Bilgisayar Programı İle Analizi

Derin kazılarda kazı güvenliğini hesaplamak için yapılan nümerik analizleri, çok daha kısa sürede ve düşük hata payı ile yapmak için bir bilgisayar programı oluşturulmuştur. Bu programda temel olarak iki çeşit analiz yapılmaktadır. Derin kazı güvenliğini fore kazık tipi istinat duvarları ile sağlayan bir analiz, diğeri ise kazı güvenliğini ankrajlı istinat duvarları ile sağlayan bir analizdir. Program çalıştırıldığında

ana ekranda bu 2 ayrı analiz seçeneği çıkmaktadır. Şekil 8.1’de programın ana ekranı görölmektedir.



**Şekil 8.1:** Derin kazı istinat duvarı analizi bilgisayar programı ana ekranı

Ana ekranda karşımıza 3 adet seçenek çıkmaktadır. Bunlar;

- Fore Kazık İstinat Duvarı Hesap Programı
- Ankrajlı İstinat Duvarı Hesap Programı (kil zemin)
- Ankrajlı İstinat Duvarı Hesap Programı (kum zemin)

## 8.2 Fore Kazık İstinat Duvarı Hesap Programı

İksa çukuru fore kazık destekli açılmak isteniyorsa, bu analiz Fore kazıklı istinat duvarı hesap programında yapılmalıdır. Aşağıdaki şekil 8.2’de bu analizdeki veri girişleri gösterilmiştir.



Derin Kazı İstinat Duvarı Analizi

### Fore Kazıklı Tipi İstinat Duvarı Hesap Programı

Ana Menüye Dön

Hesap Verileri | Basınç Katsayıları | Yatay Yükler | Karakteristik Boy & Toplam Kazık Boyu Tahini | Kestil Tipinin Belirlenmesi 1 | Kestil Tipinin Belirlenmesi 2 | Kestil Tesirleri Özet Tablosu | Kuvvet Diyagramları

Hesap Verileri	Simge	Değer	Birim
Kazık Çapı	D	0.5	m
Kazık Adedi	S	8	adet
Toplam Kazık Boyu	H	10.50	m
Kazık Zemin Üstündeki Boyu	H1	5.5	m
Kazık Zemin İçindeki Boyu	H2	5	m
Kazıklar Arasındaki Boşluk	A	0.3	m
Başlık Kiriş Genişliği	Hb	0.5	m
Başlık Kiriş Yüksekliği	Hy	0.5	m
Sürsaj Yükü	Q	1.5	t/m2
Zemin Birim Hacim Ağırlığı	$\gamma_z$	1.8	t/m3
Zemin İçsel Sürtünme Açısı	$\phi$	32	°
Zemin Kohezyon Değeri	c	3	t/m2
Zemin Yanal Yatak Katsayısı	Kh	14000	t/m3
Üst Zemin Yatay Açısı	$\beta$	0	°
Dolgu-Kazık Arası Sürt. Açısı	$\delta$	0	t/m3
Zemin Grubu (A, B, C, D)	B	8	
Deprem Bölgesi (1, 2, 3, 4)	4		
Etkin Yer İvme Katsayısı	A0	0.1	
Yapı Önem Katsayısı	I	1	
Yapı Davranış Katsayısı	Ra	1.5	
Beton Birim Hacim Ağırlığı	$\gamma_b$	2.5	t/m3

**Yatay Yatak Katsayısı Değişim Aralıkları (Bowles, 1989)**

	Kh(t/m3)
Sıkı kumlu çakıl	22.000 - 40.000
Orta sıkı kaba kum	15.700 - 30.000
Orta kum	11.000 - 28.000
İnce veya siltli ince kum	8.000 - 20.000
Katı kil (İslak)	6.000 - 22.000
Katı kil (Doygun)	3.000 - 11.000
Orta katı kil (İslak)	3.900 - 14.000
Orta katı kil (Doygun)	1.000 - 8.000
Yumuşak kil	200 - 4.000

**Malzeme Bilgisi**

**Elastisite Modülü**

Şekil 8.2: Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı veri girişi

### 8.2.1 Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı veri girişleri

Bu analizde programa girilmesi gereken veriler;

- Kazık çapı; imal edilecek her bir kazığın çapıdır
- Kazık adedi; imal edilecek toplam kazık sayısıdır.
- Toplam kazık boyu; imal edilecek her bir kazığın toplam boyudur.
- Kazık zemin üstündeki boyu; imal edilecek her bir kazığın, iksa çukuru açıldıktan sonra kazı kotunun üstünde kalan kazık boyudur.
- Kazık zemin içindeki boyu; imal edilecek her bir kazığın, iksa çukuru açıldıktan sonra kazı kotunun altında kalan kazık boyudur.
- Kazıklar arasındaki boşluk; imal edilecek kazıkların birbirleri ile arasında kalacak boşluk miktarıdır.
- Başlık kiriş genişliği; imal edilecek kazıkların baş kısımlarını birbirine bağlayacak olan kirişin genişliği.

- Başlık kiriş yüksekliği; imal edilecek kazıkların baş kısımlarını birbirine bağlayacak olan kirişin yüksekliği.
- Sürsaj yükü; iksa çukurunun arkasında kalan zemin üzerindeki bina vs. yükleri.
- Zemin birim hacim ağırlığı; zeminin birim hacimdeki ağırlığı.
- Zemin içsel sürtünme açısı; zeminin kayma dirençi açısı.
- Zemin kohezyon değeri; zeminin kaymaya karşı gösterdiği direnç değeri.
- Zemin yanal yatak katsayısı; Bowles,1989 tarafından önerilmiş, zeminin yanal yönde yataklanma gösterdiği katsayıdır.
- Üst zemin yatay açısı; iksa çukurunun arkasında kalan zeminin fore kazıklı duvar ile yatayda yaptığı açıdır.
- Dolgu-kazık arası sürtünme açısı; zemin ile betonarme ya da ahşap kazıkların arasında gelişen sürtünme açısı.
- Zemin grubu (A,B,C,D); deprem yönetmeliğindeki zemin grubu.
- Deprem bölgesi(1,2,3,4); Afet İşleri Başkanlığı'nda belirlenen Türkiye deprem bölgeleri.
- Etkin yer ivme katsayısı; Türkiye deprem bölgelerindeki etkin yer ivme katsayıları.
- Yapı önem katsayısı; binalar, okullar, hastaneler gibi farklı öneme sahip yapıların bina önem katsayısı.
- Yapı davranış katsayısı; deprem yönetmeliğindeki yapı davranış katsayısı.
- Beton birim hacim ağırlığı; imal edilecek kazıklarda kullanılacak betonun birim hacim ağırlığı.
- Beton elastisite modülü; imal edilecek kazıklarda kullanılacak betonun elastisite modülü.

### 8.2.2 Fore kazık istinat duvarı hesap programı basınç katsayıları

Programa veri girişleri yapıldıktan sonra bir sonraki ekranda basınç katsayıları hesaplanarak görüntülenmektedir. Şekil 8.3'te hesaplanan basınç katsayıları gösterilmektedir. Zemin içsel sürtünme açısı, yatay eşdeğer deprem katsayısı, düşey eşdeğer deprem katsayısı, etkin yer ivme katsayısı ve yapı önem katsayısına bağlı

olarak, aktif statik, aktif dinamik ve aktif toplam basınç katsayıları program tarafından hesaplanmaktadır.

