

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

ANKRAJLI PERDELERİN P-Y YÖNTEMİ İLE ANALİZİ

İnş. Müh. Yavuz Er

**FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında
Hazırlanan**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı: Yrd. Doç Dr. Mehmet Berilgen

İSTANBUL,2007

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	iv
ŞEKİL LİSTESİ.....	vi
ÇİZELGE LİSTESİ	viii
ÖNSÖZ	x
ÖZET	xi
ABSTRACT	xii
1. GİRİŞ	1
2. KAZI DESTEKLEME SİSTEMLERİ.....	2
2.1 Dar ve Derin Kazıların Desteklenmesi	3
2.2 Geniş ve Derin Kazıların Desteklenmesi	3
2.2.1 Kuyu Tipi Betonarme Perde Duvarlar	3
2.2.2 Kademeli Kazı Yüzeylerinin Ankrajlı Perdelerle Desteklenmesi	4
2.2.3 Diyafram Duvarlar	5
2.2.4 Palplanş Duvarlar	7
2.2.5 Kazıklı Perdeler	9
2.3 Mini Kazıklar	11
2.3.1 Mini Kazıkların İmali	11
2.3.2 Mini Kazıkların Taşıma Gücü	12
3. ZEMİN ANKRAJLARI	14
3.1 Ankrajların Sınıflandırılması.....	14
3.2 Ankrajın Kısımları	17
3.3 Ankrajların Uygulanması	19
3.3.1 Ankraj Deliğinin Açılması	19
3.3.2 Ankraj Demetinin Yerleştirilmesi	21
3.3.3 Enjeksiyon Yapılması	22
3.3.4 Öngerme Yapılması	22
3.4 Ankrajların Taşıma Gücü	23
4. P-Y EĞRİSİ YÖNTEMİ	24
4.1 Serbest Başlı Kazıklar İçin Genelleştirilmiş Denklemler	28
4.2 Tutulu Başlı Kazıklar İçin Genelleştirilmiş Denklemler	30
4.3 Çözüm Yöntemi.....	31
4.4 Zemin Reaksiyonu-Kazık Yer değiştirmesi (p-y) Eğrileri.....	31
4.4.1 Yumuşak Killer İçin p-y Eğrileri.....	32
4.4.2 Sert Killer İçin p-y Eğrileri	34
4.4.2.1 Reese ve Welch (1975)'in Y.A.S.S. üzerindeki killeri için önerileri	34

4.4.2.2	Reese (1975)'in Y.A.S.S. altındaki sert killer için önerileri	36
4.4.2.3	Su Altındaki Sert Killer İçin Dunnivant ve O'Neill (1989) Önerileri	40
4.4.3	Kumlar İçin p-y Eğrileri.....	44
4.4.3.1	Reese Yöntemi (1974)	44
4.4.3.2	Parker ve Reese Yaklaşımı (1971)	46
4.4.3.3	Bogard ve Matlock Yaklaşımı (1980)	47
4.4.3.4	Murchison ve O'Neil Metodu (1984).....	48
5.	ANKRAJLI PERDELERDE KİRİŞ-KOLON YÖNTEMİ	50
5.1	Duvar p-y Eğrileri.....	55
5.2	Perde p-y Eğrileri.....	57
5.2.1	Kum zeminlerdeki kazıklar için p-y eğrileri	57
5.2.2	Kil zeminlerdeki perdeler için p-y eğrileri.....	58
5.3	Ankraj p-y eğrileri	59
6.	KAPA BİLGİSAYAR PROGRAMI	61
6.1	Zemin Parametreleri	61
6.2	Kazık Parametreleri	61
6.3	Ankraj Parametreleri.....	62
6.4	Diğer Parametreler.....	62
6.5	Programın Çalışması ve Analizde Kullanılan modeller	62
6.6	Sonuçların Alınması	63
6.7	Sonuçları Grafik Olarak Görme	64
7.	ÖRNEK ÇÖZÜMLER VE SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI.....	67
7.1	Örnek.1.....	67
7.2	Örnek.2.....	71
7.3	Örnek.3.....	75
7.4	Örnek.4.....	78
8.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	83
	KAYNAKLAR.....	84
	ÖZGEÇMİŞ.....	86

SİMGE LİSTESİ

A	Yatay yük için yer değiştirme katsayısı
A_t	Çelik tendonun enkesit alanı
α	Düşey duvar açısı
B	Moment için yer değiştirme katsayısı
b	Duvar genişliği
β	Yatay dolgu açısı
c	Zeminin kohezyonu
C	Tekrarlı yükleme etkisini tanımlayan bir parametre
c_1, c_2, c_3	İçsel sürtünme açısına bağlı sabitler
d	Kazık çapı
δ	Duvar sürtünme açısı
E	Kazık malzemesinin elastisite modülü
E_s	Zeminin elastisite modülü
E_t	Tendonun elastisite modülü
η	Şekil faktörü
ϕ	Zemin içsel sürtünme açısı
γ	Zemin birim hacim ağırlığı
I	Kazık kesitinin atalet momenti
k	Zemin yatak katsayısı
k_c	Tekrarlı yükleme durumunda zemin yatak katsayısı
k_s	Statik yükleme durumunda zemin yatak katsayısı
K_a	Aktif zemin itki katsayısı
K_p	Pasif zemin itki katsayısı
K_0	Sükunetteki zemin itki katsayısı
L	Kazığın boyu
L_b	Ankraj kök boyu
L_u	Serbest ankraj boyu
M	Kesit momenti
N	Tekrar yükü sayısı
n_h	Granüler zeminlerde yatak katsayısı değişim çarpanı
p	Kazığın birim uzunluğu için zemin reaksiyonu
P_a	Aktif toprak basıncı
P_h	Ankraj başındaki yatay kuvvet

P_p	Pasif toprak basıncı
P_o	Sükunetteki toprak basıncı
p_u	Nihai toprak basıncı
R	Tekrarlı yükleme oranı
σ_e	Kazı seviyesindeki düşey efektif gerilme
σ_v	Yatay jeolojik basınç
σ_1	Büyük asal gerilme
σ_3	Küçük asal gerilme
t	Kazıgın bölündüğü eleman sayısı
θ	Elastik eğrinin eğimi
u	Boşluk suyu basıncı
V	Kesme kuvveti
y	Kazıgın yer değiştirmesi
y_a	Aktif itkiyi harekete geçirecek yer değiştirme
y_c	N yük tekrarı sonrası yer değiştirme değeri
y_h	Ankraj başındaki yatay yer değiştirme
y_p	Pasif itkiyi harekete geçirecek yer değiştirme
y_s	İlk yüklemedeki yer değiştirme değeri
y_{50}	Yarı nihai durumda kazık yer değiştirmesi
z	Kuvvetin yüzeye olan uzaklığı

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1 Kazıdan Dolayı Oluşan Gerilme Boşalması	2
Şekil 2.2 Dar Derin Kazılarda Uygulanan Destek Sistemleri	3
Şekil 2.3 Kuyu Tipi Betonarme Perde Duvar (D'Apollonia, 1980)	4
Şekil 2.4 Kademeli Kazının Ankrajlı Betonarme Perde Duvarla Desteklenmesi (D'Apollonia, 1980).....	5
Şekil 2.5 Diyafram Duvar Yapım Aşamaları (D'Apollonia, 1980).....	6
Şekil 2.6 Ahşap Palplanş Tipleri	8
Şekil 2.7 Betonarme Palplanş.....	8
Şekil 2.8 Çelik Palplanşlar	9
Şekil 2.9 Kazıklı Perde Duvar	10
Şekil 2.10 Kazıklı Perdelerin İnşası.....	11
Şekil 2.11 Mini Kazık İmali	12
Şekil 3.1 Temel Ankraj Tipleri (Liao, 1994).....	17
Şekil 3.2 Ankraj Elemanları (Yıldırım,2002).....	17
Şekil 3.3 Ankraj Kafası (Liao,1994).....	18
Şekil 3.4 Ankraj Uygulaması	20
Şekil 3.5 Merkezleyici ve Mesafe Tutucu Elemanlar (Liao, 1994).....	21
Şekil 3.6 Tendon Kılıf Borusu (Liao, 1994)	21
Şekil 4.1 p ve y'nin grafiksel tanımı (Reese ve Cox,1969).....	26
Şekil 4.2 p-y eğrileri takımı ve deforme olmuş kazık gösterimi	26
Şekil 4.3 Kazık üzerinde fiktif noktalar	28
Şekil 4.4 Statik yükleme durumunda yumuşak killer için p-y eğrisi (Matlock, 1970).....	33
Şekil 4.5 Tekrarlı yükleme durumunda yumuşak killer için p-y eğrisi (Matlock, 1970)	34
Şekil 4.6 Statik yükleme durumunda sert killer için p-y eğrisi (Reese ve Welch, 1975)	35
Şekil 4.7. Y.A.S.S. üzerindeki sert killerin tekrarlı yükleme durumu için p-y eğrisi (Reese ve Welch, 1975).....	36
Şekil 4.8 Statik yükleme altındaki sert killer için p-y eğrileri (Reese, 1975)	37
Şekil 4.9 Sert killer için A_s ve A_c değerleri (Reese, 1975)	38
Şekil 4.10 Tekrarlı yükleme altındaki sert killer için p-y eğrileri (Reese, 1975).....	39
Şekil 4.11 Statik yük altında sert killer için p-y eğrileri (Dunnivant ve O'Neill)	42
Şekil 4.12 Tekrarlı yükleme altındaki sert killer için p-y eğrileri (Dunnivant ve O'Neill)	43
Şekil 4.13 Kumlar için p-y eğrileri (Reese, 1974).....	44
Şekil 4.14 A ve B değerleri (Reese, 1974).....	46

Şekil 4.15 Kumlar için p-y eğrileri (Parker ve Reese, 1971)	47
Şekil 4.16 c_1, c_2 ve c_3 parametreleri	48
Şekil 4.17 Kumlar için p-y eğrileri (Murchison ve O'Neill, 1984)	49
Şekil 5.1 Yatay basınç altındaki duvar elemanı	50
Şekil 5.2 Zemin ve Ankraj p-y eğrilerinin gösterimi	51
Şekil 5.3 Aktif ve Pasif Durum	52
Şekil 5.4 Coulomb teorisinde aktif durumun açıklanması	53
Şekil 5.5 Kazı seviyesi üzerinde ve altında p-y eğrileri (Kim, 1994)	56
Şekil 5.6 Ankraj p-y eğrisi (Kim, 1994)	59
Şekil 6.1 Programın Genel Görünümü	61
Şekil 6.2 Aktif ve Pasif zemin itkileri ile yer değiştirmeler arasındaki ilişki	62
Şekil 6.3 Sonuçların Gösterimi	64
Şekil 6.4 Sonuçların Grafik olarak Gösterimi (yer değiştirme, y)	64
Şekil 6.5 Sonuçların Grafik olarak Gösterimi (Moment, M)	65
Şekil 6.6 Zemin P-y Eğrisi	65
Şekil 6.7 Ankraj P-y Eğrisi	66
Şekil 7.1 Yer değiştirme Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)	68
Şekil 7.2 Moment Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)	69
Şekil 7.3 Kesme Kuvveti Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)	69
Şekil 7.4 Yer değiştirme Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)	72
Şekil 7.5 Moment Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)	73
Şekil 7.6 Kesme Kuvveti Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)	73
Şekil 7.7 Yer değiştirme Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)	76
Şekil 7.8 Moment Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)	76
Şekil 7.9 Kesme Kuvveti Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)	77
Şekil 7.10 Yer değiştirme Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)	80
Şekil 7.11 Moment Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)	80
Şekil 7.12 Kesme Kuvveti Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)	81

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 2.1 Kazık Taşıma Güçleri İçin Güvenlik Sayıları (ASCE,1993).....	13
Çizelge 2.2 Mini Kazıklarda Çevre Sürtünmesi (kPa).....	13
Çizelge 3.1 Ankrajlar İçin Minimum Güvenlik Değerleri	15
Çizelge 4.1 Killer için önerilmiş ε_{50} değerleri (Matlock 1970).....	32
Çizelge 4.2 Sert killer için önerilen k değerleri (Reese, 1975)	37
Çizelge 4.3 Sert killer için önerilmiş ε_{50} değerleri (Reese, 1975)	38
Çizelge 4.4 Drenajsız kayma mukavemetine bağlı Zemin Modülü (Dunnavant, 1989)	41
Çizelge 4.5 Granüler zeminler için n_h değerleri (Das, 1990).....	45
Çizelge 4.6 Kumlar için yatak katsayıları (Parker ve Reese, 1971)	46
Çizelge 5.1 Çeşitli zemin tipleri için sükunetteki zemin basıncı katsayıları.....	54
Çizelge 5.2 Kil zeminler için y_a ve y_p değerleri	57
Çizelge 5.3 A değerleri (Reese, 1975)	59
Çizelge 6.1 Kumlar için y_a ve y_p değerleri (Kim, 1994).....	63
Çizelge 6.2 Killer için y_a ve y_p değerleri (Kim, 1994).....	63
Çizelge 7.1 Zemin ile ilgili Parametreler	67
Çizelge 7.2 Kazık Elemanı ile ilgili Parametreler	67
Çizelge 7.3 Ankraj Malzemesi ile ilgili Parametreler.....	67
Çizelge 7.4 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Yer değiştirme)	70
Çizelge 7.5 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Moment)	70
Çizelge 7.6 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Kesme Kuvveti)	71
Çizelge 7.7 Zemin ile ilgili Parametreler	71
Çizelge 7.8 Kazık Elemanı ile ilgili Parametreler	71
Çizelge 7.9 Ankraj Malzemesi ile ilgili Parametreler.....	72
Çizelge 7.10 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Yer değiştirme)	74
Çizelge 7.11 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Moment)	74
Çizelge 7.12 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Kesme Kuvveti)	74
Çizelge 7.13 Zemin ile ilgili Parametreler	75
Çizelge 7.14 Kazık Elemanı ile ilgili Parametreler	75
Çizelge 7.15 Ankraj Malzemesi ile ilgili Parametreler.....	75
Çizelge 7.16 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Yer değiştirme)	77
Çizelge 7.17 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Moment)	78
Çizelge 7.18 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Kesme Kuvveti)	78

Çizelge 7.19 Zemin ile ilgili Parametreler	79
Çizelge 7.20 Kazık Elemanı ile ilgili Parametreler	79
Çizelge 7.21 Ankraj Malzemesi ile ilgili Parametreler.....	79
Çizelge 7.22 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Yer değiştirme)	81
Çizelge 7.23 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Moment)	82
Çizelge 7.24 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Kesme Kuvveti)	82

ÖNSÖZ

Bu çalışmada kullanım alanı her geçen gün artan ankrajlı perdelerin davranışlarını incelemek için p-y yöntemini dikkate alarak nümerik analiz yapan, KAPA adlı bir bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Birinci bölümde derin kazılar ve uygulama alanları hakkında genel bir bilgi verilmiştir. 2. Bölümde çeşitli derin kazı destekleme sistemleri anlatılmıştır. 4. Bölümde zemin ankrajları hakkında bilgiler verilmiştir. 5. Bölümde yanal yüklü kazıklar için geliştirilmiş olan p-y eğrisi yaklaşımları anlatılmıştır. 6. Bölümde p-y eğrisi yönteminin ankrajlı perdeler için uygulanışı açıklanmıştır. 7. Bölümde de KAPA bilgisayar kullanımı hakkında bilgiler verilip, örnek çözümler yapılmıştır.

Tez çalışması süresince emeği geçen üniversite hocalarıma, araştırma görevlisi arkadaşlara, TÜBİTAK B.A.Y.G' na ve yüksek lisans öğrenimim sırasında desteklerini esirgemeyen aileme sonsuz teşekkür ederim.

ÖZET

Bu tez çalışmasında ankrajlı perdelerin davranışlarını incelemek için p-y yöntemini dikkate alan bir bilgisayar programı geliştirilmesi amaçlanmıştır. P-y yöntemi yanal yüklü kazıkların yük altındaki davranışını elasto-plastik olarak dikkate alabilen Winkler hipotezine (elastik zemine oturan kiriş yaklaşımı) dayanan bir çözüm yöntemidir. Bu çözüm yönteminde p (zemin reaksiyonu) ve y (yer değiştirme) eğrileri göz önüne alınarak perde arkasındaki basınçlar ve bunlara bağlı yer değiştirmeler non-lineer olarak hesaplanabilmektedir.

Tez kapsamında ankrajlı perdelerin analizi için geliştirilen bilgisayar programı ile çözüm elde edilebilmektedir. Geliştirilen program Visual Basic programlama dili ile yazılmış olup, kazık özellikleri olarak kazık boyu, kazık çapı, düğümler arası mesafe, kazık elastisite modülü; zemin özellikleri olarak zeminin elastisite modülü, zeminin kohezyonu, içsel sürtünme açısı, birim hacim ağırlığı; ankrajlar için ise tendon elastisite modülü, tendon kesit alanı, kopa kuvveti ile ankraj kök uzunluğu ve serbest boyu input olarak alınmakta, derinlik boyunca kazık yer değiştirmeleri, oluşan zemin basınçları, kesme kuvveti, moment değerleri verilip sonuçlar grafiksel olarak ta gösterilmektedir.

Geliştirilen programa KAPA adı verilmiş ve örnekler çözülerek sonuçlar aynı yöntemi göz önüne alan MSheet adlı ticari bir yazılımdan elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

Anahtar kelimeler: Ankrajlı perde, p-y eğrileri, ankrajlı perdelerin nümerik analizi.

ABSTRACT

In this thesis work, a computer program to estimate the behaviour of a tie-back wall is developed. The 'P-Y' Method is a solution method to understand the behaviour of laterally loaded piles which based on Winkler Hypothesis, an approach focusing on the behaviour of a beam on elastic ground. In 'P-Y' Method, taking into account the load curves 'p', and displacement curves 'y', non-linear calculation of lateral stresses and displacements can be performed.

In the scope of the thesis, analysis of a tie-back wall can be achieved by using the developed computer program which is coded in Visual Basic. The parameters used as an input in the code are the length of pile, pile diameter, the distance of nodes, pile elasticity modulus of the pile as the pile property; the young modulus of soil, cohesion of soil, the angle of internal friction of ground, the unit weight of soil as the ground property. Also, elasticity module of tendon, cross section area of the steel tendon, unbonded length of the anchor, bonded length of the anchor are inputs for the anchor property. According to the inputs, pile displacements, soil pressures, shear forces and moment values are calculated along the depth and dispersion of the results are illustrated by graphical outputs.

Visual Basic code is named as KAPA. For some given profiles, analysis achieved by the KAPA and the benchmark of the code is done by a trademark software called Msheet.

Keywords: tieback walls, p-y method, the numerical analysis of tieback walls, retaining wall

1. GİRİŞ

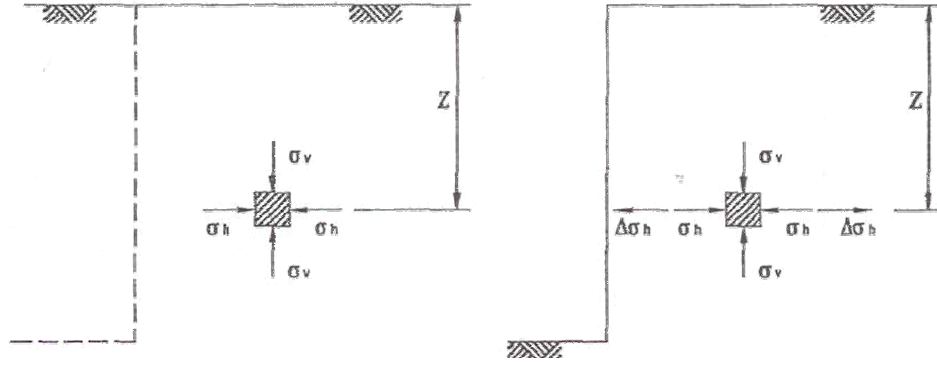
Günümüzde kent nüfusunun hızla artması konuta, işyerine ve kanalizasyon, otopark gibi alt yapı hizmetlerine duyulan gereksinimi artırmıştır. Şehirlerdeki boş arazilerin giderek azalması ve maliyetlerinin artması, imar yönetmeliklerindeki zemin üstü yapı hacimleri sınırlaması, mevcut arazileri daha verimli kullanmaya itmiştir. Bu amaçla yapılan inşaatlarda derin kazı yapılması zorunlu hale gelmiştir. Değişik zemin türleri ve saha koşullarına göre uygulanabilecek birçok destekleme sistemi geliştirilmiştir. Derin kazı çukurlarının desteklenmesinde en çok kullanılan iksa sistemleri kazıklı perdeler, betonarme perdeler, diyafram duvarlar ve palplanşlardır.

Derin kazı iksa sistemlerinde ankrajların kullanılması ile çok büyük zemin itkilerinin pratik ve güvenli bir şekilde karşılanması mümkün hale gelmiştir. Zemin ankrajları destekleme sistemlerini projelendirirken konsol olarak ya da sadece ağırlık kavramına göre boyutlandırma sınırından kurtarmış ve kazılarda büyük derinliklerde çalışma olanağı sağlamıştır.

Bu çalışmada kullanım alanı her geçen gün artan ankrajlı perdelerin davranışlarını incelemek için p-y yönteminden yararlanarak nümerik analiz yapan bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. 2. Bölümde çeşitli derin kazı destekleme sistemleri anlatılmıştır. 3. Bölümde zemin ankrajları hakkında bilgiler verilmiştir. 4. Bölümde yanal yüklü kazıklar için geliştirilmiş olan p-y eğrisi yaklaşımları anlatılmıştır. 5. Bölümde p-y eğrisi yönteminin ankrajlı perdeler için uygulanışı açıklanmıştır. 6. Bölümde KAPA bilgisayar programı ve kullanımı hakkında bilgiler verilmiş, 7. Bölümde ise örnek çözümler sunulmuştur.

2. KAZI DESTEKLEME SİSTEMLERİ

Zeminde açılan bir çukur, kazı bölgesindeki gerilme durumunun değişimine yani gerilme boşalmasına yol açacaktır (Şekil 2.1). Zemin kaldırıldığında oluşan yatay yöndeki gerilme azalması, zeminin stabilitesini bozacak kadar büyükse, oluşan bu gerilme kaybı yapılacak destekleme sistemi tarafından karşılanır. Bununla birlikte yapılacak destekleme sistemi düşey yönde oluşan gerilme kaybını dengeleyemez. Kazı civarındaki zemindeki gerilme değişiminin doğurduğu deformasyonların belirlenmesi, sistemin daha güvenli olarak boyutlandırılması ve çevredeki binaların zarar görmesini önlemek için önemlidir. Bir kazıyı desteklemek için kullanılabilecek elemanlar; ankrajlar, yatay destekler, kazıklı perdeler ve betonarme perdeler, palplanşlar, vb. olarak sıralanabilir.



Şekil 2.1 Kazıdan Dolayı Oluşan Gerilme Boşalması

Destekleme sistemi ya yalnızca düşey destek elemanlarından, ya da düşey ve yatay destek elemanların birlikte kullanılmasıyla oluşturulur. Bazı durumlarda (örneğin zeminin kaya olması) düşey desteklere gerek kalmadan yalnızca yatay destekleme sistemleri kullanılabilir.

Kullanılacak destekleme sisteminin seçiminde dikkat edilecek noktalar şunlardır;

- Derin kazının açık kalacağı süre
- Zemin profili ve zeminlerin karakteristik özellikleri
- Komşu yapıların taşıyıcı sistemleri, temel sistemleri ve temel derinlikleri, komşu yapılarda müsaade edilen oturma ve dönme değerleri
- Destekleme sisteminde ortaya çıkabilecek yatay yer değiştirmelerin hesap edilmesi ve destekleme sistemin boyutlandırılması.

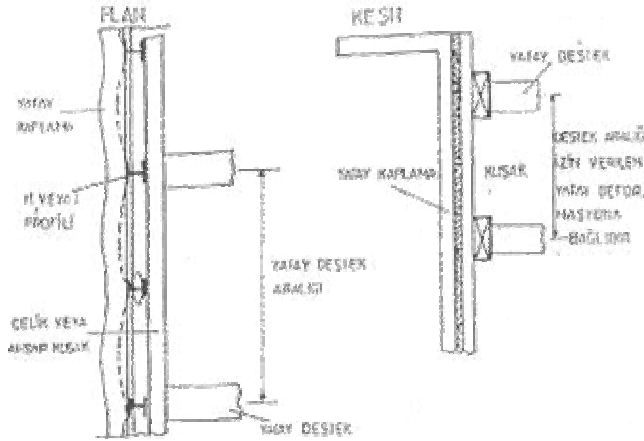
Derin kazı olarak isimlendirilebilecek kazılar 6m'den daha derin olan kazılardır (Terzaghi-Peck, 1967, Tomlinson,1987). Ancak bu derinlikten sonra toprak basıncı ve buna bağlı hesaplamalar anlam kazanmaktadır. Bunun nedeni zeminin, yüzeye yakın bölgelerde daha az homojen olması ve zemin mukavemetinin mevsimlere göre çok

değişken olması sonucu yatay basınç dağılımının hem kesitten kesite hem de mevsime göre değişiklik göstermesidir. Aşağıda uygulamada kullanılmakta olan çeşitli destekleme sistemleri tanıtılmıştır.

2.1 Dar ve Derin Kazıların Desteklenmesi

Dar ve derin kazıların desteklenmesi genellikle kazıdan önce kazı sınırlarına belirli aralıklarla çelik kazık ve palplanş çakılarak yapılmaktadır. Kazıklar çelik H veya I profillerinden oluşur. Düşey kazık ya da palplanşların çakımının tamamlanmasından sonra zemin kazısı belirli aralıklarda yatay destekler oluşturularak yapılır (Şekil 2.2). Çakılan düşey elemanların çakma boyu zeminin cinsine, kayma mukavemetine, yeraltı su seviyesine, kazı derinliğine, su basıncına ve kazı genişliğine bağlıdır. Kendini nispeten tutabilen ve yeraltı suyunun derinde olduğu zeminlerde çelik profiller, kendini tutamayan ve yeraltı suyu ihtiva eden zeminlerde ise çelik palplanşlar düşey eleman olarak kullanılırlar. Her iki sistemde de yatay destekleme elemanları ahşap olabilir.

