

T.C.
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI



ÇOK SIRA ANKRAJLI DESTEKLEME SİSTEMLERİNİN
SAYISAL ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

ALİ OSMAN KAHRİ

BALIKESİR, MAYIS - 2015

T.C.
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
MÜHÜR MÜHÜR ANABİLİM DALI



ÇOK SIRA ANKRAJLI DESTEKLEME SİSTEMLERİNİN
SAYISAL ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

ALİ OSMAN KAHVECİ

BALIKESİR, MAYIS - 2015

KABUL VE ONAY SAYFASI

Aliosman KAHVECİ tarafından hazırlanan “**ÇOK SIRA ANKRAJLI DESTEKLEME S STEMLER N N SAYISAL ANAL Z**” adlı tez çalışmasının savunma sınavı 05.06.2015 tarihinde yapılmış olup aşağıda verilen jüri tarafından oy birliği / oy çokluğu ile Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü'nün Mühendislik Anabilim Dalı Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

mza

Danışman
Prof. Dr. Mehmet BERLGEN

Üye
Yrd. Doç. Dr. Banu YALÇIN

Üye
Yrd. Doç. Dr. Sedat SERT



Jüri üyeleri tarafından kabul edilmiş olan bu tez BAÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulunca onaylanmıştır.

Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

Doç. Dr. Necati ÖZDEMİR

.....

ÖZET

**ÇOK SIRA ANKRAJLI DESTEKLEME SİSTEMLERİNİN
SAYISAL ANALİZİ
YÜKSEK LİSANS TEZİ
ALİ OSMAN KAĞIÇ
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLER ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
(TEZ DANIŞMANI : PROF. DR. MEHMET BERBERGİN)
BALIKESİR, MAYIS - 2015**

Günümüzde dik ve derin kazı yapılması sıklıkla kullanılan bir mühendislik uygulamasıdır. Bu kazıların güvenle yapılabilmesi için kazı çukurunda yeterli duraylılığı sağlamak ve deformasyonları sınırlandırmak gerekir. Kazı çukurunda gerekli duraylılığı sağlamak ve deformasyonları sınırlandırmak için bir destekleme sistemi kullanmak gerekir. Öngerme ankrajlı destekleme sistemleri bu amaç için geliştirilmiş olup halen en yaygın kullanılan destekleme sistemlerinden biridir.

Bu tez çalışmasında çok sıra ankrajlı bir destekleme sisteminin analizleri için bir yazılım geliştirilmesi amaçlanmıştır. Bu amaç için Microsoft Visual Basic programlama dili kullanılarak geliştirilen yazılım kazı boyunca duvara gelen toprak basınçlarını literatürde önerilen ampirik bağıntılar ile tanımlamakta ve plastik denge durumunu gözönüne alarak çok sıra ankrajlı destekleme sistemi sonlu elemanlar yöntemi ile analiz etmektedir. Bu analiz sonucunda duvarda oluşan yatay yer değiştirmeler ile kesit tesirleri derinliğe bağlı olarak belirlenebilmektedir. Yazılım bu değerlerin derinlikle dağılımlarını grafiksel olarak sunabilmektedir. Geliştirilen yazılımın doğru çözümler yaptığı tez kapsamında gerçekleştirilen örnek çözümler ile gösterilmiştir.

ANAHTAR KELİMELER : Ankrajlı Perdeler, Yatak katsayısı yaklaşımı, Yanal yatak katsayısı, Yanal toprak basınçları

ABSTRACT

**NUMERICAL ANALYSIS OF TIEBACK WALLS
MSC THESIS
AL OSMAN KAHVEC
BALIKESIR UNIVERSITY INSTITUTE OF SCIENCE
CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
(SUPERVISOR : PROF. DR. MEHMET BER LGEN)
BALIKESIR, MAY - 2015**

Today the steep and deep excavation is done frequently encountered in engineering practice. Provide adequate stability to safely perform these excavations in the excavation pit and need to limit displacements and bendings. To ensure the necessary stability in the excavation pit and need to use a support system to limit deformation. Prestressed anchor supporting systems (tieback walls) have been developed for this purpose is one of the currently most commonly used support system.

In this study aimed to develop a software for the analysis of a tieback wall. It aims to define a Microsoft Visual Basic for soil pressure from the wall during excavation using a programming language developed software and horizontal displacement formed in the wall can be calculated by cross-sectional effects. Software can provide the depth distribution of the value calculated graphically. The accuracy of the developed software was examined by dissolving example.

KEYWORDS : Tie-back walls, Anchored walls, Winkler hypothesis, horizontal subgrade reaction modulus,

Ç İNDEK İLER

Sayfa

ÖZET	i
ABSTRACT	ii
EK L L İTES	v
TABLO L İTES	vii
SEMBO L İTES	viii
ÖNSÖZ	ix
1. G R	1
1.1 Çözüm Yöntemi ve Kabuller	1
2. YANAL TOPRAK BASINCI TEOR İLER	3
2.1 Rankine Toprak Basıncı Teorisi	5
2.2 Coulomb Toprak Basıncı Teorisi	6
3. DESTEKL İ KAZILARDA TOPRAK BASINÇLARI	10
3.1 Çten Destekli Kazılar	10
3.2 Çok sıra Destekli İsa Sistemlerinde Toprak Basınçları	14
3.2.1 Kohezyonsuz Zeminler İin Önerilen Zemin Basınçları	16
3.2.2 Kohezyonlu Zeminler İin Önerilen Toprak Basınçları	19
4. ZEM İN ANKRAJLARI	22
4.1 Genel	22
4.2 Ankrajların Sınıflandırılması	24
4.2.1 Kullanım Sürelerine Göre Ankrajların Sınıflandırılması	24
4.2.2 İmalat Teknikleri İle Ankrajların Sınıflandırılması	24
4.3 A Tipi Ankrajlar	25
4.3.2 Çalı İma İekli Bakımından Ankrajların Sınıflandırılması	26
4.4 Ankrajların Kısımları	27
4.5 Ankraj Tasarımı	28
4.5.1 Ankraj İa İma Gücünün Belirlenmesi;	30
4.6 Ankraj Tasarımında Di İer Etkenler	34
4.6.1 Çelik Halatta Kopma	34
4.6.2 Zeminde Göçme	34
4.6.3 Enjeksiyon - Tendon Sıyrılması	34
4.6.4 Zemin - Enjeksiyon Sıyrılması	35
4.7 Ankraj Kök İa İma Gücüne Etkiyen Faktörler	35
4.8 Ankraj Testleri	36
4.9 Zemin Cinsine Göre Ankrajları İa İma Kapasitelerinin Tahmini	37
5. YATAK KATSAYISI YAKLA İMİ İLE ÇOK SIRA ANKRAJLI DESTEKLEME S İTEMLER İN İNAL İZ	39
5.1 Yatak Katsayısı Kavramı	39
5.2 Yatay Yatak Katsayısını Belirleme Yöntemleri	40
5.2.1 Lineer-Elastik Yatay Yatak Katsayıları	41
5.3 Dü İüm Noktalarındaki Zemin Yaylarının Tespit Edilmesi	45
6. ÇOK SIRA ANKRAJLI DESTEKLEME S İSTEM İNAL İZ	47
YAZILIMI (AD1)	47
6.1 AD1 Yazılımı	47
6.1.1 Veri Giri İ Ekranı	47

6.1.2	Kazı ve Kazık Bilgileri Giri i	48
6.1.3	Toprak Basıncı Da ılımlarının Tanımlanması	49
6.1.4	Sonuçlar	51
7.	ÖRNEKLER	52
7.1	Örnek Çözüm	52
7.1.1	Kohezyonsuz Zemin Çözümleri	53
7.1.2	Kohezyonsuz Zemin Çözüm Kar ıla tırmaları.....	56
7.1.3	Kohezyonlu Zemin Çözümleri	58
7.1.4	Kohezyonlu Zemin Çözüm Kar ıla tırmaları.....	61
8.	SONUÇ VE ÖNER LER	63
	KAYNAKLAR	64

EK L L STES

Sayfa

ekil 2.1: Aktif ve pasif denge durumları	4
ekil 2.2: Kohezyonsuz zeminlerde Coulomb kama yöntemi aktif toprak	7
ekil 2.3: Kohezyonsuz zeminlerde Coulomb kama yöntemi pasif toprak	9
ekil 3.1: Duvar yer de i tirmesi ve çakma boyu arasındaki ili ki	10
ekil 3.2: Model duvar kesiti	11
ekil 3.3: İlk sıra ankraj kazı seviyesinde yatay yer de i tirmeler ve toprak basınçları	12
ekil 3.4: İlk sıra ankrajın gerilmesi sırasındaki yatay yer de i tirmemeler ve toprak basınçları	12
ekil 3.5: 2. sıra ankraj kazı seviyesinde yatay yer de i tirmeler ve toprak basınçları	13
ekil 3.6: Nihai Kazı Seviyesinde Yatay yer de i tirmeler ve Toprak Basınçları.....	14
ekil 3.7: Terzaghi ve Peck (1967) kohezyonsuz zeminler için zemin basınç da ılımı	16
ekil 3.8: Navfac (1982) kohezyonsuz zeminler için önerilmi zemin basınç da ılımı	17
ekil 3.9: Tschebotarioff (1951)'un kohezyonsuz zeminler için zemin basınç da ılımı	18
ekil 3.10: sviçre zemin ankrajları standardında (SIA-191, 1982) kohezyonsuz zeminler için zemin basınç da ılımı	18
ekil 3.11: Terzaghi ve Peck (1967)'in killi zeminler için toprak basıncı önerisi (a) katı-sert kohezyonlu zeminler (b) yumu ak - orta sert kohezyonlu zeminler.....	19
ekil 3.12: Navfac (1982)'de kohezyonlu zeminler için önerilmi basınç da ılımı	20
ekil 3.13: Kohezyonlu zeminlerde Tschebotarioff (1951)'un önerdi i toprak basıncı da ılımı.....	21
ekil 4.1: Zemin ankrajı kısımları.....	22
ekil 4.2: Zemin ankraj tipleri (imalat tekniklerine göre).....	26
ekil 4.3 : Zemin ankrajları için gerekli yerle im artları.....	29
ekil 4.4: Ankrajlı bir istinat perdesinin stabilitesinin tahkiki (Brinch Hansen) ...	32
ekil 4.5: Ankrajlı bir istinat perdesinin stabilitesinin tahkiki (Kranz,1953)	33
ekil 5.1: Dü üm noktalarında toplanmı zemin yaylarının derinlikle de i imi...46	
ekil 6.1 : Yazılım ana giri ekranı	48
ekil 6.2: Kazık ve kazı boyu ile sonlu elemanlar dilim boyları	48
ekil 6.3: Yatay itki hesap yöntemi, zemin cinsi ve kil sertlik seçimi.....	49
ekil 6.4: Zemin parametreleri ve katsayıların belirlenmesi.....	50
ekil 6.5: Yatay yatak katsayısı belirlenmesinde kullanılan e itlikler.....	50
ekil 6.6: Yatay yüklü perde kesit tipinin seçilmesi ve kesit özellikleri.....	51
ekil 6.7: Yazılım sonuçlarının grafik olarak izlenmesi	51
ekil 7.1 : Örnek için perde kesit eması	52

ekil 7.2 : Kohezyonsuz zeminde farklı toprak basınçları için derinlik yer de i tirme de i imi	53
ekil 7.3 : Kohezyonsuz zeminde farklı toprak basınçları için iksa perdesinde moment da ılımı	54
ekil 7.4 : Kohezyonsuz zeminde farklı toprak basınçları için iksa perdesinde kesme kuvveti da ılımı	55
ekil 7.5 : Kohezyonsuz zemin çözümleri maksimum yer de i tirmeler	56
ekil 7.6 : Kohezyonsuz zemin çözümleri maksimum momentler	56
ekil 7.7 : Kohezyonsuz zemin çözümleri maksimum kesme kuvveti	57
ekil 7.8 : Kohezyonlu zeminde farklı toprak basınçları için derinlik yer de i tirme de i imi.....	58
ekil 7.9 : Kohezyonlu zeminde farklı toprak basınçları için iksa perdesinde moment da ılımı	59
ekil 7.10 : Kohezyonlu zeminde farklı toprak basınçları için iksa perdesinde kesme kuvveti da ılımı	60
ekil 7.11 : Kohezyonsuz zemin çözümleri maksimum yer de i tirmeler	61
ekil 7.12 : Kohezyonsuz zemin çözümleri maksimum momentler	61
ekil 7.13 : Kohezyonsuz zemin çözümleri maksimum kesme kuvveti	62

TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 5.1 : Çeşitli zemin türleri için yatay katsayısı α ve β aralıkları (Bowles 1989).....	44
Tablo 7.1 : Kohezyonsuz zemin durumunda elde edilen yer de δ i tirmeler.....	53
Tablo 7.2 : Kohezyonsuz zemin durumunda elde edilen momentler	54
Tablo 7.3 : Kohezyonsuz zemin durumunda elde edilen kesme kuvvetleri	55
Tablo 7.4 : Kohezyonlu zemin durumunda elde edilen yer de δ i tirmeler.....	58
Tablo 7.5 : Kohezyonlu zemin durumunda elde edilen momentler.....	59
Tablo 7.6 : Kohezyonlu zemin durumunda elde edilen kesme kuvvetleri.....	60

SEMBOL LİSTESİ

W	:	çresel Sürtünme Açısı
U	:	Sürtünme Açısı
S	:	Doğal ev Açısı
χ	:	Birim Hacim Ağırlık
\sim	:	Sürtünme Katsayısı
c_u	:	Kohezyon
K_o	:	Sükunetteki Toprak Basıncı Katsayısı
K_a	:	Aktif Toprak Basıncı Katsayısı
P_a	:	Aktif Toprak torkisi
K_p	:	Pasif Toprak Basıncı Katsayısı
P_p	:	Pasif Toprak torkisi
P_t	:	Yük Taban Değeri
\dagger_{\max}	:	Taban Basıncı
e	:	Yük Eksantrikliği
q_a	:	Taahhüt Gücü
H	:	Yük Yüksekliği (Kazı Yüksekliği)
F	:	Ankraj Sıyırma Yüğü
d	:	Ankraj Çapı
l_o	:	Ankraj Gövde Boyu
W	:	Kayma Kaması Ağırlığı
R	:	Sürtünme Gerilmesinin Bileşeni
f_s	:	Çevre Sürtünmesi
d_o	:	Ankraj Gövde Çapı
A_m	:	Ankraj Kuvveti
F_m	:	Ankraj Çekme Alanı
\dagger_m	:	Ankraj Ortalama Normal Gerilme
k_s	:	Yatak Katsayısı
p	:	Kiri Herhangi Bir Noktadaki Gerilme
y	:	Kiri Herhangi Bir Noktadaki Deplasman
EI	:	Kiri nin E ilme Rijitliği
B	:	Kiri Geni liği
k_h	:	Yatay Yatak Katsayısı
m_v	:	Hacimsel Sıkı lma Katsayısı
A_s, B_s	:	Yatay Yatak Katsayısı Değeri kenleri (Deney Sonuçlarından tahmin)
K_i	:	Zemin Yay Katsayıları

ÖNSÖZ

Günümüz mühendislik uygulamalarında yazılım kullanmak zorunlu hale gelmiştir. Hiperstatik bir mühendislik problemi olan çok sıralı ankrajlı iksa yapısının çözümü bu uygulamalardan biri olup bu konuda bir yazılım geliştirme fikri için beni cesaretlendiren, ara tırma ve üretebilmemizin önünü açan, hiç bir zaman desteğini eksik etmeyen, beni elinden geldiince yönlendiren değerli Hocam Sayın Prof.Dr. Mehmet Berilgen'e teşekkür ederim.

Mayıs , 2015

Ali Osman Kahveci

1. G R

Günümüzde teknolojiye paralel olarak kentler geli mekte ve buna ba lı olarak artan nüfus ile bo parsellerin giderek azalması, mevcut arsa fiyatlarının artması ve imar yönetmeliklerinin yapı hacimlerini sınırlaması nedeniyle mevcut arazilerin daha verimli kullanılma zorunlulu u ortaya çıkmı tır. Bu durum projelerde derin kazı ile daha çok yapı alanı elde etme ihtiyacını do urmu tur. Derin kazı yapmak çevresel ko ullardan ve zemin özelliklerinden dolayı her zaman kolay olmamaktadır. Çünkü bir derin kazının stabilitesini sa lamak ve kazı çevresinde olu acak deformasyonları izin verilen sınırlar içinde olması için tedbir alınması gereklidir. Bunun için derin kazı sırasında çevre yapıların durumuna ve zeminin tabakasının karakteristik özelliklerine göre uygun bir destekleme sistemi projelendirilmelidir. Bu destekleme sistemi beton, ah ap veya çelik palplan perdeler, diyafram duvarlar, yerinde dökme kazıklar, püskürtme beton ve zemin çivili duvarlar olabilir. Belli bir derinli in a ılmasından itibaren bu tür kazının duraylı olabilmesi için yatay destekler ve/veya ankrajların kullanılması gerekebilir.

1.1 Çözüm Yöntemi ve Kabuller

Bu tez çalı masında çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerinin analizi için bir yazılım geli tirilmesi amaçlanmı tır. Bu amaç için Microsoft Visual Basic programlama dili kullanılarak geli tirilen yazılım kazı boyunca duvara gelen toprak basınçlarını tanımlamakta ve duvarda olu an yatay yer de i tirmeler ile kesit tesirlerini hesaplayabilmektedir. Yazılım hesaplanan bu de erlerin derinlikle da ılımlarını grafiksel olarak sunabilmektedir. Geli tirilen yazılımın do rulu u ise çözülen örneklerle incelenmi tir.

Tez çalı ması kapsamında ikinci bölümde yanal toprak basıncı teorilerinden Rankine ve Coulomb toprak basıncı teorilerine de inilmi tir. Üçüncü bölümde iksa sistemlerine etkiyen toprak basınçları anlatılmı tır. Bu bölümde içten destekli kazılarda kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminler için önerilen zemin basınçları anlatılmı tır. Dördüncü bölümde zemin ankraj tipleri, sınıflandırılması, ankraj kısımları, hesap esasları ve ta ıma kapasiteleri ile ilgili teoriler anlatılmı tır. Be inci bölümde yatak katsayısı yakla ımı ile çok sıralı ankrajlı

destekleme sistemlerinin analizini ele alınmı tır. Yatak katsayısı kavramı, yatak katsayısının belirlenmesi yöntemleri, lineer elastik yatay yatak katsayıları ve sonlu elemanlar çözümünde kullanılacak dü üm noktalarındaki zemin yaylarının tespiti bu bölümde anlatılmı tır. Altıncı bölümde çok sıralı Ankrajlı Destekleme sistemi Analizi yazılımı (ADA1) programına de inilmi tir. Yazılımın ara yüzü ile veri giri leri ve sonuç çıktıları incelenmi tir. Yedinci bölümde ADA1 yazılımı kullanılarak örnek çözümler yapılmı ve sonuçları sunulmu tur.

2. YANAL TOPRAK BASINCI TEORLER

İstinat duvarları, ankrajlı duvarlar, konsol duvar sistemleri, tünel başlıkları ve kaplamaları gibi mühendislik yapılarına gelen toprak basınçlarının belirlenmesine ihtiyaç vardır. Bu yanıl basınçların belirlenmesi için ideal çözüm gerilme denklemleri ve yer değiştirme analizi yapmak olsa da duvar arkası zeminin doğrusal olmayan malzeme davranışını analizlerin pratik olarak yapılmasını güçle tirmektedir. Bu sebeple zemin mekaniğinde genel anlayış yanıl toprak basıncını bulmak için düğey gerilme bir katsayı ile çarpılmaktadır. Buna yanıl toprak basıncı, p_h , (2.1) bağıntısı ile hesaplanabilir.

$$p_h = K\gamma z \quad (2.1)$$

Burada K yanıl toprak basıncını, γ zeminin birim hacim ağırlığını, z ise derinliği ifade etmektedir. Yanıl toprak basıncının dağılımı ve büyüklüğü sadece duvar arkasındaki zeminin özelliklerine bağımlı olmayıp aynı zamanda duvar arka yüzeyi ile zemin arasındaki rölatif hareketin ekleme ve zemin kütesinin hareketine bağımlıdır. Destekleme sistemlerine etki eden yanıl toprak basınçları aşağıdaki gibi tarif edilebilir. Buna göre

1. Zemin kütesinin hareketinin olmaması durumunda “sükunetteki toprak basıncı” (p_o),
2. Sistemin, zeminden uzaklaşması ile zeminin ferahlaması, zemin kütesinin istinat yapısına doğru hareket etmesi sonucu “aktif toprak basıncı” (p_a),
3. İstinat yapısı zemine doğru hareketlenmesi, zeminin sıkılaşması ve zeminin bu hareketi sonucu “pasif toprak basıncı” (p_p) meydana gelir.

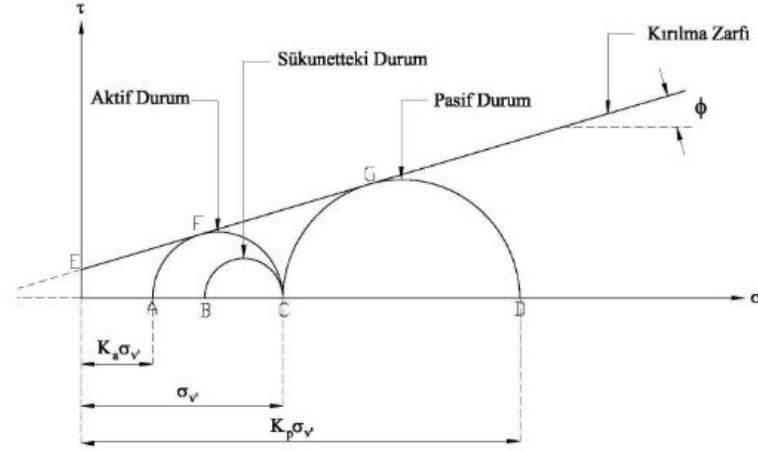
Sükunetteki toprak basınç dağılımı (2.1) bağıntısı ile K toprak basıncı katsayısı için sükunetteki değeri alınarak hesaplanır. Sükunetteki toprak basıncı katsayısı (2.2)'de verilen amprik ekleme ile belirlenir.

$$K_o = (1 - \sin\phi)(OCR)^{\sin\phi} \quad (2.2)$$

Burada OCR ağırlık konsolidasyon oranıdır.