Basınç Katsayıları	Simge	Değer
Yatay Eşdeğer Dep. Katsayısı	Ch	0.04
Düsey Eşdeğer Dep. Katsayısı	Cv	0.03
	λ1	2.23
	λ2	2.35
Aktif Toplam Basınç Katsayısı	Kat	0.34
Aktif Statik Basınç Katsayısı	Kas	0.31
Aktif Dinamik Basınç Katsayısı	Kad	0.03

$$K_{kat} = \frac{(1 \pm C_e) \cos^2(\varphi - \lambda - \alpha)}{\cos \lambda \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \lambda)} \times \frac{1}{\left[ 1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \lambda - i)}{\cos(\delta + \alpha + \lambda) \cos(i - \alpha)} \right]^2}$$

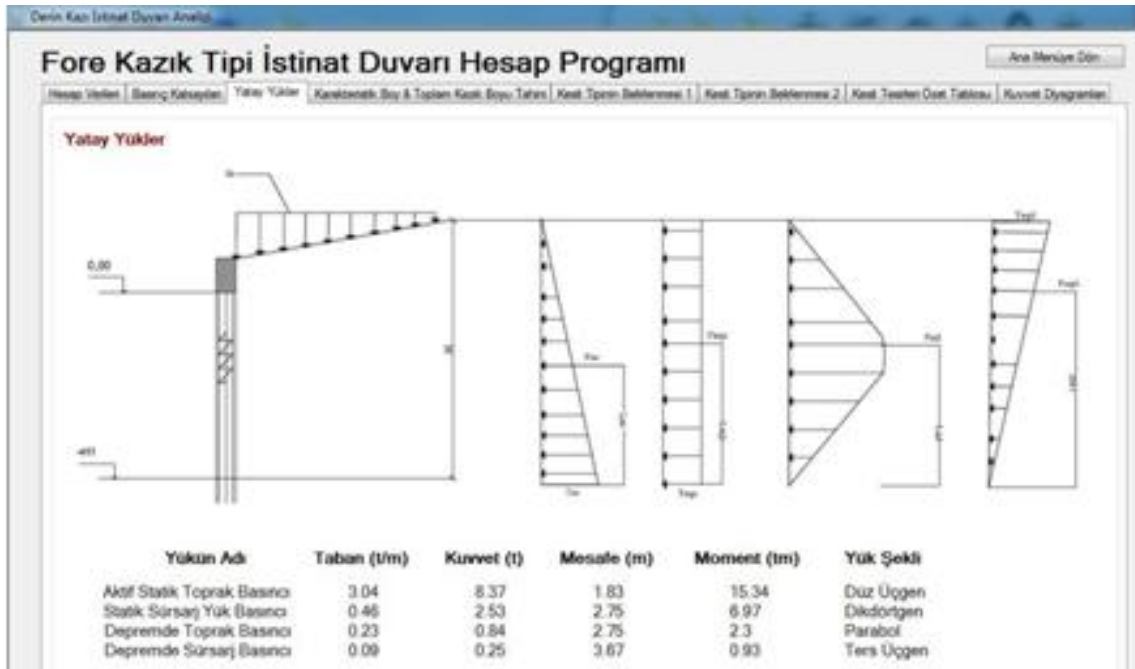
Şekil 8.3: Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı basınç katsayıları.

### 8.2.3 Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı yatay yükleri

İksa çukuru kazısı yapıldığı zaman, fore kazıklı istinat duvarına etkiyecek yükler aşağıdaki gibidir.

- Aktif statik toprak basıncı
- Statik sürşarj yük basıncı
- Depremde toprak basıncı
- Depremde sürşarj basıncı

Aşağıdaki şekil 8.4'te fore kazıklı istinat duvarına etkiyecek yükler gösterilmiştir.



Şekil 8.4: Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı yatay yükler.

#### 8.2.4 Fore kazık istinat duvarı hesap programı karakteristik boy ve toplam kazık boyu tayini

Programın bu bölümünde program, kazık çapı ve beton elastisite modülü girdileri ile; kazık atalet momenti, kazık eğilme rijitliği, karakteristik boy ve gerekli min. kazık boyu hesabını yapar ve kullanıcı tarafından girilen kazık boyu ile karşılaştırmasını yapar. Gerekli min. kazık boyu, kullanıcı tarafından girilen kazık boyundan küçük ve eşit ise, kazık boyu tayini doğrudur veya; gerekli min. kazık boyu, kullanıcı tarafından girilen kazık boyundan büyükse, kazık boyu tayini yanlışır analizini yapar.

Aşağıda Şekil 8.5'te fore kazıklı istinat duvarı hesap programı karakteristik boy ve toplam kazık boyu tayini gösterilmiştir.

**Fore Kazık Tipi İstinat Duvarı Hesap Programı**

Ana Menüye Dön

Hesap Verileri | Basınç Katsayıları | Yatay Yükler | Karakteristik Boy & Toplam Kazık Boyu Tahmini | Kesit Tipinin Belirlenmesi 1 | Kesit Tipinin Belirlenmesi 2 | Kesit Tesirleri Özet Tablosu | Kuvvet Diyagramları

**Karakteristik Boy ve Toplam Kazık Boyu Tahini**

	Simge	Değer	Birim
Kazık Çapı	D	0.5	m
Beton Elastisite Modülü	E	3180000	σ/m <sup>2</sup>
Kazık Azalet Momenti	I	0.003	m <sup>4</sup>
Kazık Eğilme Rijitliği	EI	9756.12	tm <sup>2</sup>
Karakteristik Boy	l <sub>0</sub>	1.54	
Gerekli Min. Kazık Boyu		10.33	
Seçilen Toplam Kazık Boyu		10.5	

H<sub>kazık</sub> > H<sub>min</sub> => Derinlik Uygundur.

**Şekil 8.5:** Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı karakteristik boy ve toplam kazık boyu tayini.

### 8.2.5 Fore kazık istinat duvarı hesap programı kesit tesirleri ve kuvvet diyagramları

Programda yapılan fore kazık istinat duvarı analizi, sabit yatak katsayılı elastik zemin üzerindeki kirişe ait katsayılarla çözümü yapılmıştır. Aşağıdaki şekillerde kazı kotu kesit değerleri, deprensiz durumda kazıkta kesit tesirleri, deprem yükleri altında kazıkta kesit tesirleri ile, kesit tesirleri özet tablosu verilmiş ve bu kesit tesirleri özet tablosu kuvvet diyagramları şeklinde gösterilmiştir.

**Fore Kazık Tipi İstinat Duvarı Hesap Programı**

Ana Menüye Dön

Hesap Verileri | Basınç Katsayıları | Yatay Yükler | Karakteristik Boy & Toplam Kazık Boyu Tahmini | Kesit Tipinin Belirlenmesi 1 | Kesit Tipinin Belirlenmesi 2 | Kesit Tesirleri Özet Tablosu | Kuvvet Diyagramları

Sabit Yatak Katsayılı Elastik Zemin Üzerindeki Kirişe Ait Katsayılarla Çözüm Yapılmıştır.