Dar ve derin kazılarda çok kullanılan bu sistemlerin en büyük dezavantajı çakma esnasında oluşacak vibrasyonun çevre yapılarda oluşturacağı olumsuz etkilerdir.



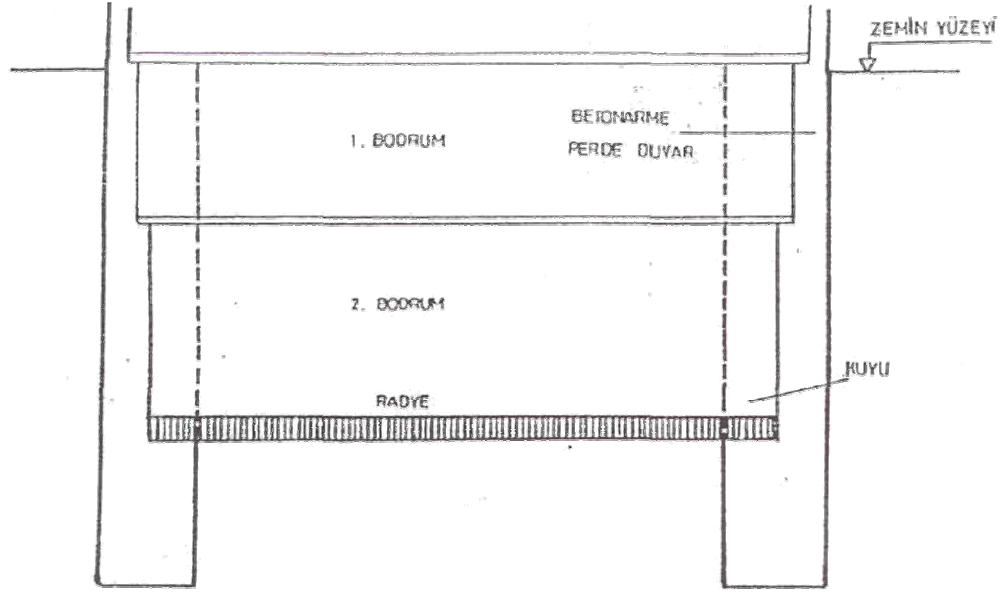
Şekil 2.2 Dar Derin Kazılarda Uygulanan Destek Sistemleri

2.2 Geniş ve Derin Kazıların Desteklenmesi

2.2.1 Kuyu Tipi Betonarme Perde Duvarlar

Yeraltı su seviyesinin derinde olması halinde uygulanan bir yöntemdir. Kazı çevresinde çoğunlukla birer ara ile 2.0 x 2.0m, 2.0 x 3.0m veya 1.5 x 3.0m boyutlarında iksalı kuyular açılmaktadır. Konsol çalışan perdelerde kuyu derinliği, kazı tabanının oldukça altına

indirilmektedir (Şekil 2.3). Kuyuların kazısının tamamlanmasından sonra, perde donatısı yerleştirilerek beton dökülmektedir. Toprak basıncı dağılımına uygun olarak bodrum katlardaki perde kalınlığı değiştirilebilmekte ve döşemeler perdeye oturtulabilmektedir. Kuyu tipi perdeler, çoğunlukla binanın taşıyıcı perdeleri olarak kullanılabilir. Malzeme ve işçilik maliyetlerinin artması ve ankraj teknolojisindeki gelişmeler nedeniyle kuyu tipi betonarme perdeler, giderek yerini ankrajlı betonarme perdelere bırakmaktadır.

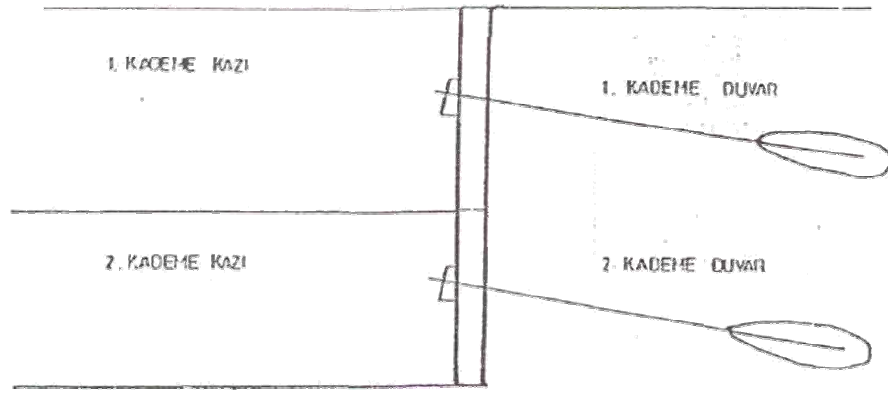


Şekil 2.3 Kuyu Tipi Betonarme Perde Duvar (D'Apollonia, 1980)

2.2.2 Kademeli Kazı Yüzeylerinin Ankrajlı Perdelerle Desteklenmesi

Kazı şevlerinin desteklenmesinde kullanılan bu sistem yeraltı suyu bulunmayan 3-4 m kadar derinlikte kazıldığında kendini tutabilen zeminlerde kullanılmaktadır. Önce zemin ortalama 3.0 m kadar kazılır. Kazı önüne istenilen duvar kalınlığını sağlayacak mesafede kalıp kapatılır. Donatı yerleştirildikten sonra beton dökülerek duvar oluşturulur. Kalıp içerisine belirli yerlere duvarı zemine tutturacak ankrajlar için delikler bırakılır. Beton dökümünden sonra duvar ankraj ile zemine tutturulur ve aşağı doğru diğer kazı adımına geçilir. Böyle devam edilerek istenilen derinliğe kadar kazı tamamlanır.

Bu yöntem geçici olarak düşey kazı yüzeyi veren killi zeminlerde, grovak, şeyl, kumtaşı gibi orta-sert ve yumuşak kayalarda başarı ile uygulanabilir (Şekil 2.4).



Şekil 2.4 Kademeli Kazının Ankrajlı Betonarme Perde Duvarla Desteklenmesi (D'Apollonia, 1980)

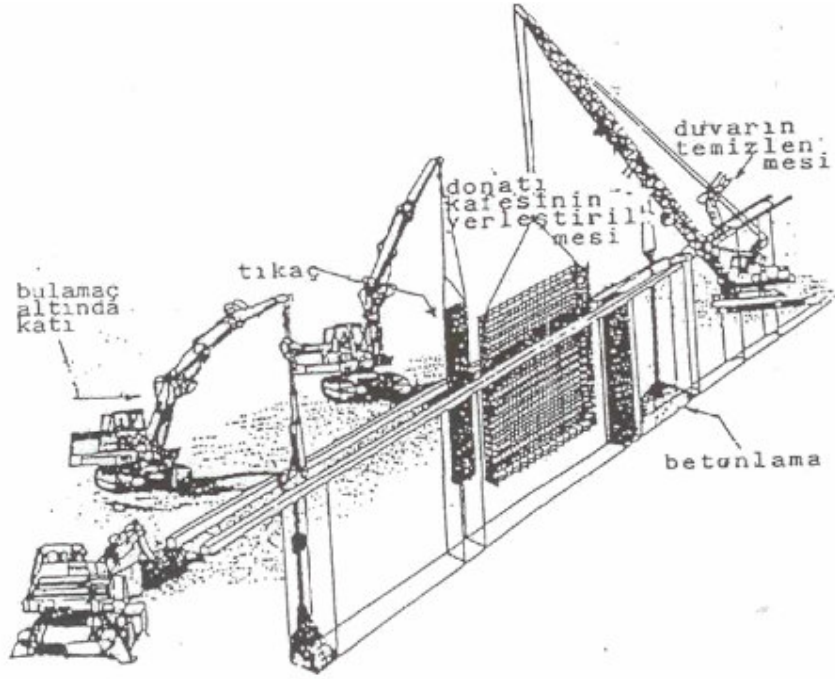
2.2.3 Diyafram Duvarlar

Derin kazıların önem kazandığı son yıllarda geoteknik mühendisliğinde geniş bir uygulama alanı bulan yöntemlerin biri diyafram duvarlardır. Bu tekniğin temeli zemin içerisinde kazı makineleri ile açılan dar, derin bir hendeğin kazı esnasında beton dökülünceye kadar, özel bir bulamaçla desteklenmesi ve daha sonra beton dökülerek zemin içerisinde parça parça veya diyafram olarak düz bir duvar oluşturulmasına dayanır (Şekil 2.5). Kazı hendeğini bentonit bulamacı ile destekleyerek diyafram duvar oluşturulması ilk olarak 1940' lı yıllarda gerçekleşmiştir. Bu duvarların klasik betonarme duvarlara üstünlüğü kazı miktarının minimum olması, diğer bir deyişle, duvar genişliği kadar bir genişliğe sahip olmasıdır. Bu özelliği sebebiyle diyafram duvar tekniği ile kazı alanına bitişik binalar bulunması halinde de inşaatı mümkün olmaktadır. Diyafram duvarlar kazı hendeğinin desteklenmesi ya da hem bu amaç için hem de inşa edilecek yapının birer taşıyıcı elamanı olarak tasarlanabilirler.

Temel çukuru kazılmadan temel çevresinde 80 cm - 120 cm genişliğinde bulamaç hendeği, özel makinesi ve metodu ile kazılırken, içi bentonit veya bentonit çimento bulamacı ile dolu tutulduğundan zemin göçmemekte ve bulamaç zamanla sertleştiğinde taşıyıcı özellik kazanmakta ve aynı zamanda geçirimsizliği sağlanmaktadır. Bu türde kil-çimento-su oranı 30 kg -250 kg-900 kg dolayındadır. Derin ve sabit kazılarda yük taşıma ve yüksek yanal basınç karşılama gerektiğinde sadece bentonitten yapılan bulamaç daha sonra tremi beton uygulaması ile dışarı alınır. Böylece yüksek dirençli duvar sağlanmış olur.

Derin kazılarda, perde kalınlığından ve donatıdan ekonomi sağlamak, yanal

deformasyonları sınırlayıp komşu binalarda istenmeyen hasarları önlemek ve genelde inşaatı ekonomik hale getirmek amacıyla diyafram perdenin öngermeli ankrajlarla zemine bağlanması uygun olmaktadır.



Şekil 2.5 Diyafram Duvar Yapım Aşamaları (D'Apollonia, 1980)

Diyafram duvarlar genellikle geçirimsizlik perdesi veya açık bir kazıyı tutan veya her iki fonksiyonu da bir arada görecektir şekilde kullanılabilen yapı elemanlarıdır. Açık bir kazıda iksa sistemi yerine kullanılan diyafram duvarlar, aynı zamanda yapıya ait birer taşıyıcı eleman olarak veya komşu yapı temellerinin desteklenmesi amacıyla kullanılabilirler. Diyafram duvarlar aynı zamanda karayollarındaki yarma şevlerinde, heyelan yapılarında, şehir içerisinde "aç - kapa" yöntemiyle inşa edilen tünellerde, hatta bazı liman inşaatlarında kalıcı batardo olarak kullanılabilirler.

Diyafram Duvarların Avantaj ve Dezavantajları (Yıldırım, 2002)

Avantajları :

- Geçici kazı sistemi kalıcı yapının bir parçası gibi kullanılabilir.
- Yatayda kazı alanı azaltılır
- Duvar için yapılacak temelin kazı ve beton işi yoktur.
- Betonarme betonunda daha az donatı kullanılabilir.
- Arka dolgu gerektirmemektedir.
- Daha dar kazı yapılarak zeminde örselenme daha az olmaktadır.
- Komşu hakkı tartışmalarında azalma olmaktadır.

h) Zemin koşullarında beklenmeyen bir durumla karşılaşıldığında başka çözüm arayışına olanak tanımaktadır.

Dezavantajları :

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

2.2.4 Palplanş Duvarlar

Bir zemin kütesini tutmak amacıyla teker teker bir dizi halinde zemin içerisine çakılan elemanlar ile oluşturulan düşey sürekli duvarlar Palplanş Duvarlar olarak adlandırılırlar. Palplanş duvarlar zeminden gelen yatay yüklerin büyük bir kısmını, düşey yüklerin ise çok az bir kısmını tutabildiklerinden statik sistem olarak düşey yönde oturtulmuş bir kiriş olarak düşünülebilir. Kesit olarak uzunlukları genişliklerine oranla çok fazla olduğundan narin birer yapı elemanıdır. Genel olarak, su tutma yapılarının inşaatında, diğer duvarların yapımı esnasında suyu inşaat sahasından uzak tutmak için veya hafif yapılarda üst zemin tabaka veya tabakaların istinat yapısını desteklemeye yetersiz kaldığında kullanılırlar. Bu genel uygulama alanlarını da içeren palplanş duvarlar pratikte dalgakıranlarda, deniz içinde inşa edilen duvarlarda, derin kazı duvar kaplamalarında kullanılırlar.

Bununla beraber palplanş duvarlar;

- a) Yüksek bükülebilirlik dayanımı isteyen çok yüksek duvarlarda,
- b) Zemin özellikleri yüzünden (sert kaya veya zeminin büyük kaya blokları içermesi) çakma zorlukları olan bölgelerde kullanışlı değildirlir.

Palplanş duvarlar yapısal açıdan;

- a) Ankastre (gömme)
- b) Ankrajlı
- c) Destekli

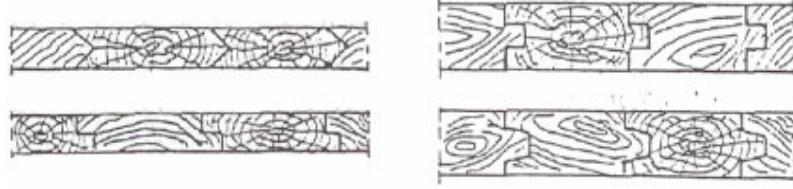
olarak inşa edilebilirler. En büyük özellikleri zemin problemlerine çabuk çözümler getirilmeleridir.

Palplanş elemanlar genel olarak 3 tipte imal edilirler. Bunlar ;

- a) Ahşap palplanşlar,
- b) Betonarme palplanşlar,
- c) Çelik palplanşlardır.

a) Ahşap Palplanşlar

Ahşaptan oluşan bu elemanlar zaman içerisinde zemin şartlarından büyük hasarlar görebildiklerinden sadece geçici amaçlar için kullanılırlar. Şekil 2.6'da görüldüğü gibi tekli veya çiftli olarak kullanılabilen ahşap palplanşların Wakefield denilen 3'lü tipleri de vardır. Tekli tipleri duvarın bütünlüğünü sağlamak amacıyla geçmeli olarak da imal edilebilirler.



Şekil 2.6 Ahşap Palplanş Tipleri

Ahşap palplanşlar çakma esnasında uç kısımlarının korunması amacıyla uçlarına çarık takılarak kullanılırlar. Genel olarak yükseklikleri maksimum 5 m civarındadır. Genişlikleri ise 2 m yüksekliğe kadar 8 cm olup bundan sonraki her yükseklik için genişliğe 1 cm ilave edilerek hesaplanabilir.

b) Betonarme Palplanşlar

Betonarme palplanşlar servis yüklerine karşı dayanabilecek şekilde istenilen kesit ve boyda imal edilebilirler. Ağır ve büyük hacimlidirler. Bu sebeple taşınmaları ve çakılmaları sırasında problemlere yol açabilirler. Kısa boylu betonarme palplanşlar tepesinden üçte birlik mesafeden bağlanarak taşınabilirler. Uzun palplanşları taşımak için üzerlerine iki ya da daha fazla taşıma noktası tertiplenmelidir. Kullanım amaçları dolayısıyla eğilme gerilmelerini taşımak üzere donatılı olarak tertiplenirler. Ayrıca taşıma ve çekme esnasında ilave yüklemelere karşı koymak için ilave donatılar yerleştirilmelidir. Çakma tesirlerine karşı koymak için alt ve üst uçlarına donatı sıkıştırılması da yapılır (Şekil 2.7). Su sızdırmazlığı istenen yerlerde birleşim yerleri su geçirmeyecek şekilde tertiplenir. Ayrıca çakma esnasında birbirlerine yanaşmalarını sağlamak amacıyla uçları eğimli olarak tertiplenir.

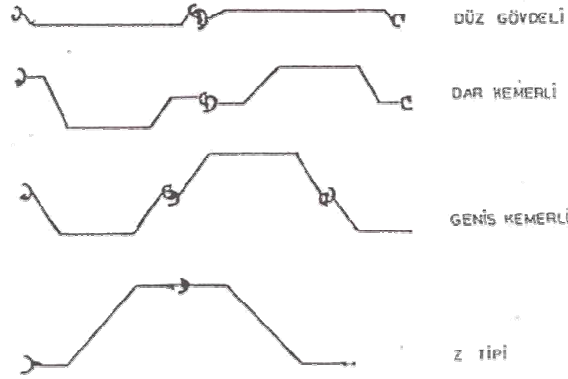


Şekil 2.7 Betonarme Palplanş

Hacimlerinin büyük olması nedeniyle çakıldıklarında oluşturacağı büyük yer değiştirmeler sonucu çakılmaları zordur. Büyük rijidliğe sahip olduklarından eğilme momentinin büyük olduğu yerlerde diğer tiplere tercih edilirler.

c) Çelik Palplanşlar

Çelik palplanşlar dökme demirden birbirine geçmeli olarak imal edilirler. Kesit şekilleri çok değişken olan çelik palplanşların en çok kullanılan tipleri Şekil 2.8'de verilmiştir.



Şekil 2.8 Çelik Palplanşlar

Bütün çelik palplanşlar zemine genellikle çakılarak yerleştirilir. Köşe elemanları ve derzler Y ya da T tipi olup perçin veya kaynakla birleştirilir. Düz gövdeli palplanşlar çekme gerilmesi taşıyan, geçme yerlerinin dayanımının yüksek olmasının istendiği yerlerde, özellikle hücreli batardolarda, kemerli palplanşlar büyük eğilme ve konsol yükü taşıyan yerlerde, Z tipi palplanşlar ise büyük bükülme dayanımı gerektiren yerlerde kullanılırlar.

2.2.5 Kazıklı Perdeler

Tutulması gereken zemin yüksekliği fazla, buna karşın zemin özellikleri yetersiz olan ortamlarda uygulanır. Kazıklı perdeler genellikle fore kazıklardan imal edilirler. Kazık çapları 10 cm ile 200 cm arasında değişmektedir. Şekil 2.9'da fore kazık perde uygulaması görülmektedir.



Şekil 2.9 Kazıklı Perde Duvar

Geçirimli ve geçirimsiz perdeler olarak teşkil edilebilirler. Kazıklı perdeler birkaç şekilde imal edilebilirler. Bunlar ;

a) Aralıklı Kazıklarla Oluşturulan Perde

Toprak itkisinin yüksek olmadığı ve kazık arasından kaymayacağı durumlarda kazıklar aralıklı imal edilir (Şekil 2.10.a).

b) Teğet Kazıklı Perde

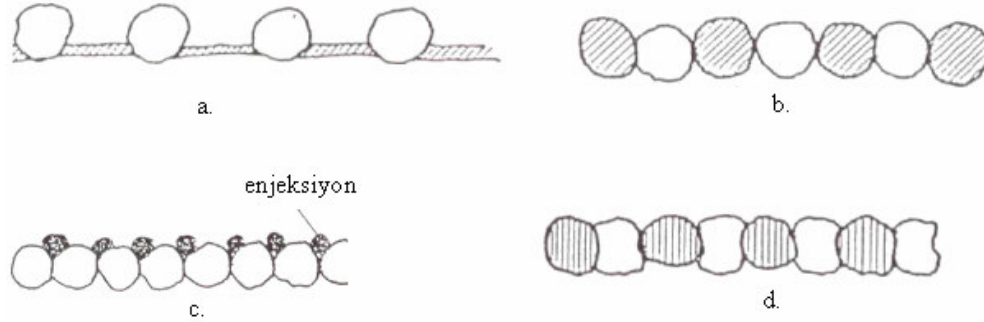
Genelde en çok uygulamayı bulan bu tipte kazıklar yan yana yerleştirilir (Şekil 2.10.b).

c) Enjeksiyonlu Teğet Kazıklı Perde

Yeraltı suyunun yüksek ve hareketli olduğu durumlarda perdenin tam geçirimsizliğini sağlamak için arkasında kazık birleşme noktaları enjeksiyonla tıkanır (Şekil 2.10.c)

d) Bindirmeli Kazıklı Perde

Toprak basıncının yüksek ve zemini doygun olduğu durumlarda uygulanır (Şekil 2.10.d). İmalat için özel makine kullanılır.



Şekil 2.10 Kazıklı Perdelerin İnşası

2.3 Mini Kazıklar

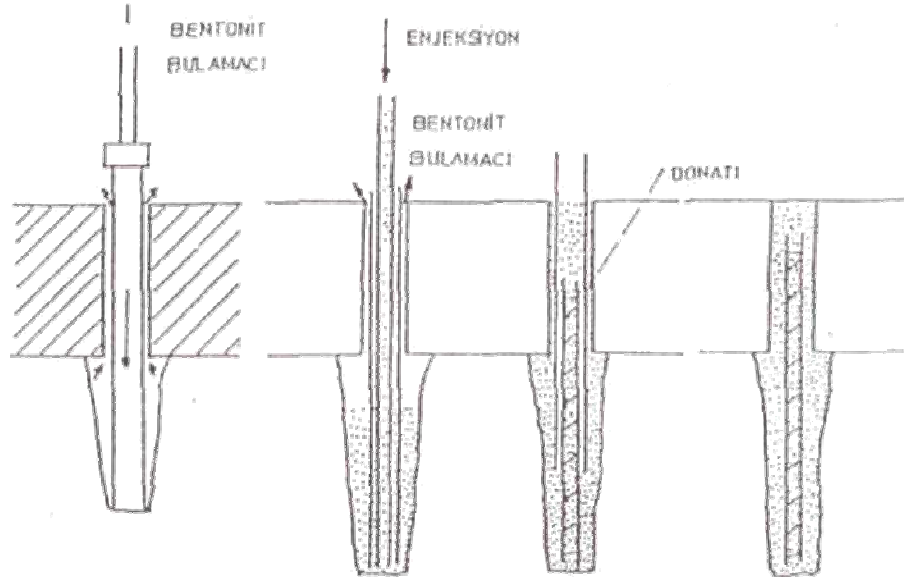
Mini kazıkların ilk uygulamaları 1970'li yıllarda başlamıştır. O yıllarda mini kazıklar genellikle mevcut bina temellerinin tutulmasında kullanılmıştır. Mini kazık sistemi daha çok normal kazık ekipmanının yaklaşmadığı tavan yüksekliği sınırlı bodrum katları, temel yanları vb. yerlerde kullanılıyordu. Sondaj ve enjeksiyon tekniğindeki gelişmeler sonucu bugün mini kazıklar hem çekme hem de basınç taşıyan elemanlar olarak kullanılabilirler. Mini kazıklar genelde 10 cm. ile 30 cm. arasında çaplarda çimento şerbeti veya çimento harcı enjeksiyonu ile hazırlanmaktadır. Donatı olarak beton çeliği veya özel çelik profiller kullanabilmektedirler.

Kazığın zemine yükleri aktarması daima beton gövde sürtünme yüzeyinden olmaktadır. Yani yükler kayaya oturan kazıklar dışında, çevre sürtünmesi ile aktarılır. Kazık çapı olarak, delicinin veya kaplama borusunun dış çapı alınır. Mini kazıklar yatayla 10° eğimden, düşey doğrultuya kadar çeşitli eğimlerde imal edilmektedir. Çekme kazıklarının minimum boylarının 10 m civarında olması ve kazığın yük aktaran kısmının zemin yüzeyinden en az 5 m kadar derine yerleştirilmesi tavsiye edilmektedir.

2.3.1 Mini Kazıkların İmali

Mini kazıklarda kuyunun açılmasında darbeli, rotary ve diğer sistemlerde çalışan makineler kullanılabilir. Burada dikkat edilecek önemli husus kuyu cidarının göçmeye karşı korunmasıdır. Düşük eğimlerde her durumda muhafaza borusu kullanılmalıdır. Normal

şartlarda delikler yataya göre 10° den daha yatık projelendirilmeli ve aralarında minimum 1.0 m. mesafe olmalıdır. Çimento harcı genelde 500 dozlu olarak imal edilir ve çimento harcı enjeksiyon basıncı en az 50 N/cm^2 olmalıdır. Normalde 3 cm. olan paspayı, betona zararlı maddeler ihtiva eden su veya yeraltı suyu bulunması durumunda 4.5 cm. olarak seçilebilir. Mini kazıl imalatının safhaları Şekil 2.11'de gösterildiği gibidir.



Şekil 2.11 Mini Kazık İmalî

2.3.2 Mini Kazıkların Taşıma Gücü

Mini kazıkla, şaftın taşıma gücü betonun ve çelik donatısının mukavemetine bağlıdır. Zemin içindeki taşıma gücünün tayini için ise diğer birçok temel elamanında olduğu gibi henüz kesin bir teori yoktur. Alman normu DIN-4128 mini kazıklarda taşıma gücü tahkikini sahada etraflı bir zemin etüdüne ve şantiyede yapılacak yükleme deneylerine dayandırmaktadır. Bu normda taşıma gücü tahkiki için verilen öneriler aşağıda sıralanmıştır;

Kazığın kuvvet aktaran boyu yeterli taşıma gücüne haiz zemin içinde en az 3.0 m. olmalıdır. Kayalık zeminlerde bu boy 0.5 m' ye indirilebilir.

Mini kazığın hem basınç hem de çekme durumunda taşıma gücünü çevre sürtünmesinden sağladığı, yalnız kaya ve benzeri zeminlerde uç gerilmelerinin doğabileceği kabul edilir.

Sahada kazık sayısının en az %3'ü oranında (veya en az 2 kazıkta) kazık üzerinde ve zemin

etütlerinde rastlanan nispeten zayıf bir zemin profiline haiz bölgelerde yükleme deneyi yapılması tavsiye edilmektedir.