Toprak basınçları istinat yapısı arkasındaki zemin kütesinin yer değışimine bağımlı

olarak meydana gelmektedir. Bir istinat yapısına gelen yanal toprak basıncını belirlemek için plastik (limit) denge durumu göz önüne alınır. Bu durum ekil 2.1’de verilen Mohr Coulomb kırılma hipotezi ile ifade edilebilir.



ekil 2.1: Aktif ve pasif denge durumları

Kayma düzleminde, zemin kütesinin her bölgesinde plastik denge koşullunun sağlanmadığı durumlarda toprak basınçlarını belirlemek güç olur. Çizgisel ve bölgesel kaymaların oluşması için zemin kütesinde yerdeki tirmelerin az olması durumunda, plastik denge oluşmaz. ekil 2.1’de görülen kırılma zarfına ulaşmaya kadar toprak basıncı, sistemin elastik ve plastik yerdeki tirmeleri yardımıyla bulunabilir. ekil 2.1’de zemin kütesinin hareketi sonucunda ulaşılan aktif veya pasif denge durumları gösterilmektedir. C noktasını kesen ve kırılma zarfına teğet iki daire görülmektedir. Bu iki daire de plastik denge halindedir. BC dairesi zemin kütesinde hareketin olmadığı sükunet durumunu göstermektedir. Plastik dengeye ulaşan AC dairesi aktif toprak basıncını, CD dairesi ise pasif toprak basıncını göstermektedir.

Bu dairelere göre aktif durumda yanal gerilme (toprak basıncı) küçük asal gerilme, düşey gerilme ise büyük asal gerilmedir. Pasif durumda ise ekilden görüldüğü gibi tam tersi durum söz konusu olup yanal gerilmeler büyük, düşey gerilmeler ise küçük asal gerilmeler olmaktadır. Yanal toprak basınçlarının Coulomb göçme (kırılma) kriterine göre bulunmasını sağlayan bu teori ilk olarak Rankine tarafından kullanılmıştır. Rankine toprak basınçları teorisinde duvar ile zemin arasında sürtünmenin olmadığı ve duvar yüzeyinin düşey olduğu kabul edilmiştir.

$$\dagger = \dagger + \tan W \quad (2.3)$$

2.1 Rankine Toprak Basıncı Teorisi

Rankine (1857) tarafından geliştirilen toprak basıncı teoresine göre arkasında zemin tutan dikey bir duvarın ($\alpha = 90^\circ$) arkasındaki zemin üst yüzeyinin yatay ($\beta = 0^\circ$) ve duvar zemin arasındaki sürtünme açısının ($\phi = 0^\circ$) olduğu durumlarda herhangi bir z derinliğinde etkiyen p_a aktif toprak basıncı (2.17) bağıntısı ile p_p pasif toprak basıncı (2.18) bağıntısı ile hesaplanabilir. Rankine toprak basıncı teorisi, duvar sürtünmesinin ihmal edilebildiği, arkadaki zeminin homojen ve kohezyonsuz olduğu, kırılma yüzeyinin bir düzlem olduğu kabullerinin yapılmasıyla geçerlidir.

$$P_a = \gamma \cdot z \cdot \left(45 - \frac{W}{2} \right) \quad (2.17)$$

$$P_p = \gamma \cdot z \cdot \left(45 + \frac{W}{2} \right) \quad (2.18)$$

Arkadaki zemin yüzeyinin eğimli olması halinde aktif toplam basınç (2.19) bağıntısından, pasif toplam basınç (2.20) bağıntısından hesaplanır.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_a \cdot H^2 \cdot \cos \beta \quad (2.19)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_p \cdot H^2 \cdot \cos \beta \quad (2.20)$$

Aktif toprak direnci (2.21) bağıntısı ile,

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 W}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 W}} \quad (2.21)$$

pasif toprak direnci (2.22) bağıntısı ile hesaplanır.

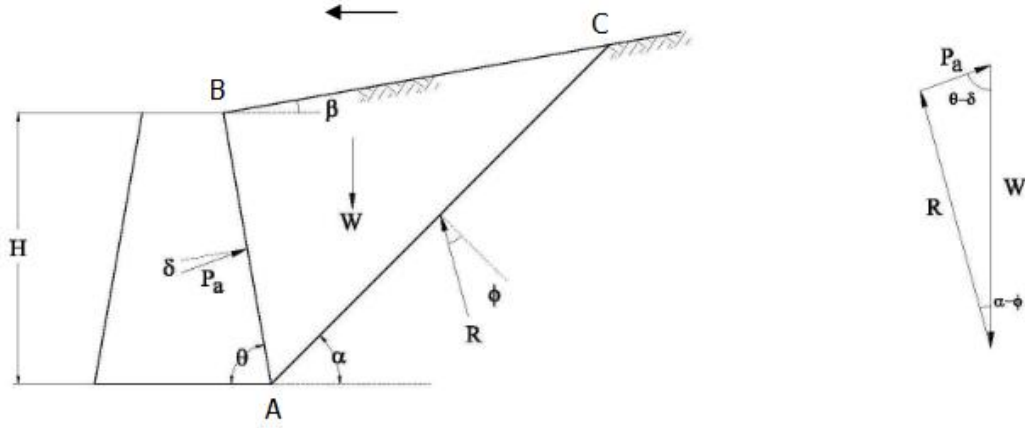
$$K_p = \frac{\cos S + \sqrt{\cos^2 S - \cos^2 W}}{\cos S - \sqrt{\cos^2 S - \cos^2 W}} \quad (2.22)$$

2.2 Coulomb Toprak Basıncı Teorisi

stinat yapılarına gelen yanal toprak basınçlarının belirlenmesinde kullanılan ilk yaklaşımlar Coulomb (1776) tarafından bulunmuştur. Coulomb teorisi; duvar arkasındaki bir eksenel düzlem üzerinde kayma olduğu ve bir kama oluştuğunu varsayarak bu kamanın dengesini kullanmak yolu ile toprak basınçlarını saptar. Bu kamanın rijit bir kitle olduğu ve kayma düzlemi üzerinde hareket ederek duvara yaslandığı kabul edilir. Coulomb toprak basıncı teorisinde aşağıdaki kabuller yapılır.

- Duvar arkası eğimli olabilir ve zeminle duvar arasında sürtünme etkisi göz önüne alınabilir.
- Duvar arkasında birden fazla zemin tabakası olabilir.
- Arkadaki zemin yüzeyi eğimli olabilir ancak bir düzlem olarak kabul edilir.
- Arkadaki zemin yüzeyinin eğimli olması halinde bu dolgunun ya tamamen taban suyu seviyesi altında olduğu ya da tamamen üstünde olduğu varsayılır. Yüzeyin yatay konumda olması durumunda su seviyesi herhangi bir seviyede olabilir.
- Duvar arkasındaki süratler arj e de er zemin a ırlı ına dönü türülür.

Kohezyonsuz bir zemin için, şekil 2.2' de duvarın kazıya doğru hareket etmesi durumunda duvar arkasında oluşacak, yatayla α açısı yapan kayma düzlemi AC düzlemi olarak gösterilmiştir. Bu kamaya etki eden kuvvetler; ABC kamasının ağırlığı (W), zeminin duvara yaptığı itkiye karşı duvarın zemin kütleğine yaptığı p_a tepkisi ile AC düzlemi üzerindeki R reaksiyonu ile dengededir. P_a tepkisi duvar düzlemine duvar sürtünmesi açısı, ϕ kadar açı, R bileşke kuvveti AC kayma düzlemine dik doğrultuda zemin sürtünme açısı, δ kadar açı yapacak şekilde etki etmektedir. Bu durumda ABC kamasının ağırlığı W , duvar sürtünme açısı ve zemin sürtünme açısı bilindiğine göre, P_a tepkisi ve R kuvveti bulunabilir.



ekil 2.2: Kohezyonsuz zeminlerde Coulomb kama yöntemi aktif toprak

Yukarıdaki denge ko ulu analitik olarak çözümlendi inde toplam aktif itki;

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \frac{1}{\sin \theta \cdot \cos \theta} \quad (2.4)$$

ba ntısı ile hesaplanabilir. Burada K_a Coulomb aktif toprak direnci olup, (2.5) ifadesi ile hesaplanır.

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi) \cdot \cos \delta}{\sin \theta \cdot \sin(\theta - \phi) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\sin(\theta - \phi) \cdot \sin(\theta + \phi)}} \right]^2} \quad (2.5)$$

Duvar sürtünmesinin ihmal edilmesi durumunda ($\delta = 0^\circ$);

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^2 \theta \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \delta)}{\sin \theta \cdot \sin(\theta + \phi)}} \right]^2} \quad (2.6)$$

Duvar sürtünmesinin ihmali ve duvar arkasının dikey olması durumunda ($\delta = 0^\circ$, $\theta = 90^\circ$);

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \delta)}{\cos \phi}} \right]^2} \quad (2.7)$$

Duvar sürtünmesinin olmaması, duvar arkasının dikey olması ve arkadaki zemin yüzeyinin yatay konumda olması halinde ($u = 0^\circ$, $\alpha = 90^\circ$, $\beta = 0^\circ$);

$$K_a = \frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} \quad (2.8)$$

ya da ,

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\alpha}{2} \right) \quad (2.9)$$

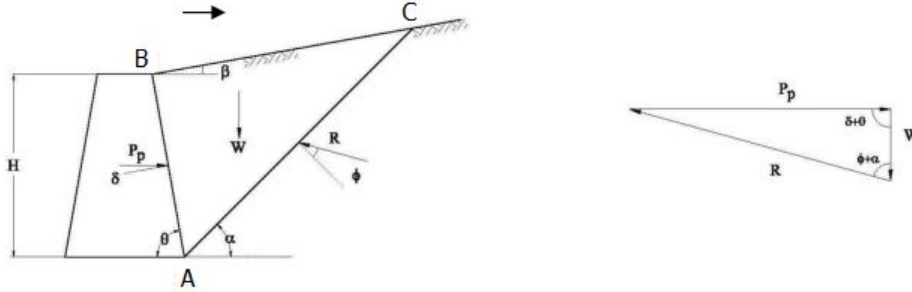
bu formül kullanılarak hesaplanır. Bu durumda toprak basınç katsayısı aktif Rankine toprak basınç katsayısına eşit olur. Duvar arkasında kohezyonlu bir zeminin bulunması halinde, kohezyonlu zeminin duvarda uyguladığı aktif toplam basıncı (2.10) ifadesi yardımı ile hesaplanır.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \cdot H \quad (2.10)$$

Şekil 2.3’ de Kohezyonsuz zeminler için, duvarın zemine doğru hareket etmesi durumunda duvar arkasında oluşacak, yatayla α açısı yapan kayma düzlemi AC düzlemi olarak gösterilmiştir. Bu kamaya etki eden kuvvetler, ABC kammasının ağırlığı W , zemin duvara yaptığı itkiye karşı duvarın zemin kütleğine yaptığı P_p tepkisi ile AC düzlemi üzerindeki R reaksiyonu ile dengededir. P_p tepkisi duvar düzlemine duvar sürtünmesi açısı, u kadar açı yapacak, R bileşene kuvveti AC kayma düzlemine dik doğrultuda zemin sürtünme açısı, β kadar açı yapacak şekilde ağırlıktan etki etmektedirler. Bu durumda ABC kammasının ağırlığı W duvar sürtünme açısı, u ve zemin sürtünme açısı, β bilindiğine göre, P_p tepkisi ve R kuvveti bulunabilir. Yukarıdaki denge koşulları analitik olarak çözümlendiğinde pasif toplam basıncı,

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot \frac{1}{\sin \alpha \cdot \cos u} \cdot K_p \cdot H^2 \quad (2.11)$$

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



ekil 2.3: Kohezyonsuz zeminlerde Coulomb kama yöntemi pasif toprak

(2.10) ba ntısının kullanılabilmesi için, $u < w/3$ olmalıdır. Aksi halde, kayma yüzeyinin e ri olarak kabul eden yöntemlerin kullanılması gerekir. Duvar sürtünmesinin var olması durumunda ($u > 0^\circ$) pasif toprak basıncı gerçe e göre daha yüksek sonuçlar verebilece inden, duvar sürtünmesi ihmal edilebilir. Bu durumda dik yüzeyli duvarlarda ($u = 0^\circ$, $\alpha = 90^\circ$) pasif toprak basınç itkisi;

$$K_p = \frac{\cos^2 \beta}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin \beta \cdot \sin(\beta + \alpha)}{\cos \alpha}} \right]^2} \quad (2.13)$$

arkadaki zemin yüzeyi yatay olması halinde;

$$K_p = \frac{1 + \sin \beta}{1 - \sin \beta} \quad (2.14)$$

ya da

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\beta}{2} \right) \quad (2.15)$$

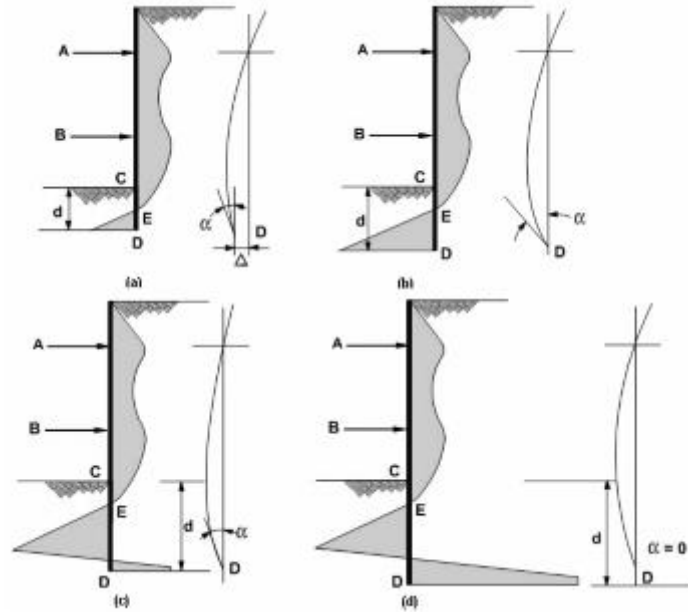
ba ntıları ile hesaplanabilir. Duvar arkasında kohezyonlu bir zeminin bulunması halinde, pasif toplam basıncı (2.16) ifadesi yardımı ile hesaplanır.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \cdot H \quad (2.16)$$

3. DESTEKLİ KAZILARDA TOPRAK BASINÇLARI

3.1 Çıkmış Destekli Kazılar

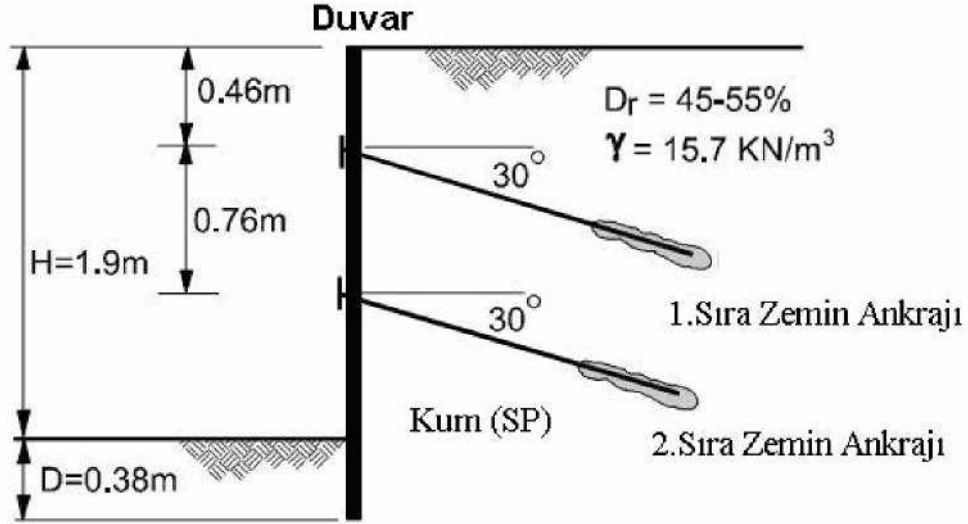
Destekleme sistemi arkasındaki toprak basınç dağılımları sistemin eğiliminde yer değiştirmesine bağlıdır. Buna göre iksa sistemlerinin arkasındaki toprak basınç dağılımını belirlemek için özellikle dikey elemanın yaptığı yer değiştirmelerin incelenmesi gerekmektedir. Dikey elemanın yaptığı yer değiştirmeler hareket durumunda arkasındaki mevcut toprak basınçları da yer değiştirmektedir. Bunlar sistemin uç noktası etrafında dönmesi, tepeden noktası etrafında dönmesi ve sistemin sehim yapması halinde incelenebilir. Şekil 3.1’de yatay toprak basıncının, duvar yer değiştirmesi ve çıkma boyu ile olan ilişkisi verilmiştir.



Şekil 3.1: Duvar yer değiştirmesi ve çıkma boyu arasındaki ilişki

Yukarıda belirtilen toprak basıncı ile duvar yer değiştirmesi arasındaki ilişki gözönünde bulundurulduğunda önerilmeli ankrajla desteklenmiş bir iksa sisteminde perde arkasındaki mevcut toprak basınçları öngerme ve kazı işlemlerine bağlı olarak yer değiştirmektedir.

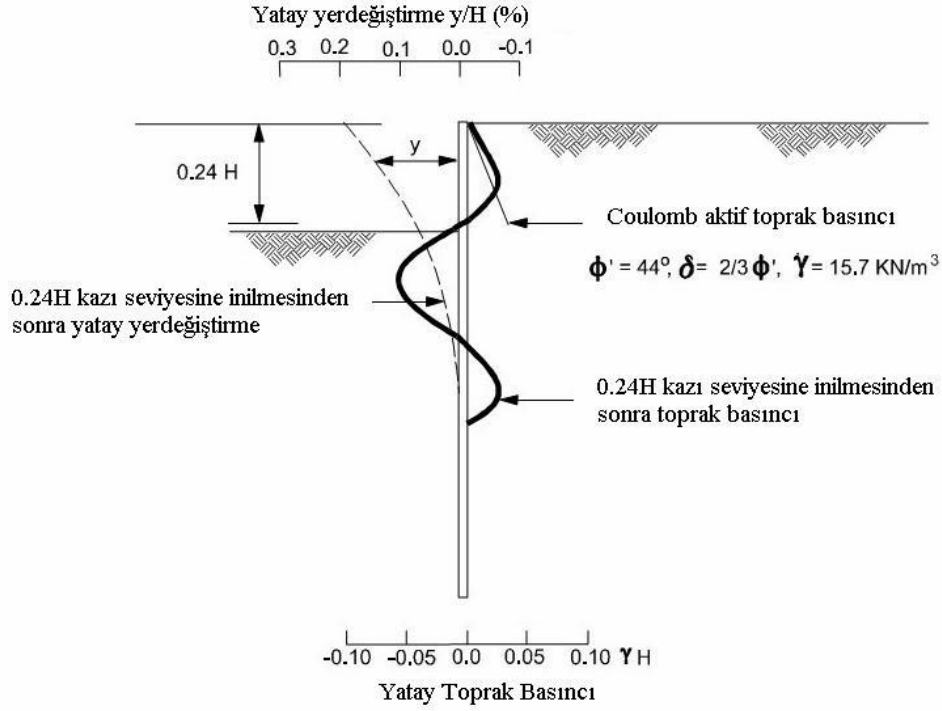
Bu durumu incelemek için FHWA-IF-99-015, (1999) tarafından Şekil 3.2’de geometrisi gösterilen model deneyler yapılmıştır. Çalışma dört amaçla gerçekleştirilmiştir.



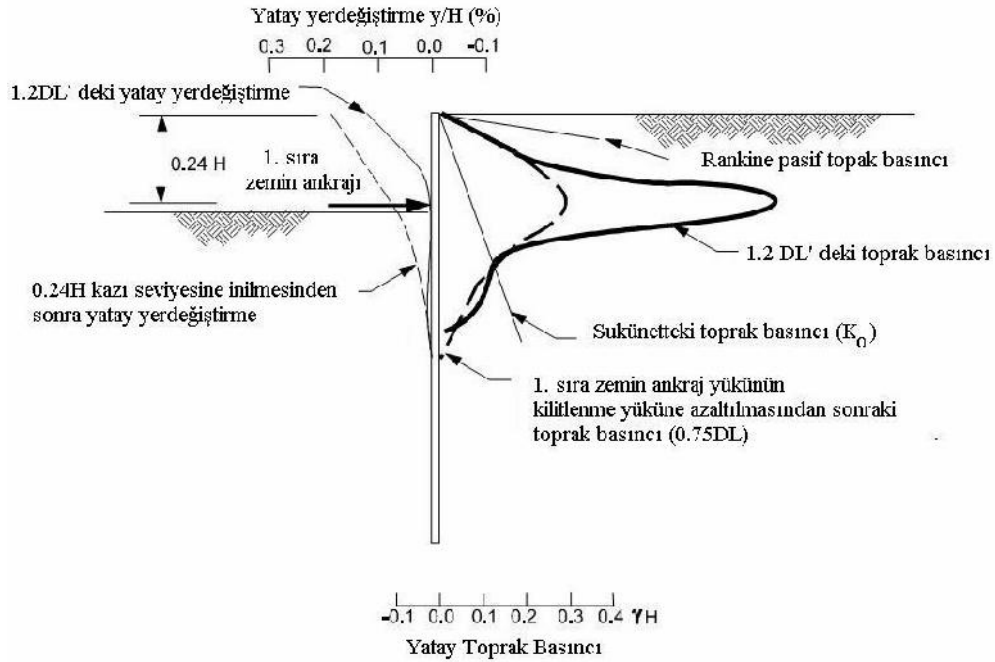
ekil 3.2: Model düvar kesiti

1. a ama : İlk sıra ankrağın yapılması için ilk sıra ankrağ kotuna inilmesiyle, sistemin ankastre konsol çalı ma durumudur. Sistemin kazı seviyesi üzerinde kalan kısmı için toprak basıncı ve ekilde i tirmeler, derinlik artıka lineer artan aktif durumdaki toprak basıncı ve ekilde i tirmeler ile tutarlı oldu u gözükmemektedir. (ekil 3.3)

2. a ama : 1. sıra ankrağın, 1. durumdaki kazı seviyesinden yapılması ve gerilmesi ile toprak basıncı da ılımlında önemli bir de i im gözlenmektedir. Ankrağın gerilmesiyle sistem, kazı bölgesinden toprak tarafına do ru itilmektedir. Toprak basıncındaki artı , ankrağ seviyesinde neredeyse pasif toprak basıncı de erine kadar yükseldi i gözlenmektedir. Ankrağın servis yükün %75-100' e kilitlendi inde, toprak basıncı, ankrağ seviyesi çevresinde gerilme so anı bırakacak ekilde azalmakta fakat aktif toprak basıncı de erinin üzerinde kalmaktadır (ekil 3.4).