**Kazı Kotu Kesit Değerleri**

Sabit Yatak Katsayılı Elastik Zemin Üzerindeki Kirişe Ait Katsayılar

X / L <sub>0</sub>	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
avp	0.5000	0.2661	0.0994	0.0079	-0.0282	-0.0329	-0.0246
atp	-0.5000	-0.4115	-0.2542	-0.1192	-0.0334	0.0083	0.0211
avm	0.0000	-0.2908	-0.3096	-0.2226	-0.1231	-0.0491	-0.0070
avp	-1.0000	-0.2415	0.1108	0.2068	0.1794	0.1149	0.0563
avm	0.5000	0.1207	-0.0654	-0.1034	-0.0897	-0.0574	-0.0282
atm	-1.0000	-0.5323	-0.1988	-0.0158	0.0563	0.0658	0.0493
avm	-1.0000	-0.8231	-0.5083	-0.2384	-0.0667	0.0166	0.0423
avm	0.0000	0.5816	0.6191	0.4451	0.2461	0.0983	0.0141

**Deprensiz Durumda Kazıkta Kesit Tesirleri**

Karakteristik Boy l<sub>0</sub> 1.54  
 Σ Statik Basınç Kuvvet Po 8.72 t/kazık  
 Σ Statik Moment Mo 17.85 tm/kazık

X / L <sub>0</sub>	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
Kesit Kotu	-5.5	-6.27	-7.04	-7.8	-8.57	-9.34	-10.11
Po/L <sub>0</sub> avp	0	-38964.62	-41483.66	-29826.43	-16494.31	-8578.96	-937.94
Mo'avm	-178455.75	-146886.93	-90709.06	-42543.85	-11903	2962.37	7548.68
Σ M (tm)	-178455.75	-185851.95	-132192.72	-72370.28	-28397.31	-3616.59	6610.74
Po'avp	-87199.97	-21058.79	9661.76	18032.95	15643.67	10019.28	4909.36
Mo'avm/L <sub>0</sub>	0	67545.31	71900.45	51692.6	28581.33	11416.27	1637.53
Σ V (t)	-87199.97	46496.52	81562.21	69725.55	44225	21435.55	6546.89

**Şekil 8.6:** Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı kazı kotu kesit değerleri ve deprensiz durumda kazıkta kesit tesirleri.

Aşağıdaki Şekil 8.7’de fore kazıklı istinat duvarı hesap programı deprem yükleri altındaki kazıktaki kesit tesirleri verilmiştir.

**Fore Kazık Tipi İstinat Duvarı Hesap Programı**

Deprem Yükleri Altında Kazıklı Kesit Tesirleri

Karakteristik Boy  $l_0$  1.54  
 Σ Dinamik Basınç Kuvveti  $P_{od}$  0.87 t/kazık  
 Σ Dinamik Moment  $M_{od}$  2.58 t/m/kazık

X/L <sub>0</sub>	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
Kesit No	0-5	0-27	-704	-7.8	-8.57	-8.34	-10.11
Pa'lar (t)	0	-2094.46	-4148.37	-2092.64	-1649.63	-817.9	-81.79
Ma'lar (t)	-20938.91	-21268	-13110.52	-4160	-1721.46	438.83	1092.98
Σ Pa (t)	-20938.91	-21164.46	-17262.29	-9142.64	-3372.89	-228.97	899.2
Pa'lar (t)	0	2100.88	866.18	1803.2	3984.37	1004.83	490.94
Ma'lar (t)	0	3790	10410.89	3434.96	4138.39	1652.98	227.1
Σ Pa (t)	0	8790	11276.77	6207.96	5702.71	2654.91	728.04

Şekil 8.7: Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı deprem yükleri altında kazıktaki kesit tesirleri.

Aşağıdaki Şekil 8.8’de ise, fore kazıklı istinat duvarı hesap programı kesit tesirleri özet tablosu verilmiştir.

**Fore Kazık Tipi İstinat Duvarı Hesap Programı**

Kesit Tesirleri Özet Tablosu

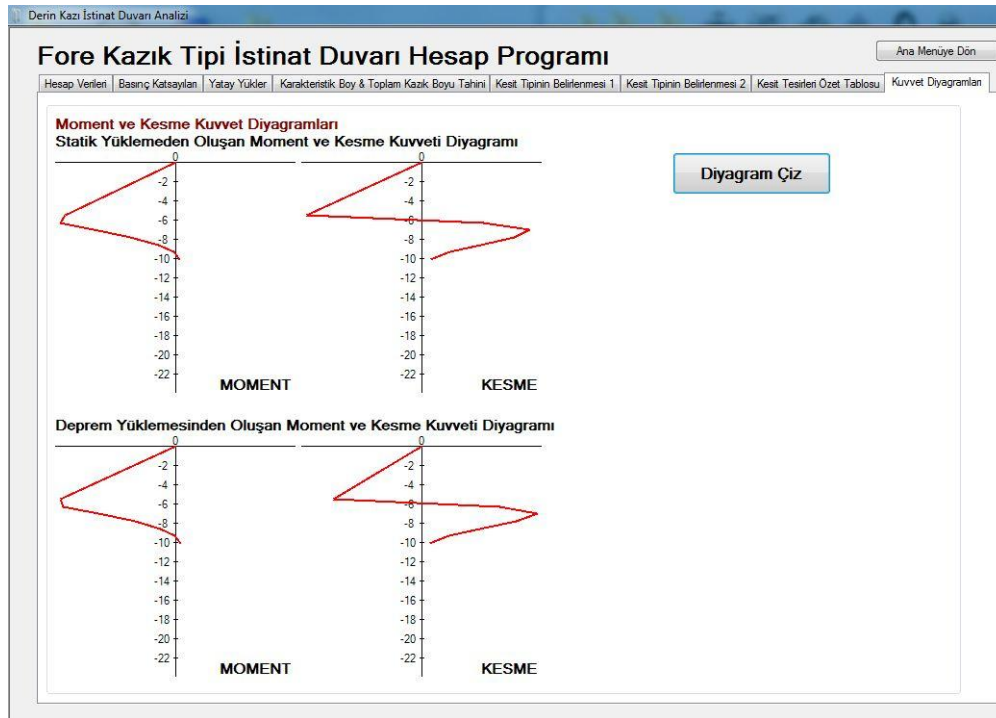
Derinlik	KESME		MOMENT	
	V <sub>sta</sub> (t)	V <sub>dn</sub> (t)	M <sub>sta</sub> (t)	M <sub>dn</sub> (t)
0	0	0	0	0
-5.5	-47199.97	-8720	-178495.75	-26838.91
-6.27	-46481.52	7674.12	-185851.85	-25164.46
-7.04	81962.21	11376.77	-132192.72	-17262.29
-7.8	68725.55	5287.96	-72370.28	-9142.64
-8.57	44225	5702.71	-28397.31	-3372.89
-9.34	21435.55	2654.91	-3616.59	-228.97
-10.11	6948.89	728.04	6613.74	899.2

**Kazığa Gelen Max. Kuvvetler**

Simgesi	Değer	Birim
Depremli Durum		
Max Kesme Kuvveti	V <sub>sta</sub>	-87199.97 t
Max Moment	M <sub>sta</sub>	-185851.85 t/m
Depremli Durum		
Max Kesme Kuvveti	V <sub>dn</sub>	11376.77 t
Max Moment	M <sub>dn</sub>	-25838.91 t/m

Şekil 8.8: Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı kesit tesirleri özet tablosu.