Yükleme deneyinde kullanılacak kazıklar ileride yapıda kullanılacaksa, bunların deney sırasında taşıma gücü açısından zarar görmemeleri sağlanmalıdır. Deneylerle elde edilen değerlere Çizelge 2.1’de verilen güvenlik sayılan uygulanır. En düşük deney değeri esas alınır.

Çizelge 2.1 Kazık Taşıma Güçleri İçin Güvenlik Sayıları (ASCE,1993)

Taşıma Gücü Tahmini ve Denetim	Yük Koşulu	Min Fs	
		Basınçta	Çekmede
Kazık yükleme deneyi ile doğrulanan Kuramsal veya ampirik tahmin	Olağan	2.0	2.0
	Seyrek	1.5	1.5
	Çok Seyrek	1.15	1.15
Kazık çakma analizi ile doğrulanan Kuramsal veya ampirik tahmin	Olağan	2.5	.3.0
	Seyrek	1.9	2.25
	Çok Seyrek	1.4	1.7
Yükleme deneyi ile doğrulanan Kuramsal veya ampirik tahmin	Olağan	3.0	3.0
	Seyrek	2.25	2.25
	Çok Seyrek	1.7	1.7

Sürtünme alan basınç kazıklarında, çekme deneyi sonuçları da kullanılabilir. Kazıkların taşıma gücü tayininde Çizelge 2.2’de verilen sınır çevre sürtünmesi değerlerinin kullanılması yükleme deneylerinin yapılmadığı özel durumlarda söz konusu olmaktadır.

Çizelge 2.2 Mini Kazıklarda Çevre Sürtünmesi (kPa)

ZEMİN CİNSİ	BASINÇ KAZIĞI	ÇEKME KAZIĞI
Orta ve İri Çakıl	20	10
Kum ve Kuru Çakıl	15	80
Kohezyonlu Zemin	10	5

3. ZEMİN ANKRAJLARI

İnşaat sektöründe, derin kazılarda rahat çalışma ortamı yaratan ve güvenli bir kazı destekleme sağlayan ankraj sistemlerinin, son yıllarda kullanımı artmıştır. Stabilité sorunlarına kısa veya uzun vadede ekonomik ve estetik çözümler getiren ankraj teknolojisi, tutulmak istenen bir zemini veya yapıyı geride ve/veya daha derinde bulunan sağlam tabakalara öngerme tekniği ile bağlamak şeklinde açıklanabilir.

Ankraj teknolojisi zemin veya kaya stabilitesinin sağlanmasında veya arttırılmasında, istinat duvarlarının, diyafram duvarların ve diğer derin kazı uygulamalarında kazı aynalarının geçici ve sürekli olarak tutulmasında, deprem kuvvetlerine karşı güvenliğin sağlanmasında, ince uzun pilon, kule, baraj gibi yapıların devrilmeye karşı güvenliklerinin artırılmasında, suyun kaldırma kuvvetlerine maruz temellerin korunmasında, rıhtımlarda halat kuvvetlerinin alınmasında kullanılır. Ayrıca öngerme kuvveti bin ton civarında olan ankrajlar, barajların yüksekliğinin artırılmasının sağlanmasını ve takviyesini mümkün kılmıştır. Kaya içindeki yer altı tünelleri inşaatında ankrajlar, kemerin desteklenmesi için ahşap ya da çelik iksayı gereksiz kılmıştır. Ankraj teknolojisi ayrıca zemine ankastre olan veya olmayan palplanş perdelerde ekonomik çakma derinlikleri elde edilmesinde kullanılır.

Ankraj projelerinin hazırlanma ve uygulama aşamalarında, zeminin özelliklerinin ve davranışının detaylı olarak saptanması gereklidir. Projelendirilen ankrajlar, genellikle deneye tabi tutulurlar. Denenen ankrajlarda, ankraja gelen kuvvet sürekli olarak ölçülerek, ankrajların arazide deneysel olarak saptanan taşıma güçleri, hesaplanan değerler ile karşılaştırılarak esas projedeki ankraj adedi ve ankraj kuvvetleri tayin edilir.

3.1 Ankrajların Sınıflandırılması

Ankrajlar tuttukları zemine göre, Kaya Ankrajı ve Zemin Ankrajı olmak üzere ikiye ayrılır. Diğer bir ayrım ise ankrajların, hizmet süresi dikkate alınarak Geçici Ankrajlar ve Kalıcı Ankrajlar olarak yapılır. Çizelge 3.1'de geçici ve kalıcı ankrajlar için güvenlik faktörleri verilmiştir.

Çizelge 3.1 Ankrajlar İçin Minimum Güvenlik Değerleri (Liao, 1994)

Ankraj Sınıfı	Minimum Güvenlik Faktörleri			Kontrol Yüğü Faktörü
	Tendon	Zemin/Enjeksiyon Ara Yüzeyi	Enjeksiyon/Tendon yada Enjeksiyon/Kapsüllenme yüzeyi	
Geçici Ankrajlar (1)	1.40	2.0	2.0	1.10
Geçici Ankrajlar (2)	1.60	2.5*	2.5*	1.25
Kalıcı Ankrajlar (3)	2.00	3.0**	3.0**	1.50
* Eğer tüm araziği kapsayan deneyler yapılsa bu değer minimum 2.0 alınabilir. ** Bu değer zeminin limit sünme değerine ulaşması halinde 3.0'e kadar çıkar.				

(1) nolu geçici ankrajlar, servis süreleri 6 aydan daha az ve göçmesi çok ciddi sorunlar yaratmayan, toplumun güvenliğini etkilemeyen ankrajlardır.

(2) nolu geçici ankrajlar, servis süreleri 2 yıl civarında olan, göçmesi sonucu oldukça ciddi sorunlar ortaya çıkabilen (örneğin iksa duvarlarının desteklenmesinde kullanılan) ankrajlardır.

(3) nolu kalıcı ankrajlar, korozyon riskinin yüksek olduğu ve/veya göçme durumunda çok ciddi sorunlar yaratan (Örneğin asma köprülerin ana gergilerinde kullanılan yada su etkisi ile kalkan yapıların stabilitesinin sağlanması amacıyla ağırlık yapısının elemanları olarak kullanılan) ankrajlardır.

İmalat tekniklerine göre ankrajlar dört sınıfa ayrılır (Şekil 3.1). Verilen belirli bir zemin durumu altında bir ankrajın taşıma kapasitesi, geometrisi tarafından belirlenir. Bir ankrajın

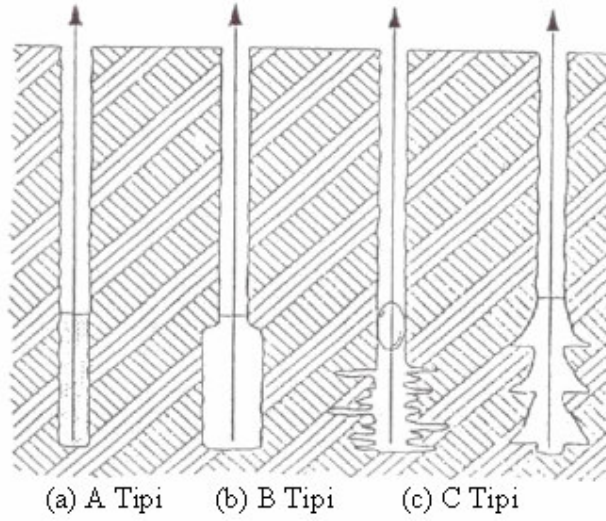
tasarımında, ankrajın kök kısmından çevresindeki zemine iletlediği gerilmeler, ankraja uygulanan imalat tekniğı, enjeksiyon ve delme yöntemlerinden etkilenmektedir.

A Tipi Ankraılar : Zemin ile enjeksiyon arasındaki kayma mukavemeti, tremie yöntemine göre harçlanan kök kısmındaki sıyrılmaya karşı direnci oluşturur, dayanım, deliğın stabilitesine bağılı olup, doğrusal ya da doğrusal olmayan düz şaftlı ankrajlardır. Çoğunlukla kayalarda ya da katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılır. Mukavemet, zemin-enjeksiyon yüzeyi arasında oluşan yüzey kayma gerilmelerine bağılıdır.

B Tipi Ankrajlar : Ankraj kök çapının zemin içinde minimum hasar yaratarak genişletilmesi sonrası çimento harcının 1000 kN/m² 'den düşük basınç altında boşluklara ve çatlaklara girmesi sağlanarak oluşturulan ankraj tipidir. Genellikle iyi derecelenmiş kohezyonsuz zeminlerde kullanıldığı gibi, yumuşak çatlaklı kayalarda ve kaba alüvyonlarda da kullanılır. Kök çevresindeki zeminin, kohezyonsuz zeminlerde çimento sızdırmalığından yararlanarak basınç altında iyice sıkıştırılması ile geniş bir ankraj kökü oluşturulur. Dikkat edilmesi gereken, enjeksiyon basıncının her zaman toplam jeolojik yükten düşük olması gerektiğidir.

C Tipi Ankrajlar : 2000 kN/m² 'den daha yüksek bir basınç altında çimento harcının zemin boşluklarına sızdırılmasıyla ankraj kökü genişletilir. Birinci enjeksiyonun sertleşmesinden sonra, çoğunlukla basınç ikinci enjeksiyon sırasında uygulanır. İkinci enjeksiyon genellikle "manchette system" adı verilen özel bir tüp sistemi ile ya da ankraj kökü içinde çalışabilen minyatür enjeksiyon tüpleri kullanılarak yapılır. Kohezyonsuz zeminlerde olduğu gibi kohezyonlu zeminlerde de başarılı bir şekilde uygulanır. Uniform bir kayma mukavemetinin ankraj kökü boyunca varolduğı prensibine göre tasarım kapasitesi hesaplanır.

D Tipi Ankrajlar : Mekanik aletlerle ya da patlayıcılarla oluşturulmuş bir dizi kökten oluşan ankrajın enjeksiyonunda tremie yöntemi uygulanır. Katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılan bu ankrajlarda, kayma mukavemeti ve uç mukavemeti sıyrılmaya karşı direnci oluşturur.

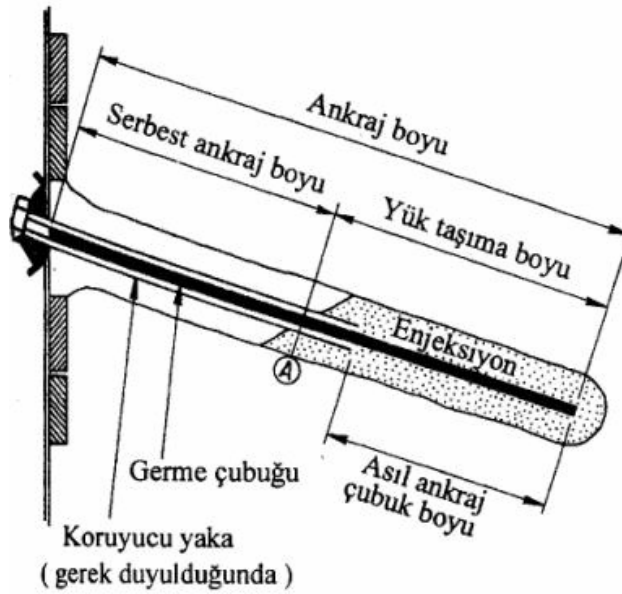


Şekil 3.1 Temel Ankraj Tipleri (Liao, 1994)

Ankrajlar için diğer bir ayrım da aktif ve pasif ankraj şeklindedir. Aktif ankrajlar, öngermeli kalıcı ve geçici ankrajları kapsamına alırken, Pasif ankrajlar rock boltlar gibi öngermesiz ankrajları kapsamaktadır.

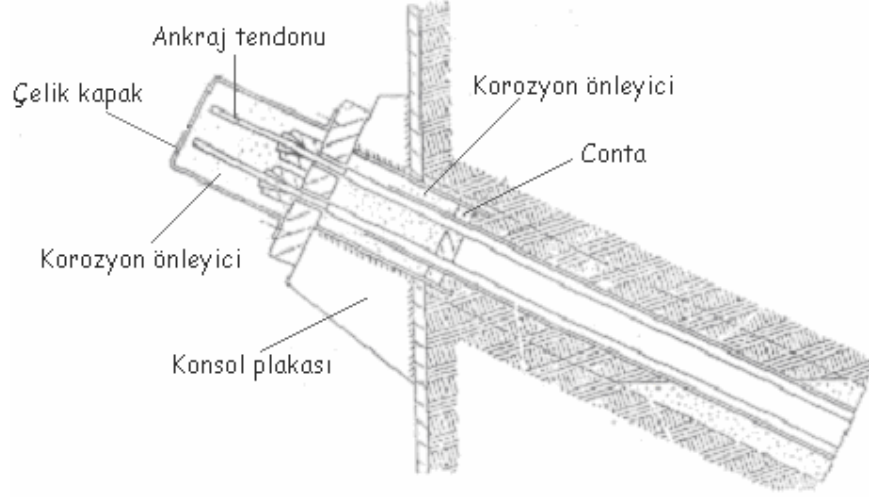
3.2 Ankrajın Kısımları

Bir zemin ankrajının ana elemanları ankraj kafası, serbest ankraj boyu ve ankraj köküdür (Şekil 3.2).



Şekil 3.2 Ankraj Elemanları (Yıldırım, 2002)

a) Ankras Kafası: Bu bölge, öngerme kuvvetinin yüzeye yayılmasını temin eder. Öngermenin uygulandığı ve servis yüküne gerilen ankrajın kilitlenmesinin yapıldığı bölgedir. Şekil 3.3 'den görülebileceği gibi esas olarak bir germe kafası, sıkıştırıcılar (kamalar) ankraj ve ankraj plakasından meydana gelen bir germe ankrajından ibarettir. Kontrole açık olması gereken ankrajlarda bir de koruyucu kapak yapılması önerilir.



Şekil 3.3 Ankras Kafası (Liao,1994)

b) Serbest Ankraj Uzunluğu: Ankraj gövdesinin başlangıcı ile ankraj kafası arasındaki mesafedir. Germe işlemi sırasında Öngerme çeliğinin engelsiz olarak uzayabileceği uzunluğa karşılık gelmektedir. Serbest ankraj kısmının yapısı, ankrajdan beklenen hizmete bağlıdır. Bunlar arasında şunlar sayılabilir; ankrajın ömrü (geçici ya da kalıcı ankraj olması), korozyon ve mekanik örselenmeye karşı ne düzeyde koruma gerektiği, ankrajın aşamalı olarak gerilmesi zorunluluğu, çekme kuvvetini her an ölçme olasılığı, germe elamanlarını boşaltılması ve sonradan tekrar gerilmesi zorunluluğu, zeminin olası enine yer değiştirmelerin karşılama olasılığı,

c) Ankraj Kökü : Öngerme kuvvetini zemine aktaran kısımdır. Çimento harcının yüksek basınç altında ankraj deliğine itilerek doldurulması ile kök bölgesi oluşturulur.

Çeliğin ankraj gövdesi içine yerleştirilme şekli zemin özelliklerine bağlıdır. Halatlar ya doğrusaldır ya da yer yer sıkılıp yer yer serbest bırakılarak bir dizi boğum meydana getirecek şekilde birbirine bağlanmıştır.

Çimento şerbeti öngerme çeliğini korozyona karşı korur fakat ankrajların kalıcı ankraj olarak kullanılması halinde, ya da agresif zeminlerde, normal olarak halatları çevreden tümüyle yalıtan ondüle kılıf borusu ile ikinci bir koruma önerilir. Bu durumda ankrajdaki çekme kuvvetinin zemine aktarılması, germe elamanını çevreleyen harç, kılıf borusunun ondülasyonu ve kılıf borusu ile zemin enjeksiyon malzemesi üzerinden olur.

Ankraj kökü uzunluğu, zeminin geoteknik özellikleri temelinde ve şantiyede yapılan deneylere dayanılarak belirlenir. Bu uzunluk ankrajın servis yüküne ve zemin cinsine göre 3 ile 10 m arasında değişir.

Ankraj kökleri arasındaki etkileşimi sınırlamak için, ankraj köklerinin merkezden merkeze olan mesafeleri D ankraj kökünün en büyük çapı olmak üzere $4D$ 'den az olmamalıdır. Pratikte minimum aralık 1.5 - 2.0 m arasında değişmektedir.

Bir ankrajın kök kısmı ile komşu temel yada yer altı yapısı arasındaki uzaklık 3 m'den fazla olmalıdır. Üstünde yüzeysel temel bulunması halinde ankraj kök kısmının derinliği 5 m ya da daha fazla olmalıdır.

Çoğu hallerde, hesapta yapılmış kabulleri kontrol etmek amacıyla önce şantiyede deneme ankrajları yapılması önerilmektedir.

3.3 Ankrajların Uygulanması

Ankrajların uygulanmasında, 4 aşama vardır (Liao, 1994). Bunlar ;

- a) Ankraj deliğinin açılması,
- b) Ankraj demetinin yerleştirilmesi,
- c) Enjeksiyon yapılması,
- d) Öngerme yapılmasıdır.

3.3.1 Ankraj Deliğinin Açılması

Ankraj için genellikle 8-15 cm. çapında istenen yönde 30 m. uzunluğa kadar kuyular açılabilmektedir. Hem darbeli hem de rotary sistemle delik açan makineler kullanılabilir. Makineler aynı zamanda boru sürme tertibatına sahip olmalıdır (Şekil 3.4).



Şekil 3.4 Ankraj Uygulaması

Kuyu delme sisteminin seçiminde şu hususlar dikkate alınmalıdır:

Yerel zemin veya kaya tabakalarının özellikleri,

Yeraltı suyu durumu,

Yerel şartlar (Delik noktalarına ulaşım, su ve enerji temini),

Delme yönteminden dolayı zeminde ve çevrede meydana gelebilecek zararlı

durumlar,

Sondaj kuyusunun doğrultusundan sapma olasılığı.

Genelde kohezyonsuz zeminlerde borulu darbeli veya darbeli rotary delme sistemleri başarılı olmaktadır. Kuyu açma yönteminin kohezyonsuz zeminlerde ankraj taşıma gücüne tesiri azdır. Küçük çaplı ve darbeli makinelerle sıkı zeminlerde delik açılırken doğrultudan sapma oluşabilmektedir.

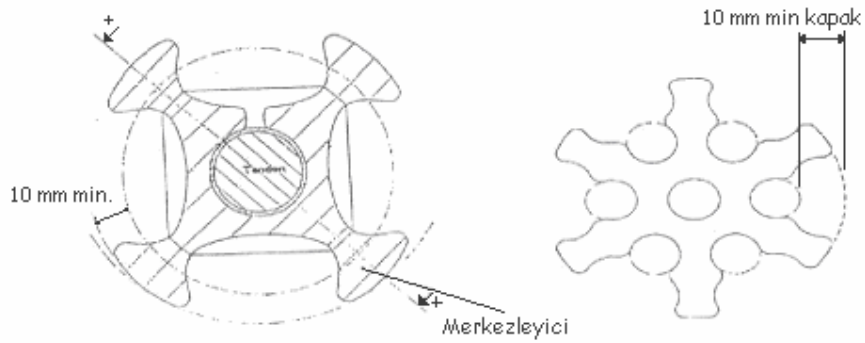
Kaya tabakalarında açılacak ankraj deliklerinde optimum delme yönteminin mevcut yerel

şartlara göre şantiyede denenerek tespit edilmesi uygun olmaktadır. 12 cm'e kadar olan kuyu çapları tercih edilmektedir.

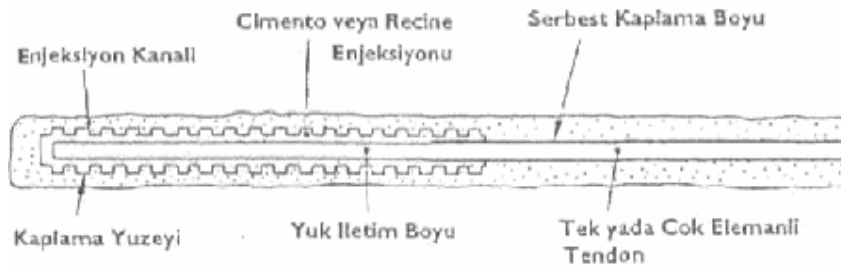
3.3.2 Ankraj Demetinin Yerleştirilmesi

Ankrajı geçici ve kalıcı oluşuna göre hazırlanan ankraj demeti ankraj deliğinin basınçlı su ile temizlenmesinden sonra deliğe yerleştirilir. Ankraj demeti içinde polietilen, enjeksiyon hortumu, çelik halat veya çelik çubuk, polietilen muhafaza hortumu, iç mesafe tutucuları ve dış mesafe tutucuları bulunur (Şekil 3.5). Kalıcı ankrajlarda ise bunlara ilave olarak korozyonu önlemek amacıyla, ayrıca ondüle kılı borusu kullanılır (Şekil 3.6).

Ankraj germe elemanları olarak kullanılan, ya 7 mm çaplı çelik elemanlar veya 0.5 inch, 0.6 inch veya 0.7 inch çaplı çelik halatlar veya 32 mm çapa kadar özel çelik çubuklar kullanılır. Ankraj kafaları, kullanılacak halat cinsine ve sayısına göre ima edilirler.



Şekil 3.5 Merkezleyici ve Mesafe Tutucu Elemanlar (Liao, 1994)



Şekil 3.6 Tendon Kılıf Borusu (Liao, 1994)

3.3.3 Enjeksiyon Yapılması

Kohezyonsuz zeminlerde çimento şerbeti 1000 kN/m² minimum basınçla enjekte edilmektedir. Su-çimento oranı 0.4-0.5 arasında alınabilir. Kayada çatlak olmadığı kabulü ile fazla suyun emilme imkanı olmadığından kohezyonlu zeminlerde ve kayada bu oran 0.4'ü geçmemelidir.

Kohezyonlu ve zayıf mukavemetli kohezyonsuz zeminlerde ankraj taşıma gücünü yükseltmek amacıyla ikinci defa enjeksiyonlama işlemi Batı Avrupa'da kullanılmaktadır. Birinci enjeksiyondan sonra beton pirizi alınca, özel olarak yerleştirilmiş borudan 4000 kN/m² kadar yüksek bir basınçla çimento şerbeti verilerek mevcut ankraj gövdesinin çatlamasına ve genel olarak gövdenin büyümesine, böylece zeminde daha fazla bir sıkışmaya neden olmaktadır. İkinci defa yapılan enjeksiyonun civarındaki bodrum veya kanallara dolabileceği, komşu temel zemini veya yapılara zarar verebileceği gözönünde tutularak çevre devamlı kontrol altında tutulmalıdır.

Enjeksiyonda, yoğunluğu yüksek bir malzeme kullanıldığı için enjeksiyon dipte kalan zemin artıklarım ve varsa suyu dışarı atar. Böylece, enjeksiyon bölgesi temizlenmiş olur.

3.3.4 Öngerme Yapılması

Enjeksiyon yapıldıktan en az 10 gün sonra öngermeye geçilir. Geçici ankrajlarda herhangi bir ankraj gerilirken, önce servis yükünün 1.25 katına kadar gerilerek test edilir. Ankrajın bu yükü emniyetli bir şekilde taşıdığı görüldükten sonra germe işlemi bir kere daha kamalar takılarak yapılır ve servis yüküne kilitlenir. Kalıcı ankrajlarda ise bu değer servis yükünün 1.5 katıdır.

Germe makinası bir gövde ve bir çekme kafasından oluşmaktadır. Halatlar germe işleminin başlangıcında çekme başlığına tespit edilir. Manometre basıncı ve ölçülen kablo uzaması kayıtlara geçilir. Makinanın pistonu sonunu kadar dışına çıkınca veya istenilen kuvvete ulaşır ulaşmaz, pres basıncı boşaltılır, halatlar düzgün biçimde ankraj kafasına kamalanır.

3.4 Ankrajların Taşıma Gücü

Ankraj taşıma gücü birçok parametreye bağlıdır. Bunlar ;

Büyük ölçüde ankraj köküyle zemin ara yüzünün şekli,

Ankraj kökü civarındaki zemin cinsiyle tabakalaşma durumu,

Ankraj kökü üzerindeki jeolojik yük,

Ankraj boyutları,

Enjeksiyon basıncı ve sayısı,

Ankrajın gerilme deformasyon bağıntısı şeklinde sıralanabilir.

Ankraj taşıma gücü hesapla da bulunabilir. Ancak birçok parametresi bulunduğu için, bu rakamın gerçekçi olması beklenemez. En doğru ve kesin taşıma gücü bulma yöntemi doğrudan doğruya yerinde ankraj yükleme deneyi yapılmasıdır.

4. P-Y EĞRİSİ YÖNTEMİ

Doğrusal olmayan analizde en çok kullanılan yaklaşım p-y yöntemidir. Her ne kadar yatay yüklü kazıkların çözümünde p-y yöntemini ilk kullananlar McClland ve Focht (1958) ise de, metodu geliştirenler Reese ,Cox (1969) ve Matlock (1970) olmuştur. Yatay yüklü kazıkların, lineer elastik kiriş gibi davrandığı varsayımının yapıldığı durumun diferansiyel eşitliği aşağıdaki gibidir (Winkler Hipotezi);

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P \frac{d^2 y}{dx^2} - p = 0 \quad (4.1)$$

Burada;

El = kazığın rijitliği,

y = x derinliğindeki kazık yatay yerdeğiştirme,

P = kazık düşey eksenel yükü

p= birim uzunluk için zemin reaksiyonudur.

Kazık davranışı , x ve y ye bağlı olarak (4.1) eşitliğinin çözümünden elde edilebilir. Dördüncü dereceden diferansiyel denklemin çözümünde Winkler modeline dayalı bir zemin reaksiyonu secant modülü kullanılır.

$$E_s = -p / y \quad (4.2)$$

Burada işaret negatiftir çünkü kazık davranışı (y) ile zemin reaksiyonu (p) ters yöndedir. Es değeri için şunlar söylenebilir;

a) Es doğrusal değişkenlik gösterebilir,

b) Es derinliğin bir fonksiyonu olabilir.