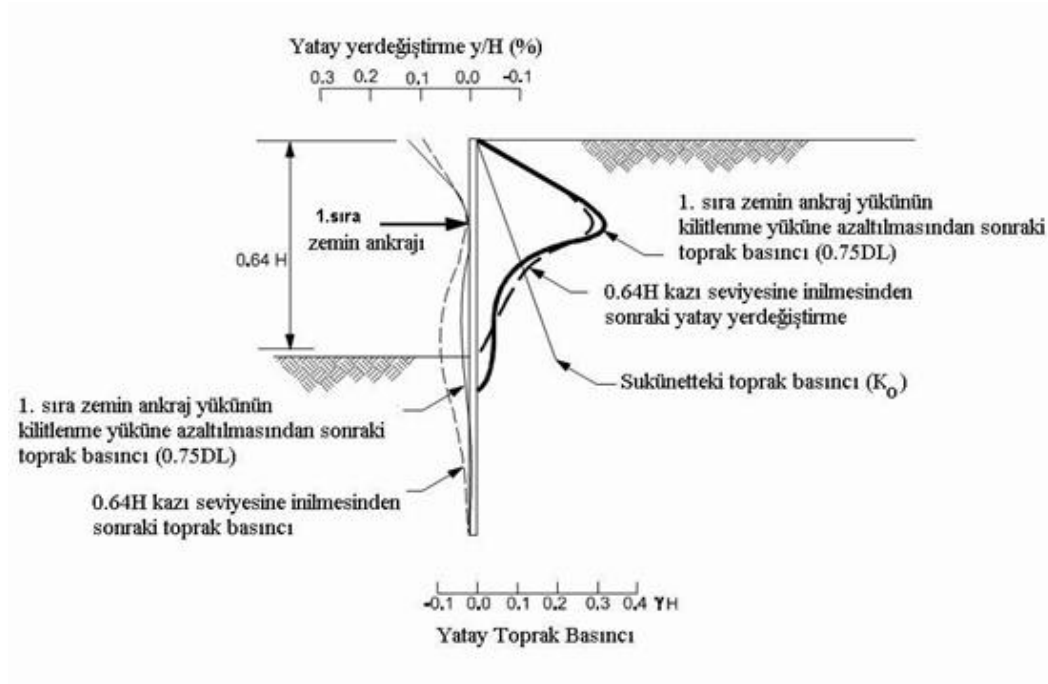
ekil 3.3: İlk sıra ankraj kazı seviyesinde yatay yer de i tirmeler ve toprak basınçları



ekil 3.4: İlk sıra ankrajın gerilmesi sırasındaki yatay yer de i tirmemeler ve toprak basınçları

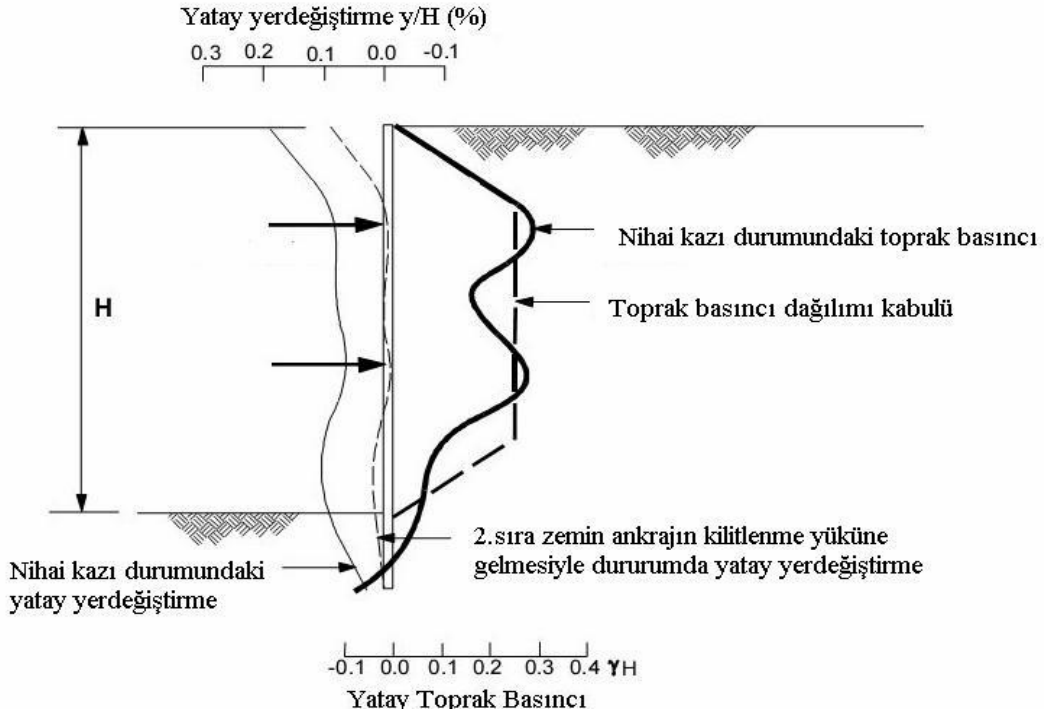
3. a ama : ikinci sıra ankrajın yapılması için ikinci ankraj kotuna inilmesiyle; sistemin yer de i tirmesinde ve arkadaki toprak basıncında de i im gözlenmektedir. Bu de i imler kazı

seviyesinin altındaki toprak basıncı ile ilk sıra ankraj seviyesi altındaki yer de i tirmelerdeki artı lardır. (ekil 3.5).



ekil 3.5: 2. sıra ankraj kazı seviyesinde yatay yer de i tirmeler ve toprak basınçları

4. a ama : 2. sıra ankrajın $0.64H$ seviyesinde yapılması ve yüklenmesi ile sistemin ekil de i tirmesindeki de i im 2. a amadaki de i ime benzerlik göstermektedir. kinci sıra ankraj seviyesinde bir gerilme so anı ortaya çıkmaktadır. Nihai kazı seviyesine inilmesiyle ikinci sıra ankraj ve kazı altı seviyesi arasında bir yatay ötelenme meydana gelmektedir (ekil 3.6).



ekil 3.6: Nihai Kazı Seviyesinde Yatay yer de ğ i tirmeler ve Toprak Basıncıları

Nihai kazı seviyesine gelindi ğ inde toprak basıncı da ğ ılımının, ikizkenar yamuk ğ ekinde bir toprak basıncı da ğ ılımına yakın oldu ğ u gözlenmektedir. Bu toprak basıncı da ğ ılımı, görünen toprak basıncı da ğ ılımı olarak tanımlanabilir. Çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerinin boyutlandırılmasında birçok ara tırmacı tarafından zemin cinsine ve sisteminin kullanım süresine göre ğ e ğ itli görünen toprak basıncı da ğ ılımları elde edilmi ğ tir.

3.2 Çok sıra Destekli İksa Sistemlerinde Toprak Basıncıları

Rankine ve Coulomb toprak basıncı teorileri istinat duvarlarına, zemine ankastre perde duvarlara, tek sıra ankrajlı zemine serbest mesnetli veya ankastre perde duvarlara uygulanabilmekle beraber çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerine uygulanamazlar. Bu durum çok sıra destekli iksa sisteminin yapılı ğ a amalarının, deformasyon biçiminin ve sistemin göçme mekanizmasının di ğ erlerinden farklı olması ile açıklanabilir. Çok sıra destekli iksa sistemlerine gelen toprak basınçları ve da ğ ılımları ğ u ğ ekinde açıklanabilir:

1. Derin kazı destekleme sistemlerinin rijitlikleri istinat duvarlarına göre daha azdır. Destekleme sistemlerinde, bölgesel basınç yığı lması sonucu destek elemanlarda çok büyük

kuvvetler olu makta ve bunun sonucunda sistemin toptan göçmesine neden olabilecek bir ardı ık göçme mekanizması meydana gelebilmektedir. Yukarıda adı geçen bu problemleri önlemek için destekleme sistemlerinin tasarımı destekleme sistemine gelebilecek yüklerin ortalamasına göre de il olu abilecek maksimum yatay destek yüklerine göre yapılmalıdır.

2. Dü ey destekleme sistemi imal edildikten sonra birinci sıra ankrajın yerle tirilece i kota kadar kazılır. Bu a ama sırasında sistem ankastre konsol gibi çalı ır ve bunun sonucu olarak destekleme sistemi, derinlikle lineer olarak artan aktif toprak basıncına maruz kalır. Bu a amada sistem kazı tabanı civarındaki bir nokta etrafında dönerek hareket eder.

3. kinci a amanın ba langıcında ilk sıra ankraj veya içten destek yerle tirilir. Bu durum duvarın hareketini sınırlandırır. Ankraja öngerme uygulandı nda ise duvar hareketi arkaya do ru geli ir ve pasif durum olu abilir.

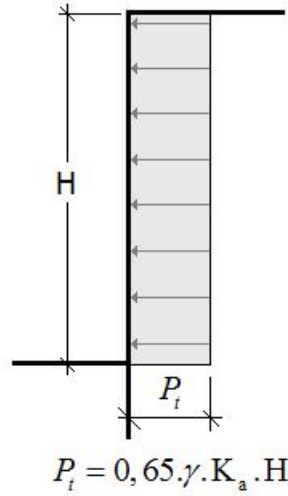
4. kinci sıra ankraj veya içten deste i yerle tirmek için yapılan kazı yeni yatay hareketlere yol açar ve olu an bu hareketlerde ilk ankrajın yük kaybına ve bununla birlikte zeminde akmaya neden olur. kinci sıra ankrajın gerilmesi ve bunun ardından yapılacak kazı nedeniyle olu acak yatay hareketler kabaca, parabolik olarak nitelendirilebilecek basınç da ılımının olu masına yol açar. Bu da destekleme sisteminin arkasında olu an zemin basıncı da ılımının, sistemin kazıya do ru hareketine yol açan gerçek zemin basıncı da ılımından çok, ankraj kuvvetlerine ba lı oldu unu ortaya koyar.

Çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerinin boyutlandırılmasında, gerçek zemin basıncı de erleri sistemi tam modelleyemedi inden birçok ara tırmacı tarafından çalı malar yapılmı ve zemin cinsine göre farklı toprak basıncı da ılımları elde edilmi tir. Bu da ılımların kohezyonlu ve kohezyonsun zeminler için farklı oldu u gözlendi inden ar atırmacılar duvar arkası zemin kohezyon durumuna göre toprak basıncı da ılımı önermi lerdir.

3.2.1 Kohezyonsuz Zeminler için Önerilen Zemin Basınçları

Terzaghi ve Peck (1967) içten destekli dayanma yapıları arkasındaki zeminin kum olması halinde ekil 3.3'de verilen basınç dağılımını önermişlerdir. Kuru kum ve nemli kumlar için geliştirilmiş bu çalışma yeraltı suyunun kazı tabanı seviyesine kadar drene edilmesiyle kullanılabilir.

$$P_t = 0,65 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H \quad (3.1)$$



ekil 3.7: Terzaghi ve Peck (1967) kohezyonsuz zeminler için zemin basınç dağılımı

Navfac (1982) tarafından dayanma yapısı arkasında kohezyonsuz zemin olması durumunda önerilmiş olan yanal toprak basıncı dağılımı ekil 3.8'de verilmiştir. Navfac (1982) yaklaşımlarında deformasyonların kritik olması durumunda sıkı kumlar için $K_0 = 0.4$ ve gevrek kumlar için de $K_0 = 0.5$ almak koşuluyla düşük rölatif sıkılığına sahip zeminlerde dayanma yapısına etkileyen en büyük zemin yanal basınç değeri,

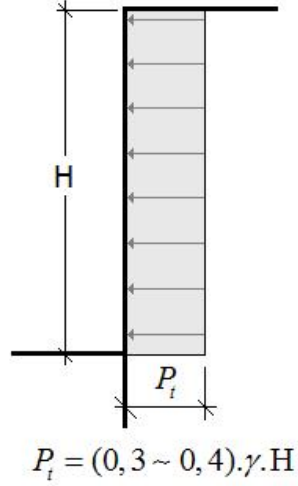
$$P_t = 0,3 \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot H \quad (3.2)$$

denklemleri ile hesaplanır.

Yüksek rölatif sıkılığına sahip zeminlerde dayanma yapısına etkileyen en büyük zemin yanal basınç değeri;

$$P_t = 0,4.K_o.x.H \quad (3.3)$$

denklemini ile hesaplanır.

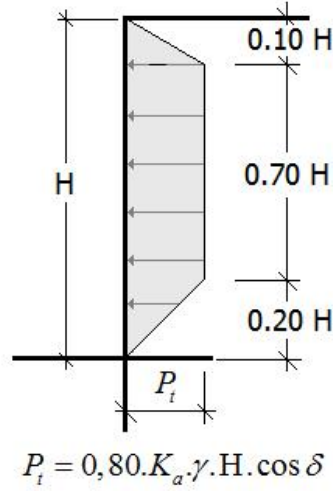


ekil 3.8: Navfac (1982) kohezyonsuz zeminler için önerilmi zemin basınç dağılımı

Tschebotarioff (1951) deneysel çalışmaları dayanarak dayanma yapısı arkasında kohezyonsuz zemin olması durumunda yanal toprak basıncı dağılımının ekil 3.9'da verildiği şekilde belirlenmesini önermiştir. Burada dayanma yapısına etkileyen en büyük yanal toprak basıncı değeri

$$P_t = 0,80.K_a.x.H.\cos u \quad (3.4)$$

denklemini ile hesaplanır.

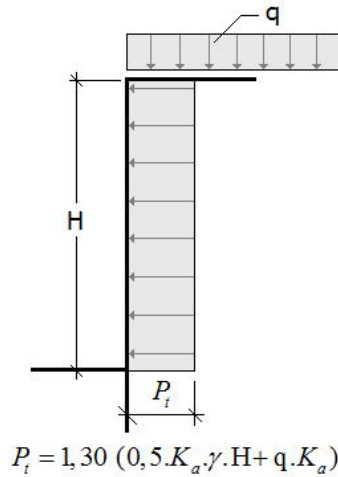


ekil 3.9: Tschebotarioff (1951)'un kohezyonsuz zeminler için zemin basınç da ılımı

sviçre zemin ankraj standardında (SIA 191 1982) kohezyonsuz zeminlerdeki çok sıra destekli iksa sistemlerine etkileyen yanal toprak basıncı da ılımının ekil 3.10'de verildi i ekilde alınması önerilmi tir. Burada sisteme etkileyen sür arj yükü q olmak üzere, iksa sistemine etkileyen en büyük yanal toprak basıncı de eri

$$P_t = 1,30 (0,5.K_a.x.H + q.K_a) \quad (3.5)$$

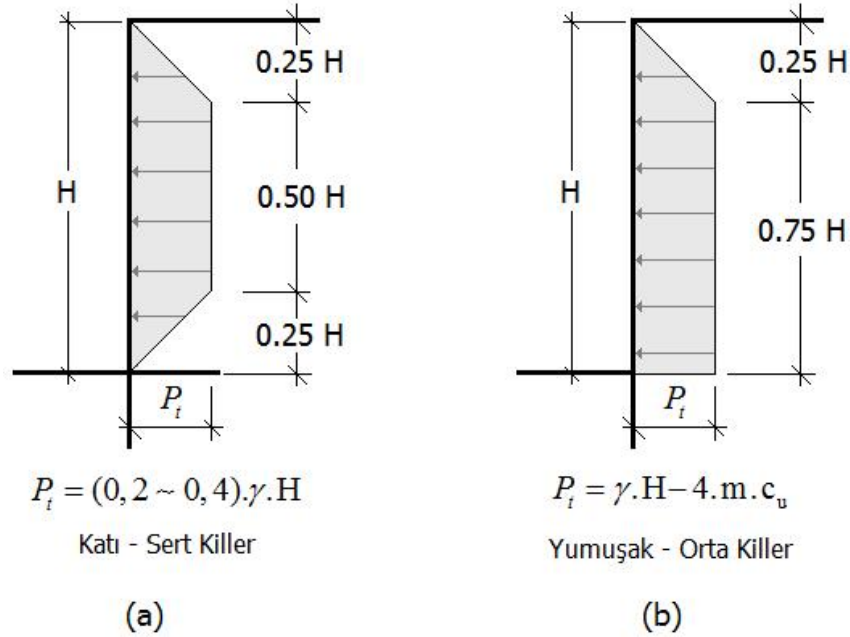
e itli i ile hesaplanır.



ekil 3.10: sviçre zemin ankrajları standardında (SIA-191, 1982) kohezyonsuz zeminler için zemin basınç da ılımı

3.2.2 Kohezyonlu Zeminler için Önerilen Toprak Basıncıları

Terzaghi ve Peck (1967) kohezyonlu zeminlerde in a olunan dayanma yapılarına gelen yanal toprak basıncı da ılımlarını ekil 3.11'deki gibi önermiştir. Burada kohezyonlu zeminin drenajsız kayma mukavemeti c_u olmak üzere, katı-sert killerde yani $\chi.H / c_u \leq 4$ olması durumunda ekil 3.11(a)'daki basınç dağılımı kullanılır ve genelde birçok halde $P_t = 0,3 \chi.H$ formülü ile hesap yapılır. Bu formülde kaplama hareketinin minimum olması ve kazının çok kısa süre açıkta tutulması durumunda $P_t = 0,2 \chi.H$ kullanılabilir. Yumuşak - orta killerde yani $\chi.H / c_u > 4$ olması durumunda ise ekil 3.11 (b)'deki itki kullanılır. Bu ekilde hesaplanan toplam itki (a) da hesaplanan itkidен az ise hesaplarda büyük P_t değeri kullanılır. $\chi.H / c_u$ oranının 10 ila 12 değerine kadar bu değeriyle belirlenen basınç dağılımı kullanılabilir. Ekil 3.11 (b)'de verilen m çarpanı kohezyonlu zeminde kilin kıvamına göre azaltma katsayısı olarak tanımlanır ve yumuşak killerde $m=0,4$ alınabilir. P_{tmax} değeri için $m=0,40$ kullanılır. Katı killer için $m=1,0$ değeri alınabilir.



ekil 3.11: Terzaghi ve Peck (1967)'in killi zeminler için toprak basıncı önerisi (a) katı-sert kohezyonlu zeminler (b) yumuşak - orta sert kohezyonlu zeminler

Navfac (1982) tarafından dayanma yapısı arkasında kohezyonlu zemin olması

durumunda önerilmi olan zemin basınç da ılımı ekil 3.12’de verilmi tir. Burada katı, çok katı killerden dayanma yapısına etkiyen en büyük zemin yanal basınç de eri

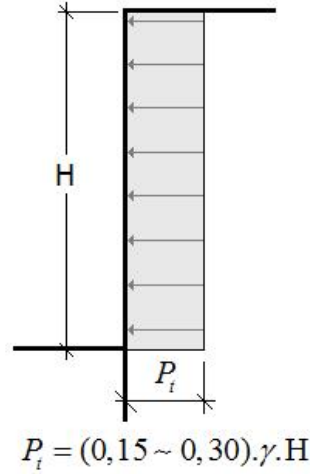
$x.H / c_u \geq 4$ durumda

$$P_t = 0,3x.H \quad (3.6)$$

$x.H / c_u < 4$ durumunda ise

$$P_t = 0,15x.H \quad (3.7)$$

e itli i ile hesaplanır.



ekil 3.12: Navfac (1982)’de kohezyonlu zeminler için önerilmi basınç da ılımı

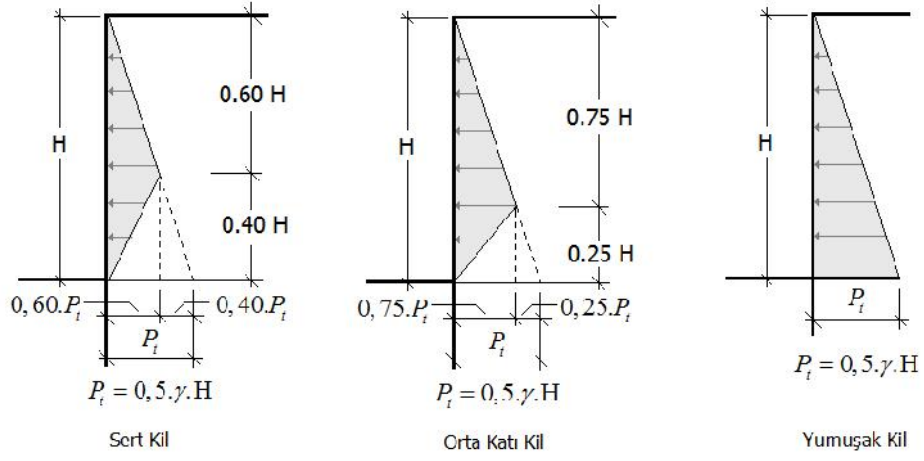
Tschebotarioff (1951) tarafından dayanma yapısı arkasında kohezyonlu zemin olması durumunda önerilmi olan yanal toprak basıncı da ılımı ekil 3.13’de verilmi tir. Burada dayanma yapısına etkiyen en büyük yanal toprak basıncı de eri sert kilde kalıcı destekleme yapıları için;

$$P_t = 0,5x.H \quad (3.8)$$

geçici destekleme yapıları için ;

$$P_t = 0,375x.H \quad (3.9)$$

Ba ntıları kullanılabilir.