Aşağıdaki şekil 8.9’da fore kazıklı istinat duvarı hesap programı moment ve kesme kuvveti diyagramları verilmiştir.



**Şekil 8.9:** Fore kazıklı istinat duvarı hesap programı moment ve kesme kuvveti diyagramları.

### 8.3 Ankrajlı İstinat Duvarı Hesap Programı (Kil Zemin)

Kazı derinliği arttıkça, imal edilmesi gereken fore kazık derinliği de artmaktadır. Bu da maliyeti büyük bir miktarda arttırmaktadır. Bu gibi durumlarda, iksa çukuru açılırken, bu çukuru stabil durumda tutmak için ankrajlı istinat duvarlarından yararlanılarak iksa ve derin kazı çözümü yapılır.

Ankrajlı istinat duvarı hesap programında Bölüm 3’de bahsedilen yanal toprak basınçları kil zemin;

-Terzaghi-Peck

-Tschebotarioff

önerdiği yanal toprak basınç diyagramları kullanılmaktadır.

Ankrajlı istinat duvar hesap programı üç kısımdan oluşmaktadır.

- Veri girişi
- Sistemdeki ankrajları taşıma kapasitesi
- Blok göçme analizi

Programın veri girişi kısmına;

- Zemin doğal birim hacim ağırlığı
- Kazı derinliği
- Zemin efektif içsel sürtünme açısı
- Efektif kohezyon
- Zemin kayma direnci
- Ankraj çapı
- Aktif ankraj uzunluğu
- Ankraj açısı
- Düşey ankraj sayısı
- İlk ankrajın yüzeye olan uzaklığı
- Ankrajlar arası düşey mesafe
- Güvenlik katsayısı

değerleri girilir. (Şekil 8.10)

**Ankrajlı İstinat Duvarı Hesap Programı ( Kil Zemin )** Ana Menü Dön

Veri Girişi | Sistemdeki Ankrajların Taşıma Kapasitesi | Blok Göçme Analizi

Tanım	Simge	Değer	Birim
Zemin Doğal Birim Hacim Ağırlığı	$\gamma_s$	20	kN/m <sup>3</sup>
Kazı Derinliği	H	10	m
Zemin Efektif İçsel Sürtünme Açısı	$\phi'$	30	°
Efektif Kohezyon	c'	10	kPa
Zemin Kayma Direnci	$\sigma_u$	25	kPa
Ankraj Çapı	D	0.15	m
Aktif Ankraj Uzunluğu	L	3	m
Ankraj Açısı	$\alpha$	15	°
Düşey Ankraj Sayısı	N	4	-
İlk ankrajın Yüzeye Uzaklığı	$a_0$	4	m
Ankrajlar Arası Düşey Mesafe	$a_n$	3	m
Güvenlik Katsayısı	GS	1.5	-

**Kum Zemin Analizi** Analiz Türü: Terazli Peck

Tanım	Simge	Değer	Birim
Aktif Toprak Basıncı	$P_a$	0	kPa
Aktif Toprak Basıncı Bileşkesi	$P_{at}$	0	kN/m

Terazli-Peck tarafından önerilen  
Toprak Basıncı Dağılımları

**KIL**  
 $P_a = 0.2 \times \gamma \times x \times H - 0.4 \times c' \times x \times H$   
 $P_a = 0.3 \times \gamma \times x \times H$

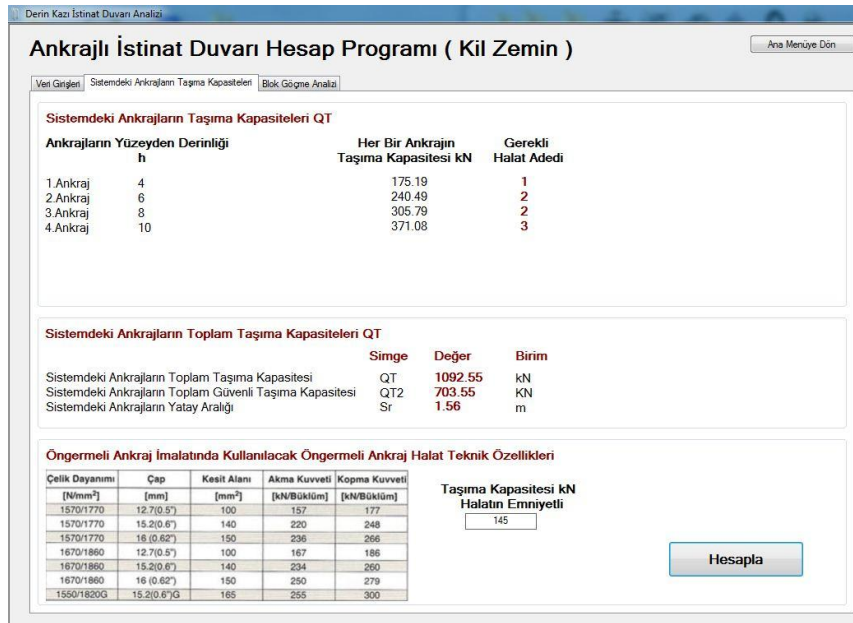
Tachebotanoff tarafından önerilen  
Toprak Basıncı Dağılımları

**KIL**  
 $P_a = 0.2 \times \gamma \times x \times H$   
 $P_a = 0.3 \times \gamma \times x \times H$

Şekil 8.10: Ankrajlı istinat duvarı hesap programı (kil zemin) veri girişi.



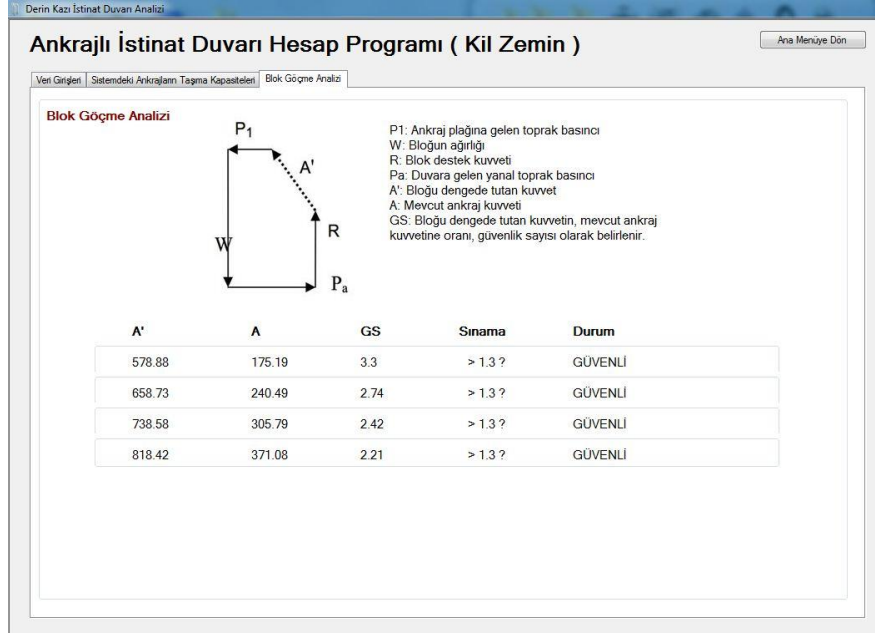
Ankrajlı istinat duvarı hesap programına veriler girildikten sonra, kullanıcının belirlediği düşey ankrajların her birinin taşıma gücü program tarafından hesap edilir. Aşağıda Şekil 8.11’de sistemdeki her bir ankrajın taşıma gücü analizi gösterilmiştir.



Şekil 8.11: Ankrajlı istinat duvarı hesap programı (kil zemin) sistemdeki ankrajların taşıma gücü analizi.

Sistemdeki ankrajların taşıma gücü hesaplarından her bir ankrajın taşıma gücü, sistemdeki ankrajların toplam taşıma gücü, sistemdeki ankrajların yatay aralıkları ve her bir ankrajın öngermeli kuvveti tayini yapılır. Ankrajlarda kullanılacak tendon (ankraj çubuğu) malzemesinin kopma kuvvetlerine göre bir tendon seçimi yapılır. Bu tendon seçimi sonrası sistemdeki her bir ankraja kaç adet öngermeli halat gerektiği hesaplanır.

Son olarak, sistemdeki ankrajların desteklediği zemin bloğunun, blok göçme analizi yapılır. Burada güvenlik katsayısı 1.3 kat daha artırılarak, iksa çukurunun daha güvenli hale getirilmesi sağlanır. Aşağıda Şekil 8.12’de blok göçme analizi gösterilmektedir.



Şekil 8.12: Ankrajlı istinat duvarı hesap programı (kil zemin) blok göçme analizi

#### 8.4 Ankrajlı İstinat Duvarı Hesap Programı (Kum Zemin)

Bölüm 8.3' te bahsedilen yanal toprak basınç diyagramları kullanılmaktadır.

Ankrajlı istinat duvar hesap programı üç ama kısımdan oluşmaktadır.

- Veri girişi
- Sistemdeki ankrajları taşıma kapasitesi
- Blok göçme analizi

Programın veri girişi kısmına;

- Zemin doğal birim hacim ağırlığı
- Kazı derinliği
- Zemin efektif içsel sürtünme açısı
- Efektif kohezyon
- Zemin kayma direnci
- Ankraj çapı

- Aktif ankraj uzunluğu
- Ankraj açısı
- Düşey ankraj sayısı
- İlk ankrajın yüzeye olan uzaklığı
- Ankrajlar arası düşey mesafe
- Güvenlik katsayısı

değerleri girilir (Şekil 8.13).

**Ankrajlı İstinat Duvarı Hesap Programı ( Kum Zemin )**

View: Gözetim | Standartlı Ankrajlar: Taşınabilir Kapasite | Blok Gözetim Analizi

Tanım	Simge	Değer	Birim
Zemin Doğal Birim Hacim Ağırlığı	$\gamma_n$	20	kN/m <sup>3</sup>
Kazı Derinliği	H	10	m
Zemin Elektif İçsel Sürtünme Açısı	$\phi'$	30	°
Elektif Kohzyon	$c'$	10	kPa
Zemin Kayma Direnci	$c_u$	75	kPa
Ankraj Çapı	$\phi$	0.15	m
Aktif Ankraj Uzunluğu	L	8	m
Ankraj Açısı	$\alpha$	15	°
Düşey Ankraj Sayısı	N	4	-
İlk ankrajın Yüzeye Uzaklığı	$a_0$	4	m
Ankrajlar Arası Düşey Mesafe	$a_n$	2	m
Güvenlik Katsayısı	GS	1.5	-

**Kum Zemin Analizi**      Analiz Türü:

	Simge	Değer	Birim
Aktif Toprak Basıncı	$P_a$	43.33	kPa
Aktif Toprak Basıncı Bileşkesi	$P_{at}$	433.33	kN/m

Terzaghi-Peck tarafından önerilen  
Toprak Basıncı Değerimleri

**KUM**  
 $P_a = 0.65 \times \gamma \times H \times K_a$   
 $K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$

Tchebotarioff tarafından önerilen  
Toprak Basıncı Değerimleri

**KUM**  
 $P_a = 0.25 \times \gamma$

**Şekil 8.13:** Ankrajlı istinat duvarı hesap programı (kum zemin) veri girişi.

Ankrajlı istinat duvarı hesap programına veriler girildikten sonra, kullanıcının belirlediği düşey ankrajların her birinin taşıma gücü program tarafından hesap edilir. Aşağıda Şekil 8.14’da sistemdeki her bir ankrajın taşıma gücü analizi gösterilmiştir.

Derin Kazı İstinat Duvarı Analizi

### Ankrajlı İstinat Duvarı Hesap Programı ( Kum Zemin )

Ana Menüye Dön

Veri Girişleri | Sistemdeki Ankrajların Taşıma Kapasiteleri | Blok Göçme Analizi

#### Sistemdeki Ankrajların Taşıma Kapasiteleri QT

Ankrajların YüzeYden Derinliği	h	n	Her Bir Ankrajın Taşıma Kapasitesi kN	Gerekli Halat Adedi
1. Ankraj	4	130	600.44	4
2. Ankraj	6	140	646.63	4
3. Ankraj	8	250	1154.7	8
4. Ankraj	10	400	1847.52	13

n: 30kN/m - 1000kN/m arası değişen katsayı  
Kum ve çakıl: n= 400kN/m - 600kN/m  
İnce kum ve orta çakıl n= 130 - 165kN/m

#### Sistemdeki Ankrajların Toplam Taşıma Kapasiteleri QT

	Simge	Değer	Birim
Sistemdeki Ankrajların Toplam Güvenli Taşıma Kapasitesi	QT	4249.3	kN
Sistemdeki Ankrajların Yatay Aralığı	QT2	2736.34	KN
	Sr	6.31	m

#### Öngermeli Ankraj İmalatında Kullanılacak Öngermeli Ankraj Halat Teknik Özellikleri

Çelik Dayanımı	Çap	Kesit Alanı	Akma Kuvveti	Kopma Kuvveti
[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[kN/Büküm]	[kN/Büküm]
1570/1770	12.7(0.5)	100	157	177
1570/1770	15.2(0.6)	140	220	248
1570/1770	18.(0.62)	150	236	266
1670/1860	12.7(0.5)	100	167	186
1670/1860	15.2(0.6)	140	234	260
1670/1860	18.(0.62)	150	250	279
1550/1820G	15.2(0.6)G	165	255	300