Çözümde kullanılan diğer formüller ise;

$$EI \frac{d^3 y}{dx^3} = -V \quad (4.3)$$

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = -M \quad (4.4)$$

$$EI \frac{dy}{dx} = -\theta \quad (4.5)$$

Burada,

V= kesme kuvveti,

M= eğilme momenti,

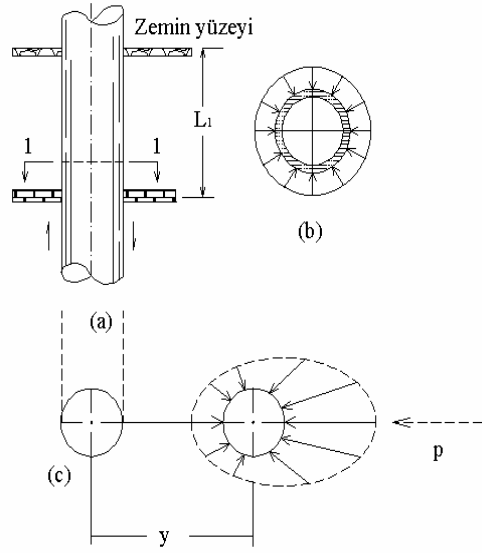
θ = elastik eğrinin eğimi'dir.

Şekil 4.1.a' da zemin içerisindeki dairesel kesitli bir kazık gösterilmiştir. Yatay yüklemmeden önce kazık etrafındaki zemin reaksiyonu dağılışı Şekil 4.1.b' de görüldüğü gibi olmaktadır ve birim gerilme üniform şekilde dağılım göstermektedir. Kazığın “y” yerdeğiştirmesi yapması durumunda, kazık arkasındaki gerilme azalmakta, ön kısmında artmaktadır, (Şekil 4.1.c). Bu durumda kazığın birim uzunluğu için “p” kuvveti oluşur. Kuvvet etkisi ile kazık kesitinde kesme ve eğilme momentleri oluşacaktır. Burada gösterilen “p” ve “y” parametreleri yatay yüklem açısından şu anlama gelmektedir; “y”, kazığın, yanal yüklenmesiyle yatay yönde oluşan yanal yerdeğiştirme, “p” ise kazığın yerdeğiştirmesi sonucu kazığa karşı zeminde ortaya çıkan ve kazık birim uzunluğuna etkiyen reaksiyon kuvvetidir. Kazığa karşı olan zemin reaksiyonu ile kazık yer değiştirmesi arasında bir ilişki vardır. Deneysel p-y eğrileri prosedürünün geçerliliğinde, hem derin saha çalışmaları hem de laboratuvar çalışmaları gereklidir. Deneysel p-y noktaları sürekli matematiksel fonksiyon bulunmasıyla formüle edilir. Laboratuvar, üç eksenli deney eğrileri hesaplanır, bu eğriler p-y eğrileri ile benzer karakteristik özellik gösterir.

Yanal yüklü kazık problemine bir çözüm bulmak için, Şekil 4.2' de gösterilen bir p-y eğrisi takımı belirtilmelidir. Sonra da,

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} - p(y, x) = 0 \quad (4.6)$$

denklemini yer değiştirme, kazık rotasyonu, moment, kesme kuvveti ve zemin reaksiyonu tayini için çözülebilir. Bir noktadaki zemin reaksiyonu, aslında o noktadaki kazık yer değiştirmesine bağlıdır, yukarısında veya aşağısındaki noktalara değil. Bu yüzden, kazık üzerindeki her bir nokta ayrı p-y eğrisi mekanizmasıyla tanımlanır.



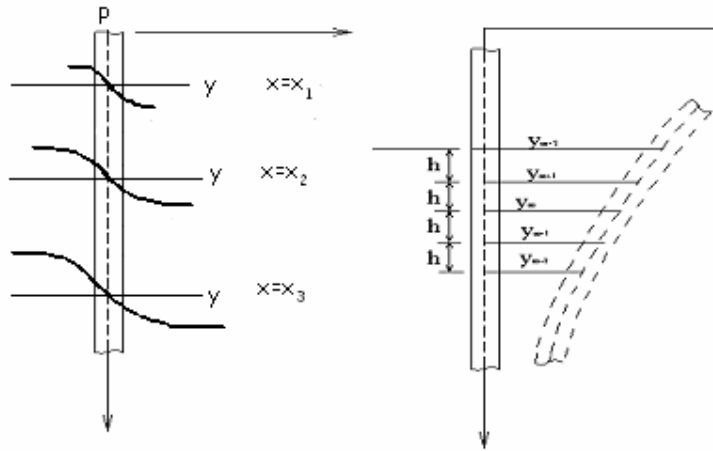
Şekil 4.1 p ve y'nin grafiksel tanımı (Reese ve Cox,1969)

Genel olarak, p-y eğrileri lineer olmayan ve derinlik, zemin kesme kuvveti, kazık çapı gibi çeşitli parametrelere bağlıdır. Eğer diferansiyel denklem, sonlu farklar yöntemiyle açıklanmak istenirse, kazık Şekil 4.2'de gösterildiği gibi çeşitli parçalara bölünür.

Bu durumda yeni denklem;

$$\frac{d^2 M}{dx^2} + E_s y = 0 \quad (4.7)$$

olur.



Şekil 4.2 p-y eğrileri takımı ve deforme olmuş kazık gösterimi

Sonlu farklar yönteminde, herhangi bir m noktasındaki y fonksiyonu, komşu noktalar açısından ifade edilir. Kazık L boyu, t adet eşit parçaya bölünür ve yatay yük altındaki kazık yer değiştirmesi hesaplanır.

Çözümün yapılabilmesi için, kazığın alt kısmında iki adet hayali nokta ve zemin yüzeyinden yukarıda da iki adet nokta tanımlanır. Bu durumda denklemin son hali;

$$\frac{EI}{(L/t)^4} [y_{m+2} - 4y_{m+1} + 6y_m - 4y_{m-1} + y_{m-2}] = -E_{sm} y_m \quad (4.8)$$

şeklinde olur.

Burada;

L = kazık boyu

t = kazığın bölündüğü eleman sayısı

y_m = m noktasında kazığın yer değiştirmesidir.

Sonlu farklar ile diğer denklemler ise şu şekilde tanımlanmıştır;

$$\theta_m \approx \frac{1}{2(L/t)} (-y_{m+1} + y_{m-1}) \quad (4.9)$$

$$M_m \approx \frac{EI}{(L/t)^2} (y_{m+1} - 2y_m + y_{m-1}) \quad (4.10)$$

$$V_m \approx \frac{EI}{2(L/t)^3} (y_{m+2} + 2y_{m+1} - 2y_{m-1} + y_{m-2}) \quad (4.11)$$

burada;

θ_m = eğim

M_m = moment

V_m = kesme kuvvetidir.

Çözüm için kazığın başında ve üzerinde çeşitli sınır şartları tanımlanmıştır.

kazık üzerinde: $M_0=P_0=0$

kazık başında: P_t ve M_t bilinir (serbest başlık)

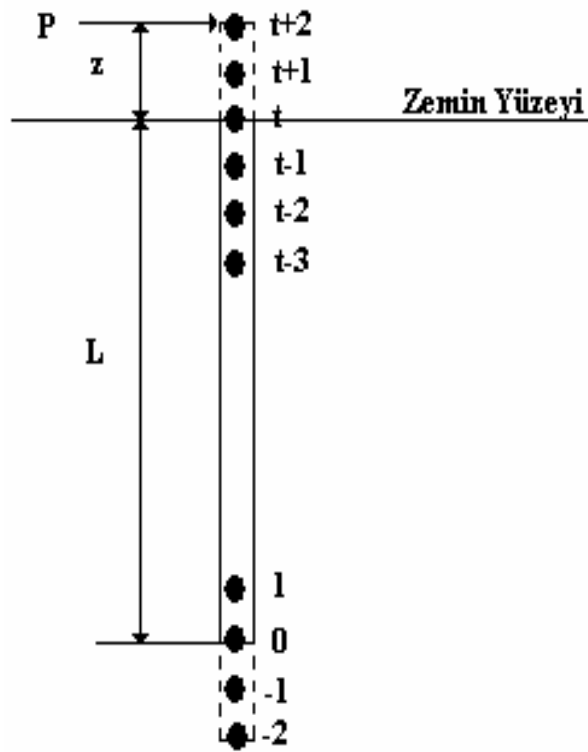
kazık başında: P_t bilinir, $\theta_m=0$ (tutulu başlık)

4.1 Serbest Başlı Kazıklar İçin Genelleştirilmiş Denklemler

Denklemler sonlu farklar yöntemi ile Gleser (1953) tarafından çözülmüştür. Şekil 4.3' de gösterilen noktalara uyumluluk gösteren sonuçlar burada açıklanmıştır.

Kazık ucundaki yer değiştirme aşağıdaki formülle hesaplanır, (4.11);

$$Y_0 = \frac{2Y_2 + 4Y_1}{2 + A_0} = -B_1Y_2 + 2B_1Y_1 \quad (4.12)$$



Şekil 4.3 Kazık üzerinde fiktif noktalar

$$Y_1 = \frac{Y_3 + Y_2(4 - 2B_1)}{5 + A_1 - 4B_1} = -B_2Y_3 + B_3Y_2 \quad (4.13)$$

Genel olarak;

$$Y_m = \frac{-Y_{m+2} + Y_{m-1} [4 - B_{2m-2}(4 - B_{2m-3})]}{6 + A_m - B_{2m-4} - B_{2m-1}(4 - B_{2m-3})} = -B_{2m}Y_{m+2} + B_{2m+2}Y_{m+1} \quad (4.14)$$

tanımlanmıştır.

t+1 ve t+2 noktalarındaki yer değiştirmelerin çözümü için ise;

$$Y_{t+2} = B_{2t+2} + B_{2t+3} Y_{t+1} \quad (4.15)$$

$$Y_{t+1} = \frac{\frac{2PL^3}{t^3 EI} - B_{2t+2} + B_{2t+2} B_{2t} (2B_{2t-1} + B_{2t-4} - B_{2t-3} B_{2t-1})}{[-B_{2t+3} + 2 + \{(2 - B_{2t-3})B_{2t-1} + B_{2t-4}\} \{B_{2t} B_{2t+3} - B_{2t+1}\} + \{2 - B_{2t-3}\} B_{2t-2}]} \quad (4.16)$$

tanımlanmıştır.

Y_{t+2} değerini bulmak için denklem (4.15) te bulunan değer denklem (4.14) de yerine konulur. Daha sonra (4.13) Y_t değerini bulmak için kullanılır. Bu şekilde devam edilerek Y_0, Y_{-1} ve Y_{-2} değerleri de hesaplanır.

Yukarıdaki denklemlerdeki sabitler ise;

$$B_1 = \frac{2}{2 + A_0} \quad (4.17)$$

$$B_2 = \frac{1}{5 + A_1 - 4B_1} \quad (4.18)$$

$$B_3 = B_2 (4 - 2B_1) \quad (4.19)$$

$$B_4 = \frac{1}{6 + A_2 - B_1 - B_3 (4 - 2B_2)} \quad (4.20)$$

$$B_5 = B_4 (4 - B_3) \quad (4.21)$$

tanımlanır.

$A_m = m$ noktasında zemin yatak katsayısı ($L^4 d / t^4 EI$ ile çarpılmış)

Bundan sonra genelleme yapılarak,

çift sayılı değişkenler için (B_6 ile birlikte);

$$B_{2m} = \frac{1}{6 + A_m - B_{2m-4} - B_{2m-1} (4 - B_{2m-3})} \quad (4.22)$$

tek sayılı değişkenler için (B_7 ile birlikte);

$$B_{2m+1} = B_{2m} (4 - B_{2m-1}) \quad (4.23)$$

tanımlanır. Ayrıca bunlara ilave olarak iki adet daha denklem gereklidir. Bunlar,

$$B_{2t+2} = \frac{L^2 z P}{t^2 E I B_{2t} (2 - B_{2t-1})} \quad (4.24)$$

$$B_{2t+3} = \frac{B_{2t-2} - 1 + B_{2t+1} (2 - B_{2t-1})}{B_{2t} (2 - B_{2t-1})} \quad (4.25)$$

şeklindedir.

4.2 Tutulu Başlı Kazıklar İçin Genelleştirilmiş Denklemler

Tutulu başlıklı kazık çözümleri tıpkı serbest başlıklı kazıklarınki gibidir. Bunlar;

$$Y_t = -B_{2t} Y_{t+2} + B_{2t+1} Y_{t+1} \quad (4.26)$$

$$Y_{t+2} = \frac{2PL^3 (1 + B_{2t-2} - B_{2t-1} B_{2t+1})}{t^3 EI [1 + B_{2t} B_{2t-4} + B_{2t} B_{2t-2} B_{2t-4} - B_{2t} B_{2t-1} B_{2t-3} - B_{2t-2} + B_{2t+1} B_{2t-1}]} \quad (4.27)$$

$$Y_{t+1} = Y_{t-1} = \frac{B_{2t-1} B_{2t}}{1 + B_{2t-2} - B_{2t+1} B_{2t-1}} Y_{t+2} \quad (4.28)$$

şeklinde tanımlanır.

Yer değiştirmeleri bulmak için, önce Y_{t+2} hesaplanıp denklem (4.27) de yerine konur ve Y_{t+1} bulunur. Sonra bu iki değer denklem (4.25) de yerine konularak Y_t değeri hesaplanır. Yukarıdaki denklemlerde de;

Y_m =m noktasındaki yer değiştirme değeri

t=kazık L boyunun bölündüğü eleman sayısı

P=uygulanan kuvvet

z=P kuvvetinin yüzeye olan uzaklığı

E=kazık elemanının Young modülü

I=kazık atalet momenti

$A_m = m$ noktasında zemin yatak katsayısı ($L^4 d / t^4 EI$ ile çarpılmış)

$d = \text{kazık çapı}$ dır.

4.3 Çözüm Yöntemi

a) Kazığın gömülü olan boyu t adet elemana bölünür. Ayrıca zemin yüzeyinden yukarıda iki adet ve kazık ucundan aşağıda iki adet daha nokta tanımlanır.

b) Zemin modülü (E_s) değişimi belirlenir. E_s derinlik boyunca sabit olabilir veya lineer değişiklik gösterebilir.

c) E_s belirlendikten sonra $t+5$ noktadaki bilinmeyen yer değiştirmeler kullanılarak, $t+5$ adet lineer denklem yazılabilir. Bu şekilde dördüncü derece diferansiyel denklemin çözümü, $t+5$ bilinmeyenli $t+5$ denklem sistemi çözümü haline dönüşür. Bu sistemin çözümü m noktasındaki yer değiştirmeyi verir. Buradan da açıkça anlaşılabileceği gibi, t 'nin fazla olması daha doğru sonuçlar elde edilmesi anlamına gelir.

d) Y_m yer değiştirmesi bulunduğundan sonra, bu yer değiştirmeye karşılık gelen p (zemin reaksiyonu) değerleri, değişik zemin tipleri ve yükleme durumları için tanımlanmış olan uygun p - y eğrilerinden hesaplanır.

e) Yer değiştirmelerin ve bu yer değiştirmelere karşılık gelen zemin direnci değerlerinin bulunmasıyla birlikte, yeni bir zemin modülü hesaplanır.

$$E_s = p / y \quad (4.29)$$

f) E_s 'nin yeni değerleri kullanılarak, Y_m yer değiştirmesi yeniden hesaplanır. Bu iterasyon yeni bulunan zemin modülü ile eskisi eşitlenene veya aralarındaki farkın en aza indiği ana kadar devam eder.

g) Daha sonra da, kazık boyunca θ_m , M_m , V_m ve P_m değerleri en son E_s ve Y_m değerleri kullanılarak hesaplanır.

4.4 Zemin Reaksiyonu-Kazık Yer değiştirmesi (p-y) Eğrileri

Kazık çevresindeki zemin davranışı p - y eğrileri ile örneklenmiştir. Bu eğriler çeşitli derinliklerdeki zemin-kazık yer değiştirmesi ile ilişkilidir. Bu bölümde çeşitli yazarlar tarafından tavsiye edilmiş p - y eğrileri özetlenmiştir. Bunlar, farklı zemin tipleri ve çeşitli

yükleme durumları için yol gösterici olacaktır.

4.4.1 Yumuşak Killer İçin p-y Eğrileri

Matlock (1970) çelik bir boru içine elektriksel ölçme aleti yerleştirmiş ve hem statik hem de tekrarlı yüklemeler için eğilme momentleri elde etmiştir. Elde edilen data analiz edilmiş ve zemin özellikleri, kazık geometrisi ve yüklemelerine bağlı p-y eğrileri geliştirilmiştir.

1- Kısa Dönem Statik Yüklemeler

(a) Her birim kazık boyu için nihai zemin direnci, p_u aşağıdaki denklemden hesaplanır. Denklemlerde bulunan değerlerden küçük olan değer alınır.

$$p_u = \left(3 + \frac{\gamma}{c}x + \frac{0.5}{d}x\right)cd \quad (4.30)$$

$$p_u = 9cd \quad (4.31)$$

burada,

c = kil zemininin kayma mukavemeti (kN/m²)

d = kazık çapı (m)

x = derinlik (m)

(b) y_{50} yer değiştirme (yarı nihai durumda hesaplanan);

$$y_{50} = 2.5\varepsilon_{50}d \quad (4.32)$$

yumuşak killer için önerilen ε_{50} değerleri Çizelge 4.1’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.1 Killer için önerilmiş ε_{50} değerleri (Matlock 1970)

KİL	ε_{50}
Yumuşak	0.020
Orta	0.010
Sert	0.005

c) p-y eğrisi üzerindeki noktalar (Şekil 4.4) aşağıdaki ilişkiden hesaplanır;

$8 \geq y/y_{50} \geq 0$ için

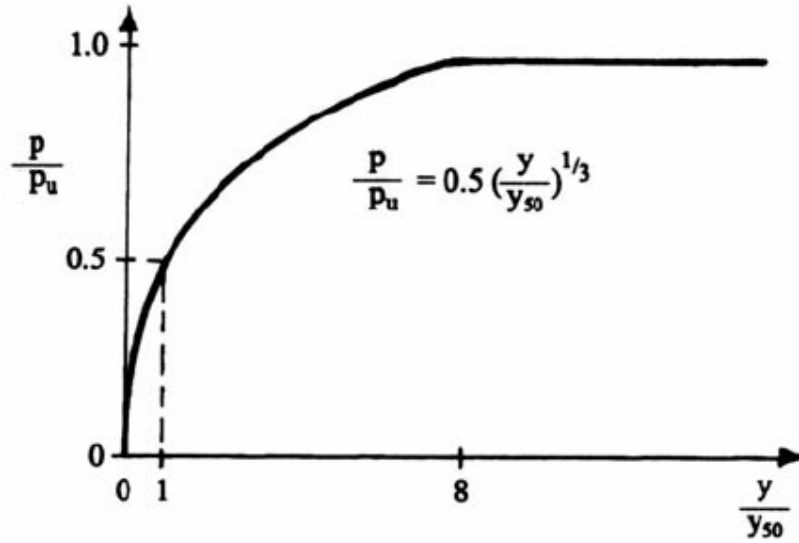
$$\frac{P}{P_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (4.33)$$

Şekil 4.4'deki eğri, y değeri $8y_{50}$ değerini aştığında doğrusallaşır.

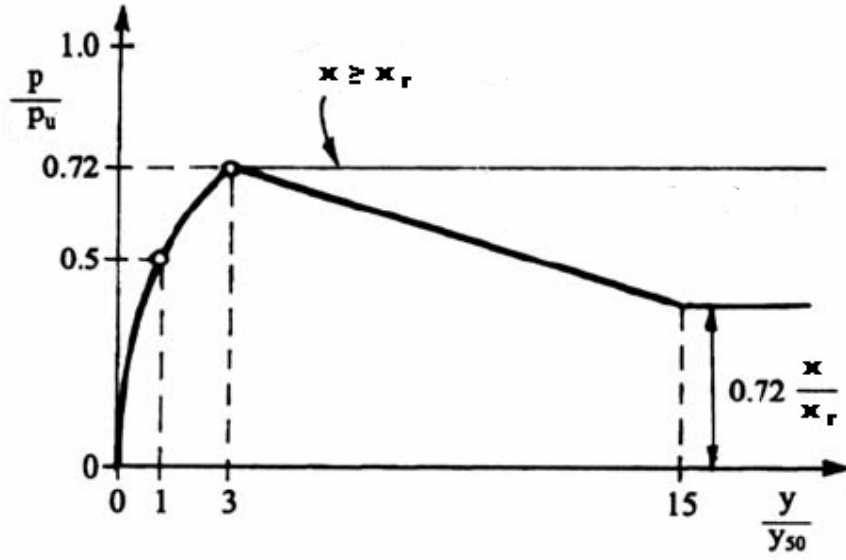
2- Tekrarlı Yükleme Durumunda

Tekrarlı yükleme deneylerinde, yer değiştirmeler ve eğilme momenti dengeye ulaşınca kadar aynı yük tekrarlanarak uygulanmıştır. Bu deneyler sonucunda elde edilen eğri için;

(a) p-y eğrisi, p'nin $0.72p_u$ 'dan küçük değerleri için statik yükleme durumuna benzer.



Şekil 4.4 Statik yükleme durumunda yumuşak killler için p-y eğrisi (Matlock, 1970)



Şekil 4.5 Tekrarlı yükleme durumunda yumuşak killler için p-y eğrisi (Matlock, 1970)

(b) Değişikliğın olduğu x_r değeri;

$$x_r = \frac{6cd}{\gamma d + 0.5c} \quad (4.34)$$

formülüyle hesaplanır.

(c) Eğer derinlik x_r 'ye eşit veya büyük ise $3y_{50}$ 'den büyük tüm değerler için $p=0.72p_u$ olur.

(d) Eğer derinlik x_r 'den küçük ise, p değeri $y=3y_{50}$ deki $0.72p_u$ değerinden $y=15y_{50}$ deki $0.72p_u(x/x_r)$ değerine kadar düşer.(Şekil 4.5)

$15y_{50}$ 'den sonraki noktalar için p değeri sabit kalmaktadır.

4.4.2 Sert Killer İçin p-y Eğrileri

4.4.2.1 Reese ve Welch (1975)'in Y.A.S.S. üzerindeki killeri için önerileri

1- Statik Yükleme Durumunda

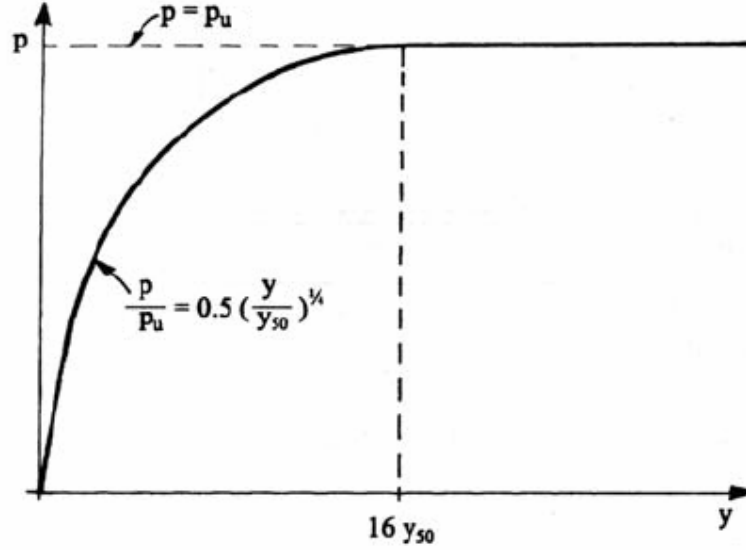
(a) Nihai durum zemin direnci, p_u ve yarı nihai yük yer değiştirmesi, y_{50} değerleri Matlock'ın yumuşak killer için önerdiği yaklaşımlardan hesaplanır.

(b) p-y eğrisi üzerindeki noktaların tanımlanması (Şekil 4.6) ise aşağıdaki denklem yardımıyla sağlanır.

$16 \geq y/y_{50} \geq 0$ için

$$\frac{p}{p_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/4} \quad (4.35)$$

y değeri $16y_{50}$ değerini aştığında parabolik olan eğri doğrusallaşır.