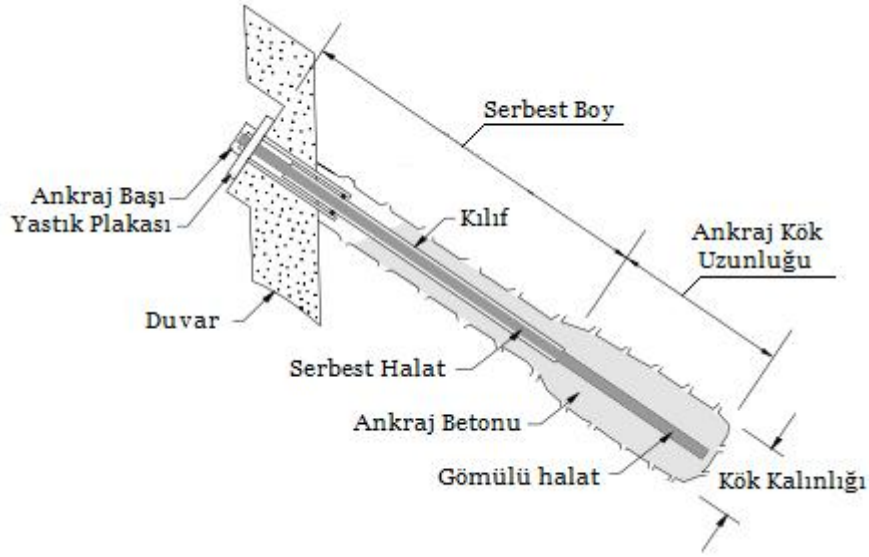


ekil 3.13: Kohezyonlu zeminlerde Tschebotarioff (1951)'un önerdiği aktif toprak basıncı dağılımı

4. ZEMİN ANKRAJLARI

4.1 Genel

Zemin ankrajı üç kısımdan meydana gelir: bir gergi çubuğu veya halatıdır. Birinci kısım, ankraj çubuğunu veya halatını zemine tespit eden, çevresine çimento enjeksiyonu yapılmış kök kısmıdır. İkinci kısım, ankrajın dışındaki ucu olup ankraj kuvvetini sathıya yayan bir başlığı içerir. Ankraj çubuğunun bu iki kısım arasında kalan gövde ise, genellikle, yalnız kuvveti iletmeye yarar (ekil 4.1).



ekil 4.1: Zemin ankrajı kısımları

Ankraj tekilinde başlıca dört adım vardır:

- 1) Ankraj çukurunun açılması (Kök kalınlığı kadar)
- 2) Ankraj çubuğu veya halatın yerleştirilmesi
- 3) Enjeksiyon yapılması
- 4) Kök kısmının betonlanarak sabitlenmesi

Genellikle, 7.5 ila 23 cm çapında delik, rotary, darbeli veya yıkamalı sondaj ile açılır.

Kendini tutamayan zeminlerde kaplama borusu da kullanılır. Delik çapı her zaman çubuk veya halat çapından yeteri kadar büyük olmalıdır. Çubuk veya halatı tespit için, kök kısmından ba layarak çimento enjeksiyonu yapılır. Enjeksiyon sistemi ve kullanılan karı ım farklı bile enler içerse de asıl ba layıcı çimentodur. Enjeksiyon betonunun prizi için yeteri kadar süre geçtikten sonra uç kısmı tespit edilir, ankrajın te kilinde öngörölmü se çubuk veya halata germe tatbik edilir (Cerraho lu, 1994).

Kazı evlerinin stabilitesinin geçici ya da sürekli olarak sa lanması, deprem sırasında olu an kuvvetlere kar ı temellerinin derindeki tabakalara tutturulması, suyun kaldırmasına kar ı temellerin tespiti, tabii evlerin güvenli inin arttırılması gibi geoteknik problemler için ankrajlardan faydalanılarak çözümlenmektedir.

Zemini delip geçen bir ankraj çubu u ile bozulmu zeminden geride kalan veya derindeki zemin direncinden faydalanırken bir yandan da aradaki zeminin de geli igüzel hırpalanması önlenmi olmaktadır. Aradaki zemin, öncelikle tabaka do rultusu elveri li olan çatlaklı ve tabakalı kayalarda oldu u gibi, ankraj yapıldıktan sonra çatlakları kapanması ile daha sıkı bir duruma gelebilmektedir.

Gev ek zeminlerde ankraj te kili son yıllarda hızlı bir geli me göstermi tir. Yirmi be yıl kadar önce, kum-çakıl içinde 25 ton ta ıyabilen geçici ankraj yapan firmalar, benzer zeminlerde sürekli olarak 200 ton ta ıyabilecek ankrajlar için garanti verir olmu lardır. Bu geli melerde yeni imkanlar arayan, tekniklerini geli tiren giri imci in aatçılarının büyük payı vardır (Coduto, 2001).

Bugün 1000 tona kadar ankraj kuvvetlerinin elde edilmesi mümkün görölmekle beraber, pratikte 20 ila 100 ton kapasiteli ankrajlar kullanılmaktadır.

Ankrajların zemin içindeki ucunun yani ankraj kökünün geni letilmesi ile daha büyük ankraj kuvvetleri elde edildi i gibi, perde hareketine de büyük ölçüde engel olunabilmektedir. Ankrajlar, dü ey, yatay ya da herhangi bir e imle te kil edilebilmektedir. Böylece kayaların tabakala ma ve çatlak do rultularından, zemin tabakalarının kalınlık ve özelliklerinden faydalanılabilmektedir.

4.2 Ankrajların Sınıflandırılması

4.2.1 Kullanım Sürelerine Göre Ankrajların Sınıflandırılması

Ankrajlar, hizmet süreleri dikkate alınarak kalıcı ankrajlar ve geçici ankrajlar olarak ayrılır.

a) Kalıcı ankrajlar: Kalıcı olarak yapılan ve kazı destekleme sistemlerinin servis ömrü boyunca stabilitesini sağlamak amacıyla yapılırlar. Kalıcı ankrajlarda yapının tüm ömrü boyunca görev alacağından korozyona karşı korunması ve sistemde krip oluşmaması beklenir. Bu hususlar tasarımda gözönünde bulundurulmalıdır. Özenle tasarlanmalıdır. Ayrıca prensipte kalıcı olması istenen ankrajlarda, bir diğer önemli faktör ise ankrajın istenildiğinde öngerme yapılabilmesidir.

b) Geçici ankrajlar: Bu ankrajlar, genellikle bir projenin inşaatı sırasında geçici bir süre için kazı destekleme sisteminde kullanılan ankrajlardır. Geçici ankrajlar genelde 3 yıldan fazla kalmayan ve aylarla ifade edilebilecek bir hizmet ömürleri bulunan ankrajlardır (Xanthakos, , 1994).

4.2.2 İmalat Teknikleri ile Ankrajların Sınıflandırılması

Bir ankrajın taşıma gücü, içinde imal edildiği zemin cinsine göre geometrisine bağlıdır. Bir ankrajın tasarımında, ankrajın kök kısmından çevresindeki zemine aktarılabildiği gerilmeler, ankraja uygulanan imalat tekniği, enjeksiyon ve delme işlemlerinden etkilenmektedir. Bu kriterler göz önünde bulundurularak ankrajlar 4 ana grup altında toplanabilirler.

4.3 A Tipi Ankrajlar

Dayanımı deli in stabilitesine ba lı olan do rusal ya da do rusal olmayan düz a ftlı ankrajlardır. Ço unlukla kayalarda ya da katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılır. Enjeksiyon i lemi "Tremie" yöntemiyle yapılır. Harçlanan kök kısmındaki sıyrılmaya kar ı direnç, zemin ile enjeksiyon arasındaki kayma mukavemetinden olu ur. Mukavemet, zemin-enjeksiyon yüzeyi arasında olu an yüzey kayma gerilmelerine ba lıdır (ekil 4.2).

4.3.1.1 B Tipi Ankrajlar

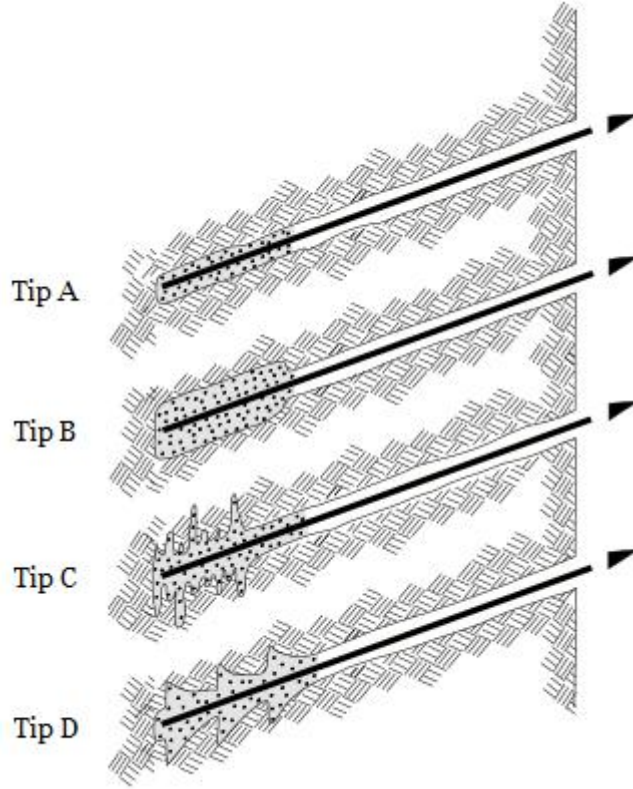
Ankraj kök çapının zemin içinde minimum hasar yaratarak geni letilmesi sonrası çimento harcının 1000 kN/m^2 ' den dü ük basınçlar altında bo luklara ve çatlaklara girmesi sa lanarak olu turulan ankraj tipidir. Genellikle iyi derecelenmi kohezyonsuz zeminlerde kullanıldı ı gibi, yumu ak çatlaklı kayalarda ve kaba alüvyonlarda da kullanılır. Kök çevresindeki zeminin, kohezyonsuz zeminlerde çimento sızdırmazlı ndan yararlanılarak basınç altında iyice sıkı tırılması ile geni bir ankraj kökü olu turulur. Dikkat edilmesi gereken, enjeksiyon basıncının her zaman toplam jeolojik yükten dü ük olması gerekti idir (ekil 4.2).

4.3.1.2 C Tipi Ankrajlar

2000 kN/m^2 ' den daha yüksek bir basınç altında çimento harcının zemin bo luklarına sızdırılmasıyla ankraj kökü geni letilir. Birinci enjeksiyonun sertle mesinden sonra, ço unlukla basınç ikinci enjeksiyon sırasında uygulanır. Kohezyonsuz zeminlerde oldu u gibi kohezyonlu zeminlerde de ba arılı bir ekilde uygulanır. Üniform bir kayma mukavemetinin ankraj kökü boyunca var oldu u prensibine göre ta ıma gücü hesaplanır (ekil 4.2).

4.3.1.3 D Tipi Ankrajlar

Mekanik aletlerle ya da patlayıcılarla oluşturulmuş bir dizi kökten oluşan ankrajlardır. Enjeksiyon işlemi "Tremie" yöntemiyle yapılır. Katı ve sert kohezyonlu zeminlerde uygulanan bu ankrajlarda, kayma mukavemeti sıyrılmaya karşı direnci oluşturur (ekil 4.2).



ekil 4.2: Zemin ankraj tipleri (imalat tekniklerine göre)

4.3.2 Çalışma Eseli Bakımından Ankrajların Sınıflandırılması

4.3.2.1 Basit Ankrajlar

Genellikle çimento enjeksiyonu ile örtülü çelik çubuklardan meydana gelirler. Uygulanan yük ankrajın çevre sürtünmesi ile zemine iletilir. Yük arttıkça destek elemanı ankraja etkileyen kuvvet büyür. Bu tip ankrajlar istinat perdesinde büyük göreceli hareket oluşmasına engel olamaz.

4.3.2.2 Gerilmi Ankrajlar

Basit ankrajlara benzer şekilde yapılan bu tip ankrajlarda ilave olarak kullanılmaya başlanmadan önce germe işlemi uygulanır. Böylece dış yük etkisinde çubuğun deformasyonuna ihtiyaç kalınmadan çalışması sağlanır.

4.3.2.3 Öngerilmeli Ankrajlar

Bu tip ankrajlar, sondaj ile açılan deliğe yerleştirilen yüksek mukavemetli çelik halatların kök bölgesinin betonlanıp ardından germe uygulanarak teşkil edilir. Bu bakımdan ardından gerilmeli betona benzerlik göstermekle birlikte uygulamada öngerilmeli ankrajlar olarak isimlendirilirler.

Yukarıda belirtilen sınıflandırmaların yanında ankrajlar içinde yer aldıkları jeolojik ortama göre, kaya ankrajı ve zemin ankrajı olmak üzere de sınıflandırılabilir. Kaya ankrajları kalıcı veya geçici olarak tasarlanabilirler.

4.4 Ankrajların Kısımları

Bir zemin ankrajının ana elemanları ankraj kafası, serbest ankraj boyu ve ankraj köküdür (Şekil 4.1).

1. *Ankraj kafası:* Bu bölge, öngerme kuvvetinin yüzeye yayılmasını temin eder. Öngermenin uygulandığı ve servis yüküne gerilen ankrajın kilitlenmesinin yapıldığı bölgedir.

2. *Serbest ankraj boyu:* Tendon, delme işlemi sonrasında yerleştirildikten sonra enjeksiyon uygulanır. Böylece sabitlenmiş ankraj oluşturulmuştur. Tendonun harçsız bölümüne serbest ankraj boyu denir. Ankraj gövdesinin başlangıcı ile ankraj kafası arasındaki mesafedir. Germe işlemi sırasında öngerme çeliğinin engelsiz olarak uzayabileceği uzunluğa karşılık gelmektedir. Bu amaçla tendona öngerme uygulanır. Bu işlemden sonra korozyona karşı koruma niteliğinde olan ikincil enjeksiyon uygulanır. Ankrajlarda statik çalışmaları yüklerle nazaran öngerme yapılması durumunda deplasmanların

daha az oldu u görülmü tür. Ayrıca uygulanan yüklerin artan ve azalan de erde tekrarlanması kar ısında kalıcı ek deformasyon daha azdır.

3. *Ankraj kökü*: Öngerme kuvvetini zemine aktaran kısımdır. Çimento harcının yüksek basınç altında ankraj deli ine itilerek doldurulması ile kök bölgesi olu turulur. Ankraj kökü ile zemin arasındaki ba ,

- a) Köke etkiyen normal gerilme
- b) Adhezyon
- c) Sürtünme gibi faktörlere ba lıdır.

Bununla beraber deneyimlere dayanılarak, 9-12 m'yi a an kök boylarında ta ınan yükün, bu derinlikten sonra artı ında azalmalar görülmü tür.

4.5 Ankraj Tasarımı

Zemin ankrajlarının tasarımında kullanılacak ankraj, desteklenecek duvar , ve

(1) ankrajın ba lanma tarzı belirlenmelidir.

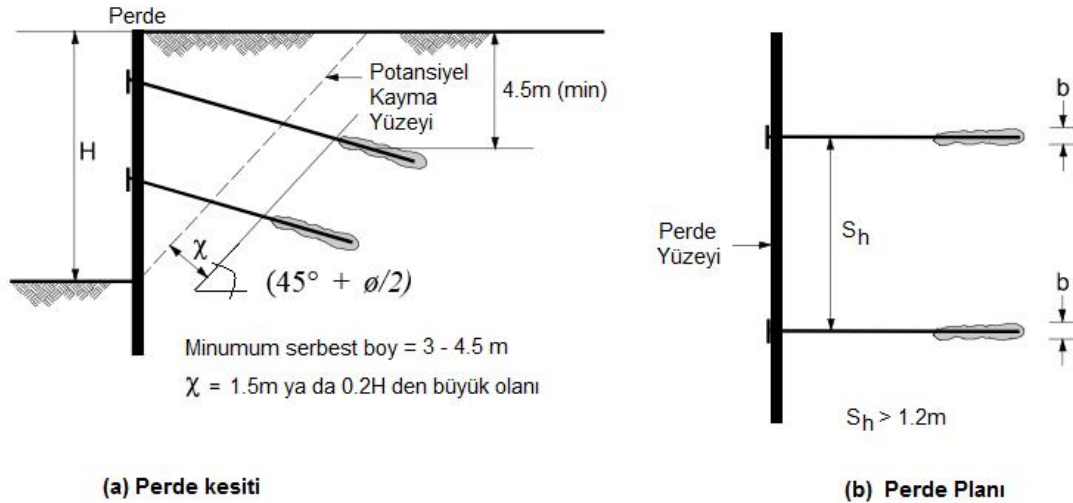
Zemin ankrajları, dayanma yapısının desteklenmesi ve yatay deplasmanların kontrol edilmesi için kullanılır. Bu durum için yatay destekleme elemanı olan ankrajlara arka zeminin a ırlı ı ve sür arıdan kaynaklanan toprak basınçları , hidrostatik basınçlar ve deprem etkilerinden olu an kuvvetler olabilir. Yükün cinsine ve ankrajlı sistemin amacına ba lı olarak ankrajlar geçici veya sürekli kuvvete maruz kalırlar. Ankraj sisteminin tasarlanması sırasında bu yüklerin öngörülmesi gerekir (Xanthakos., 1994).Böylece, ankraj tasarımında ilk adım, ihtiyaç duyulan ankraj kuvvetlerinin, tatbik noktalarının ve do rultularının belirlenmesi olmaktadır. İlk olarak ankrajların uzunluklarının, e imlerinin ve aralıklarının tayin edilmesi gerekir. Böyle bir incelemede, arazi profili ve ankrajların yerleştiği tabaka özellikleri önemlidir.

Kohezyonsuz zeminlerde, ankrajın boyutları, genellikle kullanılan enjeksiyon betonunun kalitesine ve enjeksiyon basıncına ba lı bulunmaktadır. Bu yüzden, bu cins zeminlerde ankrajın basıncı büyük ölçüde i çili in kalitesi ile ilgilidir. Yapılan uygulamalarda kazanılan tecrübeler göre, enjeksiyon basıncının artırılması ile, daha büyük

yükleri taşıyabilen ankrajların yapılabileceği görülmüştür. Küçük enjeksiyon basınçları için sıkı ve ince kumlarda, kil içindeki benzer sonuçlar alınmaktadır. Kaya içindeki ankrajlarda ise ankrajın taşıdığı kuvvet, kök kısmının boyutları ile orantılıdır, çatlak kayalar ve sert zeminlerde, artan enjeksiyon basınçlarıyla ters sonuçlar alınabileceği; bu yüzden de çatlaklar açabileceği de dikkate alınmalıdır.

Ankrajın eğimi mümkün olduğunca küçük tutulmalıdır. Bu eğim genellikle yatay ile 30° arasında olur. Komşu yapılan ve yakında bulunan tesisat boruları veya galerilerinin hasara uğramaması için eğim 45° 'ye kadar çıkartılabilir (Xanthakos, 1994).

Ankrajın duvardan ne kadar geriye ve zemin yüzünden ne kadar derine uzatılacağını, zemin şartlarını göz önüne alarak tespit etmek gerekir. Ankrajın kök kısmı duvar tabanından geçen muhtemel bir kayma yüzeyinin dışında yer almalıdır. Rankine toprak basıncı teorisine göre limit denge durumu göz önüne alınırsa, ankrajlı bir istinat yapısının arkasında meydana gelen kayma yüzeyi, H serbest yüksekliğin tepesinden itibaren $1.1 H$ veya $1.5 H$ kadar derinde olan bir noktadan çizilecek, yatay ile $(45^\circ + \phi/2)$ açısı kapayan düzlem olarak tanımlanır. Ankrajın etkili uzunluğu böyle tanımlanan kayma yüzeyinin dışında kalan ankraj kök boyundan ibarettir. Ayrıca ankrajın kök kısmı, zemin yüzünden yaklaşık olarak 5-6 m. derinde olmalıdır. (Şekil 4.3)



Şekil 4.3 : Zemin ankrajları için gerekli yerleşim şartları

4.5.1 Ankraj Taıma Gücünün Belirlenmesi;

Bir zemin ankrajının sıyrılma durumu ya da taıma gücü aadaki zeminin özelliklerine, ankraj geometrisine, ankraj elemanlarının mukavemetine ve imalat yöntemine baıdır.

Ankrajın sıyrılmadan, yani sabit yük altında aırı deformasyonlar göstermeden taıyabilece i maksimum kuvvete sıyrılma yükü denir. Giderek daha büyük yükleri taıyan, daha geni kullanılma imkanı olan ankrajlar imal edilmektedir.

Hesapla bulunan sıyrılma yükü, genellikle güvenilir tarafta bulunmaktadır. Molletr ve Widing, 100 kadar ankraj üstünde yapılan deneyler sonunda, gerçek sıyrılma yükünün, hesapla bulunan ankraj yükünün 6 katı oldu unu ortaya koymu lardır. Sıyrılma yükü,

$$F = f .d.l_o .x.h.tanw \quad (4.1)$$

ifadesi ile hesaplanabilir (Koyuncu , 2006). Burada,

- d = Ankraj kök çapı
- l_o = Ankraj kök boyu
- $x.h$ = Ankraja köküne etkileyen dü ey jeolojik yük
- w = Zeminin kayma mukavemeti açısı

olarak belirtilmi tir.

Deneyle sıyrılma yükünün büyük olu u, ankrajın uç bölgesinde enjeksiyon yüzeyinin girintili çıkıntılı olması yüzünden sürtünme direncinin artması, enjeksiyonla yerle tirilen çimentonun aynı zamanda ankraj çevresindeki zemini stabilize etmesi ve enjeksiyon basınçlarının zemini sıkı tırmı olması gibi nedenlere ba lanmı tir.