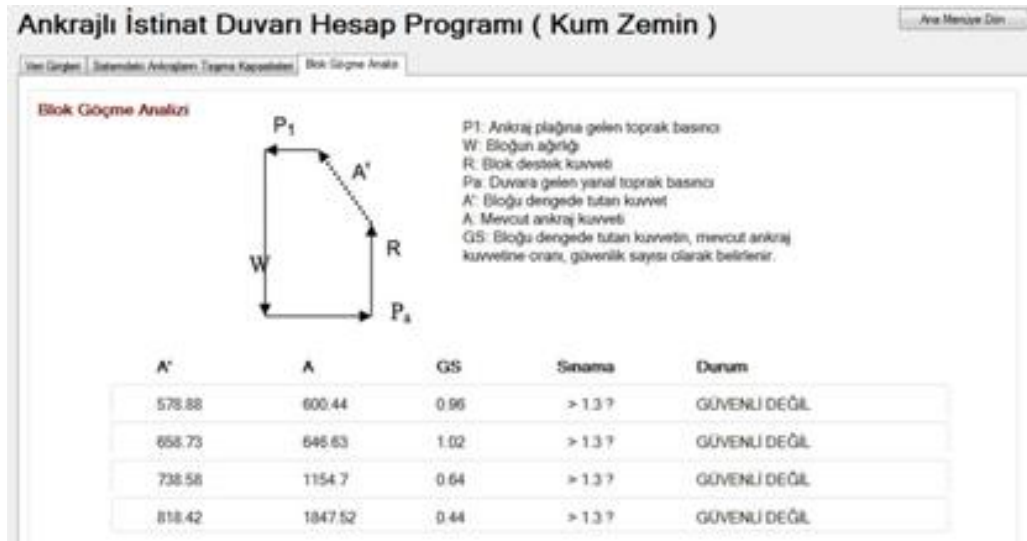
Taşıma Kapasitesi kN  
Halatın Emniyetli

145

Hesapla

Şekil 8.14: Ankrajlı istinat duvarı hesap programı (kum zemin) sistemdeki ankrajların taşıma gücü analizi.

Sistemdeki ankrajların taşıma gücü hesaplarından her bir ankrajın taşıma gücü, sistemdeki ankrajların toplam taşıma gücü, sistemdeki ankrajların yatay aralıkları ve her bir ankrajın öngörme kuvveti tayini yapılır. Ankrajlarda kullanılacak tendon (ankraj çubuğu) malzemesinin kopma kuvvetlerine göre bir tendon seçimi yapılır. Bu tendon seçimi sonrası sistemdeki her bir ankraja kaç adet öngermeli halat gerektiği hesaplanır. Son olarak, sistemdeki ankrajların desteklediği zemin bloğunun, blok göçme analizi yapılır. Burada güvenlik katsayısı 1.3 kat daha artırılarak, iksa çukurunun daha güvenli hale getirilmesi sağlanır. Aşağıda Şekil 8.15'de blok göçme analizi gösterilmektedir.



**Şekil 8.15:** Ankrajlı istinat duvarı hesap programı (kum zemin) blok göçme analizi

### 8.5 Derin Kazı İstinat Duvarı Analizi Program Sonuçları ile Sonlu Elemanlar Metodu ile Çalışan SE Program Sonuçları Karşılaştırılması

Örnek zemin modeli oluşturulan bir iksa çukurunun, fore kazıklı istinat duvarı analizi ile ve SE sonlu elemanlar programı ile analizleri karşılaştırılmıştır. Örnek zemin modelinin geoteknik ve mekanik özellikleri aşağıda Çizelge 8.1'deki gibidir.

**Çizelge 8.1:** Örnek zemin modelinin geoteknik ve mekanik özellikleri.

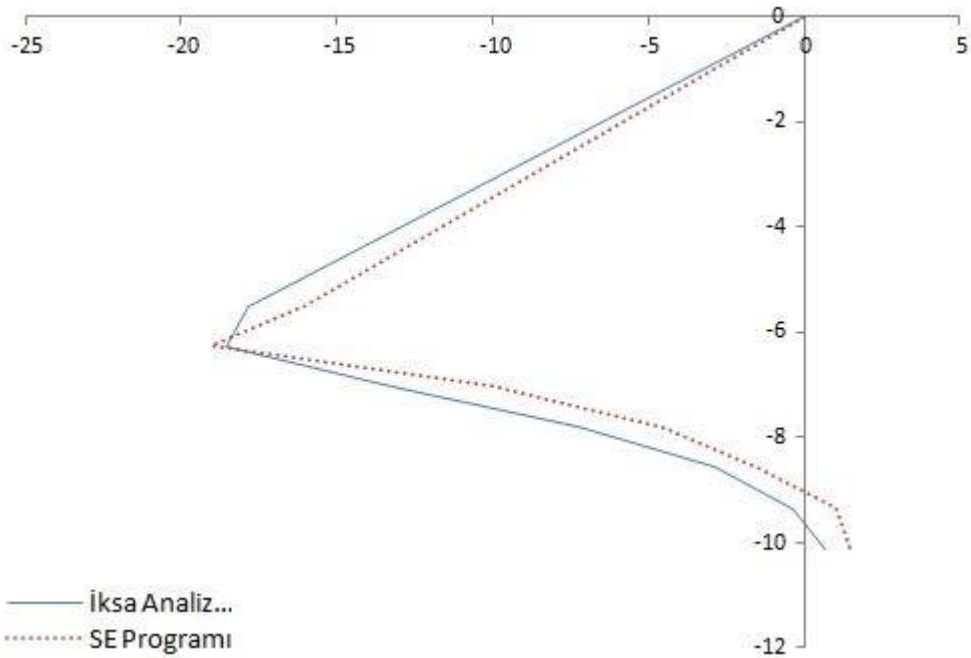
Zemin birim hacim ağırlığı ( $t/m^3$ )	1.80
Zemin içsel sürtünme açısı ( $^{\circ}$ )	32
Zemin kohezyon değeri ( $t/m^2$ )	3
Zemin elastisite modülü ( $t/m^2$ )	5000
Zemin poisson oranı	0.40
Sürşarj yükü ( $t/m^2$ )	1.50
Zemin yanal yatak katsayısı ( $t/m^3$ )	14000

Zemin modeli derin kazı analizinde bulunan maksimum moment ve maksimum kesme kuvveti değerleri aşağıda Çizelge 8.2'de verilmiştir.