Şekil 4.6 Statik yükleme durumunda sert killer için p-y eğrisi (Reese ve Welch, 1975)

2- Tekrarlı Yükleme Durumunda

Tekrarlı yükleme için p-y ilişkisi aşağıdaki denklemle açıklanabilir.

$$y_c = y_s + y_{50} C \log N \quad (4.36)$$

burada;

y_c =N kez tekrarlanan yükleme sonrası yer değiştirme değeri

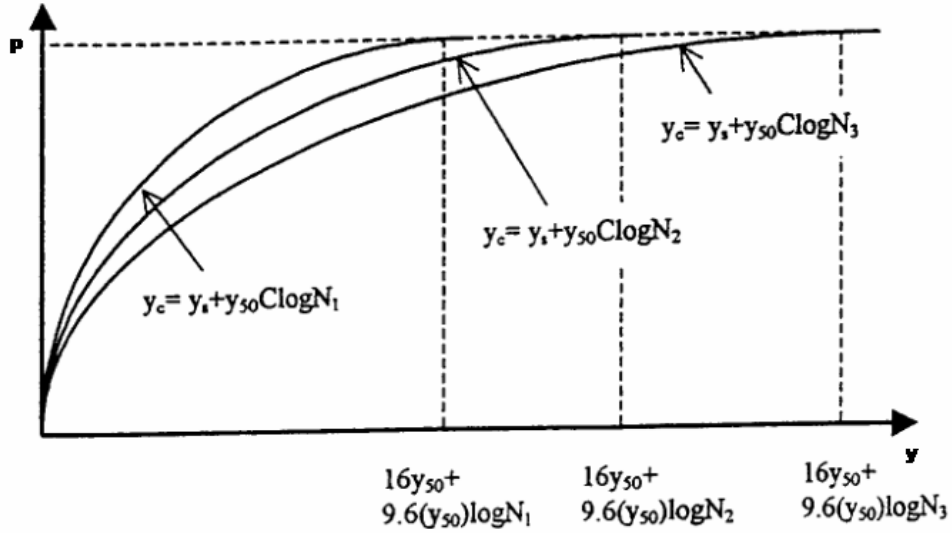
y_s =ilk yüklemedeki yer değiştirme değeri

C =Tekrarlı yükleme etkisini tanımlayan bir parametredir ve şöyle bulunur;

$$C = 9.6 R^4 \quad (4.37)$$

burada da;

$$R = \frac{p}{p_u} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}} \quad (4.38)$$



Şekil 4.7. Y.A.S.S. üzerindeki sert killerin tekrarlı yükleme durumu için p-y eğrisi (Reese ve Welch, 1975)

4.4.2.2 Reese (1975)'in Y.A.S.S. altındaki sert killer için önerileri

1- Statik Yükleme Durumunda

(a) x derinliği üzerinde, ortalama drenajsız kayma mukavemeti c_{avg} hesaplamasından sonra, nihai zemin direnci aşağıda verilen denklemlerden uygun olan kullanılarak hesaplanır.

$$p_u = \left(2 + \frac{\gamma}{c_{avg}} x + \frac{2.83}{d} x\right) c_{avg} . d \quad (4.39)$$

$$p_u = 11cd \quad (4.40)$$

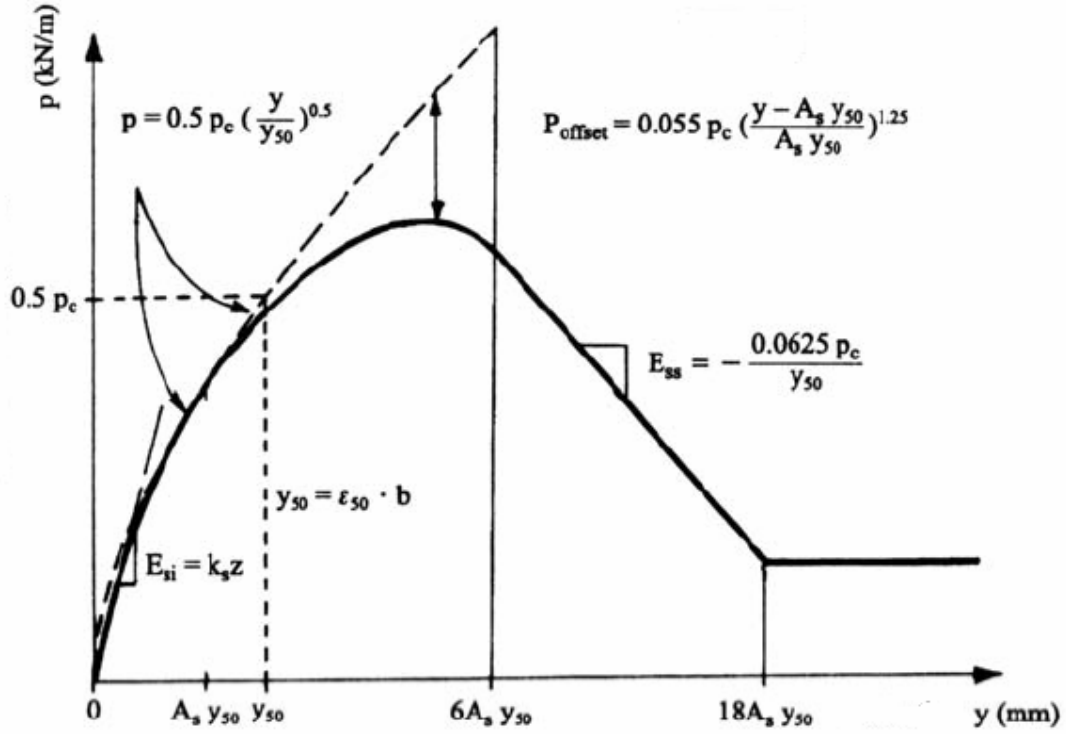
Yukarıda bulunan değerlerden küçük olan kullanılır.

(b) Şekil 4.8'de gösterilen eğrinin ilk kısmı aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$p = kxy = E_{si} y \quad (4.41)$$

burada;

k_s veya k_c değerleri yükleme durumuna göre Çizelge 4.2' den alınır.



Şekil 4.8 Statik yükleme altındaki sert killeri için p-y eğrileri (Reese, 1975)

Çizelge 4.2 Sert killeri için önerilen k değerleri (Reese, 1975)

	Ortalama Drenajsız Kayma Mukavemeti (kPa)		
	50-100	100-200	200-400
$k_s(\text{statik}), \text{kN/m}^3$	135000	270000	540000
$k_c(\text{tekrarlı}), \text{kN/m}^3$	55000	110000	220000

(c) y_{50} değeri şu şekilde hesaplanır;

$$y_{50} = \varepsilon_{50} d \quad (4.42)$$

Buradaki ε_{50} değeri Çizelge 4.3'ten belirlenir.

Çizelge 4.3 Sert killer için önerilmiş ε_{50} değerleri (Reese, 1975)

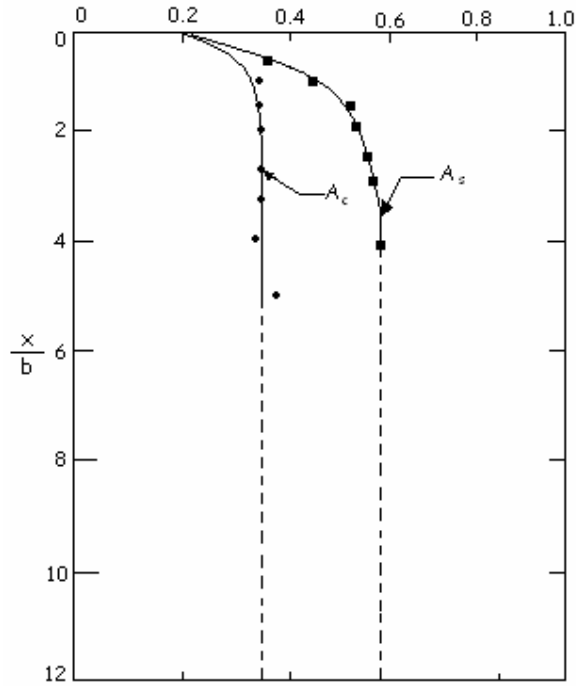
	Ortalama Drenajsız Kayma Mukavemeti (kPa)		
	<100	100-200	>400
ε_{50}	0.007	0.005	0.004

(d) Eğrinin ilk parabolik kısmı ise;

$$p = 0.5p_u (y / y_{50})^{0.5} \quad (4.43)$$

şeklinde hesaplanır.

Bu denklem yer değiştirme A_s değerine ulaşmaya kadarki eğriyi tanımlar. Uygun A_s değeri Şekil 4.9'dan belirlenir.

Şekil 4.9 Sert killer için A_s ve A_c değerleri (Reese, 1975)

(e) İkinci kısım ise şöyle tanımlanır;

$$p = 0.5p_u (y / y_{50})^{0.5} - 0.055p_u \left(\frac{y}{A_s y_{50}} - 1 \right)^{1.25} \quad (4.44)$$

Bu denklem $y=A_s y_{50}$ olduğu noktadan $y=6A_s y_{50}$ olduğu noktaya kadarki eğriyi tanımlar.

(f) eğrinin $y=6A_s y_{50}$ olduğu noktadan $y=18A_s y_{50}$ olduğu noktaya kadarki kısmı ise

$$p = 0.5 p_u (6A_s)^{0.5} - 0.411 p_u - 0.0625 (p_u / y_{50}) (y - 6A_s y_{50}) \quad (4.45)$$

denklemleri ile hesaplanır.

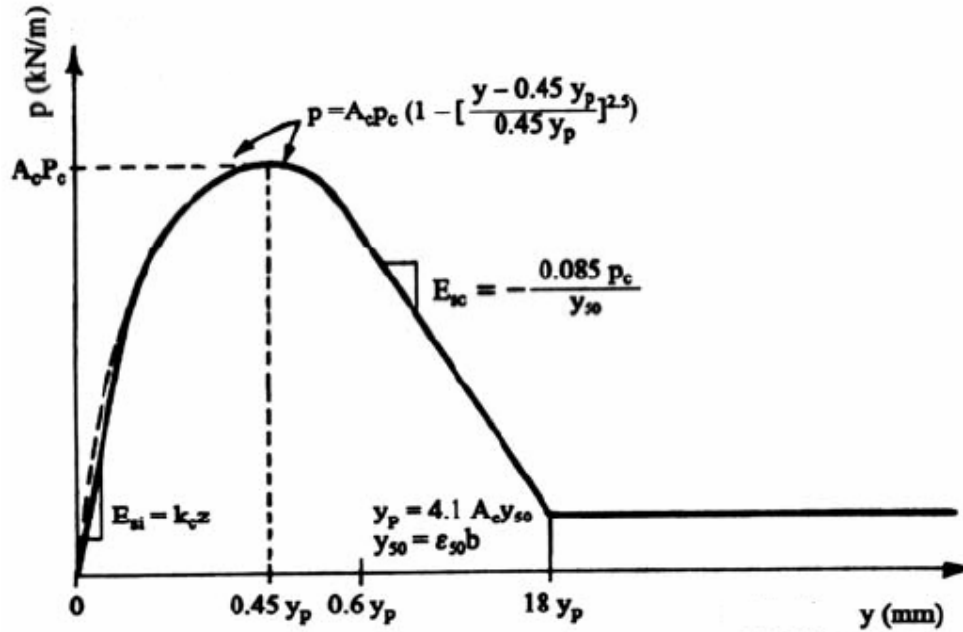
(g) eğrinin son kısmı ise;

$$p = 0.5 p_u (6A_s)^{0.5} - 0.411 p_u - 0.75 p_u A_s \quad (4.46)$$

şeklinde hesaplanır. Bu da y 'nin $18A_s y_{50}$ den büyük değerleri içindir.

2- Tekrarlı Yükleme Durumunda

(a) Nihai zemin direnci ve y_{50} değerleri statik yüklemedeki gibi hesaplanır. A_c değeri de yine Şekil 4.9'dan alınır.



Şekil 4.10 Tekrarlı yükleme altındaki sert killer için p-y eğrileri (Reese, 1975)

(b) Şekil 4.10'daki eğri tekrarlı yükleme durumu için p-y eğrisidir. Buradaki y_p değeri;

$$y_p = 4.14 A_s y_{50} \quad (4.47)$$

şeklinde hesaplanır.

(c) Eğrinin ilk kısmı statik yükleme durumundaki gibidir. $y=0.6y_p$ 'ye kadarki parabolik kısım

ise;

$$p = A_c p_u \left(1 - \left(\frac{y - 0.45 y_p}{0.45 y_p}\right)^{2.5}\right) \quad (4.48)$$

şeklinde hesaplanır.

(d) Eğrinin $y=0.6y_p$ 'den $y=1.8y_p$ olan noktasına kadarki kısmı ise;

$$p = 0.936 A_c p_u - 0.085 (p_u / y_{50}) (y - 0.6 y_p) \quad (4.49)$$

şeklinde hesaplanır.

(e) Eğrinin $y=1.8y_p$ 'den sonraki doğrusal kısmı için ise;

$$p = 0.963 A_c p_u - 0.102 (p_u / y_{50}) y_p \quad (4.50)$$

denklemleri geçerlidir.

4.4.2.3 Su Altındaki Sert Killer İçin Dunnivant ve O'Neill (1989) Önerileri

1-Statik Yükleme Durumunda

Bu yöntem, rölatif kazık-zemin sertliğini (K_R) bir parametre olarak elastik p-y eğrisi çifti için içermektedir. Analitik sonuçlar göstermiştir ki, kazık-zemin sertliği artarken zemin yatak katsayısı da artar. Çözüm yöntemi;

a) Nihai zemin direnci ve y_{50} değeri aşağıdaki gibi formüle edilir:

$$p_u = N_p c d \quad (4.51)$$

$$N_p = 2 + \frac{\sigma_v'}{c_{avg}} + 0.4 \frac{x}{d} \quad (\leq 9) \quad (4.52)$$

$$y_{50} = 0.0063 \epsilon_{50} d K_R^{0.875} \quad (4.53)$$

burada;

$\sigma_v' = x$ derinliğindeki efektif gerilme.

$$K_R = \frac{EI}{E_s L^4} \quad (4.54)$$

burada;

E_s = Zemin elastisite modülü (Çizelge 4.4'ten)

L = kazık boyu

$$L = 3d \left(\frac{EI}{E_s d^4} \right)^{0.286} \quad (4.55)$$

Çizelge 4.4 Drenajsız kayma mukavemetine bağlı Zemin Modülü (Dunnivant, 1989)

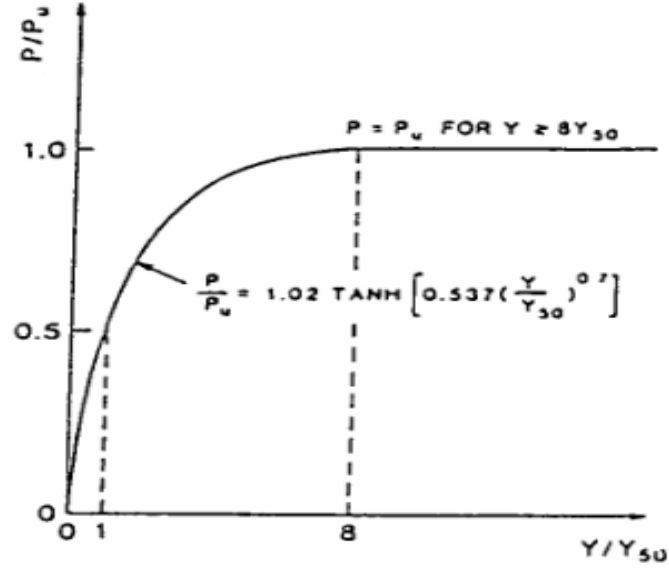
Drenajsız Kayma Mukavemeti,c (kPa)	Zemin modülü, E_s (kPa)
<25	350
25-50	350-1050
50-100	1050-3100
100-200	3100-10500
200-400	10500-35000
>400	35000

b) $y \leq 8y_{50}$ için p-y eğrisi:

$$p = 1.02 p_u \cdot \tanh \left[0.537 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0.70} \right] \quad (4.56)$$

c) $y \geq 8y_{50}$ için

$$p = p_u \quad (4.57)$$



Şekil 4.11 Statik yük altında sert killer için p-y eğrileri (Dunnavant ve O'Neill)

2- Tekrarlı Yükleme Durumunda

a) Tekrarlı yükleme durumunda, eğrinin ilk kısmı;

$$p_{cm} = 1.02 p_u \cdot \tanh \left[0.537 \left(\frac{y_{cm}}{y_{50}} \right)^{0.70} \right] \quad (4.58)$$

burada;

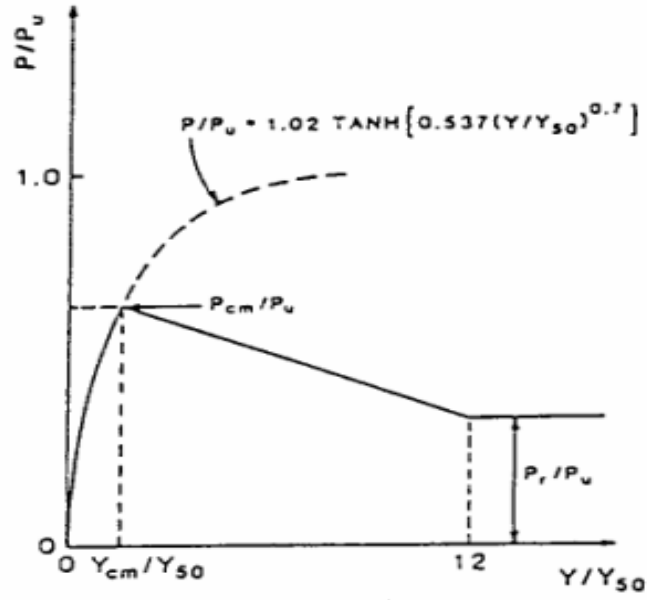
$$p_{cm} = N_{cm} c \cdot d \quad (4.59)$$

$$\frac{N_{cm}}{N_p} = 0.1 + 0.36 \frac{x}{x_0} \leq 0.76 \quad (4.60)$$

N_{cm}/N_p oranı 100 tekrarı tanımlarken,

x = zemin yüzeyinden itibaren derinlik (m)

$x_0 = 1\text{m}$



Şekil 4.12 Tekrarlı yükleme altındaki sert killer için p-y eğrileri (Dunnavant ve O'Neill)

$N_{cm} = 100$ adet yük tekrarı durumunda tekrarlı yüklemenin

$$\left(\frac{N_{cm}}{N_p}\right)_N = 1 - (0.45 - 0.18 \frac{x}{x_0}) \log N \leq 1 \quad (4.61)$$

b) y_{cm}/y_{50} 'ye tekabül eden p_{cm}/p_u noktası bulunduğundan sonra, eğri düz bir çizgi izleyerek p_r/p_u noktasına doğru iniş gösterir. 100 adet yük tekrarı için p_r noktası;

$$\frac{p_r}{p_{cm}} = 0.5 + \frac{0.14x}{x_0} \leq 1 \quad (4.62)$$

ile hesaplanır. N adet tekrar için ise denklemin şekli aşağıdaki gibidir.

$$\left(\frac{p_r}{p_{cm}}\right)_N = 1 - (0.25 - 0.07 \frac{x}{x_0}) \log N \leq 1 \quad (4.63)$$

Bu doğru y/y_{50} 'nin 12'den küçük veya eşit olduğu duruma kadar geçerlidir.

c) y/y_{50} 'nin 12'den büyük olması durumunda denklemin biçimi;

$$p = p_u \left(\frac{p_r}{p_u}\right) \quad (4.64)$$

şeklindedir.

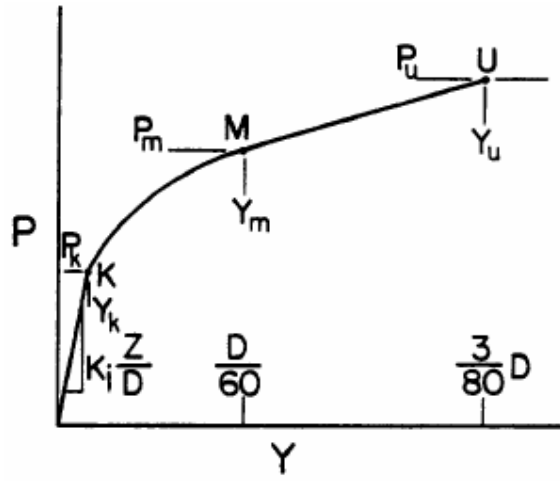
4.4.3 Kumlar İçin p-y Eğrileri

4.4.3.1 Reese Yöntemi (1974)

Bu yöntem statik ve tekrarlı yükleme durumlarını içeren bir yöntemdir. P-y eğrileri Şekil 4.13’de görüldüğü üzere üç kısımdan oluşmaktadır. nihai zemin reaksiyonu, p_u aşağıdaki iki formüllerden hesaplanmış küçük olan değerdir.

$$p_u = \gamma \cdot x [d(K_p - K_A) + xK_p \cdot \tan \phi \cdot \tan \beta] \quad (4.65)$$

$$p_u = \gamma \cdot d \cdot x (K_p^3 + 2K_0 K_p^2 \cdot \tan \phi + \tan \phi - K_A) \quad (4.66)$$



Şekil 4.13 Kumlar için p-y eğrileri (Reese, 1974)

a) Eğrinin doğrusal olan ilk kısmı;

$$p = yE_{si} \quad (4.67)$$

ile hesaplanır.

Burada $E_{si} = k_s \cdot x$ dir ve k değeri de zemin yatak katsayısıdır (kN/m^3). Kohezyonsuz zeminlerde yatak katsayısının derinlikle doğrusal arttığı varsayılabilir ve

$$k_h = n_h \cdot x \quad (4.68)$$

yazılabilir. Dolayısıyla n_h bu tür zeminlerde yatak katsayısı değişim çarpanıdır. Uygulamada granüler zeminlerde alınabilecek n_h değerleri Çizelge 4.5’ te verilmiştir.

Çizelge 4.5 Granüler zeminler için n_h değerleri (Das, 1990)

Kumda Sıkılık	Gevşek	Orta Sıkı	Sıkı
n_h kuru ve nemli zeminde (kN/m ³)	1800-2200	5500-7000	15000-18000
n_h su altında (kN/m ³)	1000-1400	3500-4500	9000-12000

b) Eğrinin ikinci doğrusal kısmı p_m noktasından başlayıp p_{us} noktasında sonlanır. Bu noktalar;

$$p_m = B.p_u \quad (4.69)$$

$$p_{us} = A.p_u \quad (4.70)$$

ile hesaplanır. y_m ve y_{us} değerleri kazık çapına bağlı olarak;

$$y_{us} = 3d / 80 \quad (4.71)$$

$$y_m = d / 60 \quad (4.72)$$

hesaplanır.

c) Eğrinin parabolik kısmı için, y_k noktası y_m , y_u , p_m , p_u arasındaki ampirik ilişkilerden saptanır. Parabolün denklemi ise;

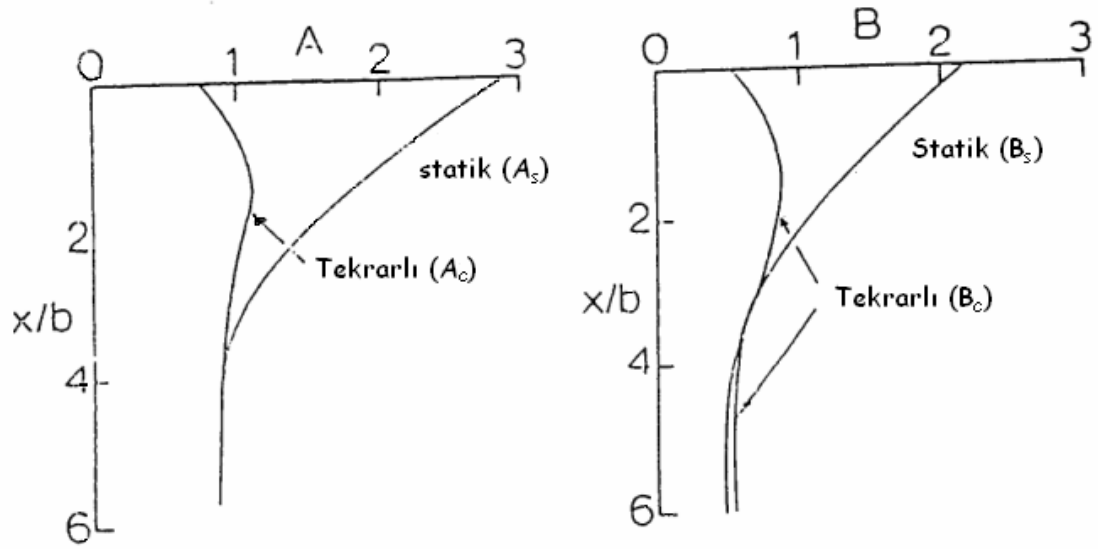
$$p = \frac{p_m}{y_m^{1/n}} y^{1/n} \quad (4.73)$$

şeklindedir.

d) U noktasından sonraki doğrusal kısmın denklemi ise;

$$p = p_{us} = A.p_u \quad (4.74)$$

şeklindedir.



Şekil 4.14 A ve B değerleri (Reese, 1974)

4.4.3.2 Parker ve Reese Yaklaşımı (1971)

Bu yaklaşım tekrarlı yükleme durumunu içermemektedir. Bu yöntem kazığın her bir derinliği için nihai zemin reaksiyonu esasına dayalıdır. Nihai zemin reaksiyonu ilk yaklaşımdaki gibi hesaplanmıştır. P-y eğrisi bir parabol ile bitişik olan iki doğrusal kısımla tanımlanmıştır.

a) Eğrinin doğrusal olan ilk kısmı denklem (4.66) daki gibi hesaplanır ancak burada $E_{si}=k_s \cdot x$ hesaplanırken k_s değeri Çizelge 4.6' dan alınmıştır.

Çizelge 4.6 Kumlar için yatak katsayıları (Parker ve Reese, 1971)

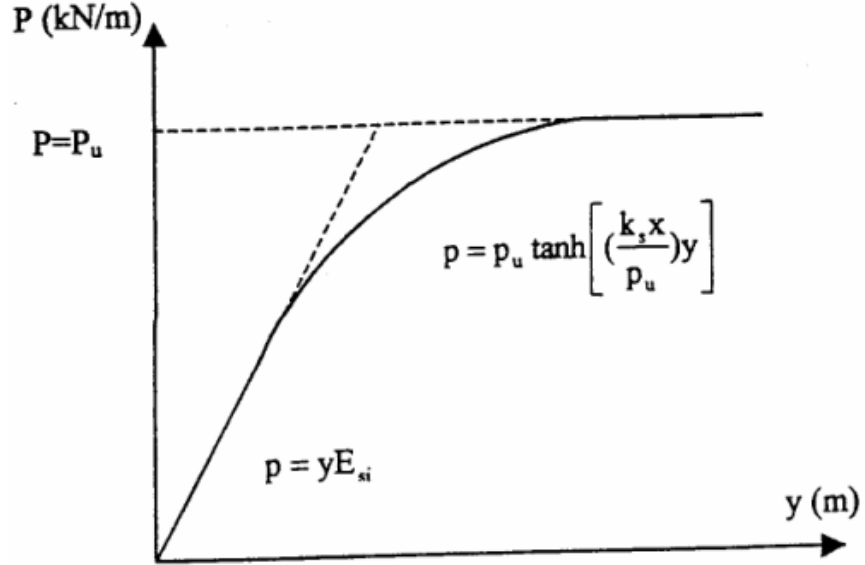
Rölatif Sıkılık	Kuru veya nemli kum (kN/m^3)	Su altındaki kum (kN/m^3)
Gevşek	960-2840	570-1750
Orta	3490-10950	2180-7290
Sıkı	13870-27740	8760-17500

b) İkinci doğrusal kısım ise zemin nihai reaksiyona ulaştıktan sonraki p_u değeri ile tanımlanmıştır.

c) Parabolün denklemi ise;

$$p = p_u \cdot \tanh \left[\left(\frac{k_s x}{p_u} \right) y \right] \quad (4.75)$$

şeklindedir.