Sıyrılma yükünün ba lı bulundu u de i kenlerin ortaya çıkarılması ve dolayısıyla hesap esaslarının belirlenmesi için yapılan ara tırmaların bir kısmı, dü ey jeolojik yükün önemi üstünde durmu lardır. Sutherland (1986), kuma gömülü plakalarla yaptı ı model deneylerle ortalama ankraj gerilmesinin, derinli in karesi ile do ru, ankrajın boyutları ile ters orantılı oldu unu ortaya koymu tur. Healy, gömülü plakalarla yaptı ı model deneylerinde, sıyrılma yükünün dü ey jeolojik yükle do ru orantılı oldu unu göstermi tir.

Ayrıca sıkı kumda sıyrılma yükü, ankraj boyutları arttıkça küçülmekte, fakat gevrek kumda sıyrılma yükü ankraj boyutlarından bağımsız olmaktadır.

Yapılan tüm model deneylere göre ankraj taşıma gücünün büyük ölçüde ankraj ile zemin ara yüzünün eğiline, dairesel jeolojik yüke ve ankraj gerilme deformasyon davranışına bağlı olduğu görülmüştür (Clayton, 1993).

Bütün bu çalışmalar henüz uygulamada kolaylıkla faydalanabilecek açıklığa getirilememiştir. Bu yüzden, tavsiye edilebilecek yol, zemin şartlarının ve ankrajın mekanik özelliklerini göz önüne alarak, sıyrılma yükünün deneylerle belirlenmesidir.

Ayrıca deneysel sonuçlar, grup olarak sıyrılma yükünün ankrajların sıyrılma yükleri toplamından daha küçük olduğunu göstermiştir. Aralarında 2 çap mesafe bırakılarak dizilen ankrajları grup sıyrılma yükü ile her bir ankrajın münferit sıyrılma yükü oranlanmış ve bu oran 0.39 olarak belirlenmiştir. Alman standartlarına göre (DIN 4125), ankraj betonları arasındaki uzaklık 1 metreden küçük ise, grup içindeki ankrajları birbirlerine karşıklı etkilerini tayin etmek için bir kaç ankrajın birlikte deneye tabi tutulması doğrudur.

Münferit bir ankrajın veya bir ankraj grubunun sıyrılma yükü deneysel bulunarak bir güvenlik sayısı ile bölünür. Böylece servis yükü elde edilir. Dört durumlar için ankrajın yük-yerdeğiştirme karakteristiklerinden, servis yükleri karşılaştırılır.

Ankraj gruplarının servis yüklerini, bir ankrajın servis yükünden hareket ederek belirlerken, geçici yapılarda 1.5, kalıcı yapılarda 2 güvenlik sayısının kullanılması tavsiye edilmektedir. Kazı Destekleme Sisteminin Stabilitesi;

Ankrajlı sistemin stabilitesinin tahkiki, ankraj yüzünden bir zemin kaması çevresinde sınır denge durumunun meydana geleceğini kabul ederek yapılmaktadır. (Xanthakos, 1994).

Brinch Hansen (1961) kayma yüzeyinin, istinat perdesinin zemin içindeki dönme noktası ile ankrajın etkili uzunluğunun ortasını birleştirilen bir logaritmik spiral ile bu orta noktadan dairesel olarak yükselen bir duvar boyunca ortaya çıkacağını kabul etmiştir (Ekişil 4.4). Kaymaya etkiyen kuvvetler;

A: ankraj kuvveti,

P₁: kazı tabanı ile perdenin dönme noktası arasındaki kısımda perdeye etkiyen toplam

kuvvet,

P_2 : düey fiktif duvara etkiyen aktif itki, R logaritmik spiral boyunca etkiyen sürtünme gerilmelerinin bilekesi

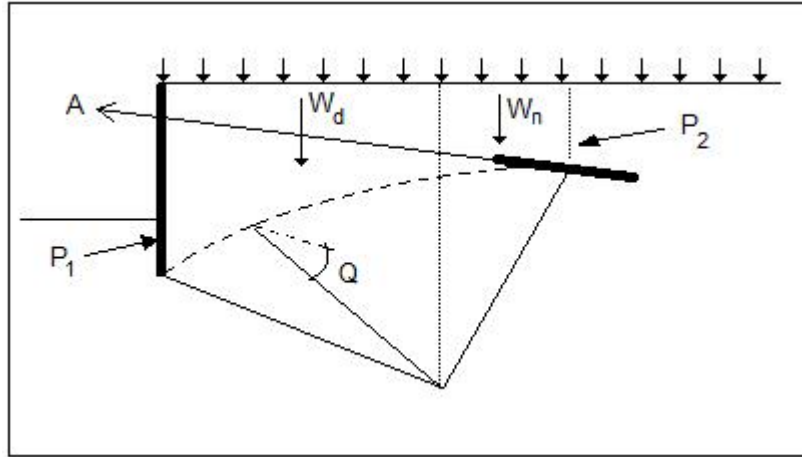
W: kayma kamasının ağırlığı, W_d ve W_n olarak ikiye ayrılabilir.

q: zemin yüzünden etkiyen ve dönme merkezinden geçen düey ile duvar arasında yer alan sürtünme gerilmesidir.

Logaritmik spiral boyunca sürtünme gerilmeleri, logaritmik spiralın kutbundan geçecek şekilde için, bu noktaya göre, önleyen momentlerin deviren momentlere oranını alırsak,

$$GS = \frac{M_{\ddot{o}}}{M_d} = \frac{M_{w\ddot{o}} + M_{P_1}}{M_{wd} + M_{P_2} M_A + M_q} \quad (4.2)$$

bulunur. Brinch Hansen bu ilemin çok sayıda spiral için tekrarlanmasını ve G.S. değerleri arasında en küçükünün l'den büyük olup olmadığının aranmasını tavsiye etmektedir. Bu artırsa anlarsa ankrajlı yapının stabilitesi vardır.



ekil 4.4: Ankrajlı bir istinat perdesinin stabilitesinin tahkiki (Brinch Hansen)

Kranz (1953) logaritmik spiral yerine, istinat perdesinin dönme noktası ile ankrajın etkili uzunluğunun orta noktasını birleştirilen noktayı ele almaktadır (ekil 4.5). Burada

A: ankraj kuvveti,

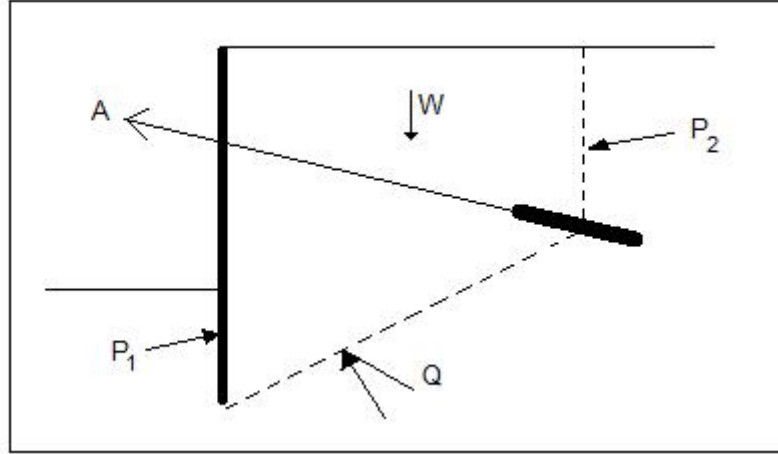
P_1 : kazı tabanı ile perdenin dönme noktası arasındaki kısımda perdeye etkiyen toplam kuvvet,

P_2 : düey fiktif duvara etkiyen aktif itki,

R: sürtünme gerilmelerinin bileşkesi

W: kayma kamasının ağırlığı olarak verilmektedir,

Bu yöntemde P_2 kuvvetinin stabiliteyi arttırıcı yöndeki etkisini bir tarafa bırakılarak, P_1 , W, R kuvvetleri arasındaki denge araştırılacak şekilde sadeleştirilebilir.



ekil 4.5: Ankrajlı bir istinat perdesinin stabilitesinin tahkiki (Kranz,1953)

Yukarıda anlatılan iki hesap yolu da, esas olarak, ankrajın çekilmesi ile, belirli büyüklükteki bir zemin kütesinin sınır denge durumuna gireceği kabulüne dayanmaktadır. Ankraj, zemin kamasının ayrılmaz parçasıdır. Böylece hesap, bir zemin kamasının stabilitesini tahkike dönümü olacaktır.

4.6 Ankraj Tasarımında Diğer Etkenler

Ankrajların güvenle taşıyabileceği yük ankrajlı çözümün yapılabirli ini belirlemektedir. Buna ba lı olarak belirlenen ankraj aralı ı da duvarı yapısal tasarımını etkilemektedir (Xanthakos, 1994). Ankrajların tasarımında gözönüne alınması gereken etkenler a a ıda açıklanmı tır.

4.6.1 Çelik Halatta Kopma

Uygulanan yük çelik halatın yapısal ta ıma gücünü asarsa kopma meydana gelir. Tasarımda ankraja gelecek yük halat kopma yükünün 0,6 katını, ankraj deneylerinde ise 0,8 katını geçmemelidir.

4.6.2 Zeminde Göçme

Ankraj köküne iletilen yüklerle birlikte kök çevresinde bir zemin kitlesinin koparılması söz konusu olabilir. Sı ankraj köklerinde, kök önünde bir bölgede kopma ile ba layan ve pasif göçme yüzeyine benzer bir yüzeyde göçme ile sonuçlanan bir hareket görülebilir. Pratikte 5 m'den daha derin bölgelerde kökü olan ankrajlarda bu tür göçme çok az görülmektedir.

4.6.3 Enjeksiyon - Tendon Sıyırılması

Tendon enjeksiyonundan sıyırılma mukavemetini adezyon , sürtünme ve mekanik kilitlenme bile enleri olu turur. Adezyon pürüzlü çelik ile enjeksiyon arasında olur. Büyüklü ü uygulanan gerilmeye, pürüzlülü e ve hareketin derecesine ba lıdır. Mekanik kilitlenme nervürlü demir çıkıntularına giren enjeksiyon ile çelik arasındaki toplam sıyırılma direncinden olu ur.

4.6.4 Zemin - Enjeksiyon Sıyrılması

Ankraj köküne yük iki biçimde aktarılabilir. İlk olarak tendon enjeksiyon içinde gömülüdür ve yük uygulanınca enjeksiyon-zemin ara yüzeyinde kayma gerilmeleri ve normal gerilmeler oluşur. Sonuçta enjeksiyonda çekme gerilmesi ve buna bağlı çatlaklar oluşabilir. Bu düzenleme kalıcı ankrajlardaki korozyon etkisi de göz önüne alınınca uygun olmayabilir. Bunun yerine bir plaka yardımıyla yük kökün ucuna aktarılarak tendon bir basınç borusu aracılığıyla enjeksiyondan ayrı tutulabilir.

4.7 Ankraj Kök Taıma Gücüne Etkiyen Faktörler

- **Zemin Özelli i**

Granüler zeminlerde sürtünme açısı ve dane çapı da ılımları etkendir. Kohezyonlu zeminlerde ise adezyon ve plastisite indeksi (PI) önemlidir.

($PI = W_L - W_p$) ($W_L =$ Likit limit, $W_p =$ Plastik limit) (Xanthakos, P. P., 1994)

- **Delme Yöntemi**

Granüler zeminlerde çakılan kılıf sürtünmeyi artırır. Kohezyonlu zeminlerde kılıfsız delgi taşıma gücünü azaltır.

- **Kök Uzunlu u**

Granüler zeminlerde kök uzunlu unda 6m' ye kadar düzenli artış olur. Daha sonra ise artış azalır. Kohezyonlu zeminlerde ise adezyonun 95 kPa'dan küçük değerleri için düzenli artış vardır.

- **Kök Çapı**

Granüler zeminlerde 10 cm' den sonra artış azalır görülür. Kohezyonlu zeminlerde ise 15 cm'e kadar düzenli artış görülür.

- **Enjeksiyon Basıncı**

Granüler zeminlerde artan enjeksiyon basıncıyla τ ima gücünde artı görülür. Kohezyonlu zeminlerde ise τ amalı enjeksiyon yapılırsa τ ima gücünde artı olur. Kök boyunca τ kayma gerilmesi için ;

$$P = f \cdot d \cdot L \cdot \tau \quad (4.4)$$

olur.

Burada P ankraj kök τ ima kapasitesi , d kök çapı , L kök boyu ve τ kök boyunca kayma gerilmesidir.

4.8 Ankraj Testleri

Ankrajlar üzerinde performans ve kabul edilebilirlik deneyi adı altında iki tür deney yapılır. Bunlardan birincisi ilk iki çalı an ankraj da ve geri kalanları kayaç ve granüler zeminlerde %2'sinde, kohezyonlu zeminlerde %10'unda gerçekleştirilir. Amaç tasarım yükünün τ ırı bir uzama veya krip olmaksızın τ inabilece inin gösterilmesidir.

Kalıcı ankraj uygulamalarında ankraj yüklerinin uzun vadede etkileri ve deformasyonlar ba langıçta göz önüne alınmalıdır. Testlere maruz kalacak olan ankrajlara performans ankrajı denir. Yükleme kontrolü ile basit bir gerilme testi yapılır. Tasarım yükü p ve; germe ve deney aygıtının istenen e im ve yerde tutmak için gerekli en az yük de AL olursa, deney su a amalardan meydana gelir: $AL, 0.25p, 0.50p, AL, 0.50p, 0.75p, 0.50p, AL, 0.50p, 0.75p, 1.0p, 0.50p, AL, 0.50p, 0.75p, 1.0p, 1.25p, 0.75p, 0.50p, AL, 0.50p, 1.0p, 1.25p, 1.50p, 1.25p, 1.50p$ (Yıldırım, 2009)

Her yük hareket duruncaya dek (en az 1 dk.) tutulmalı ve son 1.50p yükü ise 50dk. tutulmalıdır. Bu yükte 0, 1/2, 1, 3.5, 10, 20, 30, 40, 50 dakikalarda okuma alınacaktır. Krip kaba granüler ve kayaç zeminlerde çok az olup, 1 ve 10 dakika okumaları da fark 1 mm'den az ise krip deneyi a aması sona erdirilebilir.

Test sonucunda kullanılan performans kriteri a a ıdaki 4 özelliikle ilgili olabilir.

- Sabit yük altında akma veya sabit deformasyonda gerilmenin bo alması

- Yük yüklemeye kıyasla yeniden yüklemenin yarattığı deformasyon
- Zemine yükün iletimi
- Ankraj testinden sonraki kalıcı deformasyon.

Kabul edilebilirlik deneylerinde ise amaçlar şu şekildedir:

AL, 0.25p, 0.50p, 0.75p, 1.0p, 1.25p, 1.50p

Burada aranan 1/2 ve 5dk. okutulan arasındaki fark 2 mm' den az olmalıdır. Ankraj projelerinde bu testler sonucunda çıkan verilerin 1/10' unda inşaat kontrolü itina ile yapılabilir (Yıldırım, 2009).

4.9 Zemin Cinsine Göre Ankrajları Tahmin Kapasitelerinin Tahmini

Kohezyonsuz zeminlerde ankrajların tahmin kapasitesini zeminin parametrelerine göre veren ampirik formüller henüz geliştirilmediğinden deneylerden elde edilen sonuçlardan yola çıkılarak tahmin kapasitesi elde edilebilmektedir.

Kohezyonsuz zeminlerde ankraj tahmin kapasitesi zeminin rölatif sıklığı ile doğrudan orantılı olarak artmaktadır. Gevrek zeminlerde ankraj çevresinde bir genleşme meydana geldiğinde sürtünme gerilmeleri daha düşük değerler almaktadır. Ankraj çapı büyüdükçe, çevre alanı da büyüdüğünden, çap artmasının tahmin kapasitesine etkisi de büyük olabilmektedir. Genelde zeminin sıklığına ve tane dağılımına bağlı olarak $D = 10 - 15$ cm arasında çapların ekonomik olduğu bilinir (Cerrahoğlu, 1994).

Kohezyonlu zeminler için ise Littlejohn (1970) sert killerde ve ayrılmı kayalar için aşağıdaki çevre sürtünmesi değerleri tavsiye etmiştir:

Sert kil ve marn'larda $f_s = 0,45$ Ayrılmı

kireç taşında $f_s = 10.f.N_{30}$

Bu değerler aşağıda yerine konulursa ;

$$A = c_u \cdot d_o \cdot l_o \cdot f_s \quad (4.5)$$

A: toplam taşıma kapasitesi
 c_u : drenajsız kayma mukavemeti
 N_{30} : ortalama SPT vuruş sayıları
 d_o : ankraj gövde çapı
 l_o : gövde uzunluğu

Elde edilen toplam taşıma kapasitesinin $G_s = 2$ gibi bir emniyet sayısı ile artırılmasının uygun olacağı söylenmektedir (Cerrahoğlu, 1994).

Kayalarda ise ankrajları yüksek taşıma gücü değerlerine ulaştıkları bilinmektedir. Ancak sıyrılma sınırına kadar yapılmış deney sayısı azdır. Örneğin az ayrılmış kayalarda emniyetli çevre sürtünmesi, $100 - 150 \text{ N/cm}^2$ alınabilir. (Bu değerler 3 - 6 m gövde uzunluğuna sahip ankrajlarda geçerlidir.)

5. YATAK KATSAYISI YAKLAIMI LE ÇOK SIRA ANKRAJLI DESTEKLEME S STEMLER N N ANAL Z

5.1 Yatak Katsayısı Kavramı

Yatak Katsayısı (k_s) yüzeysel ve derin temellerin hesabında yapı-zemin karılıklı etkileiminin modellenmesi için yaygın olarak kullanılan, zemin basıncı ile yer de i tirmesi arasındaki kavramsal bir ilişkidir. Bu ilişki, zemine oturan bir kirişin herhangi bir noktasındaki gerilme (p) ile, aynı noktanın yer de i tirmesi (y), yani çökmesi arasındaki oran olarak tanımlanır.

$$k_s = p / y \quad (5.1)$$

Bu tanımlama, kirişin herhangi bir noktasındaki yer de i tirmenin yalnızca o noktadaki gerilme etkisinden meydana geldiğini varsaymaktadır.

Yatak katsayısının kullanıldığı elastik teoriye dayanan çözüm yöntemlerinde, zeminin birbirine sonsuz yakınlıktaki bir seri bağımsız yay gibi davranacağı kabul edilir (Winkler teorisi). Klasik elastik zemine oturan kiriş yaklaşımında, kiriş-zemin ortak sisteminin davranışı

$$EI.(dy^4 / dz^4) + k_s.B_y = 0 \quad (5.2)$$

diferansiyel denklemi ile ifade edilir. Eksenel kuvvetler ile birlikte eilme etkisindeki sistemlerin hesabında ise, 2.mertebe etkilerinin de göz önüne alındığı

$$EI.(dy^4 / dz^4) + P_z.(dy^4 / dz^4) + k_s.B_y = 0 \quad (5.3)$$

diferansiyel denkleminin çözümü kullanılır. Bu bağıntılarda,

EI : kiri in e ilme rijitli i,

P_z : eksenel kuvvet,

B : kiri geni li idir.

Bu diferansiyel denklemler, yatay yükler etkisindeki kazıkların davranı nın belirlenmesinde de kullanılmaktadır. Terzaghi (1955) kazıkları da dü ey kiri ler gibi dü ünerek bir yatay yatak katsayısı (k_h) tanımlamı tır.

Yatay yatak katsayısının kazık boyunca de i iminin bilinmesi durumunda, yatay yükler altındaki dü ey kazıkların davranı ı çe itli ara tırmacılar tarafından incelenmi tir. Bu ara tırmacılar kazık yer de i tirmeleri ile iç kuvvetlerini veren çe itli analitik çözümler geli tirip, bunların tablo, abak ve formüller yardımıyla kolayca bulundu u hesap yöntemleri önermi lerdir.

Önerilen çe itli hesap yöntemlerinin bazıları Davisson & Robinson (1965), Trupia (1976), Baguelin, et al (1978) ve Tomlinson (1987)' da ayrıntılı olarak açıklanmaktadır.

Zemin ortamının çok tabakalı olmasından dolayı yatak katsayısının kazık boyunca karma ık fonksiyonlar ile ifade edilmesi, kazık ve zeminin lineer olmayan davranı ı gibi analitik yöntemlerde gözönüne alınması zor olan özelliklerin modellenmesi, sonlu elemanlar tekni i ve benzeri sayısal tekniklerin geli tirilmesiyle mümkün olmu tur (Bowles (1974)).

5.2 Yatay Yatak Katsayısını Belirleme Yöntemleri

Yatay yatak katsayısının kazık boyunca de i imini veren çe itli ampirik ve yarı ampirik ili kiler birçok ara tırmacı tarafından önerilmi tir. Bu ara tırmacılar yatay yatak katsayılarının bulunmasında; standart penetrasyon deneyi (SPT), presiyometre deneyi (PMT), plaka yükleme deneyi, konsolidasyon deneyi, tek ve üç eksenli basınç deneyi gibi çe itli arazi ve laboratuvar ölçüm tekniklerinden kolayca elde edilebilen zemin parametrelerini kullanmı lardır.

5.2.1 Lineer-Elastik Yatay Yatak Katsayıları

Kazıkların yatay yükler altındaki davranışının hesabında lineer-elastik çözümleme yöntemleri yaygın olarak kullanıldığından, lineer-elastik yatay yatak katsayılarının belirlenmesi birçok araştırmacı tarafından incelenmiş ve çeşitli yöntemler geliştirilmiştir.

5.2.1.1 Zeminin Elastisite Modülünden Yatay Yatak Katsayısının Belirlenmesi

Zemin elastisite (gerilme-ekil deformasyon) modülü, E_s yatak katsayısının belirlenmesinde kullanılan en önemli parametrelerden biri olup, çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen bağıntılar aşağıda özetlenmiştir.