**Çizelge 8.2:** Zemin modeli derin kazı analizinde bulunan maksimum moment ve maksimum kesme kuvveti değerleri

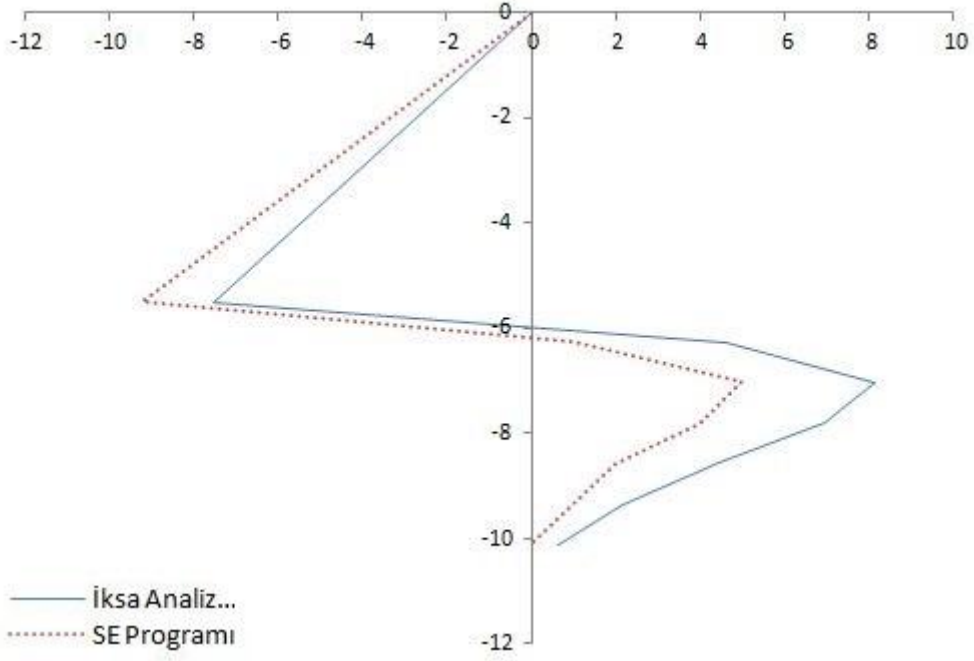
Program:	Derin Kazı ve İksa Analiz	SE Programı
Maksimum Moment (tm)	-18.56	-19.00
Maksimum Kesme Kuvveti (t)	8.71	9.20

Zemin modeli derin kazı analizinde bulunan moment grafiği karşılaştırılması aşağıdaki Şekil 8.16'da verilmiştir.



**Şekil 8.16:** Zemin modeli derin kazı analizinde bulunan moment grafiği karşılaştırılması

Moment karşılaştırma diyagramında görüldüğü gibi, iksa analiz programı max. moment değeri yaklaşımı ile profesyonel SE programı max. moment yaklaşımı birbirine çok yakın değerlerdir. TS 500, Şubat 2000 no'lu Türk Standartları'ndan yararlanılarak hazırlanan iksa analiz programı doğru sonuçlar vermektedir. Zemin modeli derin kazı analizinde bulunan kesme kuvveti grafiği karşılaştırılması aşağıdaki Şekil 8.17'da verilmiştir.



**Şekil 8.17:** Zemin modeli derin kazı analizinde bulunan kesme kuvveti grafiği karşılaştırılması

Kesme kuvveti karşılaştırma diyagramında görüldüğü gibi, iksa analiz programı max. moment değeri yaklaşımı ile profesyonel SE programı max. moment yaklaşımı birbirine yakın değerlerdir. TS 500, Şubat 2000 no'lu Türk Standartları'ndan yararlanılarak hazırlanan iksa analiz programı doğru sonuçlar vermektedir.

## 9. SONUÇ VE ÖNERİLER

Derin bir kazının yapılmasında zemin çoğu kez kendini yeterli süre tutabilir özelliğe sahip olmamaktadır. Bu durumda çeşitli yöntemlere başvurarak kazı alanında güvenliği sağlamak amacıyla kazının desteklenmesi gerekmektedir. Fore kazıklı istinat duvarı ve ankrajlı istinat duvarları bunlarda bazılarıdır.

Bu çalışmada derin kazılarda fore kazıklı ve ankrajlı iksa yöntemleri incelenerek, önce nümerik olarak analiz edilmiş, sonra bu analizi çok daha hızlı ve çok daha az hata payı ile yapmak için bir program geliştirilmiştir.

Fore kazıklı istinat duvarı analizinde, analiz sonucu duvara gelen maksimum kesme kuvveti ve maksimum moment değerleri saptanmıştır. Ayrıca, duvarda oluşan moment ve kesme kuvveti değerleri diyagramlarla gösterilmiştir.

Ankrajlı iksa analizinde ise, sistemdeki her bir ankraja gelen kuvvet tayin edilmiştir. Bununla beraber sistemdeki ankrajların toplam taşıma gücü bulunmuş ve bu taşıma gücü için gerekli olan tendon (ankraj çubuğu) hesabı yapılmıştır. Her bir ankraj için kaç adet ve hangi tür öngermeli halat seçilmesi gerektiği saptanmıştır. Sonrasında ise, ankrajlı zemin modelinin, blok göçme analizi yaparak, sistemin dengede olup olmadığı tayin edilmiştir. Blok göçme analizi, ankrajlı iksa çukuru modelini 1.3 kat daha da güvenli hale getirmiştir.

Fore kazıklı istinat duvarı analizi ve sonlu elemanlar metodu ile yazılmış Retain Pro yazılımı ile ortak bir zemin modeli oluşturulmuş. Bu zemin modeli her iki programda analiz edilmiştir. Kesme kuvveti diyagramları ve moment diyagramları çizilmiştir. Örnek zemin modeli için; fore kazık tipi perde duvarda oluşan maksimum moment ve maksimum kesme kuvveti değerleri bu iki programda birbirine yakın olduğu gözlemlenmiştir.

Uygulamalarda, göçmeye karşı güvenlik sayıları, duvarda oluşan kesme kuvveti ve moment değerleri sonuçlarına göre göz önünde bulundurularak, fore kazık istinat



duvarı ya da ankrajlı destek sistemlerinden birinin veya her ikisinin de arazi ve yakın çevresinin durumuna göre seçilmesi gerekmektedir.

## KAYNAKLAR DİZİNİ

- [1] *Önalp A. vd., 2000. Geoteknik Bilgisi III Bina Temelleri*
- [2] *Nalçakan M.S., vd., 2002. İksa ve Derin Temel Sistemlerin Sayısal Analizi*
- [3] *Turner J.P., vd., 2005. Lessons Learned From Anchored Slide Stabilization*
- [4] *Yeşil B., 2011 Geoteknik Mühendisliği'nde Bilgisayar Destekli Tasarım*
- [5] *Hall, G.J., 1995. Analysis of Deep Excavations.*
- [6] *Alkaya D. vd., 2010. Excel VBA ile Ankrajlı ve Ankrajsız İksa Yapısı Tasarımı.*
- [7] *Arslan, B. Öztoprak, S., 2005. Derin Kazılarda Çok Sıra Ankrajlı İksa Sistemleri ile Ankastre Fore Kazık İksa Sistemlerinin Tasarımı ve Maliyet Karşılaştırması, II. Mühendislik Bilimleri Genç Araştırmacılar Kongresi, s. 429-440.*
- [8] *TS 7994 / Şubat 1990; Zemin Dayanma Yapıları Sınıflandırma – Özellikleri ve Projelendirme Esasları*
- [9] *Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 12.4. Depremde Toprak Basıncı ve Zemin Dayanma (İstinat) Yapıları*
- [10] *TS 500 / Şubat 2000; Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları*
- [11] *Zekai CELEP – Nahit KUMBASAR; BETONARME YAPILAR, İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi*
- [12] *İ.M.O. İzmir Şubesi Yayınları; Dayanma Duvarları*
- [13] *Kemal ÖZDEN – İlhan EREN – Turgut ÖZTÜRK – Antonio TRUPIA Betonarme İstinat Duvarları ve Perdeleri – İTÜ Yapı Anabilim Dalı*
- [14] *Prof. Dr. Mustafa Düzgün Depreme Dayanıklı Betonarme İstinat Duvarlarının Tasarımı Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi – 2001*
- [15] *Özaydın, K., 2005. Zemin Mekaniği, Birsen Yayınevi, İstanbul.*
- [16] *Copper, P.L. Cassie W.F., 1984. İnşaat Mühendisliğinde Zemin Mekaniği, Çağlayan Kitapevi, İstanbul.*
- [17] *Coduto, D.P., 2001. Foundation Design Principles and Practices, Pearson Company.*

- [18] Tomlinson, M.J., 2001. *Foundation Design and Construction*, Pearson Prentice Hall, Edinburgh.
- [19] Yıldırım, S., 2004. *Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı*, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- [20] Kumbasar, V. Kip, F., 1992. *Zemin Mekaniği Problemleri*, Çağlayan Kitapevi, İstanbul.
- [21] Mingfei, L. Nakamura, A., 2008. *Application of FEM Analysis to Braced Excavation*,
- [22] *Tsinghua Science and Technology*, 13, pp40-45.
- [23] Milligan, G.W.E., St John, H.D. O'Rourke, T. D., 2008. *Retaining Structures*, *Géotechnique*, 58, pp 377-383.
- [24] BS- 8081, 1989. *British Standard Code of Practice for Ground Anchorages*, British Standards Institution, London.
- [25] Tschebotarioff, G.P., 1951. *Foundations, Retaining and Earth Structures*, McGraw-Hill, New York.
- [26] Bowles, J.E., 1990. *Foundation Engineerin and Design*, John Wiley and Sons, New York.
- [27] Terzaghi, K. Peck, R.B., 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley and Sons, New York.
- [28] Ergün, M. U., 2008. *Deep Excavation*, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 13, pp 2-32.
- [29] Tan, Y. Paikowsky, S.G., 2008. *Performance of Sheet Pile Wall in Peat*, *American Society of Civil Engineering*, 134, pp 445-458.
- [30] Sabatini, P.J. Pass, D.G. Bachus, R.C., 1999. *Ground Anchors and Anchored Systems*, *Geotechnical Engineering Circular*, Washington.
- [31] Johnson, L. M. Turner, J. P., 2003. *Performance of Permenant Ground Anchores for Landslide Stabilization*, Department of Civil and Architectural Engineering University of Wyonming.
- [32] Tunç, A., 2002. *Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları*, Atlas Yayınevi, İstanbul.
- [33] Tung, G. Kung, C., 2009. *Comparision of Excavation- induced Wall Deflection Using top-down and bottom-up Construction Methods in Taipei Silty Clay*, *Cumputer and Geotechnics*, 36, pp 117-140.

- [34] Georgidas, M. Anagnostopoulos, C., 1999. *Displacemet of Structures Adjacent to Cantilever Sheet Pile Walls, Soils and Foundations*, 39, pp 109-104
- [35] Cundall, P. A., 2001. *A Discontinuous Future for Numerical Modelling in Geomechanics?*, *Proceedings of The Institution of Civil Engineer*, 49, pp 41-47.
- [36] Carrubba, P. Colanna, P., 2000. *A Comparison of Numerical Methods for Multi-tied Walls, Computer and Geotechnics*, 36, pp 373-385.
- [37] Tefera, T.H. Nordal, S. Grande, L. Sandven, R.Emdal A.,2006. *Ground Settlement and Wall Deformation From a Large Scale Model Test on a Single Struttred Sheet Pile Wall in Sand.*
- [38] İsmail, K.M.H., 2007. *Analysis of Prestressed Anchor Tie- Back Diaphragm Wall of El- Sebak Tower, El- Guedida.*
- [39] Szavits, A. Kovacevic, M.S., 1994. *Modelling of an Anchored Diaphragm Wall, Zagreb.*
- [40] Arslan B. Ve Öztoprak S. 2005. *Derin Kazılarda Çok Sıra Ankrajlı İksa Sistemleri ile Ankastre Fore Kazık İksa Sistemlerinin Tasarımı ve Maliyet Karşılaştırması.*
- [41] Afet Yönetmeliği, 2007. *Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkındaki yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, sayı. 26582, Ankara.*
- [42] Alaner, U. ve Mermer Y.E., 2009. *İnceleme alanı zemin etüt raporu, 81 sayfa, İstanbul.*
- [43] Alkaya, D. ve Çobanoğlu, İ., 2007. *Toprakarme (donatılı zemin) yapılar, Denizli İMO Bülten - İnceleme Araştırma, sayı. 54, Denizli.*
- [44] Alkaya, D. and Yeşil, B., 2010. *Reinforced earth construction and desing with spreadsheet, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onüçüncü Ulusal Kongresi, 30 Eylül - 1 Ekim 2010, İstanbul Kültür Üniversitesi, İstanbul.*
- [45] Alkaya, D. ve Yeşil, B., 2011. *Yüksek modüllü kolonların (jetgrouting yöntemi) hesabı, İnönü Üniversitesi Akademik Bilişim, Malatya.*
- [46] Andrus, R.D. ve Stokoe, K.H.II., 1997. *Liquefaction resistance based on shear wave velocity, Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 89-128.*
- [47] Andrus, R.D. ve Stokoe, K.H.II., 2000. *Liquefaction resistance of soils from shear wave velocity, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126 (11):1015-1025.*

- [48] *Ansal, A.M. ve Güneş, M., 1987. Konsolidasyon özelliklerinin istatistiksel bir değerlendirmesi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği İkinci Ulusal Kongresi, sayfa 15-29, İstanbul.*
- [49] *Apaydın, B.S., 2003. Derin kazılar ve destekleme sistemleri, Yüksek Lisans Tezi, Anadolu Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir.*
- [50] *Aytekin, M., 2004. Deneysel zemin mekaniği, 2. Baskı, Teknik yayınevi, Ankara.*
- [51] *Berilgen, M. ve Özyayın, K., 1996. İnşa adımlarının ankrajlı perde mekaniğine etkisinin model deneylerle araştırılması, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 6. Ulusal Kongresi, Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir*
- [52] *Bowles, J.E., 1996. Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill Book Co. Inc., Newyork*
- [53] *Bowles, J.E., 1988. Foundation analysis and design, 4th edition, McGraw-Hill Book Co. Inc., Newyork*
- [54] *Bouckovolas, G. and Dakoulas, P., 2007. Liquefaction performance of shallow foundations in presence of a soil crust, 4th International Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Invited Lectures. 245-276.*
- [55] *Bowles, J.E., 1988. Foundation analysis and design, McGraw Hill 4th Edition, Singapore.*

Ankrajlı ve Ankrajsız Derin Kazı İksa Sistemlerinin Sayısal Yöntemler İle Analizi

Gökçe Altun

EKLER

EK-1 Derin Kazı İstinat Duvarı Analizi Programı

Danışman: Yrd. Doç. Dr. D.Volkan Okur

Haziran, 2013