Şekil 4.15 Kumlar için p-y eğrileri (Parker ve Reese, 1971)

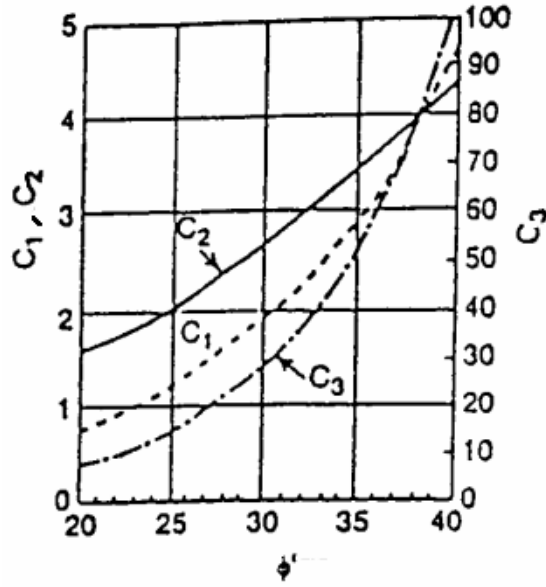
4.4.3.3 Bogard ve Matlock Yaklaşımı (1980)

Bu yaklaşım ilk yöntemin değişikliğe uğramış halidir. p_u ' nun tanımlanmasındaki bazı terimler sadeleştirilmiştir. Nihai zemin reaksiyonu aşağıda verilen iki denklemle elde edilmiş olan küçük değerdir.

$$p_u = (c_1 \cdot z + c_2 \cdot d) \cdot \gamma \cdot x \quad (4.76)$$

$$p_u = c_3 \cdot d \cdot \gamma \cdot x \quad (4.77)$$

burada c_1 , c_2 , c_3 değerleri ϕ 'ye bağlı olarak Şekil 4.16 'dan belirlenir.



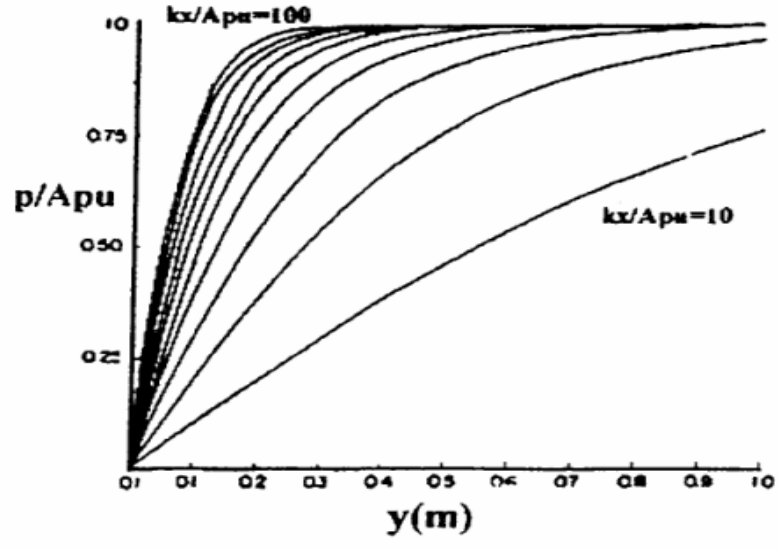
Şekil 4.16 c_1, c_2 ve c_3 parametreleri

4.4.3.4 Murchison ve O'Neil Metodu (1984)

Bu yöntemde bir adet çizgi eğriyi tanımlar. Eğrinin karakteristik biçimi Şekil 4.17'de gösterilmiştir. Eğrinin denklemi;

$$p = \eta \cdot A \cdot p_u \cdot \tanh \left[\left(\frac{k_s x}{A \cdot \eta \cdot p_u} \right) y \right] \quad (4.78)$$

şeklindedir. Burada p_u birinci yöntemdeki denklemle hesaplanır. Hem statik hem de tekrarlı yükleme durumları için zemin yatak katsayısı, k_s Çizelge 4.5'ten alınır. A değeri ise ampirik olup, tekrarlı yükleme durumu için 0.9, statik yükleme durumu için $3 - 0.8x/d \geq 0.9$ olmak üzere tanımlanmıştır. η ise şekil faktörü olup kazık profiline göre değerler alır (H profil için 1.5, yuvarlak kazık için 1.0 gibi)



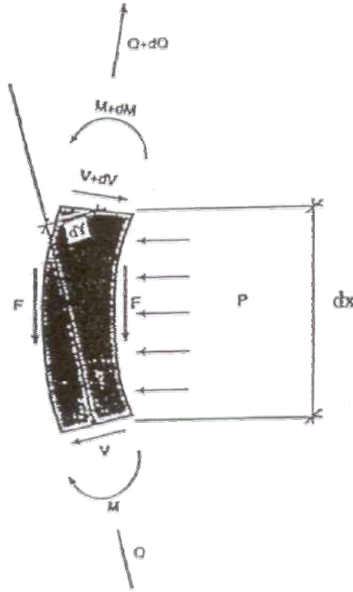
Şekil 4.17 Kumlar için p-y eğrileri (Murchison ve O'Neill, 1984)

5. ANKRAJLI PERDELERDE KİRİŞ-KOLON YÖNTEMİ

Son yıllarda ankrajlı perdelerin tasarımında p-y eğrisi yöntemi sık kullanılan analiz yöntemlerinden biri olmuştur.

Bu yöntem esasen “kiriş-kolon yöntemi” olarak adlandırılır. Yer değiştirme temelli olan bu yöntemin çözümü duvarın moment dengesinden elde edilir. Terzaghi-Peck yönteminin aksine, kazı bölgesi altındaki bölgede moment dağılımının ve büyüklüğünün tahminini daha iyi açıklar. Dahası, yöntemin kolay ve pratik olması diğer avantajıdır. Yöntemin en büyük kısıtlaması ise yer değiştirme profillerinin tam olarak sağlanamaması ve zemin kütle hareketinin hesaba katılmamasıdır.

Zemin basıncı altındaki duvarın bir elemanı düşünüldüğünde, kuvvet duvara Şekil 5.1’de görüldüğü gibi etki eder. Elemanın yatay dengesi dördüncü dereceden diferansiyel denklem eşitliği ile ifade edilir (5.1).

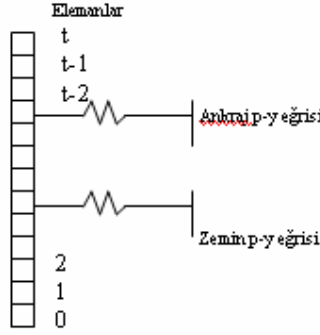


Şekil 5.1 Yatay basınç altındaki duvar elemanı

$$E_w \cdot I_w \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} - p(y, x) = 0 \quad (5.1)$$

Bu denklem yatay yüklü kazıkların çözümündekiyle aynıdır. Doğal olarak, çözüm metodu ve prosedürü yatay yüklü kazıkların çözümünden adapte edilmiştir. P-y yöntemi Matlock (1970) ve Gleser (1953) tarafından geliştirilmiş ve çözümde sonlu farklar yöntemi kullanılmıştır.

Birinci fark kazı durumları için yeni p-y eğrilerinin tanımlanmasıdır. Kazı adımı ve ankraj kuvvetinin simülasyonu için bir p-y eğrisi takımı tanımlanırsa, x derinliğine bağlı olarak y_m yer değiştirme değeri iterasyon metoduyla bulunabilir. y_m değeri bulunduktan sonra, kazı bölgesi profilinin eğilme momentinin belirlenmesi için geriye kalan tek şey matematiksel işlemler olacaktır. Yapının farklı fazları için bir çok p-y eğrisi elde olunur (Şekil 5.2).



Şekil 5.2 Zemin ve Ankraj p-y eğrilerinin gösterimi

Duvar, zemin etkisinden dolayı oluşan yatay basıncın hesaplanması karşılaşılan problemlerden biridir. Çoğunlukla hesap için kabul edilen teoriler Rankine (1857) ve Coulomb (1776) teorileridir.

Bir zemin kütlesi içerisinde her bölge hemen hemen göçme durumundaysa bu duruma “Plastik Denge Durumu” denir. Rankine yarı-sonsuz zemin kütesinde (yerçekiminden başka kuvvet etki etmeyen) ani olarak meydana gelebilecek plastik denge için gerilme durumlarını incelemiştir. x derinliğindeki bir zemin elemanına etkiyen düşey gerilme σ_z ve yatay gerilme σ_x Şekil 5.3’de gösterilmiştir. Eğer duvar zeminden uzaklaşacak yönde hareket ederse (aktif durum), düşey gerilme artarken, yatay gerilme azalır ve zemin aktif plastik denge durumuna gelir. Bu durumda bir zemin kaması ana zemin kütesinden kırılarak uzaklaşma durumuna girer. Düşey gerilme σ_z Mohr-Coulomb göçme zarfındaki büyük asal gerilme σ_1 ’e benzemektedir. Mohr-Coulomb dairesindeki σ_1 ve σ_3 arasındaki ilişki yatay zemin basıncı katsayısının tanımlanmasına olanak sağlar. p_a aktif zemin basıncı;

$$p_a = K_a \cdot \gamma \cdot x - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (5.2)$$

ile hesaplanır. Burada K_a , yatay zemin basıncı katsayısıdır ve;

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (5.3)$$

şeklinde hesaplanır.

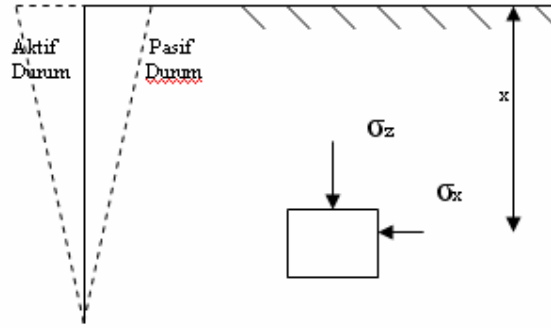
Diğer taraftan eğer duvar zemine doğru hareket ederse (pasif durum), plastik denge durumuna ulaşılan kadar yatay gerilme değeri artarak düşey gerilme değerinden büyük olacaktır. Bu durumda Mohr-Coulomb zarfındaki büyük ve küçük asal gerilmelere denk gelen zemin gerilmeleri yer değiştirecektir. Yani yatay gerilme σ_x büyük asal gerilme σ_1 olacaktır. P_p pasif zemin basıncı;

$$P_p = K_p \cdot \gamma \cdot x + 2c\sqrt{K_p} \quad (5.4)$$

ile hesaplanır. Burada da K_p pasif zemin basıncı katsayısıdır ve;

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5.5)$$

şeklinde hesaplanır.



Şekil 5.3 Aktif ve Pasif Durum

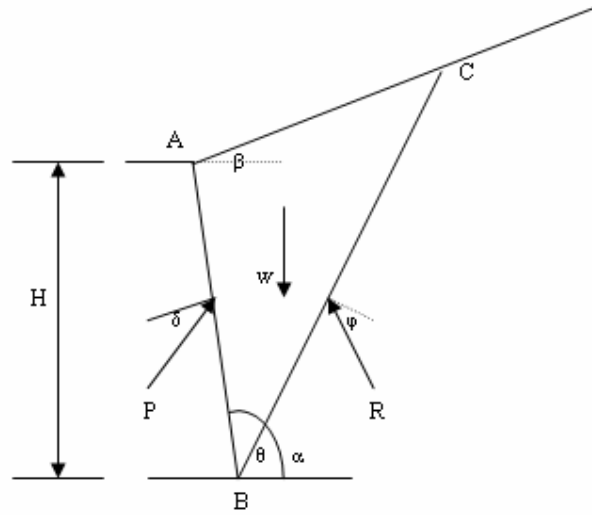
Coulomb'un teorisi istinat duvarı ile göçme düzlemi arasındaki kamaı dikkate alır. Kama plastik denge durumundayken, duvar üzerinde etkili olan kuvvetler, kuvvetlerin dengesinden hesaplanır. Bu kuvvetler, kamanın yukarı veya aşağı kaymasına bağlı olarak değişir. Coulomb teorisi duvar yüzeyi ile zemin arasındaki sürtünmeyi dikkate almaktadır. Formülde sürtünme açısını (δ) ihtiva eder. Sürtünmesiz durumda ise bu teori Rankine teorisi ile aynı sonuçları sağlar.

Aktif durumda, aktif zemin basıncı katsayısı;

$$K_a = \left[\frac{\sin(\alpha - \phi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha + \delta)] + \sqrt{\left[\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)} \right]}}} \right]^2 \quad (5.6)$$

ile hesaplanır.

Pasif durumda, duvar arkasındaki kamanın yukarı hareket ettiği varsayılır. Yatay kuvvet P, duvar yüzeyi normalinden δ açısı kadar sapmayla etki eder. Göçme düzlemi üzerindeki R kuvveti de göçme düzlemi normalinden ϕ açısı kadar sapmayla etki eder.



Şekil 5.4 Coulomb teorisinde aktif durumun açıklanması

Pasif durumda yanal zemin basıncı katsayısı;

$$K_p = \left[\frac{\sin(\alpha + \phi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)] - \sqrt{\left[\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)} \right]}}} \right]^2 \quad (5.7)$$

şeklinde hesaplanır.

Aktif basıncın minimum bir değer olduğu ve yalnızca spesifik bir yatay kuvvet oluştuğunda meydana geldiği aşıkardır. Diğer taraftan, pasif basınç zeminin yatay sıkışmasına bağlı olup maksimum bir değerdir. Eğer duvarın deformasyonu aktif veya pasif duruma erişecek kadar büyük değil ise, zemin plastik dengeye ulaşmayacak olup sükunetteki zemin basıncı değeri civarında kalır.

Zeminin sükunetteki basıncının tahmini, duvarın ötelenmesinin tahmini için önemlidir. Teorik olarak,

$$p_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot x \quad (5.8)$$

şeklinde hesaplanır. Burada, K_0 sükunetteki zemin basıncı katsayısıdır. Konsolide killer ve kumlar için basit ve çok bilinen denklem (Jacky, 1944)

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (5.9)$$

şeklindedir.

Aşırı konsolide killer için ise denklemin biçimi (Mayne ve Kulhawy, 1982)

$$K_0 = (1 - \sin \phi) OCR^{\sin \phi} \quad (5.10)$$

şeklindedir.

Farklı OCR' ye bağlı çeşitli deneysel K_0 değerleri Çizelge 5.1'de verilmiştir. Yatay basıncın hesabında sudan kaynaklanan hidrostatik basınç ve sürşarj yükünün de etkisinin hesaba katılması gerekir.

Çizelge 5.1 Çeşitli zemin tipleri için sükunetteki zemin basıncı katsayıları

Zemin Adı	Maksimum OCR	K_0	Referanslar
Ayvalık kumu	18.7	0.42	Sağlamer (1975)
Ayvalık kumu	18.9	0.47	Sağlamer (1975)
Ayvalık kumu	18.9	0.51	Sağlamer (1975)
Kilyos kumu	-	0.52	Sağlamer (1975)
Kumlu çakıl	6.3	0.25	Mayne ve Kulhawy (1982)
Londra kili	32.0	0.66	Mayne ve Kulhawy (1982)
Sidney kaolini	8.0	0.48	Mayne ve Kulhawy (1982)

5.1 Duvar p-y Eğrileri

Kum zemindeki duvarlar için, aktif ve pasif zemin reaksiyonları Coulomb teorisine göre belirlenmiştir. Ayrıca denklemlerde efektif zemin parametreleri ile yer altı suyundan kaynaklanan boşluk suyu basıncı (u) da dikkate alınmıştır. Buna göre;

$$P_a = (K_a \sigma_v \cos \delta + u)b \quad (5.11)$$

$$P_p = (K_p \sigma_v \cos \delta + u)b \quad (5.12)$$

$$P_0 = ((1 - \sin \phi) \sqrt{OCR \sigma_v} + u)b \quad (5.13)$$

şeklindedir. Burada;

P_a = aktif zemin basıncı

P_p = pasif zemin basıncı

P_0 = sükunetteki zemin basıncı

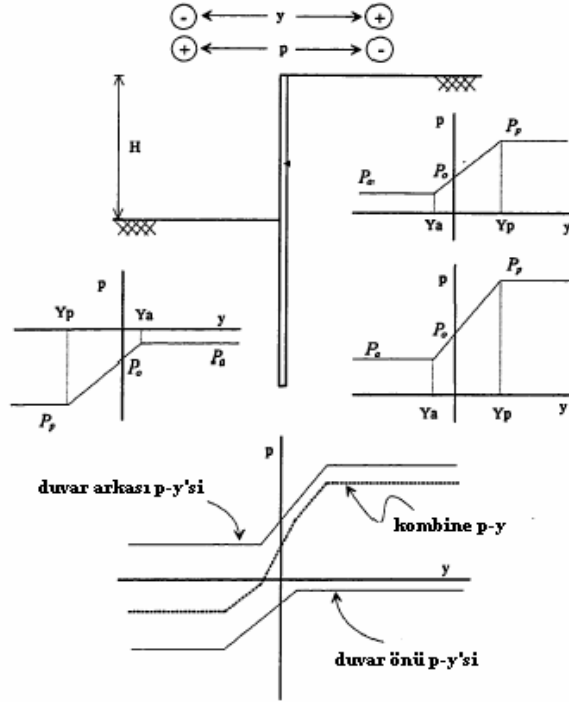
σ_v = x derinliğindeki düşey efektif gerilme

δ = duvar sürtünme açısı

u = x derinliğindeki boşluk suyu basıncı

OCR = aşırı konsolidasyon oranı

b = duvar genişliği'dir.



Şekil 5.5 Kazı seviyesi üzerinde ve altında p-y eğrileri (Kim, 1994)

Şekil 5.5'de duvar arkası ve önü için kazı seviyesi üzerinde ve altındaki p-y eğrilerinin karakteristiği gösterilmiştir. Burada;

y_a = aktif itkiyi harekete geçirecek yer değiştirme

y_p = pasif itkiyi harekete geçirecek yer değiştirme

Kum zeminler için bu değerler, $y_a=1.3\text{mm}$ ve $y_p=13\text{mm}$ mertebesinde dir. Aktif ve pasif zemin basıncı katsayıları da yine Coulomb'a göre hesaplanmıştır. Buna göre;

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\delta + \phi) \sin \phi}}{\cos \delta} \right]^2} \quad (5.14)$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\delta + \phi) \sin \phi}}{\cos \delta} \right]^2} \quad (5.15)$$

şeklindedir.

Kil zeminler için ise;

$$P_a = (K_a \sigma_v - 2c\sqrt{K_a} + u)b \quad (5.16)$$

$$P_p = (K_p \sigma_v - 2c\sqrt{K_p} + u)b \quad (5.17)$$

$$P_0 = ((1 - \sin \phi)\sqrt{OCR\sigma_v} + u)b \quad (5.18)$$

şeklinde hesaplanır. Burada ise;

$$K_a = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \quad (5.19)$$

$$K_p = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (5.20)$$

şeklindedir.

Çizelge 5.2’de kil zeminler için öngörülen y_a ve y_p değerleri belirtilmiştir.

Çizelge 5.2 Kil zeminler için y_a ve y_p değerleri

	$c_u < 200 \text{ kN/m}^2$	$200 < c_u < 400 \text{ kN/m}^2$	$c_u > 400 \text{ kN/m}^2$
$y_a(\text{mm})$	5	4	3
$y_p(\text{mm})$	25	20	10

5.2 Perde p-y Eğrileri

5.2.1 Kum zeminlerdeki kazıklar için p-y eğrileri

Kum zeminler için Murchison ve O’Neill (1984)’in öngördüğü p-y eğrisi yöntemine, yapılan kazının nihai zemin reaksiyonundaki etkisi düşünülmüştür. Buna göre kritik derinlik üstünde nihai zemin reaksiyonu;

$$p_u = (c_1 x + c_2 d)\sigma_v - (-1)^j K_a \sigma_e b \quad (5.21)$$

kritik derinlik altında nihai zemin reaksiyonu;

$$p_u = c_3 d \sigma_v - (-1)^j K_a \sigma_e b \quad (5.22)$$

kritik derinlik ise;

$$x_r = \frac{c_3 - c_2}{c_1} d \quad (5.23)$$

şeklinde hesaplanır. burada;

j = 1 (perde arkaya hareket ederse)

j = 2 (perde kazı tarafına hareket ederse)

σ_e = kazı seviyesindeki düşey efektif gerilme

σ_v = x derinliğindeki düşey efektif gerilme

olup c_1 , c_2 ve c_3 sabitleri Şekil 4 15.'de verilmiştir.

Burada x derinliği için iki durum söz konusudur. Eğer perde kazı tarafına doğru hareket ederse, x kazı seviyesi altındaki derinliğe eşittir. Eğer perde arkaya hareket ederse, x kazık üst noktası altındaki derinliğe eşittir. p_u hesaplandıktan sonra, zemin reaksiyonları da Murchison ve O'Neill'e göre hesaplanır.

5.2.2 Kil zeminlerdeki perdeler için p-y eğrileri

Kil zeminler için Reese et.al (1975)'in öngördüğü p-y eğrisi yöntemine, yapılan kazının nihai zemin reaksiyonundaki etkisi düşünülmüştür. Buna ilave olarak, farklı kil tipleri için aktif ve pasif durumu oluşturacak nihai y_a ve y_p değerleri de dikkate alınmıştır. Buna göre kritik derinlik üstünde nihai zemin reaksiyonu;

$$p_u = A(\sigma_v d + 2cd + 2.83cx) - (-1)^j p_e b \quad (5.24)$$

kritik derinlik altında nihai zemin reaksiyonu;

$$p_u = 11A.c.d - (-1)^j p_e b \quad (5.25)$$

aktif yatay basınç, p_e

$$p_e = K_a \sigma_e - 2c\sqrt{K_a} \quad (5.26)$$

Çizelge 5.3'de x derinliğine bağlı A sabiti değerleri belirtilmiştir.

Çizelge 5.3 A değerleri (Reese, 1975)

	X=0	0<x<2d	x>2d
A	0.2	0.5	1.0

Nihai zemin reaksiyonlarını harekete geçirmek için gerekli y_a ve y_p değerleri de Çizelge 5.2’de verilmiştir.

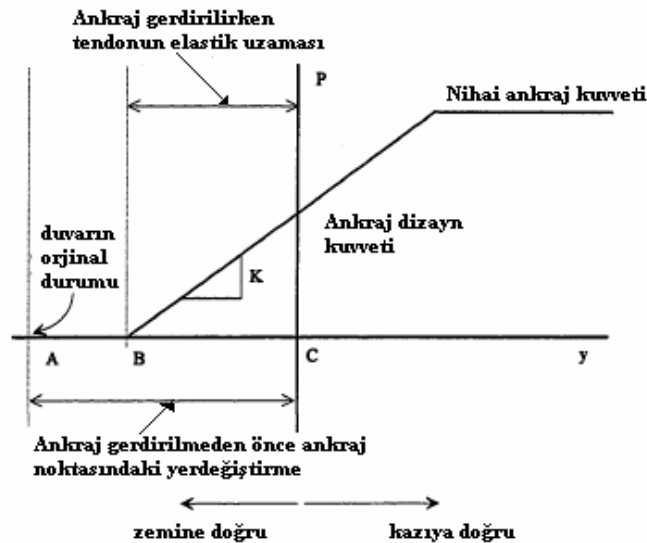
5.3 Ankraj p-y eğrileri

Ankrajlı Perdeler için p-y (eğrisi) yöntemi uygundur. Çünkü;

- Duvar deplasmanı,
- Zeminde oluşan reaksiyon kuvvetlerinin değişimi,
- Zeminin plastik özelliği

dikkate aldığı için daha gerçekçi çözümler ortaya koyabilmektedir.

Bunun yanında inşa adınıları modellenenilmekte, 2 boyutlu ve 3 boyutlu çözümlere göre daha pratik ve ekonomiktir. Ayrıca kullanımı yaygın olup daha kolay programlanabilmektedir. Şekil 5.6’ da tipik bir ankraj p-y eğrisi örneği verilmiştir.



Şekil 5.6 Ankraj p-y eğrisi (Kim, 1994)

Ankrajlı kazı desteklemesi yapılırken, birinci kazı adımından sonra, ankrajlar yerleştirilir ve gerdirilir. Ankraj kuvveti duvar hareketinin aksi yönünde olup yer değiştirmeyi durdurmayı amaçlar. Ankraj p-y eğrisi bir elasto-plastik yay gibi düşünülebilir. Eğrinin elastik kısmı, çelik tendonun kuvveti şeklinde tanımlanabilir. Plastik kısım ise, ankrajın nihai kapasitesini bir güvenlik faktörü ile tanımlar (Kim, 1994).

$$p_h = \frac{A_t E_t}{(L_u + \frac{L_b}{2})} \cdot y_h \quad (5.27)$$

Burada;

P_h = ankraj başındaki yatay kuvvet

A_t = Çelik tendonun enkesit alanı

E_t = tendonun elastisite modülü

L_u = Serbest ankraj boyu

L_b = Ankraj kök boyu

y_h = Ankraj başındaki yatay yer değiştirme

6. KAPA BİLGİSAYAR PROGRAMI

KAPA programı açıldığında ilk pencerede zemin parametreleri, kazık parametreleri ve ankraj parametrelerinin girildiği kısım görülmektedir (Şekil 6.1)

The screenshot shows the KAPA program interface with the following sections:

- Soil Section:**
 - Effective Unit Weight (kN/m³): 15
 - Water table (m): 17
 - Initial Elastic Modulus (kN/m²): 344
 - k_s subgrade coef. (kN/m³): 2000
 - Safety Factor: 3
 - Type: ☒ Clay ☐ Sand
 - Clay Type: Soft
 - Undrained shear strength (kN/m²): 20
- Pile Section:**
 - Pile Length (m): 8
 - Diameter (m): 0.455
 - EI (kN.m²): 41370
 - Surcharge (kN/m²): 0
 - Excav. Depth: 5
- Options Section:**
 - N. of Points: 32
 - Tolerance: 0.001
 - Load Type: Static
 - Case: Free
 - Cycle Number:
- Buttons:** CALCULATE, SHOW RESULTS, HELP, CLOSE
- Excavation Solution Table:**

Number of Anchorages	Anchor No	Elastic Modul of Tendon (kN/m ²)	Cros-Sectional Area of Tendon (m ²)	Anchor depth (m)	Unbonded Length (m)	Bonded Length (m)	Anchor Load (kN/m ²)	Max Anchor Load (kN)
2	1	210000000	0.0004	1.5	16	9	80	80
	2	210000000	0.0004	3	16	9	80	80

Şekil 6.1 Programın Genel Görünümü

6.1 Zemin Parametreleri

Zemin parametreleri “Soil” başlığı altındaki kısımda girilir. Bu parametreler; zemin cinsi, zemin cinsine ait olan çözüm yöntemi, zemin birim hacim ağırlığı, Y.A.S.S.(zemin yüzeyinden itibaren), zemin elastik modülü, zemin yatak katsayısı gibi parametrelerdir. “Help” butonu kullanılarak farklı zemin cinslerine ait yatak katsayısı (k_s) değerleri okunabilir.