DIN 4014 (1977) de yatay yatak katsayısı

$$k_h = E_s / B \quad (5.4)$$

Yaklaşık bağıntısıyla verilmektedir.

Glick (1948), diğer araştırmacıların elde ettiği sonuçlardan yararlanarak aşağıdaki bağıntıyı önermiştir.

$$k_h' = \frac{22,4 E_s (1 - \nu)}{(1 + \nu)(3 - 4\nu) [2 \ln (2L / B) - 0,443]} \quad (E_s \text{ biriminde}) \quad (5.5)$$

Burada, ν zemininin Poisson oranı olup, Bowles (1989) çeşitli zeminler için yaklaşık değerleri vermiştir. Çelik ve beton kazıklar için bu bağıntı, Francis (1964) tarafından iterasyonla hesaplanmak üzere aşağıdaki şekilde verilmiştir.

$$k_h' = \frac{19,5 E_s (1 - \nu)}{(1 + \nu) (3 - 4\nu) (8.5 - \log k_h')} \quad (E_s \text{ biriminde}) \quad (5.6)$$

Denklem (5.5) ve (5.6) dan elde edilen k_h' değerlerinden yatay yatak katsayısı

$$k_h = k_h' / B \quad (5.7)$$

ba ntısıyla hesaplanır.

Elastik zemine oturan yüzeysel temeller için Vesic (1961) a a ıdaki ba ntıyı önermi tir.

$$k_s' = 0,65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E.I}} \cdot \frac{E_s}{1-\nu^2} \quad (E_s \text{ biriminde}) \quad (5.8)$$

Burada, B temel geni li i olup, El temelin e ilme rijitli idir.

Bowles (1989) kazıklı temeller için (5.8) ba ntısının iki katının kullanılmasını önermi tir.

Bu durumda yatay yatak katsayısı

$$k_h = 2.k_s' / B \quad (5.9)$$

ile elde edilir.

Yukarıda açılan yöntemler ile yatay yatak katsayısının hesaplanmasında kullanılan zemin elastisite modülü de erleri çe itli arazi ve laboratuvar deneylerinden dolaylı olarak elde edilebilir.

1. Üç eksenli basınç deneyinde, maksimum deviator gerilmenin 0 ile 0.25~0.50 de erleri arasındaki te et modülü, ve ya ilk te et modülü E_s de eri olarak kullanılabilir.

2. Presiyometre deneylerinden E_s elde edilebilir.

$$E_s = E_m / r \quad (5.10)$$

r , 1 ile 1/4 arasında de i en yapı katsayısıdır [Baguelin (1978)].

3. Standart penetrasyon deneyinden elde edilen darbe sayısı (N) de erlerine ba lı olarak, Yoshida & Yoshinaka (1972)

$$E_s = 650 N \text{ (kPa)} \quad (5.11)$$

Ba ntısını önermi lerdir. Bu ba ntıdan hesaplanan de erlerin maksimum hatası %100 olup ortalama hata \pm %20 mertebesindedir. Di er ara tırmacılar tarafından önerilen ba ntılar Bowles (1989) da verilmi tir.

4. Konsolidasyon deneyinden elde edilen hacimsel sıkı ma katsayısı (m_v) de erleri kullanılarak E_s elde edilir. (Francis, 1964)

$$E_s = \frac{3(1-2\mu)}{m_v} \quad (5.12)$$

Burada μ - Poisson oranıdır.

Yukarıda belirtilen yöntemlerden ba ka, tek eksenli basınç, plaka yükleme ve koni penetrasyon (CPT) deneylerinin sonuçlarından da yararlanılarak E_s de erleri hesaplanabilir.

5.2.1.2 Zemin Ta ıma Gücü Ba ıntılarından Yatay Yatak Katsayılarının Belirlenmesi:

Bowles (1989) yatay veya dü ey yatak katsayılarının derinlikle de ği iminin tahmin edilmesi için a ıdaki genel ba ıntıyı önermektedir.

$$k_s = A_s + B_s \cdot Z^n \quad (5.13)$$

Burada A_s , B_s ve n önceden bilinmeyen ve her özel arazi ko ulu için, yatay yükleme deneyleri sonuçları kullanılarak tersten hesaplanabilecek sabitlerdir.

Bowles, (1989) dü ey yatak katsayısını sürekli bir temelin ta ıma gücü ba ıntılarından yararlanarak

$$k_v = q_{ult} / y \quad (5.14)$$

Formülü yardımı ile hesaplanabilece ğini önermiştir. Burada q_{ult} : nihai temel ta ıma gücü, y : dü ey yer de ği tir. $y=25.4$ mm'lik bir maksimum oturma için

$$k_v = 40 \cdot q_{ult} = 40 \left[cN_c + qN_q + 1/2 B N_x \right] \quad (5.15)$$

Burada,

c : kohezyon (kPa),

Q : sür arj = $\gamma \cdot z$ (kPa),

γ : zeminin birim hacim a ırlı ğı (kN/m³),

B : Temel genişliği (m),

N_c, N_q, N_x : taşıma gücü katsayılarıdır.

Denklem (5.13) ve (5.15)'ten

$$A_s = 40(cN_c + 1/2 BN_x) \quad (5.16a)$$

$$B_s = 40(x.N_q) \quad (5.16b)$$

olarak bulunur.

Francis (1964), kazık cidarındaki zeminin kayma gerilmelerini de göz önüne alarak yatay yatak katsayısının düzeyin iki katı kadar alınabileceğini önermiştir. $n = 1$ için

$$k_h = (80 cN_c + 40 BN_x) + (80x N_q) z \quad (5.17)$$

Denklem (5.17) den, ya da daha hassas yöntemlerden bulunacak k_h değerlerinin mertebesini kontrol etmek için Tablo 5.1 den yararlanılabilir. Bu tablodaki değerler A_s teriminin de eri olarak anlaşılmalıdır.

Tablo 5.1 : Çeşitli zemin türleri için yatay katsayısı k_h için aralıkları (Bowles 1989)

Zemin Türü	$k_h (MN / m^3)$
Sıkı kumlu çakıl	220-400
Orta sıkı kaba kum	157-300
Orta kum	110-280
İnce veya siltli ince kum	80-200
Katı Kil (ıslak)	60-220
Katı Kil (doğgun)	30-110
Orta Katı Kil (ıslak)	39-140
Orta Katı Kil (doğgun)	10-80
Yumuşak Kil	2-40

Bowles (1989) yaptığı olduğu araştırmalarda k_h değerinin kazık kesit ekline de bağlı olduğunu göstermiş ve Denklem (5.17) nin kare kazıklar için kullanılmasını önermiştir. Daire kesitli kazıklar için ise aşağıdaki denklemi vermiştir.

$$k_h = s_1 A_s + s_2 B_s z^m \quad (5.18)$$

$s_1 = 1.3 - 1.7$, $s_2 = 2.0 \sim 4.4$ arasında de i en sabitlerdir.

Bu katsayılar daire kazıklar için verilmi olup kare kazıklar için 1.0 alınacaktır.

5.3 Düzüm Noktalarındaki Zemin Yaylarının Tespit Edilmesi

Yay katsayılarının derinlikle de i imi do rusal olmayıp parabol ekinde oldu u dü ünülmü tür. Bu parabolün derinlikle de i en de erleri Newmark (1942) tarafından ekil 5-1 deki gibi verilmi tir.

ilk üst noktadaki katsayı,

$$K_1 = \frac{B.L}{24} \cdot (7.k_{s(1)} + 6.k_{s(2)} - k_{s(3)}) \quad (5.19)$$

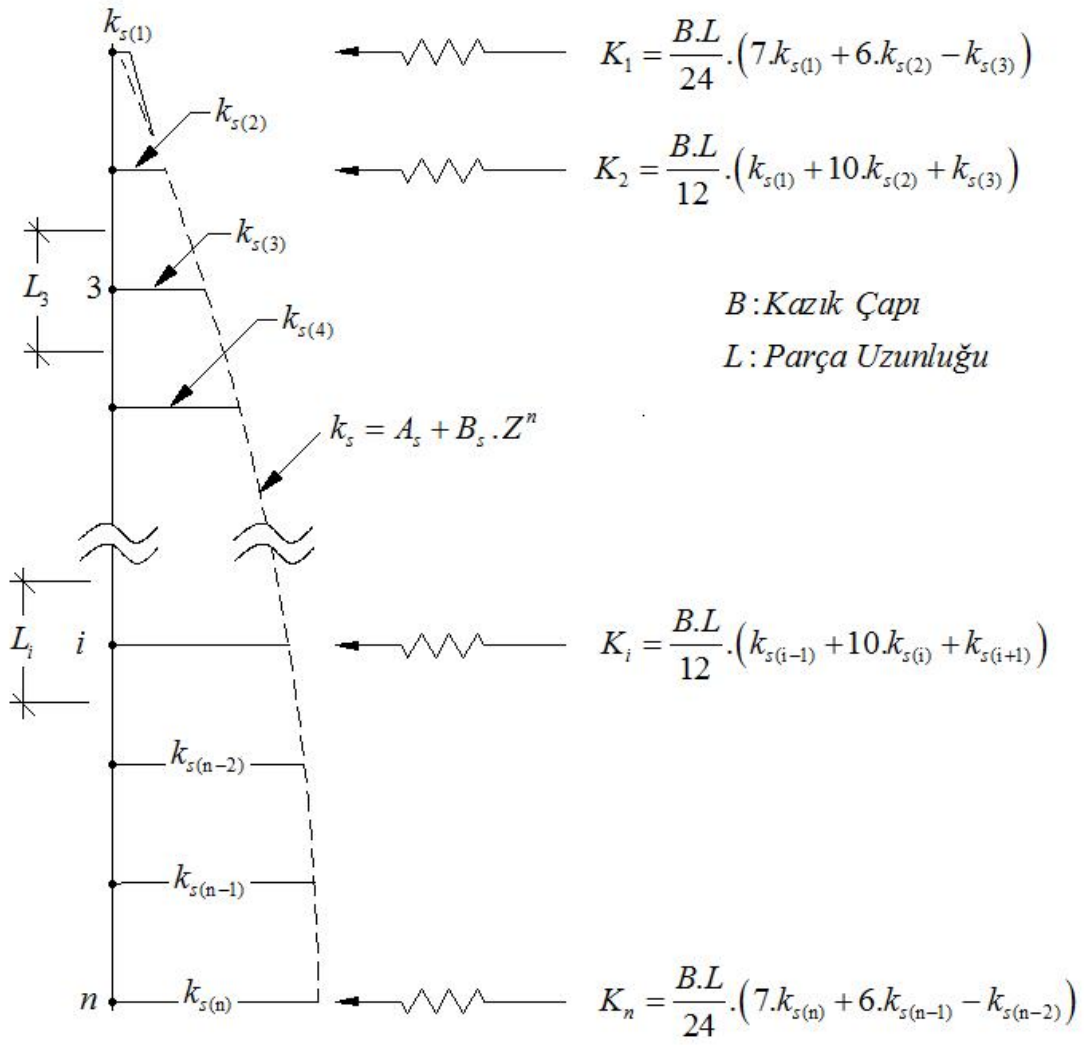
En alt nokta için ,

$$K_n = \frac{B.L}{24} \cdot (7.k_{s(n)} + 6.k_{s(n-1)} - k_{s(n-2)}) \quad (5.20)$$

Ve herhangi bir ara de er için ,

$$K_i = \frac{B.L}{12} \cdot (k_{s(i-1)} + 10.k_{s(i)} + k_{s(i+1)}) \quad (5.21)$$

olarak verilmi tir. ekil 5.1 deki bu de erler do rusal ya da ikinci dereceden parabol olarak de i en toprak modülü için geçerlidir.



ekil 5.1: Dü üm noktalarında toplamı zemin yaylarının derinlikle de i imi

6. ÇOK SIRA ANKRAJLI DESTEKLEME SİSTEMİ ANALİZ YAZILIMI (ADA1)

Çok sıra ankrajlı bir iksa sisteminin tasarımında iksa sistemini oluşturan elemanların kesit tesirlerinin belirlenmesine ihtiyaç vardır. Hiperstatik bir sistem olan çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerinin elle çözümünün kolay olmaması yanında dikey elemanlara gelen toprak basınçları da dikey elemanların yanal hareketine bağlı olduğundan güncel koşullarda bilgisayar kullanılması kaçınılmaz olmuştur. Bu tespitten yola çıkılarak tez kapsamında çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinin analizi için bir yazılım geliştirilmiştir. ADA1 adı verilen bu yazılım hakkında ayrıntılı bilgiler aşağıda verilmiştir.

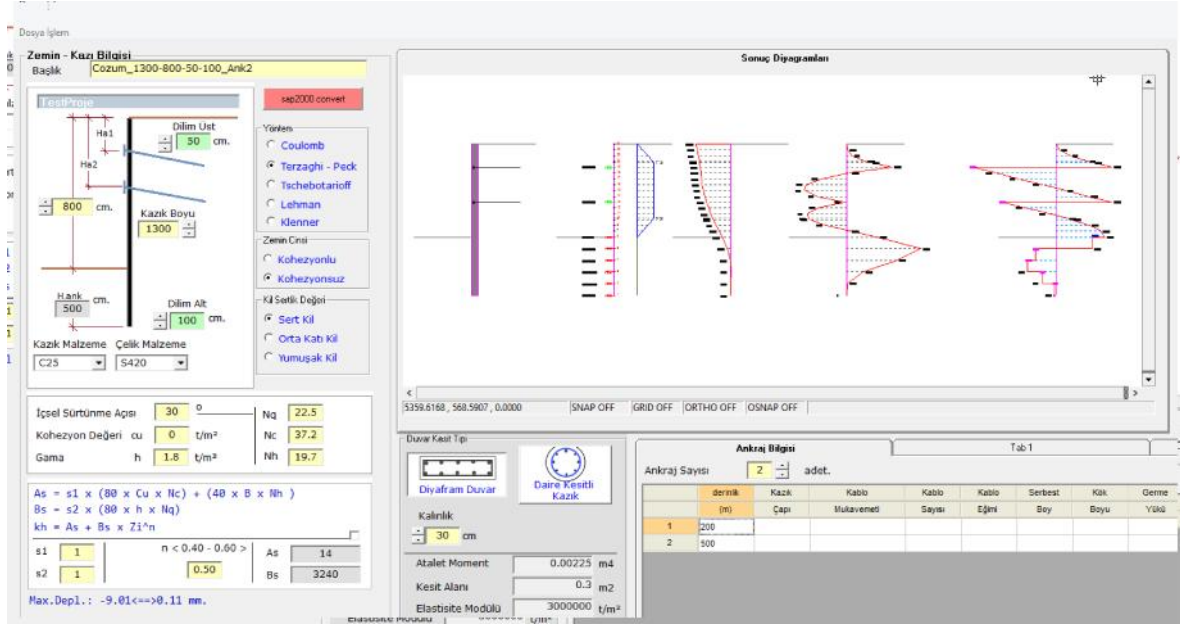
6.1 ADA1 Yazılımı

Derin kazılarda uygulanan iksa sistemlerinin analizleri için geliştirilen ADA1 yazılımı, gömme derinliği üzerinde tanımlanan amprik toprak belirleyerek sonlu elemanlar yöntemi ile dikey iksa elemanının hiperstatik bir kirişin çözümü yapılmaktadır. ADA1 yazılımı Microsoft Visual Basic (MS VB) programlama dili kullanılarak geliştirilmiştir. MS VB programlama dilinin verdiği olanaklar ile veri girişi kullanılabildiği için ara yüzü sayesinde kolaylıkla yapılmakta ve analiz sonuçları grafikler ile ekranda gösterilmektedir.

Farklı arazi türlerinin önerdiği itki diyagramları da kolayca seçilip iksa elemanındaki iç kuvvetler grafik ekrandan eş zamanlı olarak izlenebilmektedir.

6.1.1 Veri Giriş Ekranı

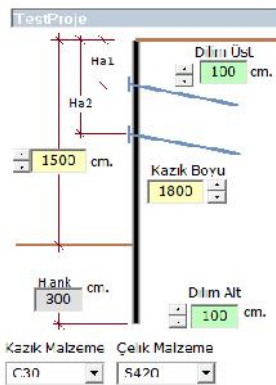
Programın çalıştırıldığında ekrana veri girişleri ve sonuç izlemenin birlikte olduğu ara yüz gelir. (Şekil 6.1) Bu ara yüz ile kazık boyu, kazı derinliği, ankraj sayısı ve yerleşimi, perde kesit ya da kazık kesiti ve boyutlarını seçimi ile itki tipi seçilebilmektedir. Beton malzemesi de seçilerek girilen kesitin hesap için gerekli olan parametreleri yazılım tarafından hesaplanır.



ekil 6.1 : Yazılım ana giri ekranı

6.1.2 Kazı ve Kazık Bilgileri Giri i

Kazık ve kazı derinli i (ekil 6.2) ile zemin itki tipinin seçildi i bölüm burasıdır. Toplam kazık boyu ve ilgili a amanın kazı derinli i girilir. Sonlu elemanlar çözümü için kazı ın kazı üst kotundaki ve kazı kotu altındaki parçalarının hesap boyunu girilir. Malzeme sınıfı da bu bölümden girilebilir.



ekil 6.2: Kazık ve kazı boyu ile sonlu elemanlar dilim boyları

- Kazık Boyu : Kazık toplam boyu (kazı ve ankastre kısım dahil toplam boyu)
- Kazı derinli i : Nihai (Hesap a amasındaki) kazı derinli i
- Dilim Üst : Kazı tabanı üstünde kalan kazık parçasının sonlu elemanlara bölünecek parka boyları
- Dilim Alt : Kazı tabanı altında kalan kazık parçasının sonlu elemanlara bölünecek parka boyları
- Ha1 ve Ha2 : Ankraj elemanlarının üst noktaya olan mesafesi
- Kazık Malzeme : Kazık malzemesinin beton cinsi
- Çelik Malzeme : Kullanılacak betonarme donatının kalitesi

6.1.3 Toprak Basıncı Da ılımlarının Tanımlanması

Kazı yapılan derinlikte iksa elemanına gelece i planlanan yüklerin de tespit edilmesi için çe itli ara tırmacıların farklı zemin durumuna göre vermi oldu u toprak basınçları kullanılmaktadır. Buna göre perdeye etkiyecek toprak basıncı da ılımı ara tırmacı adına göre seçildikten sonra zeminin cinsi kohezyonlu veya kohezyonsuz olarak seçilmelidir. Zemin cinsinin kohezyonlu olması durumunda kilin kıvamı (sertlik durumu) seçilir. Bu seçenekler tanımlandıktan sonra ilgili dü ey iksa elamanına uygun görülen toprak basıncı da ılımı hesaplanır. (ekil 6.3)



ekil 6.3: Yatay itki hesap yöntemi, zemin cinsi ve kil sertlik seçimi

Zemine ait yatay yatak katsayılarını belirlenmesi için zemin parametreleri girilir. çsel sürtünme açısı, kohezyon de eri ve gama zemin birim hacim a ırlı ı girilir. çsel sürtünme açısı giri i ile yardımcı de erler olan N_q , N_c ve N_γ de erleri hesaplanır.

İçsel Sürtünme Açısı	30	°	Nq	22.5
Kohezyon Değeri	2	t/m ²	Nc	37.2
Gama	1.8	t/m ³	Nh	19.7

ekil 6.4: Zemin parametreleri ve katsayıların belirlenmesi

Yardımcı parametreler ve belli katsayıları kullanılarak A_s ve B_s değerleri ile k_{hi} yatay yatak katsayısı da Z_i derinli i için hesaplanır.

Bu parametrelerin hesabında kullanılan katsayılar ve de er aralıkları;

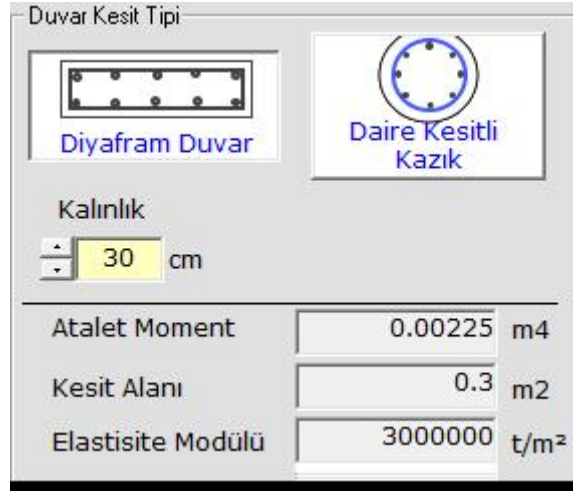
- s_1 : 1.3 - 1.7
 s_2 : 2.0 - 4.4
 n : 0.40 - 0.60 aralıklarında alınabilir.

Hesaplanan ve kabul edilen katsayılar kullanılarak ilgili Z_i derinli inde yatay yatak katsayısı hesap edilir ve program tarafından kazı kotu altında zemin yayları olarak hesaba katılır. s_1 ve s_2 katsayıları dairesel kazıklar için verilmi tir. Kare kazıklarsa bu katsayılar 1.0 alınacaktır.

$A_s = s_1 \times (80 \times C_u \times N_c) + (40 \times B \times N_h)$ $B_s = s_2 \times (80 \times h \times N_q)$ $k_h = A_s + B_s \times Z_i^n$				
s_1	1	$n < 0.40 - 0.60 >$	A_s	14
s_2	1	0.50	B_s	3240

ekil 6.5: Yatay yatak katsayısı belirlenmesinde kullanılan e itlikler

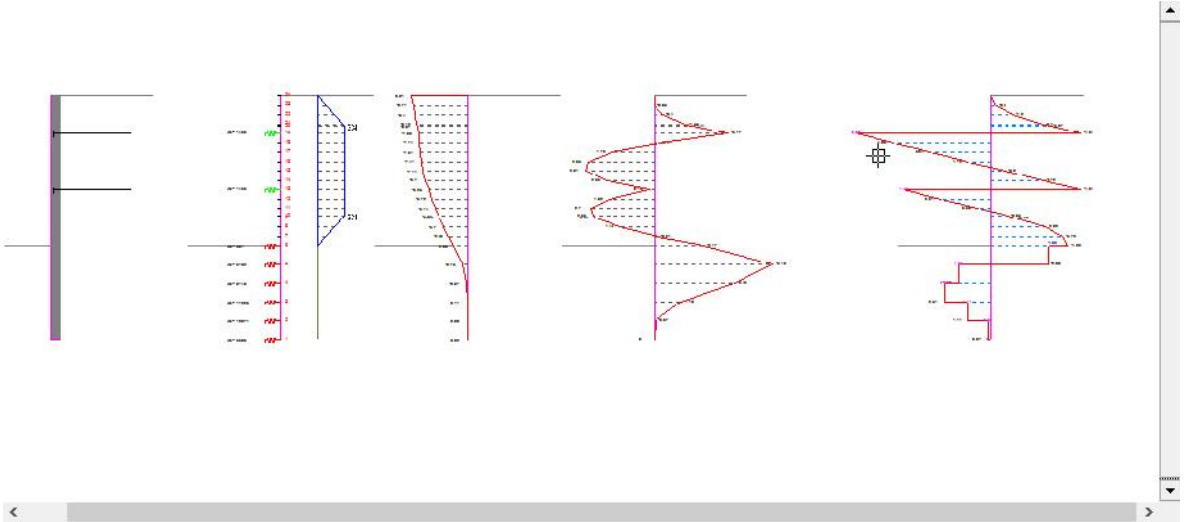
ksa perdesi dikdörtgen kesit ya da dairesel kazık formunda girilebilmektedir. Program seçilen kesite göre atalet momenti ve alan de erlerini hesaplayarak kullanır.



ekil 6.6: Yatay yüklü perde kesit tipinin seçilmesi ve kesit özellikleri

6.1.4 Sonuçlar

Sonuçlar anlık olarak ekranın grafik bölümünde kullanıcıya gösterilmektedir. Veri giri kısmından herhangi bir veri de i tirildi inde sonuç grafikleri de de i ecektir.



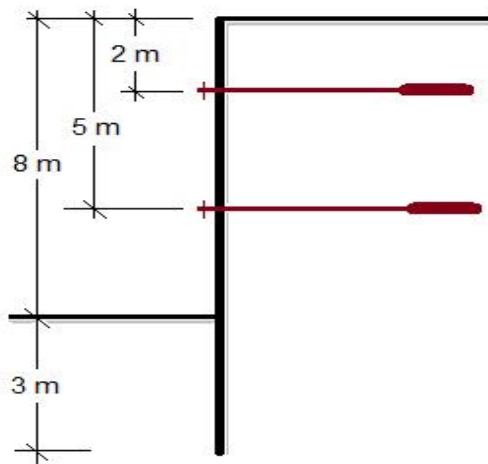
ekil 6.7: Yazılım sonuçlarının grafik olarak izlenmesi

7. ÖRNEKLER

Bu bölümde ADA1 yazılımı ile çözülmü örnekler ile bu örneklerin sonuçlarının MSheet yazılımı ile karşılaştırılması verilmiştir. MSheet 7.1 (2006) yazılımı Hollanda Geoteknik Enstitüsü tarafından geliştirilmiş olup bu konuda yaygın kullanımı ve doğruluğu kanıtlanmış olan bir yazılım olması dolayısıyla tercih olunmuştur. MSheet yazılımında AD1'den farklı olarak toprak basınçları hesap öncesi tanımlanmayarak dikey aksiyonun yanıl hareketine göre hesaplanabilmektedir.

7.1 Örnek Çözüm

Perde kesiti : 30x 100 olan elamana üstten 2 m ve 5 m de ankraj uygulanmıştır (ekil 7.1). Farklı toprak basıncı da lımları kullanılarak ADA1 ile çözümler yapılmış ve bu çözümlerin sonuçları tablo ve grafikler de verilmiştir. Buna göre kohezyonsuz zemin durumu için elde edilen sonuçlar Tablo 7.1 , Tablo 7.2 ve Tablo 7.3 de özetlenmiştir. Bu tablolarda verilen sonuç de erlerinin grafik gösterimleri de sırası ile ekil 7.2 , ekil 7.3 ve ekil 7.4 te yapılmıştır. Aynı ekilde kohezyonlu zemin çözümleri için de Tablo 7.4 , Tablo 7.5 ve Tablo 7.6 da sonuç de erleri verilmiştir. Bu tablolardaki sonuç de erlerinin grafik gösterimi de sırası ile ekil 7.5 , ekil 7.6 ve ekil 7.7 de yapılmıştır.

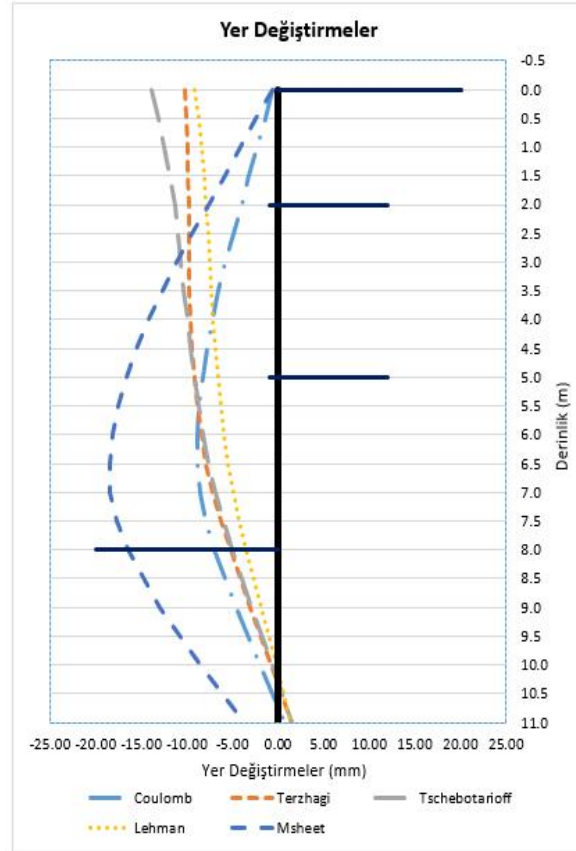


ekil 7.1 : Örnek için perde kesiti eması

7.1.1 Kohezyonsuz Zemin Çözümleri

Tablo 7.1 : Kohezyonsuz zemin durumunda elde edilen yer de i tirmeler

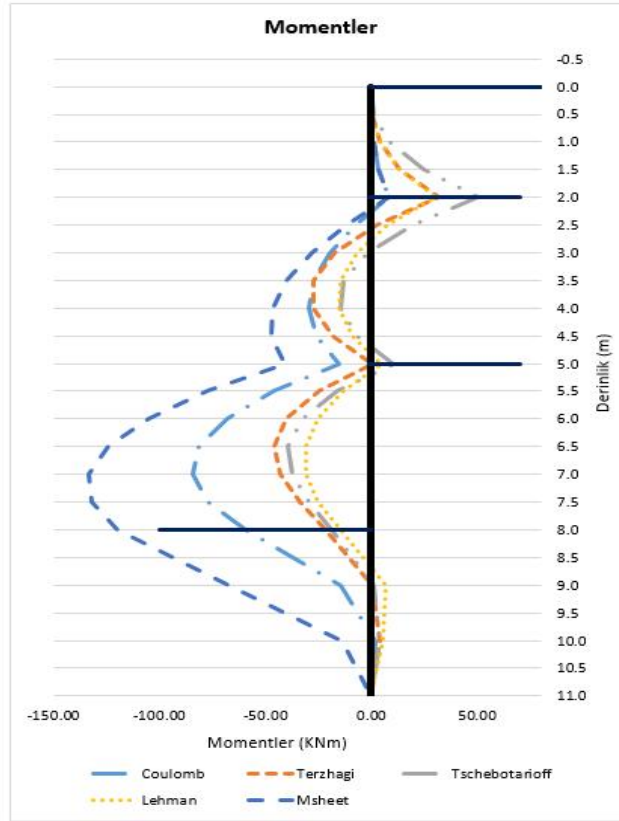
Kohezyonsuz Zemin durumunda yer de i tirmeler					
Derinlik	Coulomb	Terzhagi	Tschebotarioff	Lehman	Msheet
0.0	-0.59	-10.27	-13.86	-9.09	-0.60
0.5	-1.45	-10.13	-13.19	-8.77	-2.40
1.0	-2.30	-9.99	-12.52	-8.44	-4.10
1.5	-3.15	-9.87	-11.89	-8.13	-5.80
2.0	-4.02	-9.80	-11.35	-7.88	-7.60
2.5	-4.91	-9.81	-10.96	-7.70	-9.40
3.0	-5.77	-9.84	-10.65	-7.56	-11.10
3.5	-6.55	-9.81	-10.33	-7.40	-12.70
4.0	-7.24	-9.68	-9.97	-7.18	-14.20
4.5	-7.81	-9.45	-9.55	-6.91	-15.50
5.0	-8.30	-9.16	-9.12	-6.61	-16.60
5.5	-8.69	-8.83	-8.69	-6.30	-17.60
6.0	-8.92	-8.42	-8.21	-5.95	-18.20
6.5	-8.90	-7.87	-7.61	-5.50	-18.50
7.0	-8.59	-7.14	-6.86	-4.95	-18.40
7.5	-7.96	-6.26	-5.99	-4.27	-17.70
8.0	-7.05	-5.26	-5.00	-3.51	-16.50
9.0	-4.65	-3.04	-2.85	-1.86	-13.00
10.0	-1.97	-0.79	-0.69	-0.25	-8.50
11.0	0.72	1.43	1.44	1.28	-3.70
Max	0.7	1.4	1.4	1.3	-0.6
Min	-8.9	-10.3	-13.9	-9.1	-18.5



ekil 7.2 : Kohezyonsuz zeminde farklı toprak basınçları için derinlik yer de i tirme de i imi

Tablo 7.2 : Kohezyonsuz zemin durumunda elde edilen momentler

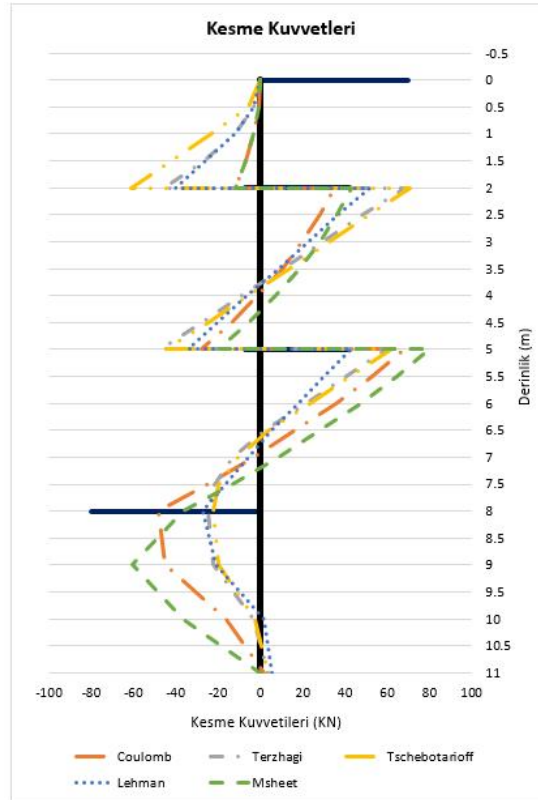
Kohezyonsuz Zemin Çözümleri - Moment Değerleri					
Derinlik	Coulomb	Terzhagi	Tschebotarioff	Lehman	Msheet
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.13	0.50	1.00	0.50	0.10
1.0	1.00	4.00	7.94	4.00	1.00
1.5	3.38	13.50	24.26	13.39	3.40
2.0	8.00	31.74	50.18	29.95	8.00
2.5	-7.81	2.51	19.55	7.83	-12.00
3.0	-19.86	-17.13	-1.47	-7.09	-28.30
3.5	-27.42	-27.16	-12.89	-14.82	-40.00
4.0	-29.73	-27.59	-14.71	-15.34	-46.60
4.5	-26.04	-18.43	-6.93	-8.71	-47.10
5.0	-15.59	0.34	10.44	4.85	-40.80
5.5	-45.98	-24.64	-15.69	-13.42	-77.10
6.0	-68.12	-40.02	-32.22	-25.31	-105.10
6.5	-81.26	-45.81	-39.15	-31.08	-124.10
7.0	-84.64	-42.85	-37.34	-31.00	-133.40
7.5	-77.53	-33.89	-29.54	-25.34	-132.20
8.0	-59.17	-21.93	-18.73	-14.37	-119.70
9.0	-14.23	0.35	1.39	6.77	-67.00
10.0	1.91	3.79	3.83	5.31	-14.20
11.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Max	8.0	31.7	50.2	30.0	8.0
Min	-84.6	-45.8	-39.2	-31.1	-133.4



ekil 7.3 : Kohezyonsuz zeminde farklı toprak basınçları için iksa perdesinde moment dağılımı

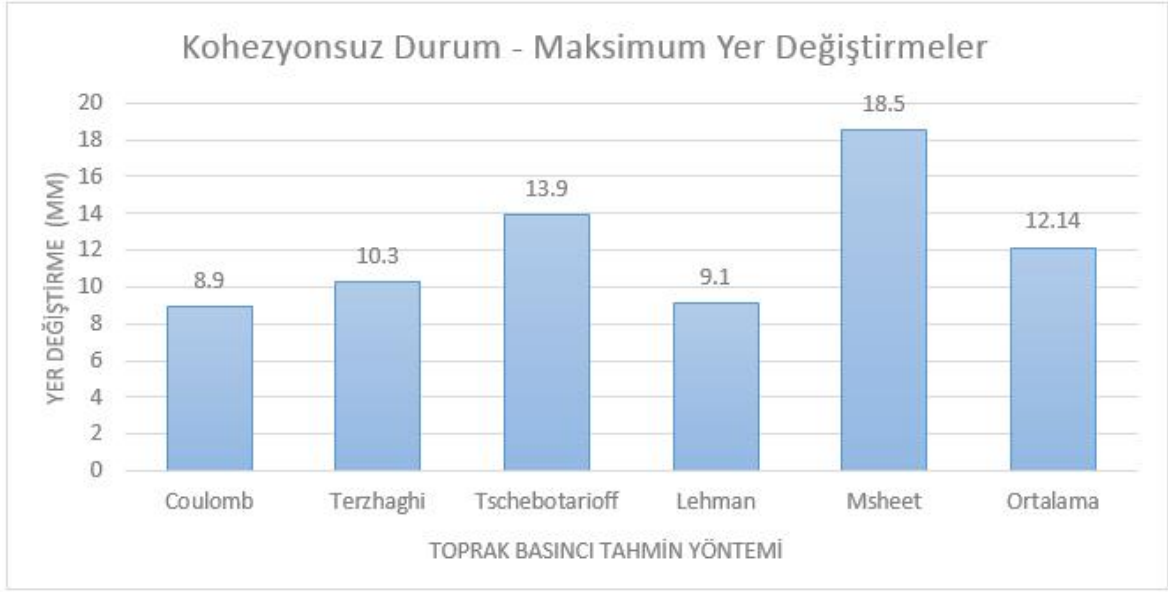
Tablo 7.3 : Kohezyonsuz zemin durumunda elde edilen kesme kuvvetleri

Kohezyonsuz Zemin Çözümleri - Kesme Kuvveti Değerleri						
Derinlik	Coulomb	Terzhagi	Tschebotarioff	Lehman	Msheet	
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	-0.75	-3.00	-6.00	-3.00	-0.70	
1.0	-3.00	-12.00	-23.04	-12.00	-3.00	
1.5	-6.75	-27.00	-42.24	-25.92	-6.70	
2.0	-12.00	-46.08	-61.44	-40.32	-12.00	
2.0	34.86	68.07	70.84	51.45	43.30	
2.5	28.11	48.87	51.64	37.05	36.50	
3.0	19.86	29.67	32.44	22.65	28.30	
3.5	10.11	10.47	13.24	8.25	18.50	
4.0	-1.14	-8.73	-5.96	-6.15	7.30	
4.5	-13.89	-27.93	-25.16	-20.28	-5.50	
5.0	-28.14	-47.13	-44.36	-33.87	-19.70	
5.0	68.53	59.56	61.86	43.13	80.30	
5.5	52.78	40.36	42.66	30.08	64.50	
6.0	35.53	21.16	23.46	17.57	47.30	
6.5	16.78	2.08	4.38	5.60	28.50	
7.0	-3.47	-12.92	-10.62	-5.83	8.30	
7.5	-25.22	-21.92	-19.62	-16.72	-13.50	
8.0	-48.47	-24.92	-22.62	-27.07	-36.70	
9.0	-44.94	-22.29	-20.11	-21.14	-60.80	
10.0	-16.14	-3.43	-2.44	1.46	-36.80	
11.0	1.91	3.79	3.83	5.31	0.00	
Max	68.5	68.1	70.8	51.4	80.3	
Min	-48.5	-47.1	-61.4	-40.3	-60.8	

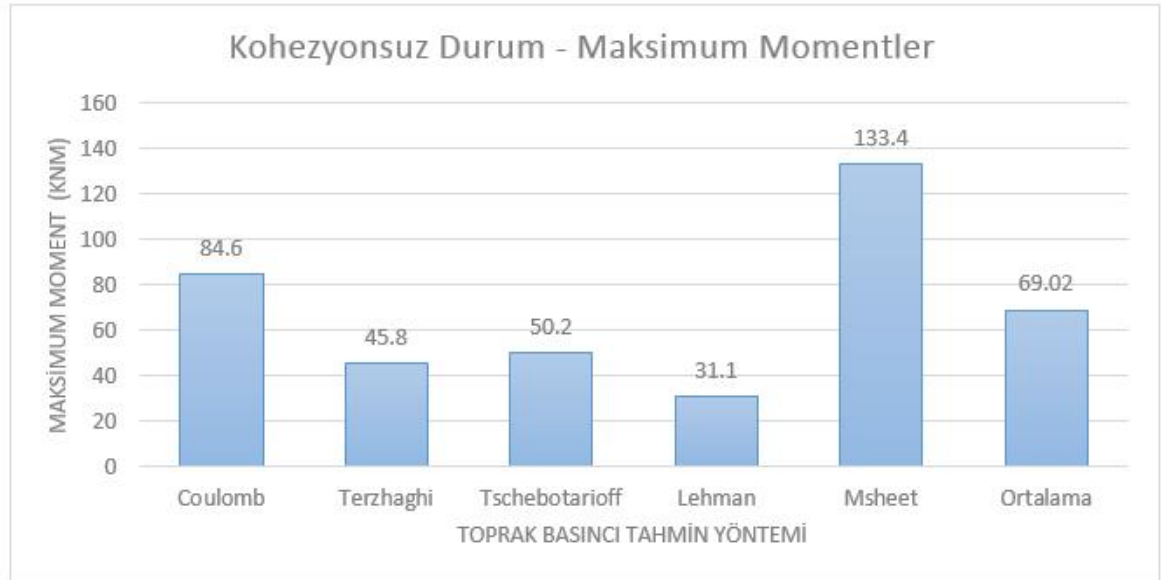


ekil 7.4 : Kohezyonsuz zeminde farklı toprak basınçları için iksa perdesinde kesme kuvveti dağılımı

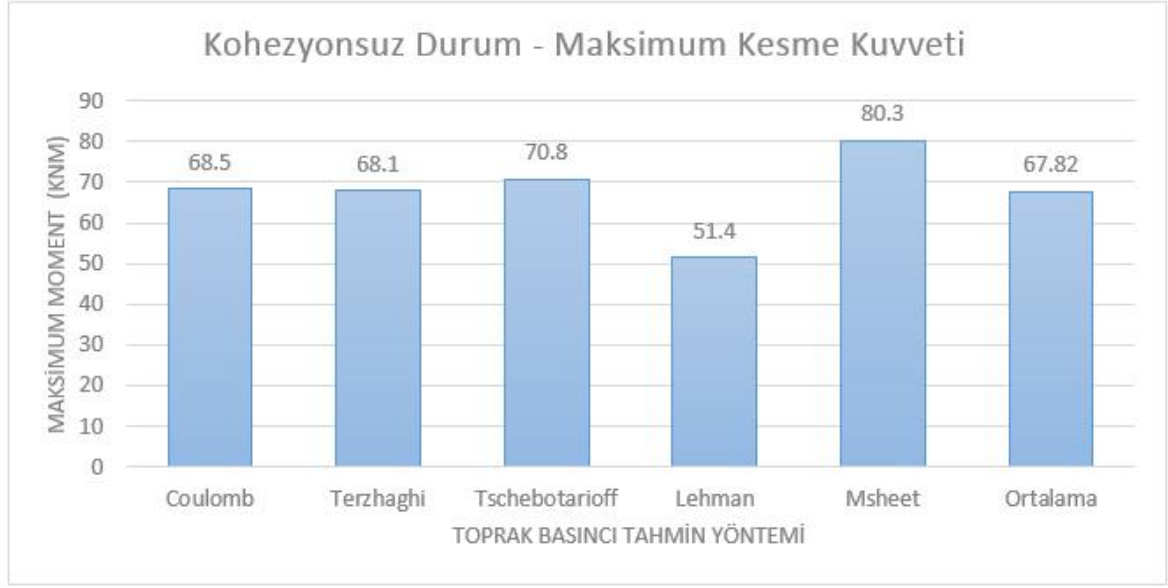
7.1.2 Kohezyonsuz Zemin Çözüm Karşılaştırmaları



ekil 7.5 : Kohezyonsuz zemin çözümleri maksimum yer de i tirmeler



ekil 7.6 : Kohezyonsuz zemin çözümleri maksimum momentler



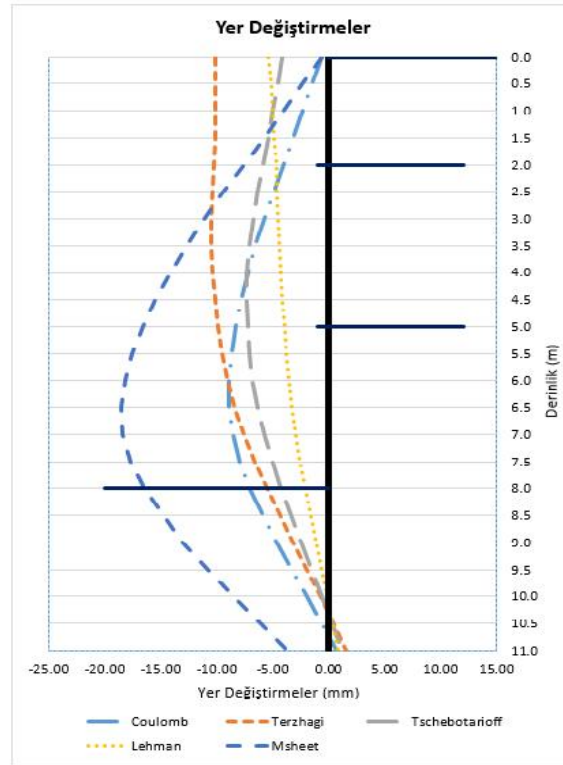
ekil 7.7 : Kohezyonsuz zemin çözümleri maksimum kesme kuvveti

Kohezyonsuz zemin durumunda yapılan analizlerden elde edilen sonuçların maksimum değerleri birbiri ile karşılaştırılmış ve aralarındaki farklılıklar ekil 7.5 , ekil 7.6 ve ekil 7.7 de gösterilmiştir. Sonuç grafiklerinden görüldüğü üzere her bir yönteme ait sonuçlar farklılık göstermektedir. Yer de i tirmeler grafi ine bakıldı ında Coulomb , Terzhaghi , Tschebatrioff ve Lehman çözümlerinin birbirine yakın oldu u ve ortalama de ere de yakın oldu u görülmektedir. Moment sonuçları grafi ine bakıldı ında Terzhaghi ve Tschebatrioff çözümlerinin birbirine daha yakın sonuçlar verdi i görülmü tür. Kesme kuvveti sonuçları grafi inde ise sonuçların hemen hemen hepsi birbirine yakın de erler vermi tir.