6.2 Kazık Parametreleri

Kazık parametreleri “Pile” başlığı altındaki kısımda girilir. Bu parametreler; kazık boyu, kazık çapı, yapılan kazının derinliği (yüzeyden itibaren), varsa sürşarj yükü, kazık malzemesinin rijitliği gibi parametrelerdir. Beton için elastik modül değeri 20.000 MPa, çelik için 210.000 MPa’dır.

6.3 Ankraj Parametreleri

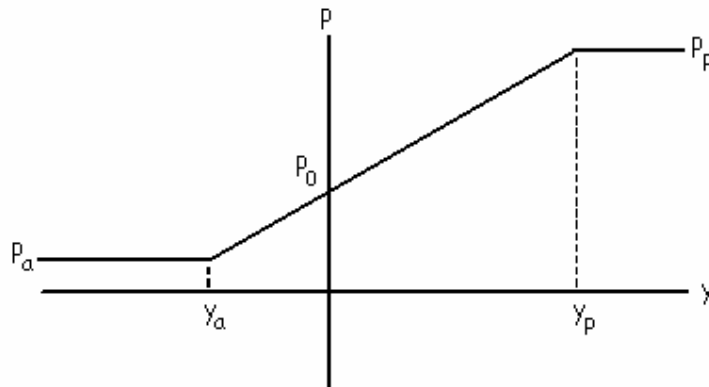
Ankraj a ait parametreler “Excavation Solution” başlıklı kısımda girilir. Burada girilen parametreler ise; uygulanacak ankraj sayısı, ankrajlar arası yatay mesafe, maksimum ankraj kuvveti için güvenlik faktörü, tendonun elastisite modülü, tendon kesit alanı, tendon kuvveti, serbest ve kök ankraj uzunlukları ile ankrajların yüzeye olan mesafesi gibi parametrelerdir.

6.4 Diğer Parametreler

Programa girilen diğer parametreler ise, kazığın bölündüğü eleman sayısı, yükleme cinsi (statik veya tekrarlı) gibi parametrelerdir.

6.5 Programın Çalışması ve Analizde Kullanılan modeller

KAPA programında parametreler girildikten sonra hesaplar yapılabilmektedir. Programın hesaplamalarda dayandığı bazı temeller vardır. Bunlardan en önemlisi yer değiştire değerleri ve bu yer değiştirmelere karşılık gelen zemin reaksiyonlarının hesaplanmasındaki temeldir. Program yer değiştirmeleri bulduktan sonra bu yer değiştirmeler, programa önceden zemin tipine bağlı olarak tanımlanmış olan, aktif ve pasif itkiyi oluşturacak yer değiştirme değerleri (y_a , y_p) ile karşılaştırılır. Bu karşılaştırmalar sonucunda da program hangi zemin itkisi ile analiz yapacağını belirlemektedir (Aktif, pasif veya sükunetteki itki). Şekil 6.2’ de aktif ve pasif itkiler ile aktif ve pasif itkiyi harekete geçirecek olan yer değiştirmeler arasındaki grafiksel ilişkiye ait örnek gösterilmiştir.



Şekil 6.2 Aktif ve Pasif zemin itkileri ile yer değiştirmeler arasındaki ilişki

Çizelge 6.1 ve Çizelge 6.2’ de kum zeminler ve kil zeminler için aktif ve pasif itkiyi harekete geçirecek yer değiştirme değerleri verilmiştir.

Çizelge 6.1 Kumlar için y_a ve y_p değerleri (Kim, 1994)

y_a (mm)	1,3
y_p (mm)	13

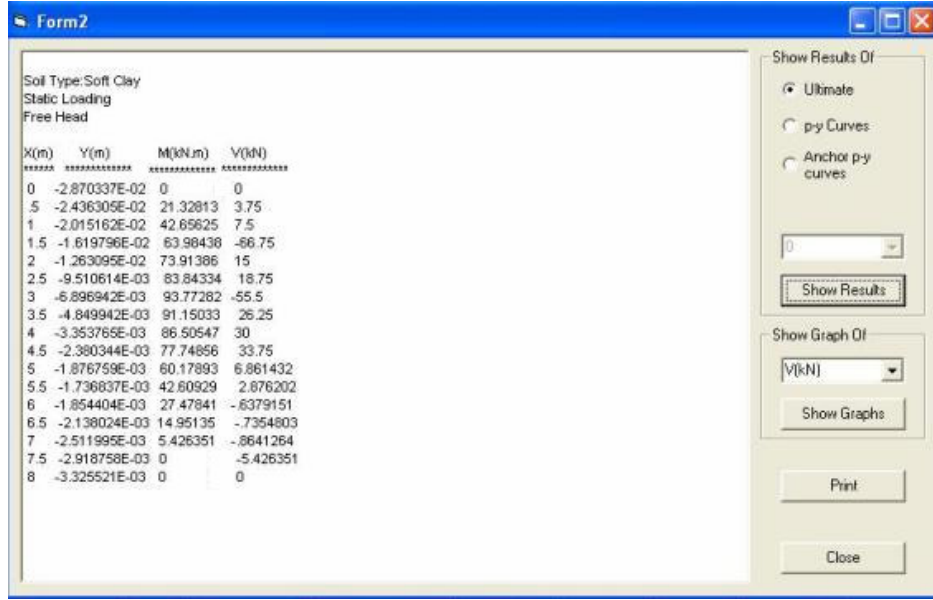
Çizelge 6.2 Killer için y_a ve y_p değerleri (Kim, 1994)

c_u (kN/m ²)	<200	200 - 400	>400
y_a (mm)	5	4	3
y_p (mm)	25	20	10

Program tabloda verilen bu değerler ile kazık elemanında her bir noktada bulunduğu yer değiştirme değerlerini karşılaştırarak analizde kullanmak üzere hangi zemin itki değerini alacağını tespit etmektedir. Daha sonra da 4. Bölümde verilen formüllerle de gerekli olan analizleri yaptıktan sonra sonuçları kullanıcıya vermektedir.

6.6 Sonuçların Alınması

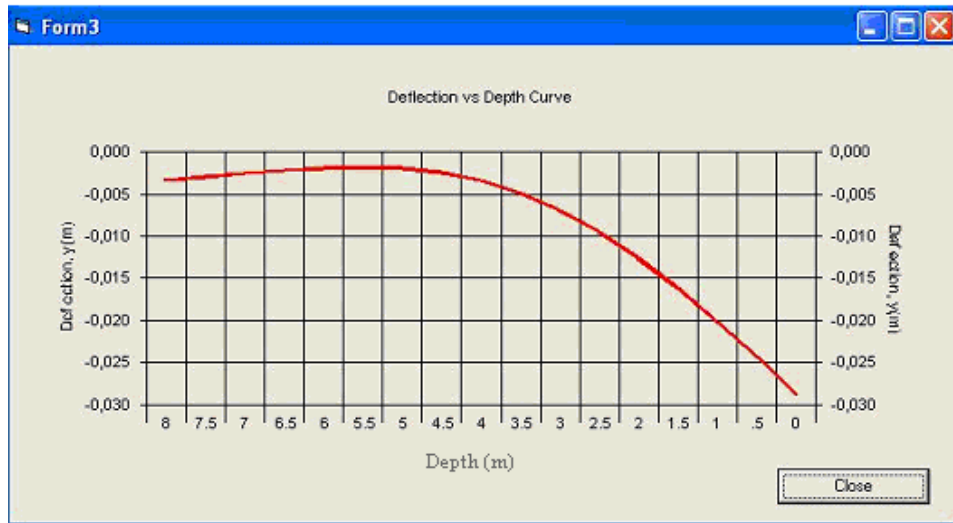
Programa ilk pencerede veriler girildikten sonra “Calculate” butonu ile girilen değerlerin doğruluğu denetlenip hesaplar yapılır, “Show Results” butonu ile de bu verilere göre yapılan hesaplamaların sonucunda çıkan değerler gösterilir (Şekil 6.2).



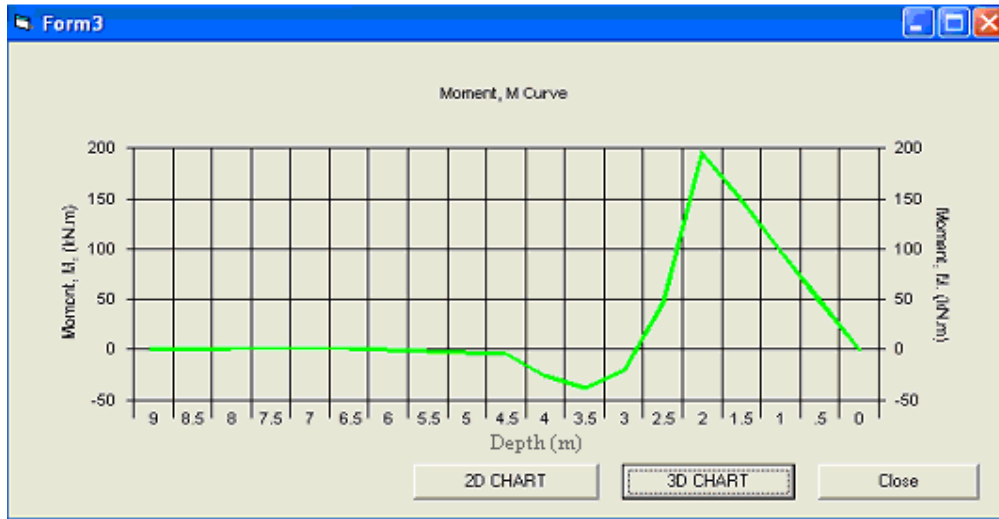
Şekil 6.3 Sonuçların Gösterimi

6.7 Sonuçları Grafik Olarak Görme

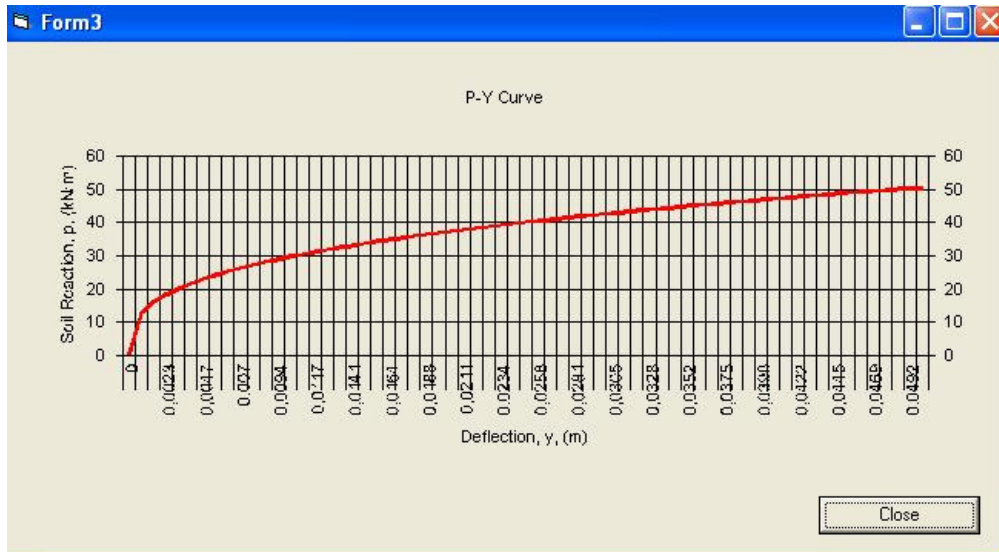
Programda ayrıca sonuçları grafik olarak ta görmek mümkün. Bunun için de Şekil 6.3’ deki sonuçların gösterildiği pencerede “Show Graph Of” kısmından görmek istediğimiz grafik türünü (yer değiştirme, kesme kuvveti, eğilme momenti ile Zemin ve Ankraj P-y eğrileri) seçerek alt kısımdaki “Show Graphs” butonuna basmak gerekmektedir (Şekil 6.4, 6.5, 6.6 ve 6.7).



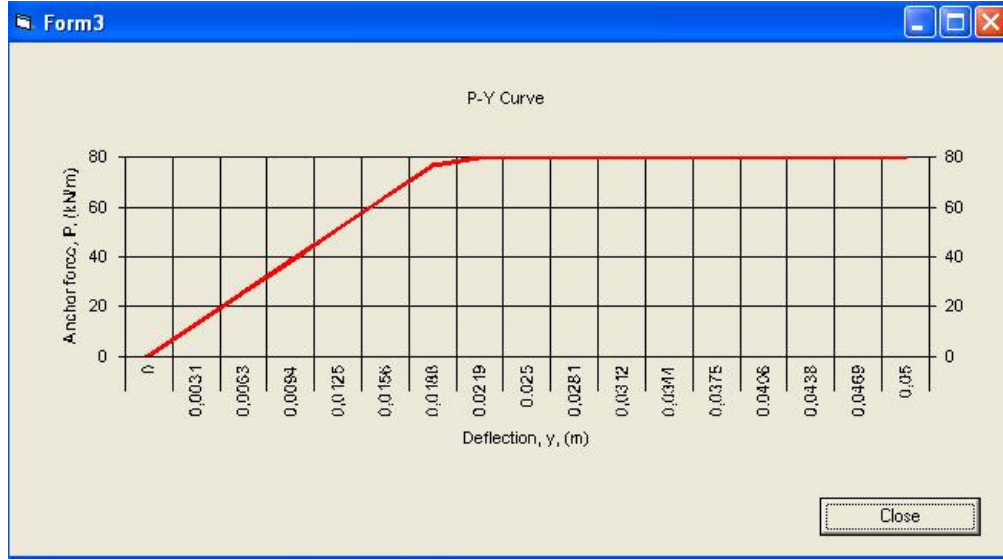
Şekil 6.4 Sonuçların Grafik olarak Gösterimi (yer değiştirme,y)



Şekil 6.5 Sonuçların Grafik olarak Gösterimi (Moment,M)



Şekil 6.6 Zemin P-y Eğrisi



Şekil 6.7 Ankraj P-y Eğrisi

7. ÖRNEK ÇÖZÜMLER VE SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

Bu bölümde, bu tez çalışması kapsamında geliştirilen “KAPA” isimli program kullanılarak farklı zemin koşulları ile farklı kazı destekleme durumlarına ait örnek çözümler ele alınmıştır. KAPA’ dan elde edilen sonuçlar yine aynı örneklerin “MSHEET” programıyla çözülmesinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmanın sonucunda da sonuçlar arasındaki farklılıklar ve hata dereceleri irdelenmiştir.

7.1 Örnek.1

Bu örnekte kil zeminde yapılan bir ankraj uygulaması analiz edilmiştir. Zemine yerleştirilen 8m uzunluğundaki kazıktan sonra, zeminde 5 m’lik bir kazı yapılmış ve bu kazıyı desteklemek amacıyla zemin yüzeyinden itibaren 2 m seviyesinde bir ankraj uygulaması yapılmıştır. Zemin koşulları, kazık ve ankraj özellikleri ile ilgili diğer bilgiler aşağıdaki çizelgelerde verilmiştir (Çizelge 7.1, 7.2 ve 7.3).

Çizelge 7.1 Zemin ile ilgili Parametreler

Zemin Cinsi	Kuru Birim Hacim Ağırlığı (kN/m ³)	Zemin Yatak Katsayısı (kN/m ³)	Drenajsız Kayma Mukavemeti (kN/m ²)	İçsel Sürtünme Açısı (°)
Yumuşak Kil	15	2000	20	0

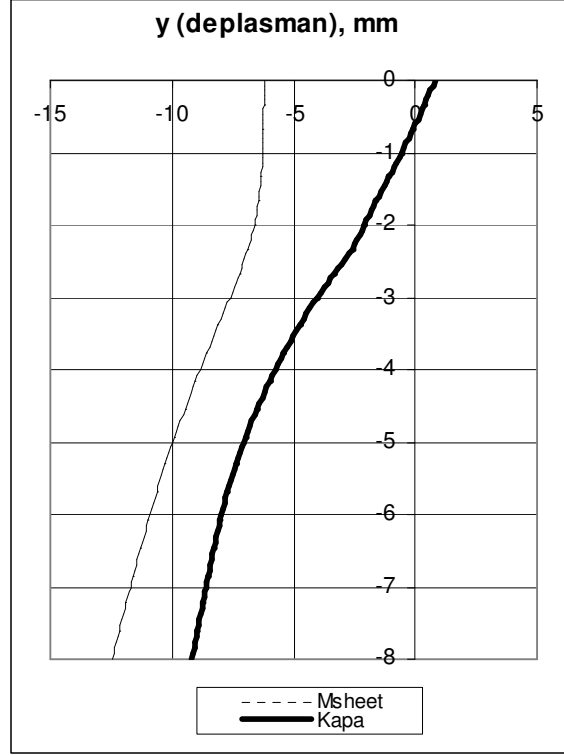
Çizelge 7.2 Kazık Elemanı ile ilgili Parametreler

Kazık Malzemesi	Kazık Boyu (m)	Kazık Rijitliği (kN.m ²)	Kazık çapı (m)
Betonarme	8	41370	0,45

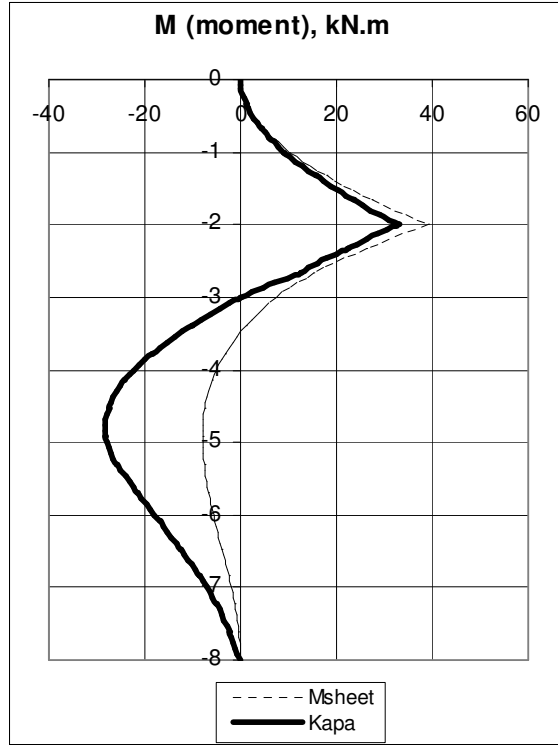
Çizelge 7.3 Ankraj Malzemesi ile ilgili Parametreler

Ankraj Numarası	Ankraj Boyu (m)	Tendon Elastisite Modülü (kN/m ²)	Tendon Enkesit Alanı (m ²)	Ankrajın Yüzeye Olan Mesafesi (m)	Ankraj Öngerme Kuvveti (kN)
No.1	25	210000000	0,0004	2,0	80

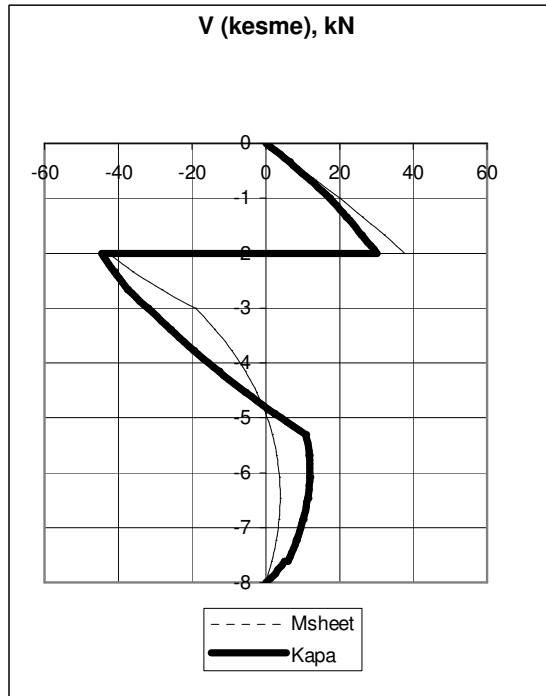
Yukarıda verilen zemin özellikleri, malzeme özellikleri ve kazı destekleme durumlarına göre “KAPA” ve “MSHEET” programlarında çözüm yapılmış ve elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir. Yapılan bilgisayar analizi sonucunda diyafram perdede oluşan yanal yer değiştirmelerin derinlikle değişimi Şekil 7.1’ de, moment ve kesme kuvvetinin derinlikle değişimi ise sırasıyla Şekil 7.2 ve 7.3’ de verilmiştir.



Şekil 7.1 Yer değiştirme Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)



Şekil 7.2 Moment Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)



Şekil 7.3 Kesme Kuvveti Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)

Yukarıda grafik olarak gösterilen sonuçların karşılaştırılması ve hata oranları da aşağıdaki tablolarda gösterilmiştir (Çizelge 7.4, 7.5 ve 7.6).

Çizelge 7.4 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Yer değiştirme)

Dikkate Alınan Derinlik (m)	Yer değiştirme(mm) MSheet	Yer değiştirme(mm) Kapa
2,0 m	-6,62	-2,09
4,0 m	-8,84	-5,76
6,0 m	-10,90	-7,96
8,0 m	-12,50	-9,17

Çizelge 7.5 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Moment)

Dikkate Alınan Derinlik (m)	Moment(kN.m/m) MSheet	Moment(kN.m/m) Kapa
2,0 m	39,25	32,94
4,0 m	-5,07	-22,23
6,0 m	-5,66	-17,92

MSheet sonuçlarına göre Maksimum Momentin yeri ve değeri, -2,0 m'de 39,25 kN.m ve Kapa sonuçlarına göre Maksimum Momentin yeri ve değeri, -2,0 m'de 32,94 kN.m olup hata oranı %16' dır.

Çizelge 7.6 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Kesme Kuvveti)

Dikkate Alınan Derinlik (m)	Kesme Kuvveti (kN/m) MSheet	Kesme Kuvveti (kN/m) Kapa
2,0 m	37,64	30,21
4,0 m	-6,93	-15,55
6,0 m	3,60	11,97

7.2 Örnek.2

Bu örnekte kil zeminde yapılan bir ankraj uygulaması analiz edilmiştir. Zemine yerleştirilen 8m uzunluğundaki kazıktan sonra, zeminde 6 m'lik bir kazı yapılmış ve bu kazıyı desteklemek amacıyla zemin yüzeyinden itibaren 3 m ve 4,5 m seviyelerinde iki ankraj uygulaması yapılmıştır. Zemin koşulları, kazık ve ankraj özellikleri ile ilgili diğer bilgiler aşağıdaki çizelgelerde verilmiştir (Çizelge 7.7, 7.8 ve 7.9).

Çizelge 7.7 Zemin ile ilgili Parametreler

Zemin Cinsi	Kuru Birim Hacim Ağırlığı (kN/m ³)	Zemin Yatak Katsayısı (kN/m ³)	Drenajsız Kayma Mukavemeti (kN/m ²)	İçsel Sürtünme Açısı (°)
Yumuşak Kil	15	10000	20	0

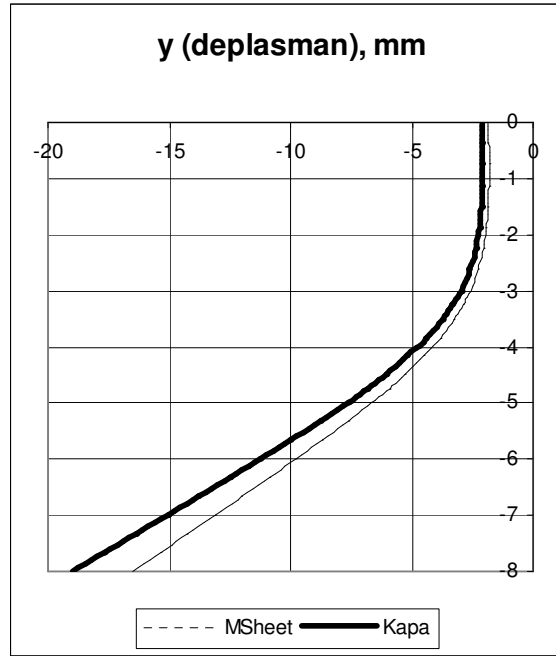
Çizelge 7.8 Kazık Elemanı ile ilgili Parametreler

Kazık Malzemesi	Kazık Boyu (m)	Kazık Rijitliği (kN.m ²)	Kazık çapı (m)
Betonarme	8	100000	0.55

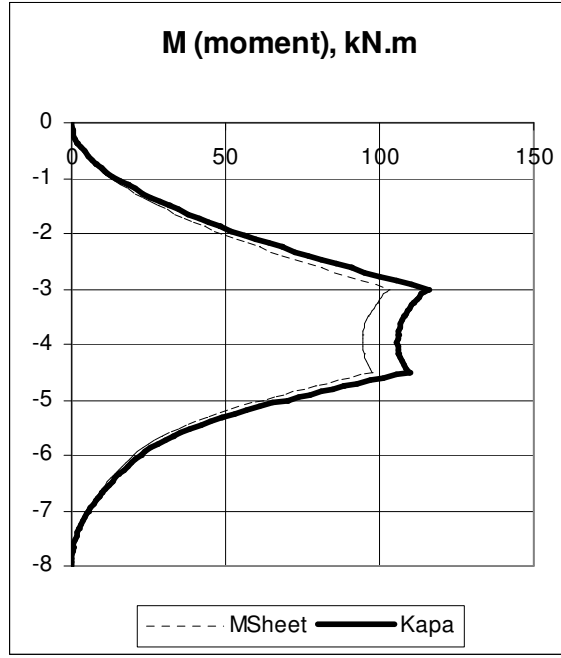
Çizelge 7.9 Ankraj Malzemesi ile ilgili Parametreler

Ankraj Numarası	Ankraj Boyu (m)	Tendon Elastisite Modülü (kN/m ²)	Tendon Kesit Alanı (m ²)	Ankrajın Yüzeye Olan Mesafesi (m)	Ankraj Öngerme Kuvveti (kN)
No.1	25	210000000	0,0004	3,0	80
No.2	25	210000000	0,0004	4,5	80

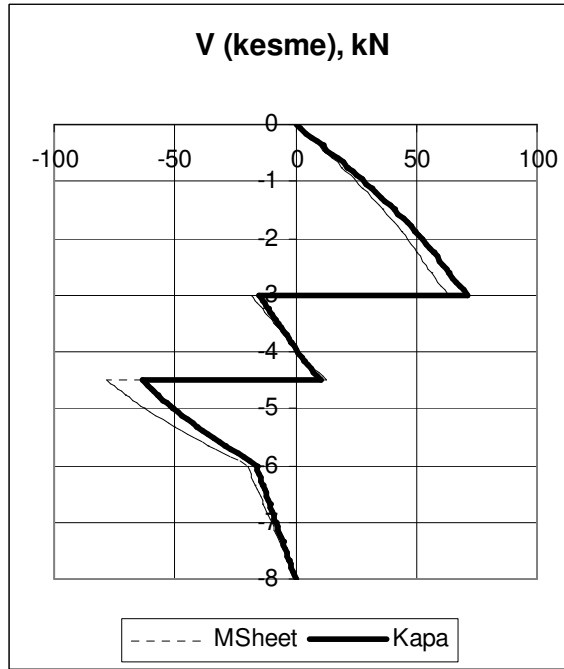
Yukarıda verilen zemin özellikleri, malzeme özellikleri ve kazı destekleme durumlarına göre “KAPA” ve “MSHEET” programlarında çözüm yapılmış ve elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir. Yapılan bilgisayar analizi sonucunda diyafram perdede oluşan yanal yer değiştirmelerin derinlikle değişimi Şekil 7.3’ de, moment ve kesme kuvvetinin derinlikle değişimi ise sırasıyla Şekil 7.4 ve 7.5’ de verilmiştir.