7.1.3 Kohezyonlu Zemin Çözümleri

Tablo 7.4 : Kohezyonlu zemin durumunda elde edilen yer de ğ i tirmeler

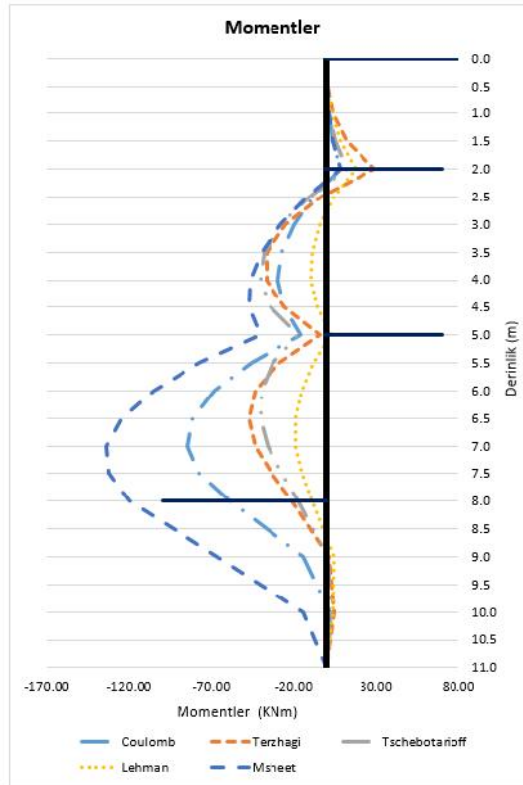
Kohezyonlu Zemin durumunda yer de ğ i tirmeler					
Derinlik	Coulomb	Terzhagi	Tschebotarioff	Lehman	Msheet
0.0	-0.59	-10.14	-4.16	-5.38	-0.60
0.5	-1.45	-10.14	-4.58	-5.20	-2.40
1.0	-2.30	-10.13	-4.99	-5.01	-4.10
1.5	-3.15	-10.15	-5.42	-4.84	-5.80
2.0	-4.02	-10.21	-5.86	-4.69	-7.60
2.5	-4.91	-10.34	-6.33	-4.60	-9.40
3.0	-5.77	-10.47	-6.76	-4.52	-11.10
3.5	-6.55	-10.50	-7.09	-4.43	-12.70
4.0	-7.24	-10.40	-7.28	-4.30	-14.20
4.5	-7.81	-10.18	-7.32	-4.15	-15.50
5.0	-8.30	-9.86	-7.24	-3.97	-16.60
5.5	-8.69	-9.49	-7.07	-3.79	-17.60
6.0	-8.92	-9.02	-6.79	-3.58	-18.20
6.5	-8.90	-8.39	-6.36	-3.31	-18.50
7.0	-8.59	-7.59	-5.78	-2.98	-18.40
7.5	-7.96	-6.63	-5.06	-2.57	-17.70
8.0	-7.05	-5.54	-4.25	-2.11	-16.50
9.0	-4.65	-3.18	-2.46	-1.12	-13.00
10.0	-1.97	-0.78	-0.64	-0.15	-8.50
11.0	0.72	1.57	1.15	0.77	-3.70
Max	0.7	1.6	1.2	0.8	-0.6
Min	-8.9	-10.5	-7.3	-5.4	-18.5



ekil 7.8 : Kohezyonlu zeminde farklı toprak basınçları için derinlik yer de ğ i tirme de ğ i ğ i mi

Tablo 7.5 : Kohezyonlu zemin durumunda elde edilen momentler

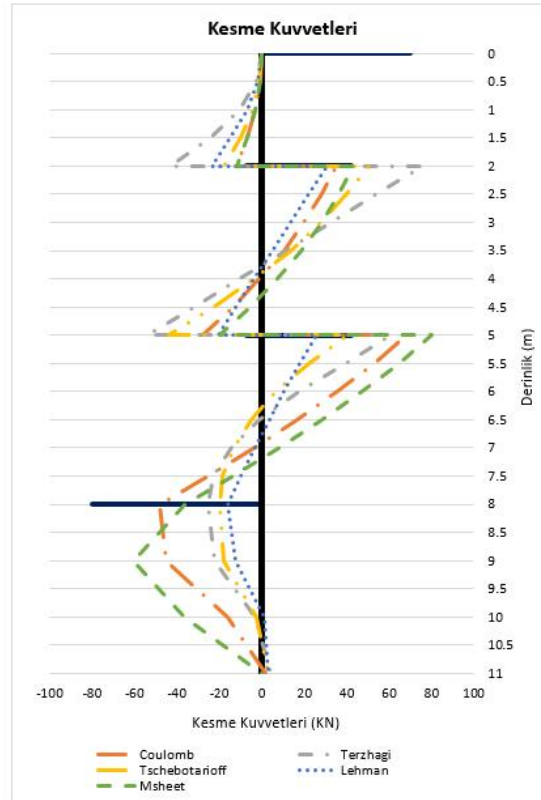
Kohezyonlu Zemin Çözümleri - Moment Değerleri					
Derinlik	Coulomb	Terzhagi	Tschebotarioff	Lehman	Msheet
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.13	0.45	0.19	0.30	0.10
1.0	1.00	3.60	1.50	2.40	1.00
1.5	3.38	12.15	5.06	7.93	3.40
2.0	8.00	28.80	12.00	17.66	8.00
2.5	-7.81	-3.67	-10.71	4.39	-12.00
3.0	-19.86	-25.35	-27.79	-4.56	-28.30
3.5	-27.42	-36.22	-38.12	-9.19	-40.00
4.0	-29.73	-36.30	-40.57	-9.49	-46.60
4.5	-26.04	-25.57	-34.03	-5.49	-47.10
5.0	-15.59	-4.05	-17.39	2.67	-40.80
5.5	-45.98	-29.14	-32.91	-8.28	-77.10
6.0	-68.12	-43.44	-40.00	-15.39	-105.10
6.5	-81.26	-47.38	-40.33	-18.83	-124.10
7.0	-84.64	-43.23	-35.61	-18.75	-133.40
7.5	-77.53	-33.67	-27.51	-15.32	-132.20
8.0	-59.17	-21.42	-17.72	-8.70	-119.70
9.0	-14.23	1.21	0.29	4.05	-67.00
10.0	1.91	4.17	3.06	3.19	-14.20
11.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Max	8.0	28.8	12.0	17.7	8.0
Min	-84.6	-47.4	-40.6	-18.8	-133.4



ekil 7.9 : Kohezyonlu zeminde farklı toprak basınçları için iksa perdesinde moment dağılımı

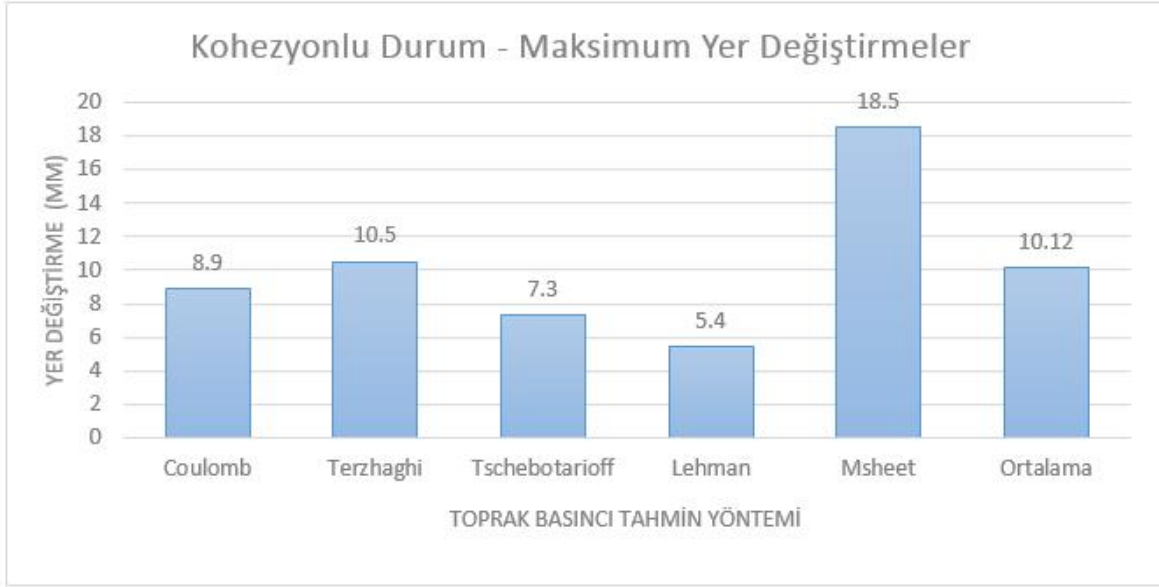
Tablo 7.6 : Kohezyonlu zemin durumunda elde edilen kesme kuvvetleri

Kohezyonlu Zemin Çözümleri - Kesme Kuvveti Değerleri					
Derinlik	Coulomb	Terzhagi	Tschebotarioff	Lehman	Msheet
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	-0.75	-2.70	-1.13	-1.80	-0.70
1.0	-3.00	-10.80	-4.50	-7.21	-3.00
1.5	-6.75	-24.30	-10.13	-15.14	-6.70
2.0	-12.00	-43.20	-18.00	-23.79	-12.00
2.0	34.86	75.75	50.29	30.87	43.30
2.5	28.11	54.15	40.16	22.22	36.50
3.0	19.86	32.55	27.79	13.57	28.30
3.5	10.11	10.95	13.16	4.92	18.50
4.0	-1.14	-10.65	-3.71	-3.73	7.30
4.5	-13.89	-32.25	-22.84	-12.21	-5.50
5.0	-28.14	-53.85	-43.76	-20.38	-19.70
5.0	68.53	60.99	40.61	25.85	80.30
5.5	52.78	39.39	22.05	18.01	64.50
6.0	35.53	17.79	6.86	10.49	47.30
6.5	16.78	-1.11	-4.95	3.30	28.50
7.0	-3.47	-14.61	-13.39	-3.56	8.30
7.5	-25.22	-22.71	-18.45	-10.10	-13.50
8.0	-48.47	-25.41	-20.14	-16.32	-36.70
9.0	-44.94	-22.63	-18.01	-12.75	-60.80
10.0	-16.14	-2.96	-2.77	0.86	-36.80
11.0	1.91	4.17	3.06	3.19	0.00
Max	68.5	75.8	50.3	30.9	80.3
Min	-48.5	-53.9	-43.8	-23.8	-60.8

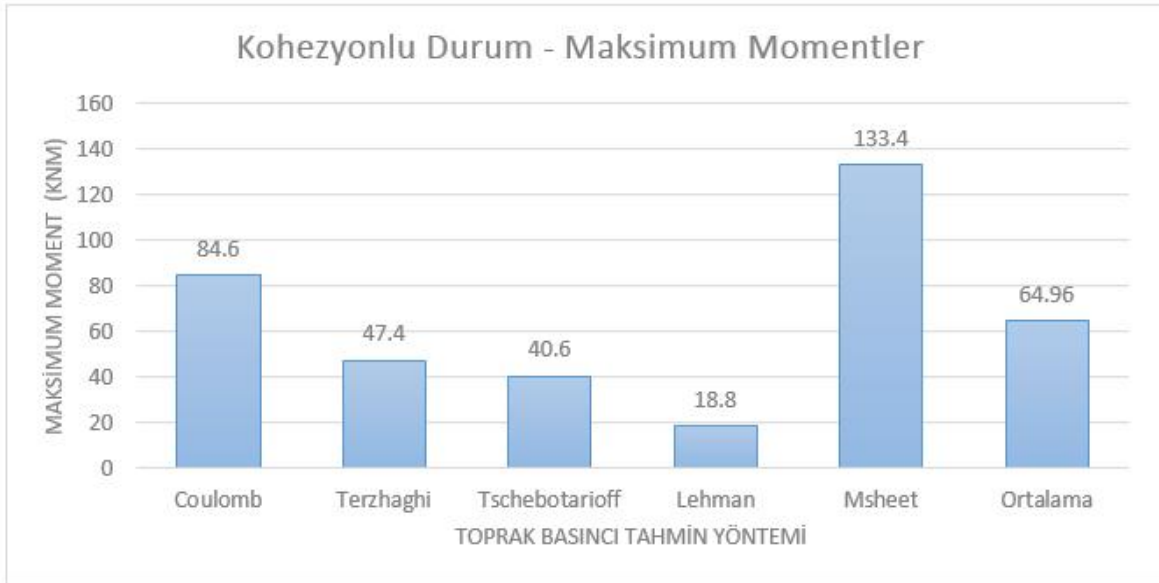


ekil 7.10 : Kohezyonlu zeminde farklı toprak basınçları için iksa perdesinde kesme kuvveti dağılımı

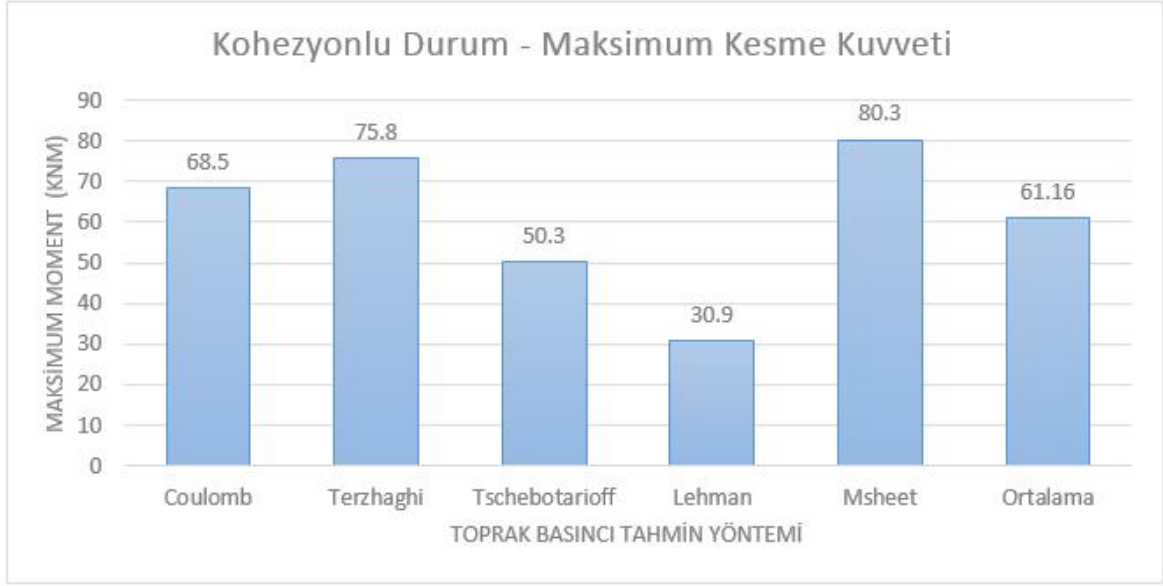
7.1.4 Kohezyonlu Zemin Çözüm Karşılaştırmaları



ekil 7.11 : Kohezyonsuz zemin çözümleri maksimum yer de i tirmeler



ekil 7.12 : Kohezyonsuz zemin çözümleri maksimum momentler



ekil 7.13 : Kohezyonsuz zemin çözümleri maksimum kesme kuvveti

Kohezyonlu zemin durumunda yapılan analizlerden elde edilen sonuçların maksimum değerleri birbiri ile karşılaştırılmış ve aralarındaki farklılıklar ekil 7.11 , ekil 7.12 ve ekil 7.13 de gösterilmiştir. Sonuç grafiklerinden görüldüğü üzere her bir yöntemle ait sonuçlar farklılık göstermektedir. Yer de i tirmeler grafiğine bakıldığında Coulomb , Terzhaghi ve Tschebotarioff çözümlerinin birbirine yakın olduğu ve ortalama değere de yakın olduğu görülmektedir. Moment sonuçları grafiğine bakıldığında Terzhaghi ve Tschebotarioff çözümlerinin birbirine daha yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. Kesme kuvveti sonuçları grafiğinde ise Coulomb , Terzhaghi ve Tschebotarioff çözümleri birbirine yakın değerler vermiştir.

8. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında çok sıra ankrajlı bir destekleme sisteminin analizleri için bir yazılım geliştirilmesi amaçlanmıştır. Bu amaç için Microsoft Visual Basic programlama dili kullanılarak geliştirilen yazılım kazı boyunca duvara gelen toprak basınçlarını literatürde önerilen ampirik bağıntılar ile tanımlamakta ve plastik denge durumunu gözönüne alarak çok sıra ankrajlı destekleme sistemini sonlu elemanlar yöntemi ile analiz etmektedir. ADA1 adı verilen bu yazılımla iksa perdesinde oluşan yatay yer deşirmeler ile kesit tesirleri derinlikle bağılı olarak belirlenebilmektedir. ADA1 yazılımı MS VB'nin olanakları ile geliştirilen kullanıcı ile kolay bilgi girişi ve sonuçların üretimini sağlamakta olup yer deşirme ve kesit tesirlerinin derinlikle değişimini grafiksel olarak sunabilmektedir. ADA1'in diğer çözümler yaptığı örnek çözümler ile gösterilmiştir.

Günümüz koşullarında her alanda bilgisayar kullanımı yaygınlaşmış olup özellikle mühendislik uygulamalarında bilgisayarların kullanımı kolay, hızlı ve güvenli çözümler üretilmesi açısından kaçınılmaz olmuştur. Bu çalışmada geliştirilen bu yazılım böyle bir amaca hizmet etmektedir. Bu yazılımın kullanılması ile ankrajlı iksa perdesinde elle yapılan hesaplarda kullanılan ampirik toprak basıncı dağılımları birlikte gözönüne alınabilmekte böylelikle tasarım için daha kolay, daha güvenli ve ekonomik çözümler üretilebilecek analizler gerçekleştirilmektedir.

ADA1 yazılımında dikey iksa perdesine gelen toprak basınçları ampirik olarak tanımlanmıştır. Gerçekte çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerinde dikey elemana gelen toprak basınçları bu elemanın yatay hareketine bağılı olduğundan analizlerde bu durumun gözönüne alınması gerekmektedir. Bu durum da ankraj öngerme kuvvetlerinde gözönüne alınmasını gerektirmekte olup ADA1'in gelecek versiyonlarında yer alması düşünülebilir.

KAYNAKLAR

Bowles, J. E., 1990, Foundation Engineering and Design, John Wiley and Sons, New York.

FHWA-IF-99-015, 1999, Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular No.4, Washington.

BS - 8081, 1989, British Standart Code of Practice for Ground Anchorages, *British Standart Institution, London.*

Yıldırım, S., 2004, Zemin ncelemesi ve Temel Tasarımı, Birsen Yayınevi, stanbul

ncecik, M., 1977, Çok Ankrajlı Dayanma Perdelerinde Stabilite Problemleri, . *T. Ü. Dergisi, 5, 18-23.*

Terzaghi, K. Peck, R. B., 1967, Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, New York.

Hanna, H. T., 1982, Foundation in Tension - Ground Anchors, McGraw- Hill, New York.

Tchebotarioff, G.P., 1951, Foundations, Retaining and Earth Structures, McGraw-Hill, New York.

BS - 8004, 1986, British Standart Code of Fondations for Ground Anchorages, *British Standart Institution, London.*

TS 500, 1984. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standardları Enstitüsü, Ankara.* Çakıro lu A., Özer, E., 1990, Dikdörtgen ve Daire Betonarme Kesitlerde

Uysal, M., 1997 Microsoft Visual Basic 5.0 ile Yazılım Geli tirme, Beta Basım Yayım Da ıtım, stanbul.

Kın, S., Yasa B., Ansal M.A. , n aat Mühendisli inde Zemin Sempozyumu MO
zmir ubesi , zmir.

Cerraho lu, H., Yatay yüklü kazık, palplanj perde ve ah ap iksa hesabı, Yüksek Lisans tezi,
stanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, stanbul, Türkiye (1994).

Koyuncu, S., Derin kazı problemlerinde betonarme perde ve mini kazık analizi, Yüksek
lisans tezi, Anadolu Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Eski ehir, Türkiye (2006)