Şekil 7.4 Yer değiştirme Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)



Şekil 7.5 Moment Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)



Şekil 7.6 Kesme Kuvveti Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)

Yukarıda grafik olarak gösterilen sonuçların karşılaştırılması ve hata oranları da aşağıdaki tablolarda gösterilmiştir (Çizelge 7.10, 7.11 ve 7.12).

Çizelge 7.10 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Yer değiştirme)

Dikkate Alınan Derinlik (m)	Yer değiştirme(mm) MSheet	Yer değiştirme(mm) Kapa
2,0 m	-1,96	-2,25
4,0 m	-4,21	-4,84
6,0 m	-9,76	-11,22
8,0 m	-16,52	-18,99

Çizelge 7.11 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Moment)

Dikkate Alınan Derinlik (m)	Moment(kN.m/m) MSheet	Moment(kN.m/m) Kapa
2,0 m	49,89	55,87
4,0 m	94,51	105,85
6,0 m	19,99	22,38

MSheet sonuçlarına göre Maksimum Momentin yeri ve değeri, -3,0 m’de 103,26 kN.m ve Kapa sonuçlarına göre Maksimum Momentin yeri ve değeri, -3,0 m’de 115,65 kN.m olup hata oranı %12’ dir.

Çizelge 7.12 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Kesme Kuvveti)

Dikkate Alınan Derinlik (m)	Kesme Kuvveti (kN/m) MSheet	Kesme Kuvveti (kN/m) Kapa
2,0 m	46,55	52,60
4,0 m	1,71	1,38
6,0 m	-19,99	-16,19

7.3 Örnek.3

Bu örnekte kum zeminde yapılan bir ankraj uygulaması analiz edilmiştir. Zemine yerleştirilen 10m uzunluğundaki kazıktan sonra, zeminde 5 m’lik bir kazı yapılmış ve bu kazıyı desteklemek amacıyla zemin yüzeyinden itibaren 2,5 m seviyesinde bir ankraj uygulaması yapılmıştır. Zemin koşulları, kazık ve ankraj özellikleri ile ilgili diğer bilgiler aşağıdaki çizelgelerde verilmiştir (Çizelge 7.13, 7.14 ve 7.15).

Çizelge 7.13 Zemin ile ilgili Parametreler

Zemin Cinsi	Kuru Birim Hacim Ağırlığı (kN/m ³)	Zemin Yatak Katsayısı (kN/m ³)	Drenajsız Kayma Mukavemeti (kN/m ²)	İçsel Sürtünme Açısı (°)
Gevşek Kum	15	10000	0	25

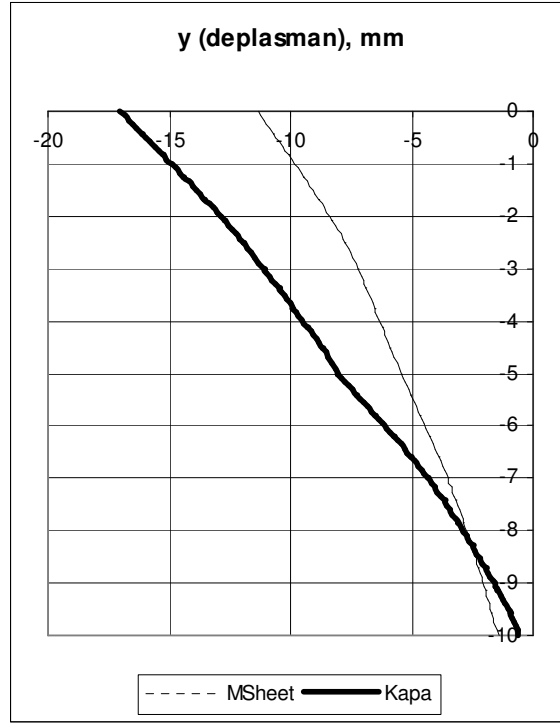
Çizelge 7.14 Kazık Elemanı ile ilgili Parametreler

Kazık Malzemesi	Kazık Boyu (m)	Kazık Rijitliği (kN.m ²)	Kazık çapı (m)
Betonarme	10	100000	0.55

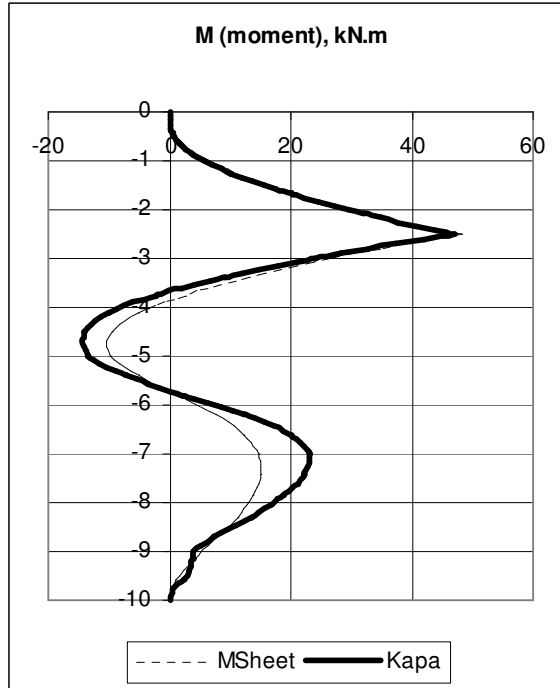
Çizelge 7.15 Ankraj Malzemesi ile ilgili Parametreler

Ankraj Numarası	Ankraj Boyu (m)	Tendon Elastisite Modülü (kN/m ²)	Tendon Kesit Alanı (m ²)	Ankrajın Yüzeye Olan Mesafesi (m)	Ankraj Öngerme Kuvveti (kN)
No.1	25	210000000	0,0004	2,5	80

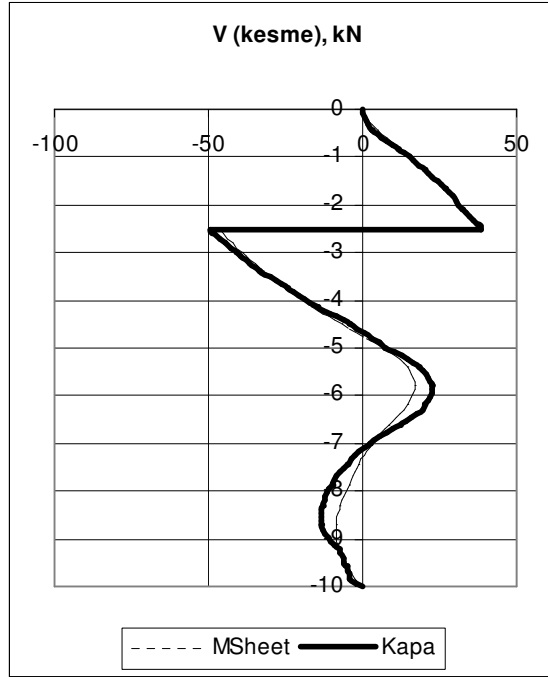
Yukarıda verilen zemin özellikleri, malzeme özellikleri ve kazı destekleme durumlarına göre “KAPA” ve “MSHEET” programlarında çözüm yapılmış ve elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir. Yapılan bilgisayar analizi sonucunda diyafram perdede oluşan yanal yer değiştirmelerin derinlikle değişimi Şekil 7.7’ de, moment ve kesme kuvvetinin derinlikle değişimi ise sırasıyla Şekil 7.8 ve 7.9’ de verilmiştir.



Şekil 7.7 Yer değiştirme Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)



Şekil 7.8 Moment Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)



Şekil 7.9 Kesme Kuvveti Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)

Yukarıda grafik olarak gösterilen sonuçların karşılaştırılması ve hata oranları da aşağıdaki tablolarda gösterilmiştir (Çizelge 7.16, 7.17 ve 7.18).

Çizelge 7.16 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Yer değiştirme)

Dikkate Alınan Derinlik (m)	Yer değiştirme(mm) MSheet	Yer değiştirme(mm) Kapa
2,5 m	-7,74	-11,95
5,0 m	-5,43	-8,04
7,5 m	-3,09	-3,55
10,0 m	-1,43	-0,62

Çizelge 7.17 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Moment)

Dikkate Alınan Derinlik (m)	Moment(kN.m/m) MSheet	Moment(kN.m/m) Kapa
2,5 m	48,08	46,86
5,0 m	-9,62	-13,35
7,5 m	14,90	21,71

MSheet sonuçlarına göre Maksimum Momentin yeri ve değeri, -2,5 m’de 48,08 kN.m ve Kapa sonuçlarına göre Maksimum Momentin yeri ve değeri, -2,5 m’de 46,86 kN.m olup hata oranı %3’ tür.

Çizelge 7.18 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Kesme Kuvveti)

Dikkate Alınan Derinlik (m)	Kesme Kuvveti (kN) MSheet	Kesme Kuvveti (kN) Kapa
2,5 m	38,76	38,16
5,0 m	6,69	7,61
7,5 m	-1,88	-6,24

7.4 Örnek.4

Bu örnekte kum zeminde yapılan bir ankraj uygulaması analiz edilmiştir. Zemine yerleştirilen 10m uzunluğundaki kazıktan sonra, zeminde 7 m’lik bir kazı yapılmış ve bu kazıyı desteklemek amacıyla zemin yüzeyinden itibaren 2,5 m ve 4,5 m seviyelerinde iki ankraj uygulaması yapılmıştır. Zemin koşulları, kazık ve ankraj özellikleri ile ilgili diğer bilgiler aşağıdaki çizelgelerde verilmiştir (Çizelge 7.19, 7.20 ve 7.21).

Çizelge 7.19 Zemin ile ilgili Parametreler

Zemin Cinsi	Kuru Birim Hacim Ağırlığı (kN/m ³)	Zemin Yatak Katsayısı (kN/m ³)	Drenajsız Kayma Mukavemeti (kN/m ²)	İçsel Sürtünme Açısı (°)
Gevşek Kum	15	10000	0	25

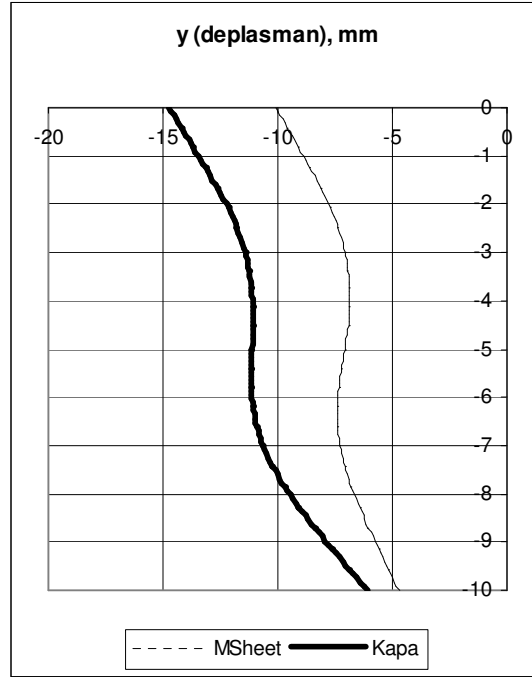
Çizelge 7.20 Kazık Elemanı ile ilgili Parametreler

Kazık Malzemesi	Kazık Boyu (m)	Kazık Rijitliği (kN.m ²)	Kazık çapı (m)
Betonarme	10	100000	0.55

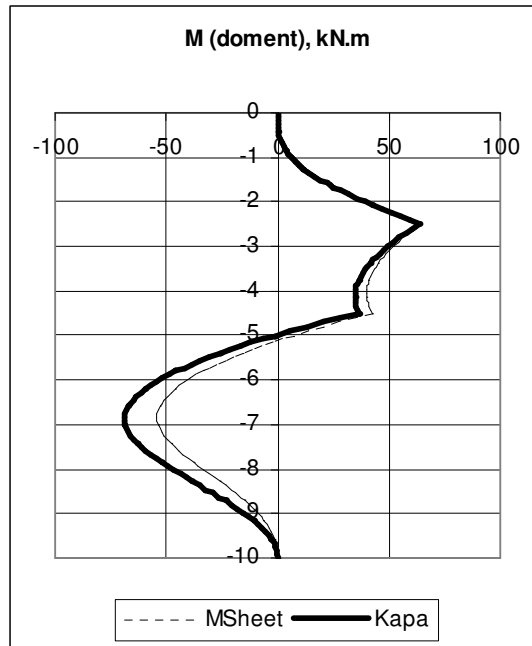
Çizelge 7.21 Ankraj Malzemesi ile ilgili Parametreler

Ankraj Numarası	Ankraj Boy (m)	Tendon Elastisite Modülü (kN/m ²)	Tendon Kesit Alanı (m ²)	Ankrajın Yüzeye Olan Mesafesi (m)	Ankraj Öngerme Kuvveti (kN)
No.1	25	210000000	0,0004	2,5	80
No.2	25	210000000	0,0004	4,5	80

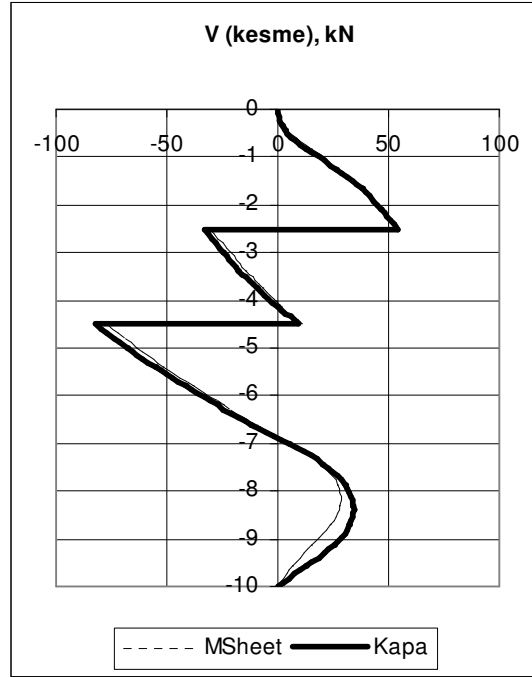
Yukarıda verilen zemin özellikleri, malzeme özellikleri ve kazı destekleme durumlarına göre “KAPA” ve “MSHEET” programlarında çözüm yapılmış ve elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir. Yapılan bilgisayar analizi sonucunda diyafram perdede oluşan yanal yer değiştirmelerin derinlikle değişimi Şekil 7.10’ de, moment ve kesme kuvvetinin derinlikle değişimi ise sırasıyla Şekil 7.11 ve 7.12’ de verilmiştir.



Şekil 7.10 Yer değıştirme Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)



Şekil 7.11 Moment Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)



Şekil 7.12 Kesme Kuvveti Değerlerinin Grafik Gösterimi (KAPA ve MSHEET)

Yukarıda grafik olarak gösterilen sonuçların karşılaştırılması ve hata oranları da aşağıdaki tablolarda gösterilmiştir (Çizelge 7.22, 7.23 ve 7.24).

Çizelge 7.22 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Yer değiştirme)

Dikkate Alınan Derinlik (m)	Yer değiştirme(mm) MSheet	Yer değiştirme(mm) Kapa
2,5 m	-7,34	-11,77
5,0 m	-7,07	-11,11
7,5 m	-7,02	-10,12
10,0 m	-4,71	-6,1

Çizelge 7.23 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Moment)

Dikkate Alınan Derinlik (m)	Moment(kN.m/m) MSheet	Moment(kN.m/m) Kapa
2,5 m	64,74	63,88
5,0 m	7,36	-1,4
7,5 m	-46,26	-61,19

MSheet sonuçlarına göre Maksimum Momentin yeri ve değeri, -2,5 m’de 64,74 kN.m olup bu derinlik için Kapa’ dan okunan değer ise 63,88 kN.m’ dir. Bu derinlik için hata oranı %1’ dir. Kapa sonuçlarına göre Maksimum Momentin yeri ve değeri -7,0 m’de -68,90 kN.m olup bu derinlikte MSheet Programından okunan Moment değeri ise -54,10 kN.m’ dir. Bu derinlik için hata oranı ise %27’ dir.

Çizelge 7.24 Sonuçların Karşılaştırılması ve Hata Oranlarının Tespiti (Kesme Kuvveti)

Dikkate Alınan Derinlik (m)	Kesme Kuvveti (kN/m) MSheet	Kesme Kuvveti (kN/m) Kapa
2,5 m	53,64	53,82
5,0 m	-63,42	-68,12
7,5 m	21,46	22,75

8. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında ankrajlı perdelerin nümerik analizi için p-y yöntemini göz önüne alan bir bilgisayar programı geliştirilmesi amaçlanmıştır. Bu amaç için Visual Basic programlama dili kullanılarak KAPA isimli bir program kodu yazılmıştır. KAPA programında giriş bilgileri olarak perde, ankraj ve zemin özellikleri girilmekte ve sonuç olarak derinlikle değişen yer değiştirme, moment ve kesme kuvveti değerleri elde olunmaktadır. Analizler sonucunda gerekli olan p-y eğrileri kullanıcının tanımladığı zemin türüne göre program tarafından basınç (yük) seviyesine göre otomatik olarak seçilmekte ve iterasyon yapılarak verilen sistemde dengeyi sağlayan basınç (p) ve yer değiştirmeler (y) derinlikle hesaplanmaktadır.

KAPA programı p-y yönteminin avantajlarına sahip olup, yapılan analizler sonucunda derinlikle değişen yanıl basınçlar ve kesit tesirleri yanında yer değiştirmeleri de vermektedir.

Tez kapsamında ele alınan farklı örnekler KAPA ve p-y yöntemini dikkate alan ticari bir yazılım MSheet ile çözümlenerek sonuçlar karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre KAPA programı kabul edilebilecek doğrulukta ele alınan örnekleri çözmüştür.

KAPA programı geliştirilmeye müsait bir program olup profesyonel maksatlar için kullanmak üzere geliştirilebilir. Bunun için aşağıdaki özellikler eklenebilir.

- a) Tabakalı zemin profili
- b) Kazı adımları
- c) Grafik input ve output
- d) Dinamik yükler için analiz

KAYNAKLAR

- Bogard, D. ve Matlock H., 1980, "Simplified Calculation of P-Y Curves for Laterally Loaded Piles in Sand", Unpublished Report, The Earth Technology Corporation, Inc., Houston, Texas
- Briaud, D.A., C. Morrison, ve Reese L.C., 1988, "Lateral Load Behaviour of Pile Group in Sand", 1261-1276 Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. 11
- Brinch Hansen J., 1961, "The Ultimate Resistance of Rigid Piles against Transversal Forces", 5-9, Danish Geotechnical Institute Bull. No. 12, Kopenhagen.
- Broms B., 1964, "The Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", 27-63, J. Soil Mech. Found. Div. ASCE Vol. 90 No. SM 2.
- Broms B., 1964, "The Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", 123-156, J. Soil Mech. Found. Div. ASCE Vol. 90 No. SM 3.
- Das, B.M., 1990, "Principles of Foundation Engineering", PWS-Kent Series in Engineering, Boston.
- D'Apollonia, D.J., 1980, "Soil-bentonite slurry trench cutoffs", J.Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol. 106 No:4
- Dunnivant, W. Todd ve O'Neill M.W., 1989, "Experimental P-Y Model for Submerged, Stiff Clay", 95-114, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 1
- Gabr, M.A., 1993, "Analysis of Laterally Loaded Shafts in Rock", 2015-2018, Discussion of Paper by Carter and Kulhawy, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE Vol. 119 No. 12
- Gazıoğlu, A.M. ve O'Neill M.W., 1984, "Evaluation of P-Y Relationships in Cohesive Soils", 192-213, Analysis and Design of Pile Foundations, Proceedings of a Symposium sponsored by ASCE, ASCE N.Y.
- Gleser, Sol M., 1953, "Lateral Load Test on Vertical Fixed-Head and Free-Head Piles", 75-101 Symposium on Lateral Load Tests on Piles, ASTM Special Publication, No:154
- Kim J.B., Singh L.P. ve Brungraber R.J., 1979, "Pile Cap Soil Interaction From Full-Scale Lateral Load Tests", 643-653, J. Soil Mech. Found. Div. ASCE Vol. 105 No. GT 5.
- Kim, N.K., 1994, "A Beam Column Method for Tieback Walls", Ph.D., Texas A&M University.
- Liao H.J. ve Hsieh P.G., 1994, "Behavior of anchors for a tieback-supported excavation in alluvial soil", Proceedings of 13th International Soil Tillage Research Organization Conference, New Delhi
- Matlock H., 1970, "Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", 1204, Proceeding Offshore Technology Conference, Houston.
- Matlock H. ve Reese L.C., 1960, "Generalised Solutions for Laterally Loaded Piles", 63-91, Journal of Soil Mech. And Found. Div. ASCE Vol. 86 No. 5 Engineering Vol. 2, Paris.
- Matlock H. ve Reese L.C., 1961, "Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures", 91-97, Proceeding Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol. 2, Paris.
- Mayne, P.W. and F.H. Kulhawy, 1982, "Ko-OCR Relationships in Soils", 851-871, Journal of

Geotechnical Engineering Division, Proceedings of The American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 108

McClland, B., ve Focht, J.A., 1958, "Soil Modulus for Laterally Loaded Piles", 1049-1086, Transactions, ASCE, Vol. 123

Murchison, J.M. ve O'Neill M.W., 1984 "An Evaluation of P-Y Relationships in Cohesionless Soils", 174-191, Analysis and Design of Pile Foundations, Proceedings of a Symposium sponsored by ASCE, ASCE N.Y.

Poulos H.G. ve Davis E.H., 1980 "Pile Foundation Analysis and Design", New York.

Reese L.C., 1977, "Laterally Loaded Piles: Program Documentation", 287-305, J. Geotech. Eng. Div. ASCE Vol. 103 No. GT 4.

Reese L.C., Cox W.R., 1969 "Soil Behavior from Analysis of Tests of Uninstrumented Piles Under Lateral Loading", 161-176, Proceedings, Seventy-first Annual Meeting, American Society for Testing and Materials, San Francisco, California

Reese L.C., Cox W.R. ve Koop F.D., 1974, "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand", 473-483, Proceedings Offshore Technology Conference, Houston.

Reese L.C. ve Matlock H., 1956, "Non – Dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth", 1-41, Proceedings 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin TX.

Reese L.C. ve Matlock H., 1991, "Computer Program COM624P", National Technical Information Service (NTIS), <http://www.fedworld.gov/ntis>

Reese L.C., 1998, "Computer Program LPILEP3", Ensoft Inc. Austin, Texas, <http://www.ensoftinc.com>

Reese L.C., O'Neill M.W., ve Smith E., 1970, "Generalized Analysis of Pile Foundations", 235-250, Proceedings J. Soil Mechanics Found. Div. Vol. 96 No. SM 1.

Reese L.C. ve Welch R.C., 1975, "Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay", 633-649, J. Geotech. Eng. Div. ASCE Vol. 101 No. GT 7.

Sağlam, A., 1975, "Soil Parameters Effecting Coefficient of Earth Pressure at Rest of Cohesionless Soils", 9-16, Proceedings, İstanbul Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, İstanbul

Sherif, M.A., Fang, Y.S. ve Sherif, R.I., 1984, "Ka and Ko Behind Rotating and Non-yielding Walls", 303-315, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110 No. 1

Swiss Society of Engineers and Architects, SIA 191 (1977) Ground Anchor

Terzaghi, K. and R.B. Peck, 1967 Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd Edition, John Wiley and Sons, New York

Tomlinson, M.J., 1987, "Pile Design and Construction Practice", Viewpoint Publications.

Vesic A.S., 1977, "Design of Pile Foundations", Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C.

Yıldırım S., 2002, "Zemin İncelenmesi ve Temel Tasarımı", İstanbul

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi	23.02.1980	
Doğum yeri	Giresun	
Lise	1993-1996	Giresun Lisesi
Lisans	1997-2001	İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü