

YANAL YÜKLÜ KAZIK TASARIMI VE  
ŞEV STABİLİTESİNDE KULLANIMI

Hakan KOYUNCU

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı  
Yüksek Lisans Tezi

1991

YANAL YÜKLÜ KAZIK TASARIMI VE  
ŞEV STABİLİTESİNDE KULLANIMI

Hakan KOYUNCU

Anadolu Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalında

YÜKSEK LİSANS TEZİ

olarak hazırlanmıştır

Danışman : Doç. Dr. Feyza ÇİNİCİOĞLU

Eylül - 1991

Hakan KOYUNCU'nun YÜKSEK LİSANS TEZİ olarak hazırladığı "Yanal Yüklü Kazık Tasarımı Ve Şev Stabilitesinde Kullanımı" başlıklı bu çalışma jürimizce lisansüstü yönetmeliğinin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

Uye: Doç. Dr. Feyza ÇINICIOĞLU

Uye: Prof. Ömer Rıza AKGÜN

Uye: Prof. Dr. Mehmet BİLGİN

Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun **11. EYLÜL 1991**

gün ve **286-24** sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Prof. Dr. Rüstem KAYA

Enstitü Müdürü

## ÖZET

Bu çalışmada, statik yanal yüklü aktif ve pasif kazıkların hesap metodları incelenmiştir. Kazıkta oluşan nihai yanal basınçların ve deplasmanların değerleri, farklı zemin ve kazık kazık tipleri için sunulmuştur. Ayrıca, yanal yüklü kazıkların şev ve yamaç-stabilitesini sağlamak için kullanım konusu incelenmiş ve bu amaçla birleşik bir hesap yöntemi sunulmuştur.

Birinci bölümde, yanal yüklü kazıkların tanımı, kullanım amaçları, bu konularda yapılan çalışmalar, ikinci bölümde kazık tasarımı için kabul edilen özellikler ve hesap yöntemleri açıklandıktan sonra üçüncü ve dördüncü bölümlerde hesap metodları tanıtılmıştır. Beşinci bölümde şev stabilitesi konusuna girilmiş ve bununla ilgili bir hesap yöntemi verilmiştir. Altıncı bölümde şev stabilitesinde kullanılan pasif stabilite hesabı birleştirilerek yeni bir yöntem sunulmuş ve bununla ilgili örnek yedinci bölümde, çalışmanın genel sonuçları ise sekizinci bölümde verilmiştir.

## SUMMARY

A critical review of the existing design methods for the piles which are subjected to statical lateral active and passive loads is made in this study. Methods to determine the values of the lateral pressure acting on a pile and resulting displacements in various soil types are given. Additionally the use of piles for improving slope stability is discussed and a method which combines a design method for laterally loaded piles and a slope stability analysis is given.

Definition of laterally loaded piles, their use, criteria of use and design and existing methods and underlying theories are given in chapter 1, 2, 3 and 4.

Slope stability consideration is taken into account in the fifth chapter and a method to use laterally loaded piles to improve slope stability is given in the last chapter. The study is finished with an example calculation in the seventh chapter and conclusions are given in the eighth chapter.

## TEŞEKKÜR

Bu çalışma esnasında değerli fikir ve önerileri ile beni yönlendiren, her türlü döküman ve verilerin sağlanmasında yardımını esirgemeyen sayın hocam Doç.Dr.Feyza ÇİNİCİOĞLU 'na sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Hakan KOYUNCU

Eskişehir, Eylül 1991

## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖZET .....	iv
SUMMARY .....	v
TEŞEKKÜR .....	vi
ŞEKİLLER DİZİNİ .....	xi
TABLolar DİZİNİ .....	xv
SİMGELER DİZİNİ .....	xvi
I. BÖLÜM .....	1
1. GİRİŞ VE ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR .....	1
1.1. Kazık Temeller Konusundaki Araştırmalar .....	4
1.2. Yanal Yüklü Kazık Temeller Konusundaki Araştırmalar .....	4
II. BÖLÜM .....	6
2. KAZIK TASARIMINDA GÖZÖNÜNE ALINAN ÖZELLİKLER VE HESAP YAKLAŞIMLARI .....	6
2.1. Yanal Yük Kriterleri .....	6
2.2. Yapısal Yaklaşım .....	7
2.3. Kırılma Teorisi .....	8
2.4. Elastik Teori .....	8
2.5. Yatay Yatak Katsayısı Teorisi .....	9
2.6. Sonlu Elemanlar Teorisi .....	10
2.7. Zemin Tipindeki Değişmeler .....	11
2.8. İdealizasyonun Usulü .....	12

## İÇİNDEKİLER (Devam)

	<u>Sayfa</u>
III. BÖLÜM .....	13
3. KAZIKLARIN NİHAİ YANAL DİRENÇLERİ .....	13
3.1. Giriş .....	13
3.2. Tekil Kazıklar .....	13
3.2.1. Statik teori .....	14
3.2.1.1. Rijit olmayan kazıklar ....	17
3.2.1.2. Nihai zemin basınçları ....	18
3.2.2. Brinch Hansen metodu .....	19
3.2.3. Broms teorisi .....	26
3.2.3.1. Kohezyonlu zeminler .....	26
3.2.3.2. Kohezyonsuz zeminler .....	32
3.2.4. Düzlem şekil değiştirme çözümü ....	38
3.2.5. Önemli taban dirençlerine sahip olan kazıklar .....	40
3.2.6. Uç kazıkları .....	43
3.2.7. Eğik yüklemeli kazıklar .....	45
3.2.7.1. Kohezyonlu zeminler .....	46
3.2.7.2. Kohezyonsuz zeminler .....	46
3.2.8. Eğik kazıklar .....	49
3.3. Grup Kazıkları .....	50
3.3.1. Düşey kazıklı gruplar .....	50
3.3.2. Eğik kazıklı gruplar .....	53
3.4. Şev Stabilite Arttırmak İçin Kullanılan Kazıklar .....	53
3.5. Kazık Yanal Direncini Arttırma Metotları ..	55
IV. BÖLÜM .....	57
4. KAZIKLARIN YANAL YÜK DEPLASMAN TAHMİNLERİ .....	57
4.1. Giriş .....	57



## İÇİNDEKİLER (Devam)

	<u>Sayfa</u>
4.2. Yatak Katsayısı Teorisi .....	58
4.2.1. Teori esasları .....	58
4.2.1.1. Tanjant dağılımı .....	59
4.2.1.2. Sekant dağılımı .....	64
4.2.2. Lineer teoriye ait çözümler .....	66
4.2.2.1. Derinlikle sabit $k_h$ .....	66
4.2.2.2. Derinlikle lineer değişen $k$ .....	71
4.2.2.3. Derinlikle farklı şekillerde değişen $k_h$ .....	75
4.2.2.4. Tabakalı zeminler .....	75
4.2.3. Yatak katsayısı modülü .....	77
4.2.3.1. Kazık deplasmanının etkisi .....	83
4.2.3.2. Tekrarlı yükleme ve grup etkileri .....	83
4.2.3.3. Büzülme ve konsolidasyonun etkisi .....	84
4.2.3.4. Kazık eğikliğinin etkisi .....	85
4.2.4. Lineer olmayan analiz .....	85
4.3. Elastik Teori .....	88
4.3.1. Teori esasları .....	88
4.3.2. Uniform zeminlerde yüzen kazıklar için çözüm .....	89
4.3.2.1. Deplasman ve dönme .....	89
4.3.2.2. Yatak katsayısı ve sekant modülü ile mukayeseler .....	95
4.3.3. Lineer değişen zemin modülü için yüzen kazık çözümü .....	95
4.3.3.1. Deplasman ve dönme .....	96
4.3.3.2. Yatak katsayısı teorisi ile mukayese .....	100
4.3.4. Uç kazıkları için çözüm .....	100
4.3.4.1. Deplasman ve dönme .....	100
4.3.4.2. Kazık ucunda oluşan moment ve yanıl yükler .....	106
4.3.4.3. Pabuç kazıkların uç dönmesi .....	107
4.3.4.4. Rijit uçlu kazıkların uç dönmeleri .....	109
4.4. Sonlu Elemanlar Analizi .....	109

## İÇİNDEKİLER (Devam)

	<u>Sayfa</u>
4.4.1. Giriş .....	109
4.4.2. Sonlu elemanlar modeli .....	110
4.4.3. Zemin mukavemetinin tanımlanması ....	114
4.4.4. Zemin-yapı etkileşimleri .....	115
4.5. Kazık Gruplarının Analizi .....	119
4.5.1. Giriş .....	119
4.5.2. Genel kazık gruplarının elastik analizi .....	120
V. BÖLÜM .....	127
5. ŞEV STABİLİTESİ .....	127
5.1. Giriş .....	127
5.2. Kayma Yüzeyi Modelleri .....	128
5.3. Hesap Yöntemleri .....	128
5.4. Dilim Metodu İle Şev Stabilitesi Hesabı .....	129
5.5. Kritik Daire Merkezi Tayin Yöntemleri .....	131
5.5.1. Fellenius yöntemi .....	131
5.5.2. Jumikis yöntemi .....	132
5.6. Şev Stabilitesinin Sağlanması .....	133
VI. BÖLÜM .....	134
6. YANAL YÜKLÜ KAZIKLARLA ŞEV STABİLİTESİNİN SAĞLANMASI .....	134
6.1. Giriş .....	134
6.2. Hesap Tarzı .....	135
6.3. Kazık Teşkil Tipleri .....	135

## İÇİNDEKİLER (Devam)

### Sayfa

6.4. Bir-Sıralı Kazıkların Hesap Metodu .....	136
6.4.1. Kazıklara etkiyen yanal yükün hesabı.	136
6.4.2. Kazık stabilite analizi .....	140
6.4.2.1. Serbest-başlıklı kazık .....	144
6.4.2.2. Ankastre-başlıklı kazık .....	145
6.4.2.3. Mafsal-başlıklı kazık .....	147
6.4.2.4. Rijit-bailıklı kazık .....	149
6.4.3. Şev stabilite analizi .....	151
6.5. Çok-Sıralı Kazıkların Hesap Metodu .....	152
6.5.1. Stabilite Analizi için kullanılan yanal kuvvet .....	153
6.5.2. Hesap metodu .....	154
6.6. Sonlu Elemanlar Metodu .....	154
6.6.1. Hesap metodu .....	154
6.6.2. Nümerik formülasyon .....	155
6.6.2.1. Zemin analizi .....	155
6.6.2.2. Yapının analizi .....	156
6.6.3. Düzlem gerilme kazık rijitliği ve 3-D arasındaki ilişki .....	159
6.6.4. Kazık ve zemin arasındaki nihai basınçların belirlenmesi .....	160
6.6.5. Sonlu elemanlar idealizasyonu .....	161
6.7. Yumuşak Zeminler Üzerine İnşaa Edilmiş Dolgu Şevleri Civarındaki Kazıklar .....	162
6.7.1. Kazıktaki yanal yükün hesabı .....	163
6.7.2. Emniyet faktörü .....	164
VII. BÖLÜM .....	166
7. ÖRNEK HESAP .....	166

7.1.Problemlerin Tanımı .....	166
7.2.Kazık Etkisiz Şev Stabilitesi .....	168
7.3.Kazıklar Üzerine Etkiyen Yanal Zemin Basınçları .....	169
7.4.Kazık Pozisyonu ve Yanal Yükler Arasındaki İlişki .....	170
7.5.Kazık Pozisyonu ve Şev-stabilite Arasındaki İlişki .....	171
VIII. BÖLÜM .....	174
8. SONUÇLAR .....	174
KAYNAKLAR DİZİNİ .....	176
EKLER	

## ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Sekil</u>	<u>Sayfa</u>
3.1. Yanal yüklenmiş serbest başlıklı kazık .....	14
3.2. Serbest başlıklı rijit kazığının nihai yanal direnci	15
3.3. Serbest başlıklı rijit kazığının nihai yanal moment ve çökme yükü direnci .....	17
3.4. Yanal direncin dağılımı .....	18
3.2. Yanal direnç üzerinde adezyon ve yüzey oranının etkisi .....	19
3.6. Kısa kazıkların Brinch Hansen metodu .....	20
3.7. Yanal direnç faktörleri (Brinch Hansen, 1961) ...	21
3.8. Tabakalı zeminlerin zemin reaksiyonu (Brinch Hansen, 1961) .....	23
3.9. Kohezyonlu zeminler için serbest başlıklı kazıklar a)kısa b)uzun kazık (Broms, 1964 a) ....	27
3.10. Kohezyonlu zeminler için serbest başlıklı kazıkların nihai yanal dirençleri a) kısa b)uzun kazık (Broms, 1964 a) .....	29
3.11. Kohezyonlu zeminler için rijit başlıklı kazıklar a)kısa b)orta c)uzun kazık (Broms, 1964 a) .....	30
3.12. Kohezyonsuz zeminler için serbest başlıklı kazıklar a)kısa b)uzun kazık (Broms, 1964 b) ....	33
3.13. Kohezyonsuz zeminler için serbest başlıklı kazıkların nihai yanal dirençleri a)kısa b)uzun kazık (Broms, 1964 b) .....	35
3.14. Kohezyonsuz zeminler için rijit başlıklı kazıklar a)kısa b)orta c)uzun kazık (Broms, 1964 b) .....	36
3.15. Yanal yüklenmiş plaka için plastisite analizi .....	38
3.16. Moment ve yatay yük altındaki düşey plakanın kırılması (Davis, 1961) .....	39
3.17. Eksantirik eğik yük altındaki tekil kazığının kırılma anındaki kuvvetleri .....	40
3.18. Kazık başlığında nihai yük ve moment değerleri ..	42
3.19. Serbest başlıklı uç kazıkları .....	43
3.20. Kohezyonlu zeminlerde yük kapasitesinin eğiklikle olan değişimi .....	46
3.21. Eğik çekme için zemin basıncı dağılımı (Broms, 1965) .....	47

## ŞEKİLLER DİZİNİ (Devam)

3.22. Eğik çekme için kabul edilen zemin basıncı dağılımı (Broms,1965 ) .....	47
3.23. Kum zeminler için teorik ve deneysel eğik yük kapasiteleri .....	49
3.24. Eğik kazıklar a)Eğik kazık geometrisi b)Eşdeğer problem .....	50
3.25. Eğik yüklere maruz eğik kazıkların yük kapasiteleri (Awad and Petrasovits, 1968) .....	50
3.26. Düşey kazık gruplarının yanıl grup tesirleri ....	52
3.27. Şev stabilitesinde kullanılan kazıklar .....	54
3.28. Kazık yanıl direncini arttırmak için kullanılan yöntemler .....	56
4,1. Yatak katsayısı modülü a)p-y eğrileri b) tanjant dağılımı .....	59
4,2. p-y eğrilerinin grafiksel tanımı a)kazığın görünüşü b)A-A, yükleme öncesi zemin dağılımı c)A-A, yükleme sonrası zemin dağılımı .....	60
4,3. Teorik gerilme dağılımı ve basitleştirilen modülün karşılaştırılması a)modül yaklaşımı b)gerçek teorik dağılım .....	61
4,4. Derinlikle farklı değişen yatak katsayısı .....	64
4,5. Sekant modülünün tanımı .....	65
4,6. Sabit kh için yanıl yüklü düşey kazıkların başlık deplasmanı ve dönmesi (Barber, 1953) .....	69
4,7. Derinlikle lineer artan kh için yanıl yüklü düşey kazıkların başlık deplasmanı ve dönmesi (Barber, 1953) .....	72
4,8. Uzun kazıklar için $C_y$ deplasman katsayıları (Matlock and Reese, 1961) .....	74
4,9. Uzun kazıklar için $C_m$ moment katsayıları (Matlock and Reese, 1961) .....	74
4,10. Tabakalı zeminin $I_{yH}$ deplasman tesir faktörüne olan etkisi (Davisson and Gills, 1963 ) .....	75
4,11. Tabakalı zeminin $I_{yM}$ deplasman tesir faktörüne olan etkisi (Davisson and Gills, 1963 ) .....	76
4,12. Tabakalı zeminin $I_{yF}$ deplasman tesir faktörüne olan etkisi (Davisson and Gills, 1963 ) .....	76
4,13. Düşey bir şerit plaka ile kazığın idealizasyonu (Terzaghi, 1955) .....	78
4,14. Kum içindeki kazık deplasmanlarının $n_h$ yatak modülüne olan etkisi .....	83

## ŞEKİLLER DİZİNİ (Devam)

4,15.	Serbest başlıklı yüzen bir kazığının sabit $E_s$ için $I_{yH}$ değerleri .....	90
4,16.	Serbest başlıklı yüzen bir kazığının sabit $E_s$ için $I_{yM}$ ve $I_{oH}$ değerleri .....	91
4,17.	Serbest başlıklı yüzen bir kazığının sabit $E_s$ için $I_{oM}$ değerleri .....	91
4,18.	Serbest başlıklı yüzen bir kazığının sabit $E_s$ ve $p_y$ için $F_y$ değerleri .....	92
4,19.	Serbest başlıklı yüzen bir kazığının sabit $E_s$ ve $p_y$ için $I_{oH}$ değerleri .....	92
4,20.	Rijit başlıklı yüzen bir kazığının sabit $E_s$ için $I_{yF}$ değerleri .....	94
4,21.	Rijit başlıklı yüzen bir kazığının sabit $E_s$ ve $p_y$ için $F_{yF}$ değerleri .....	94
4,22.	Serbest başlıklı yüzen bir kazığının lineer değişen sabit $E_s$ için $I_y$ değerleri .....	97
4,23.	Serbest başlıklı yüzen bir kazığının lineer değişen sabit $E_s$ için $I_{oM}$ ve $I_{oH}$ değerleri .....	97
4,24.	Serbest başlıklı yüzen bir kazığının lineer değişen sabit $E_s$ için $I_{oM}$ değerleri .....	98
4,25.	Serbest başlıklı yüzen bir kazığının lineer değişen sabit $E_s$ ve $p_y$ için $F_y$ değerleri .....	98
4,26.	Serbest başlıklı yüzen bir kazığının lineer değişen sabit $E_s$ ve $p_y$ için $F_o$ değerleri .....	99
4,27.	Serbest başlıklı yüzen bir kazığının lineer değişen sabit $E_s$ için $I_y$ değerleri .....	99
4,28.	Serbest başlıklı yüzen bir kazığının lineer değişen sabit $E_s$ ve $p_y$ için $F_{IyF}$ değerleri .....	100
4,29.	Serbest başlıklı bir uç kazığınının sabit $E_s$ için $I_{yH}$ değerleri .....	101
4,30.	Serbest başlıklı bir uç kazığınının sabit $E_s$ için $I_{yH}$ ve $I_{oH}$ değerleri .....	102
4,31.	Serbest başlıklı bir uç kazığınının sabit $E_s$ için $I_{oM}$ değerleri .....	102
4,32.	Serbest başlıklı bir uç kazığınının sabit $E_s$ için $I_{yF}$ değerleri .....	103
4,33.	Serbest başlıklı bir uç kazığınının lineer değişen $E_s$ için $I_{yH}$ değerleri .....	103
4,34.	Serbest başlıklı bir uç kazığınının lineer değişen $E_s$ için $I_{yH}$ ve $I_{oH}$ değerleri .....	104
4,35.	Serbest başlıklı bir uç kazığınının lineer değişen $E_s$ için $I_{oM}$ değerleri .....	105

## ŞEKİLLER DİZİNİ(Devam)

4,36.	Serbest başlıklı bir uç kazığının lineer değişen $E_s$ için $I_y F$ değerleri .....	105
4,37.	Sabit $E_s$ için kazık ucunda oluşan moment .....	106
4,38.	Serbest başlıklı kazığın uç kuvvetleri, $E_s = s b t$ ...	106
4,39.	Rijit başlıklı kazığın uç kuvvetleri, $E_s = s b t$ .....	107
4,40.	Serbest başlıklı bir pabuç kazığının sabit $E_s$ için $T_{0M}$ değerleri .....	108
4,41.	Serbest başlıklı bir pabuç kazığının sabit $E_s$ için $T_{0M}$ değerleri .....	108
4,42.	Rijit başlıklı bir pabuç kazığının sabit $E_s$ için $T_{0M}$ değerleri .....	108
4,43.	Kiriş-çubuk sonlu elemanlar modeli .....	110
4,44.	Sonlu elemanlar modeli formülasyonu .....	111
4,45.	İç kuvvetlerin deplasman notasyonları .....	111
4,46.	Yanal yüklü iki kazık a) kazığa etkiyen basınçlar ve kuvvetler b) zemine etkiyen basınçlar .....	120
4,47.	İki kazık için $\alpha_{yH}$ etkileşim faktörleri .....	121
4,48.	$R_{RyF}$ değerine kazık rijitlinin etkisi .....	123
4,49.	$R_R$ değerine kazık rijitlinin etkisi .....	123
4,50.	a) Sabit $E_s$ sekant modülünün $K_R$ ile ilişkisi, b) Lineer değişen $n_h$ sekant modülünün $K_R$ ile ilişkisi .....	125
5,1.	Dilim methodu ve bir dilime etkiyen kuvvetler ...	130
5,2.	Fellenius yöntemi ile kritik dairenin merkezinin tayini .....	132
5,3.	Jumikis yöntemi ile kritik dairenin merkezinin tayini .....	133
6,1.	Stabilite kazıkları ile şev stabilite analizi a) kazık-stabilitesi b) şev stabilitesi .....	139
6,2.	Kazık stabilite kriterleri .....	140
6,3.	3x Sonsuz Uzunluklu kazığın grup yeterliliği .....	161
6,4.	Sonlu elemanlar idealizasyonu .....	162
6,5.	Yanal basınca maruz pasif kazık .....	163
6,6.	Bir şev civarındaki kazıklar .....	164



## ŞEKİLLER DİZİNİ (Devam)

7.1. Kazıklı şev örnek çözümü .....	167
7.2. Yanal basınç ve derinlik arasındaki ilişki .....	169
7.3. Kazık pozisyonu .....	170
7.4. Kazık pozisyonuna göre şev emniyet faktörü .....	172

## TABLOLAR DİZİNİ

<u>Tablo</u>	Sayfa
4.1. Düşey kazıklarda emniyetli kabul edilen yükler ..	58
4.2. Sabit $k_h$ için tesir faktörleri .....	69
4.3. Aşırı konsolide olmuş killerde 1x1 ft. kare plaka için $k_{s1}$ modülü değerleri (Terzaghi,1955)	78
4.4. Kohezyonlu zeminler için $n_h$ değerleri (Terzaghi,1955) .....	81
4.5. Kumlar için $n_h$ değerleri .....	82
5.1. Kritik dairenin merkezi için kullanılan değerler	132
7.1. Örnek şevin dilim (İsveç) metodu parametreleri..	168
7.2. Kazık etkisiz şev-stabilite hesabı örneği .....	168
7.3. Kazık pozisyonu ve yanal yük ilişkisi .....	171
7.4. Kazık etkili şev-stabilitesi .....	172

## SİMGELER DİZİNİ

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklama</u>
$c_u$	Kohezyonlu zeminin kesme mukavemeti, $kN/m^2$ .
$d$	Kazığın yükleme yönüne dik genişliği veya çapı, m.
$E I_{P P}$	Kazık kesitinin rijitliği, $kN/m^2$ .
$E_s$	Zemin elastisite modülü, $kN/m^2$ .
$H$	Yanal yük, kN.
$K_R$	Kazık fleksibilite (esneklik) oranı.
$k_h$	Yatay yatak katsayısı, $kN/m^3$ .
$L$	Kazığın toplam uzunluğu.
$M$	Kazıktaki eğilme momenti, kNm.
$n_h$	Derinlikle değişen yatak katsayısı, $kN/m$ .
$p$	Yanal zemin basıncı, $kN/m^2$ ( $p=k_h y$ ).
$P$	Kazıktaki toplam kuvvet, kN.
$y$	Yanal deplasman, m.
$z$	Zemin yüzünden aşağı olan derinlik, m.
$\phi$	İçsel sürtünme açısı,
$\theta$	Kazığın dönmesi, radyan.

## I. BÖLÜM

### 1. GİRİŞ VE ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Şehirleşme ve nüfusun artmasına paralel olarak, yerleşim alanlarının genişlemesi veya dar bir alandan maksimum faydalanılmak istenmesi ve gelişen teknolojik imkanlar bizleri devamlı yeni kaynaklar araştırmaya yöneltmektedir.

Bu yerleşim alanlarında zemin mukavemeti yetersiz veya yüzeysel temellerle çözümün sağlanamadığı bir yapı varsa, kazıklı temel yapılması zorunlu olmaktadır. Ayrıca geniş bir alanda bulunan toprak dolguların veya şevlerin stabilite teleri için de kazıklı sistemler kullanılmakta ve bunlar istinat yapılarına göre birçok avantajlara sahip bulunmaktadır.

Kayan zeminlerin stabilitesinin kazıklarla sağlanması ise özel bir problemdir. Kayan şevin kazığa aktaracağı kuvvetler birçok belirsizlik taşımakta, mekanik problemlerde tam karşılıkları verilememektedir. Bu nedenle, dolgu, yamaç ve şev stabilite kazıklarının yanıl kuvvetleri ve deplasmanları sadece bir yaklaşım olabilmektedir.

Artan ihtiyaçların karşılanması için, zemin ve yapı emniyeti ve ekonomik tasarruf amacı taşıyan yeni teoriler geliştirilmeye başlanmıştır.

Kazık davranışlarını tahmin eden bu teorik analizlerden sonra, kazık deneyleri yapımına başlanmış ve geçen yıllarda teorik hesaplar deneysel değerlerle karşılaştırılmaya, mukayeseler yapılmaya başlanmış ve artık bu teorik ve deneysel değerler arasında kurulan bu denge vazgeçilmez bir unsur olmuştur.

Teorik ve deneysel değerler arasındaki bu denge, tüm mühendislik sahalarının ortak geleceğini tayin etmektedir. Pratik bir problem için çözüm yapan mühendis, eldeki yöntemleri bakımından yetersiz veya elverişsiz olmak üzere iki türlü eksiklik duyabilir. Yöntemlerin uygulanışı çevre şartlarına, kazıkların çok kısa veya çok narin olmasına ya da çok yetersiz hesapları, içermesine bağlıdır. Böyle bir yetersizlik veya elverişsizlik sonucu yapı ya çok aşırı deformasyona uğrayacak ya da göçecektir. Buna rağmen, bu gibi şartlar kusur olmaktan çıkarılabilir, yani çok uzun, çok yeterli ve dayanıklı kazık yapılabilir. Ancak bu durumda çok pahalı dizaynlar yapılmış olacaktır. Sadece deneysel bilgilere göre yapılacak projeler, hatalar içermemesine rağmen tatminkar olmayacak ve bizi ekonomik bir seçim yapmaya zorlayacaktır.

Sadece teorik bilgilere göre yapılacak projeler ise ne yeterli ne de yetersiz olacak ve belirli oranda bir risk taşıyacaktır. Gerçek mühendislik davranışı deneyiminin kazanılması, problemin teorik olarak çok iyi anlaşılmasına ve deneysel bulgularla karşılaştırmaların yapılmasına bağlıdır. Bu çok önemli kriter, çok iyi kazanıldığında analizlerin geliştirilmesine, dönüştürülmesine ve ilerletilmesine temel oluşturacaktır.

Günümüzde bu teorilerin gelişmiş analizleri yapılarak elde edilen sonuçlar kısa deneysel (ampirik) ve pratik bilgiler olarak sunulmaktadır.

Kazıklar genel olarak yükün, sağlam alt tabakalarına veya geniş sürtünme alanına aktarılmasında, taneli gevşek zeminlerin sıkıştırılmasında, erezyona maruz yerlerde, üst yapı yüklerinin daha derinlerdeki tabakalara aktarılmasında kullanılmaktadır.

Yapıldıkları malzemelere göre, beton, betonarme, ahşap, prefabrik ve çelik olarak sınıflandırılan kazıklar yerinde dökme veya hazır olarak inşaa edilirler. Yüklerin

temele aktarıliş biçimine göre de uç kazıkları veya sürtünme (yüzen) kazıklar olarak adlandırılırlar.

Yanal yüklü kazıklar üzerine etkiyen yükler bakımından aktif ve pasif kazıklar olarak ikiye ayrılırlar. Üzerine direkt olarak yanal bir yük etkiyen aktif kazıklar için yanal zemin hareketleri ve kazık deplasmanları önemlidir, çünkü kazık üzerindeki yapının statığı bu deplasmanlarla birlikte çok kritik bir seviyeye ulaşabilmektedir. Üzerine herhangi bir dış yük etkimeyen ancak içindeki zeminin yanal hareketlerine maruz kalan pasif (stabilite) kazıklarında ise, kazık shaftındaki yanal yüklerin değerleri önemli olmaktadır.

Yanal yüklü aktif kazıklar genelde tekil veya düzenli bir şekil oluşturmayan (2'li, 3'lü, kare, dikdörtgen v.s) grup kazıkları şeklinde teşkil edilirler. Pasif kazıklar ise toprak stabilitesi ve şev stabilitesinde kullanıldı ğından, kazık sıraları (satırları) veya grup kazık sıraları şeklinde teşkil edilirler. Aktif ve pasif kazıklar düşey ve eğik olarak yapılabilirler.

Üst yapıların maruz kaldığı yanal yükler, temellere aktarıldığından temeller bu yanal yüklere göre emniyetli olmalıdır. Temeller, yapının ve zeminin durumuna göre kazıklı temel olarak yapılabilir. Aslında çok pahalı olmasına karşın kullanım alanları oldukça geniştir. Yanal yüklü kazıklar, yüksek yapıların temellerinde, istinat duvarlarının temellerinde baraj, bağlama v.b, su yapılarının stabilite, ankraj ve sızma boyu uzatımı gibi tasarım çalışmalarında, karayolu dolgu stabilitesinin sağlanmasında, liman ve rıhtım gibi deniz yapılarında, toprak basıncına maruz temellerde büyük çaplı kanalizasyon kollektörlerinin oluşturulmasında, baraj, şev ve yamaçların stabilitelerinin sağlanmasında, derin kazı duvarlarında, köprü, viyadük ve menfez ayaklarında kullanılmaktadır.

Aktif ve pasif yanal yüklü kazıkların problemleri aynı parametrelerle elde edilirler. Bu ortak parametreler, kazık ve zemin deplasmanları ile kazığın nihai yanal dirençleridir.

### 1.1. Kazık Temeller Konusundaki Araştırmalar

Yüzyıllar önce göl kıyılarındaki yapılarda kullanılan kazıklarda günümüze kadar çok önemli gelişmeler keşfedilmiş ve bunların hesap karmaşıklığı nispeten çok düşük bir seviyeye indirilmiştir. Literatüre ilk olarak kaydedilen kazık hesabı teorisi, (1893) 'te Wellington Mühendislik Haberleri dergisinin "*Piles and Piles Driving*" adlı yayınıyla gerçekleşmiştir. Burada kazık kapasitesi için teorik bir yol ve kazık çakma formülleri önerilmiştir. Daha sonraları "*Engeneering News-Record*" kayıtları ile kazık davranışlarını araştıran deneylere hız vermiştir ve deneysel sonuçlar elde edilmeye başlanmıştır. Prandtl (1923), Granholm (1929), Press (1933), Midlin (1936), Feagin (1937), Terzaghi (1942), Hetengi (1946), Gleser(1953) tarafından teori ve deneysel ilişkiler kurulmaya başlanarak kazık temel problemleri çözümlenmeye başlanmıştır.

Son otuz yıldır, kazık davranışları için araştırmalarını yoğunlaştıran geoteknik mühendisleri, zemin ve kazık etkileşimlerinin teorilerini genişletmişler, kazık taşıma güçleri, burkulma yükleri, deplasman, dönme ve burulma değerleri, deprem ve çeşitli dinamik yüklerin kazık davranışları üzerine etkilerini incelemişlerdir. Günümüzde, her türlü kazık problemlerinin araştırma metotları oldukça hızlı bir şekilde sürmektedir.

### 1.2. Yanal Yüklü Kazık Temeller Konusundaki Araştırmalar

Kazık araştırmalarına paralel olarak, yanal yüklerin kazık davranışına olan etkileri araştırılmıştır. Bu amaçla, Winkler(1867) tarafından önerilen yatay yatak

katsayısı teorisi üzerinde; Midlin(1936), Hetengi(1948), Palmer and Thampson (1948), Barber (1953), Terzaghi (1955), Mc Nulty (1956), Reese and Matlock (1956), Davison and Prakash (1963), Menard and Burdan (1965), Poulos (1971a ve b), Baguelin (1972) and Reese et al.,(1974) tarafından araştırmalar yapılmıştır.

Kazıkların nihai dirençleri konusu; Hansen (1961), Broms (1964 a ve b), Yashimi (1964), Moser (1973), Davis and Booker(1973), Poulos(1976) ve Reese (1977) tarafından incelenmiştir. Ayrıca şev stabilitesi problemlerinde kullanılan kazıklar ise Hansen (1961) Broms(1972), De Beer (1972, 1977), Fukuoka (1977), Ito and Matsui (1975, 1979, 1982), Rowe and Poulos (1979) tarafından araştırılmıştır.

Elastik teori konusunda araştırmalar yapanlar ise şun-lardır; Reese and Matlock(1956), Dauglas and ,Davis (1964), Spillers and Stoll (1964), Poulos (1971 a ve b, 1972).Reese et al. (1975), Benerjee and Davies (1978).

Türkiye'de ise, kazıklarlarla ilgili bilinen ilk yayın, Peynirciođlu' nun (1941) Bayındırlık İşleri Dergisi eki olarak " Zemin Mekaniđi Bakımından Kazıklar ile Teşkil Edilen Temeller" adlı yayındır. Daha sonraları ise Kumbasar (1962), Dadařbilge (1968), Toğrol (1970) tarafından birer kitap yayımlanmıştır. TS 3167-Kazık Temellerin Hesap ve yapım kuralları, TS 3168-Delme Kazıklar Tasarım, Yapım ve Uygulama Kuralları, TS 3169-Çakma Kazıklar Tasarım, Yapım ve Uygulama Kuralları adı altında standartlaştırılmıştır.



## II. BÖLÜM

### 2. KAZIK TASARIMINDA GÖZ ÖNÜNE ALINAN ÖZELLİKLER VE HESAP YAKLAŞIMLARI

#### 2.1. Yanal Yük Kriterleri

Yüksek yapılarda, rüzgar ve deprem esnasındaki yanal yükler önemli olmaktadır. Deniz yapılarında, gemilerin rıhtıma yanaşmaları esnasında dalga hareketleri çarpmalarının oluşturduğu yanal kuvvetler de çok önemli bir boyut kazanmaktadır. Bu nedenle, kazıklı temeller, belirli bir yanal yüke göre projelendirilmelidir. Bazı standart kayıtlarında temelde müsaade edilecek yanal yükler sınırlandırılmıştır. Müsaade edilen bu yük, zemin ve kazık cinsine ve zeminin durumuna, kazığın başlığına bağlanma şekline bağlı olmaktadır. Ishii et.al (1960), kazıkların yanal direnci için killi zeminlerde en çok 5 ton, kumlu zeminlerde en çok 10 ton olan değerlerinin Japonya için standart olduğunu bildirmektedirler. Bu yükler için kazık başı deplasmanının 5-10 cm olacağıda belirtilmektedir. Kazık gruplarının yatay direnci ise her kazığının direncinin toplamı olacaktır. Almanya'da ise kazıklara gelen düşey yükün % 3'ü, en nihayetinde % 5'i kadar bir yanal yüke müsaade edilmektedir. Şayet yanal yük müsaade edilen değerden fazla ise o zaman ya eğik kazık döşenir ya da kazık kesiti artırılır [53].

Yumuşak kil veya silt içindeki kazıkların dirençleri zayıf olacağından ayrıca arttırılmalıdır.

Yanal yükler altında kazık davranışı incelenirken proje yükü altında kazığın nihai direnci ayrı ayrı gözönüne alınır. Böylece her iki durum için kazığın güvenilir olduğu hesapla gösterilebilir.

Yanal yük altında kazığın güvenlik katsayısı üç alınmaktadır. Her ne kadar bazıları 2 veya 2.5 alıyorsa da üç alınması uygun olmaktadır[38].

## 2.2. Yapısal Yaklaşım

Büyük inşaatların iki bileşen içinde incelenmesi oldukça uygun olmaktadır. Bunlar yapının ve temelin dizaynidir. Yapı yükünün kolonlarla taşındığı kabul edildiğinden, temellerin de bu kolon yüklerini taşıması gereklidir. Çok karmaşık yapıların temele aktardığı yükler temellerin hareketini belirler ve bu hareketin ve temel arasında karşılıklı bir etkileşim doğacaktır. Yapı çerçevesi temel türü (ayak temel, kazık temel, başlıklı kazık temel v.b ) ve zemin türü arasında bir yapısal etkileşim vardır ve bu etki, kazık ve onun gömüldüğü zemin arasında, bir kazıkla diğer kazık arasında oluşur. Bu etkileşim türü ise yerleşim şeklini belirler [41].

Yapısal bir yaklaşımın tamamının başarılı olabilmesi için, normal bir kazık bilgisinden başka özel bir kazık bilgisine ihtiyaç vardır. Bu bilgi, kırılma sonrası yük oturma davranışının, yanal yük ve moment altındaki davranışının ve diğer kazıkla olan yük aktarımlarının nasıl bir davranış göstereceğinin belirlenmesine bağlıdır. Bunlar belirlendiği zaman kiriş ve kolonların yük-deplasman karakteristiklerinin aralarında bir ilişki kurulabilir ve yapı çerçevesi tam anlamıyla çözülebilir. Bu amaçla sonlu elemanlar yöntemi kullanılırsa zemin-yapı etkileşim tarzları kolayca elde edilebilmektedir [49].

### 2.3. Kırılma Teorisi

Sunulan bilgilerin hepsinde, genelde sadece kırılma göz önünde tutulmuştur, kazık ve zemin kenarlarının arasındaki arakesitte meydana gelen, zemin içindeki göçme göz önüne alınmamıştır. Gerçi, kazık alt tabanı için normal taşıma kapasitesi teorisi uygulanabilir. Böylece, düşey kırılma için şaft zemin ara kesitindeki kesme gerilmeleri, yanal kuvvetten veya normal kuvvet oluşacak bir yanal kırılma için, arakesiteki normal gerilmeler (zemin tipiyle ve derinlikle değişebilen) bir limit değere ulaşır. Böyle basitleştirilen bir yaklaşımda, bir kazık yakınındaki özel bir kazığın kırılma yükünün herhangi bir azaltımı hesaba katılmaz, yalnız gömülü temellerde kazık ve zemin arasındaki etkileşimi katı bir blok olarak kabul eden taşıma kapasitesi teorisiyle yapılan bazı hesaplamalarda yakın aralıklı kazık gruplarının kırılma yükünün belli bir azaltımı vardır.

### 2.4. Elastik Teori

Elastik teoride zemin ve kaya ideal elastik malzeme olarak kabul edilmez ve burada gerilme-şekil değiştirme lineer ilişkili değildir. Gerilmelerin kaldırılması halinde şekil değiştirmeler tamamen kaybolmaz. Şekil değiştirmeler zamana bağlıdır. Buna rağmen, en azından zemindeki şekil değiştirmelerin gerilmelerin artırılmasıyla arttığı söylenebilir. Bu teori sonuçları güvenli tarafta kaldığı için kullanılması uygundur. Ancak en büyük güçlük zeminin  $E_s$  ve  $\nu_s$  değerlerinin tam olarak doğru elde edilmemesidir. Bunun içinde, aynı şartlardaki arazi deneylerinden veya aynı zeminin laboratuvar deneylerinden yararlanılmaktadır.

Elastik zemin içindeki elastik kazıklar için yapılacak çözümlerde, zeminin basit elastik cevabı Midlin denkleminde tayin edilir. Midlin denklemlerinde, zemin

altındaki bir noktada oluşan yatay veya düşey bir noktanın oluşturduğu deplasman ve gerilmeler, bir elastik yarım-mekan boyunca elde edilir. Burada verilen denklemler, kazık ve zemin ara kesit gerilmeleri için integre edilebilir. Bu taktirde, arakesitte meydana gelebilecek bazı göçmelerin etkisi hesaba dahil edilebilir[41].

Elastik analizde, hem ara hareketleri hem de toplam sonuç hareketleri tayin edilebilir. Böylece plastik analizi hareketi için uygun bir teori olmaktadır[39].

## 2.5. Yatay Yatak Katsayısı Teorisi

Zemini ideal elastik malzeme kabul eden bu teoride, zemin davranışı bir yatak katsayısının tanımlanmasıyla temsil edilir. Orjinali 1867 'de Winkler tarafından verilmiştir. Buradaki zemin özelliği sadece göreceli Lineer-elastik yaylardan oluşmuştur. Böyle bir durumda ise meydana gelen deplasmanlar sadece var olan yüklemelere göre oluşacaktır. Ancak gerçekte zeminde oluşan gerilme ve kuvvetler deplasmanları etkileyecektir. Zemindeki bu değerlerin ihmal edilmesi yatak katsayısının bir dezavantajıdır [41].

Aşırı derecedeki basitleştirilmiş olan bu kavram, herhangi bir noktadaki zeminin direnci ile o noktadaki deplasman arasındaki ilişkiyi vermektedir. Şuraya işaret edilmelidir ki, yatak katsayısının tayini güçtür, hatta imkansızdır. Çünkü yatak katsayısı, hakiki bir zemin sabiti olmayıp fiziksel bir özelliği temsil etmektedir [53].

Bu metodun diğer bir dezavantajı ise, yatak katsayısı sabitinin ( yay modülü şeklinin ) temelini şekline bağlı olmasıdır.

Normal konsolide olmuş killerin ve siltlerin serbest basınç direnci derinlikle lineer olarak arttığı için yatak

katsayısının da arttığı söylenebilir.Üzerinden buzulların kalkması v.s gibi sebeplerle aşırı konsalide olmuş killerde yatak katsayısı derinlikle sabittir.Buna karşılık kuruma ile aşırı konsalide olmuş zeminlerde derinlikle azalabilir [49].

Bütün bunlara rağmen yatak-katsayısının bazı avantajları vardır ve günümüzde kullanım alanı oldukça geniştir. Bu avantajlarından bazıları ise, tabakalı zeminler için oldukça kolay hesaplama imkanı, tanıma ve eğik kazık davranışlarının tayin edilmesindeki avantajlarıdır [57].

Yanal yüklü kazıklarda p-y eğrisinin tesbiti için yatak katsayısı değerinin belirlenmesi ve kazıktaki karmaşık montaj ya da yapım hatalarının gözönüne alınmasını kolaylaştırır, ayrıca çok iyi anlaşılabilen bir yanal yüklü kazık probleminin çok önemli olduğu açıktır. Böylece, gerçek mekanizmayı kavrayan pratik ve kolay bir çözüm mühendislere sunulmuş olacaktır [10,49].

## 2.6. Sonlu Elemanlar Teorisi

Zemin kütleindeki yanal kazık probleminin tam olarak çözümü biraz karışıktır iki ve üç boyutlu bir çözüm çok güçtür. Bu gibi karmaşık problemlerde, metot, malzeme özellikleri, geometrik özellikler, yükleme durumları, ve ortam (sürekli-süreksiz) ne olursa olsun güvenilebilen, gerçeğe en yakın sonuçları kolayca ve hızla hesaplayan bu yöntemler artık günümüzün vazgeçilmez unsurları olmuşlardır.

Sonlu elemanlar yönteminde, herhangi bir cisim özellikleri bilinen sonlu sayıdaki elemana bölünür. Bu elemanlar birbirine düğüm noktaları ile bağlanır. Çalışılan problem tipine göre bu düğümler, serbestlik derecesi diye adlandırılan deplasman ögeleri ile tanımlanırlar. Problemin hassasiyeti için eleman seçimi önemlidir. Eleman ağı, gerilmelerin büyük olabileceği yerlerde sık, diğer yerlerde

ise seyrek olarak düzenlenmektedir. Az sayıdaki bir eleman seçiminde gerçekten uzaklaştırılacaktır. Bunlardan sonra sistemin rijitlik matrisleri oluşturulur ve çözüme geçilir [5,46].

Yanal yüklü kazık temeller üzerine yapılan sonlu elemanlar çalışmaları şöyledir; yatay planda iki boyutlu sonlu-elemanlar için Yegian and Wright (1973), Beguelin and Frank (1979), Rowe and Poulos (1979); elastik şartlarda ve eksenel simetrik geometrilerde üç boyutlu sonlu-elemanlar için Randolp (1977), Benerjee and Davies (1976), elastik yöntemin sonlu elemanları için Balaam (1976), zemin-kazık etkileşimleri için Deasi, Muktedir and Schelee (1985), yanal dinamik yükler için Ross (1971).

Sonlu farklar üzerine yapılan çalışmalar ise şöyledir; yanal yüklenmiş kazıklar için Palmer and Thompson (1948), Gleser (1953), yanal dinamik yükler için Tucker(1964), kazık burkulması için Reddy and Valsangkar (1970).

## 2.7. Zemin Tipindeki Değişmeler

Tabakalı zeminlere uygun idealizasyon yapılmalıdır ve bu katmanlarda değişen zemin özellikleri hesaba dahil edilmelidir. Yumuşak killerdeki kazıklar, genelde sıkı bir kum tabakası içine çakılır, kazık kaya tabakasına rastlamadan önce farklı bir kil tabakası üzerine gelebilir. Hem kırılma teorisi, hem de deformasyon teorisi tabakadan tabakaya değişen özellikleri hesaplayabilmelidir. Kırılma teorisinin tabakalar için değiştirilmesi nispeten kolaydır fakat deplasman teorisinin değiştirilmesi, için basitleştirici kabullere ihtiyaç vardır.

## 2.8. Idealizasyonun Usulü

Mühendislik teorisi sadece ideal bir haldeki davranışı

verebilir ve malzemelerin özelliklerine bakarak bunların tertiplenmesiyle ilgili kabuller yapılarak yola çıkılır. Kazık davranışı gibi karmaşık problemlerde mühendislik teorileri çok katı değildir, ideal haller için düzeltilerek nümerik cevaplar elde edilen kabuller yapılmaktadır.

Böylece, nümerik cevapların özel bir durum için genişletilen fikirler, ideal problemlere yeteri kadar cevap verecek doğrulukta olmaktadır. Bu fikirleri, çoğunlukla araştırma mühendisi yapar. Bu fikirler, gerçek duruma uygun idealize edilmiş durumla dahi yapılsa yeterli uygunluk sağlamalıdır. Bu da, çoğunlukla şantiye mühendisinin fikirleri olacaktır. Bu fikirler arasındaki farklılıklar ayırt edilme zorunluluğu ve bunların değişebileceğinin bilinmesi önemlidir. Nitekim, hatasız bir teorinin tahmini veya gerçek olmayan idealizasyonun doğruluğu kesin olmamaktadır, sadece birtakım kabullere, teorilere bağlıdır. Gerçek davranış tam olarak bilinmemektedir.

### III. BÖLÜM

#### 3.1. KAZIKLARIN NİHAİ YANAL DİRENÇLERİ

##### 3.1. Genel

Kazıklar sık sık yanal kuvvetlere maruz kaldığından yanal bir direnç oluşturacaklardır. Bu direnç bazı inşaat standartlarında aksenal kuvvetin %5'i, bazılarında ise %10'u kadar olmalıdır diye sınırlandırılır. Ancak bu gibi temel kazıklarında iki kriter yeterli olmaktadır;

1-Maksimum göçme yükü karşısında uygun bir emniyet faktörü,

2-İşletme yükleri altında kabul edilebilecek bir deplasman.

Diğer alanlarda olduğu gibi zemin mekaniğinde de bu iki kriter ayrı ayrı olarak değerlendirilir ve belirli bir emniyet toleransıya hesaplanır.

Bu bölüm, yanal deplasmanın önemsiz derecede küçük olduğu durumlarda geçerlidir. Deplasmanın büyük olduğu haller bölüm 4 'de verilecektir.

##### 3.2. Tekil Kazıklar

Bu bölümde, nispeten ince yüzen kazıkların sahip olduğu küçük taban dirençleri ihmal edilmiş, eğik kazıkların ve uç kazıkların hesap yöntemleri de ilave edilmiştir. Geniş kazıklarda taban dirençlerinin önemi de ayrıca verilecektir.



### 3.2.1. Statik Teori

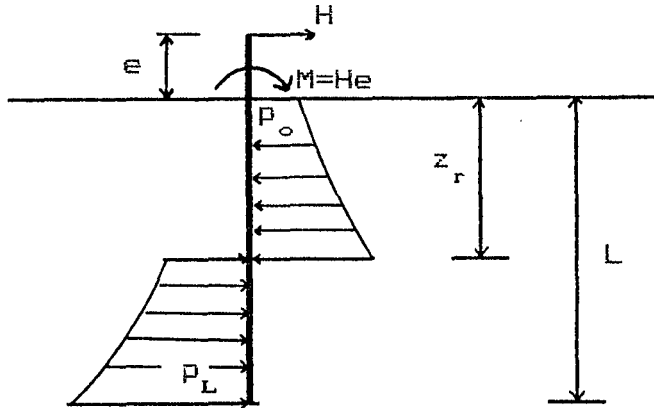
Geleneksel bir yaklaşım olan bu statik düşüncede, kazık  $d$  genişliğinde ince bir şerit ve zemin direncinin kazık boyunca aktarıldığı kabul edilmiştir. Şekil 3.1'de de görüldüğü gibi serbest başlı bir kazık,  $H$  yanal yüküne ve  $M$  eğilme momentine maruzdur ve  $p_u$  değeri ise zemin altında herhangi bir  $z$  derinliğinde nihai zemin basıncıdır. Yanal kuvvetin ( $H$ ) ve momentin ( $M$ ), kırılma oluşturulan  $H_u$  ve  $M_u$  limit bileşimleri de, yanal kuvvetlerin ve momentlerin dengeleri düşünülerek bilinmeyen  $Z_u$  derinlik rotasyonu için elde edilebilir. Bu denklemlerin genel normu şöyledir;

$$H_u = \int_0^{z_r} P_u dz - \int_{z_r}^L P_u dz \dots \dots \dots (3.1)$$

$$M_u = H_u e = \int_0^{z_r} P_u dz dz - \int_{z_r}^L P_u dz dz \dots \dots \dots (3.2)$$

Burada;

$e$ =Yük eksantrikliğidir



Şekil 3,1 Yanal yüklü serbest-başlıklı kazık[41]

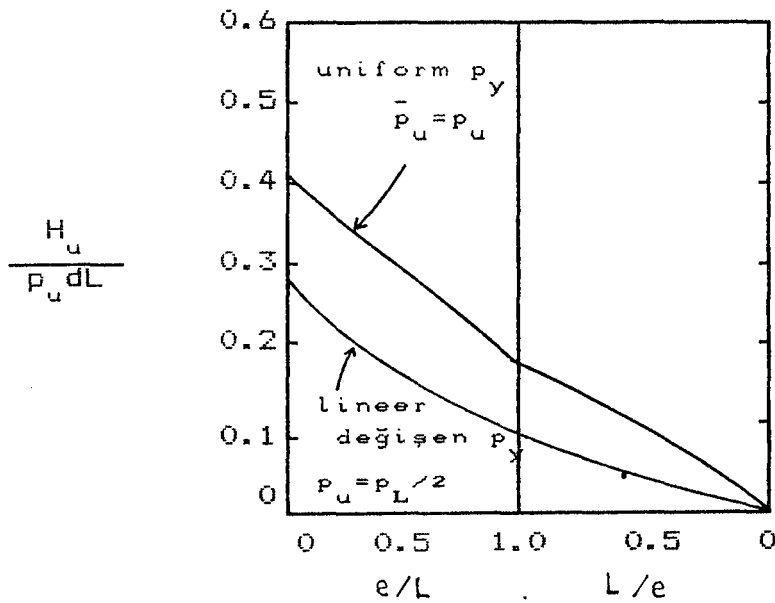
Kazık uzunluğu boyunca, derinlikle üniform bir zemin direnci halinde ( $P_o = P_L = P_u$ ) derinlik rotasyonu  $Z_r$  ve nihai yük  $H_u$  şöyledir.

$$Z_r = \frac{1}{2} \left[ \frac{H_u}{p_u d} + L \right] \dots \dots \dots (3.3)$$

$$\frac{M_u}{p_u d L^2} = \frac{H_u e}{p_u d L^2} = \frac{1}{4} \left[ 1 - \left( \frac{2H_u}{p_u d L} \right) - \left( \frac{H_u}{p_u d L} \right)^2 \right] \dots \dots (3.4)$$

$$\frac{H_u}{p_u d L} = \sqrt{\left( 1 + \frac{2e}{L} \right)^2 + 1} - \left( 1 + \frac{2e}{L} \right) \dots \dots (3.5)$$

$H_u / P_u \cdot dL$  değerinin  $e/L$  karşısındaki değerleri şekil 2.2' de gösterilmiştir.



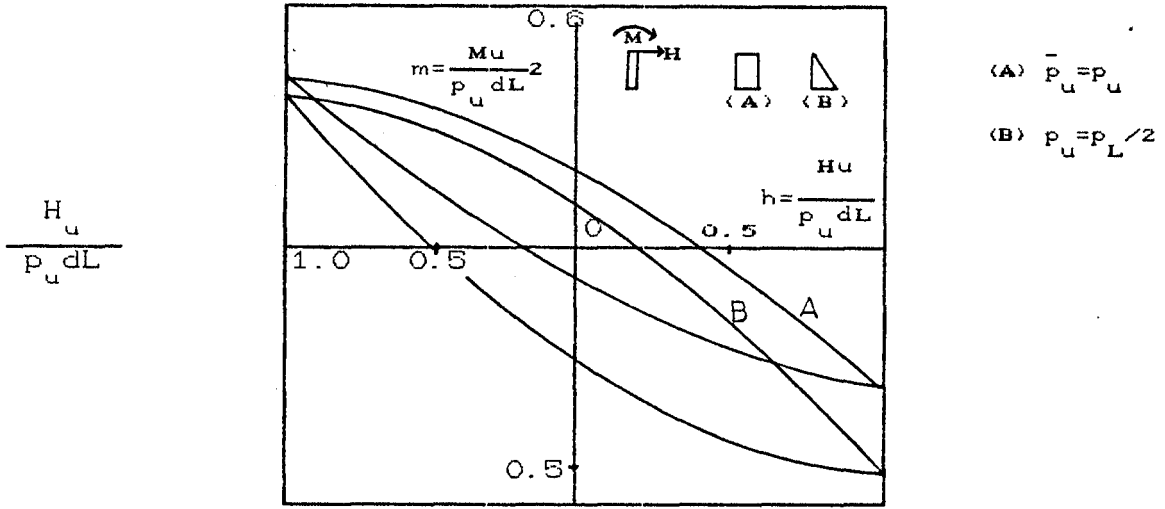
Şekil 2.2-Serbest-Baslıklı rijit kazığın

Zemin yüzeyinde  $P_o$ , kazık ucunda  $P_L$  değerine sahip olan ve derinlikle lineer değişen bir zemin direnci için şöyle bir denklem verilir;

$$4 \left( \frac{z_r}{L} \right)^3 + \left[ 6 \left( \frac{z_r}{L} \right)^2 \right] \left[ \frac{e}{L} + \frac{p_o}{p_L - p_o} \right] + \left( \frac{12p_o}{p_L - p_o} \right) \left( \frac{e}{L} \right) \left( \frac{z_r}{L} \right) - \left[ \frac{e}{L} \right] \left[ \frac{p_L + p_o}{p_L - p_o} \right] - \left[ \frac{2p_L + p_o}{p_L - p_o} \right] = 0 \dots\dots\dots (3,6)$$

$$\frac{H_u}{p_u dL} = \left( 1 - \frac{p_o}{p_L} \right) \left( \frac{z_r}{L} \right)^2 + \left( 2 \frac{p_o}{p_L} \right) \left( \frac{z_r}{L} \right) - \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{p_o}{p_L} \right) \dots (3,7)$$

$P_o=0$  için  $H_u/P_u dL$  değerinin  $e/L$  karşısındaki çizimi şekil 3,2'de genel çözümler için, çökme yükü ve moment birleşimi şekil 3,3 'te gösterilmiştir Zemin direncinin derinlikle herhangi bir değişimi, Brinch Hansen metodundan elde edilebilir.



Şekil 3,3-Serbest-Başlıklı rijit kazığının nihai yanıl moment ve çökme yükü direnci

### 3.2.1.1. Rijit Olmayan Kazıklar

Yukarıdaki denklemlerde, zeminin göçmesi kazık kırılmasından önce meydana geldiği kabul edilmiştir. Bu da yeterli olmaktadır. Gerçi, uzun kazıkların nihai yanıl dirençleri kazığın akma momentleri ile belirlenebilir ve bu dirence, nihai zemin direncinin hareketinden önce ulaşılmış olmalıdır. Bu durumda maksimum moment (serbest başlı bir kazık için kesme kuvvetinin sıfır olduğu yerdedir) yukarıda anlatıldığı gibi hesaplanmalıdır. Bu noktanın yukarıda zemin direncinin tam hareket ettiği kabul edilir. Bu maksimum moment kazık kesitinin akma momentini geçmediği sürece, maksimum yanıl direnç şu iki değerden daha küçük olacaktır;

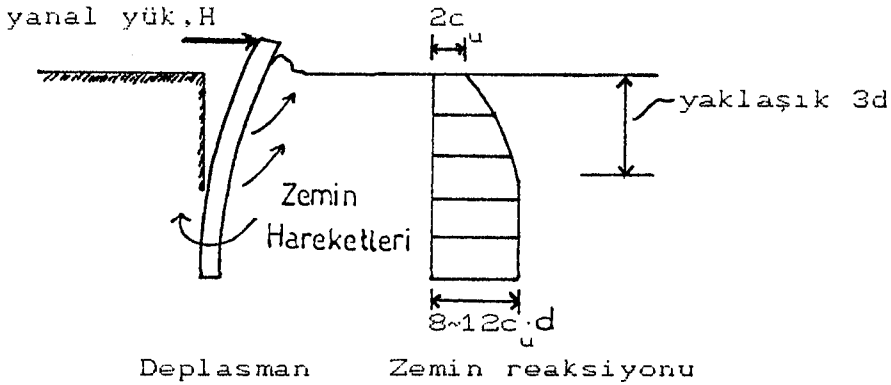
1-Kazık uzunluğu boyunca zeminin kırılmasına neden olan bir yanıl yük değerinden (yani, kazığın rijit olması gereklidir ve kazığın kapasitesini zemin direnci belirler)

2-Kazık kesitinin akma momentine eşit bir maksimum moment halinde gerekli bir yanal yük değerinden ( yani, kazığın yanal kapasitesini, kazık karakteristiği belirler)

Hem rijit, hem de rijit olmayan serbest başlı kazıkların nihai yanal dirençlerinin ayrıntıları Broms Teorisinde verilecektir.

### 3.2.1.2. Nihai Zemin Dirençleri

Tamamen kohezyonlu bir zeminin  $P_u$  nihai yanal direnci, zemin yüzeyinden  $3d$  ( $d$ =kazık çapı) derinliğine kadar artar ve bundan sonra sabit kalır. Bu durum şekil 3.4'te gösterilmiştir.

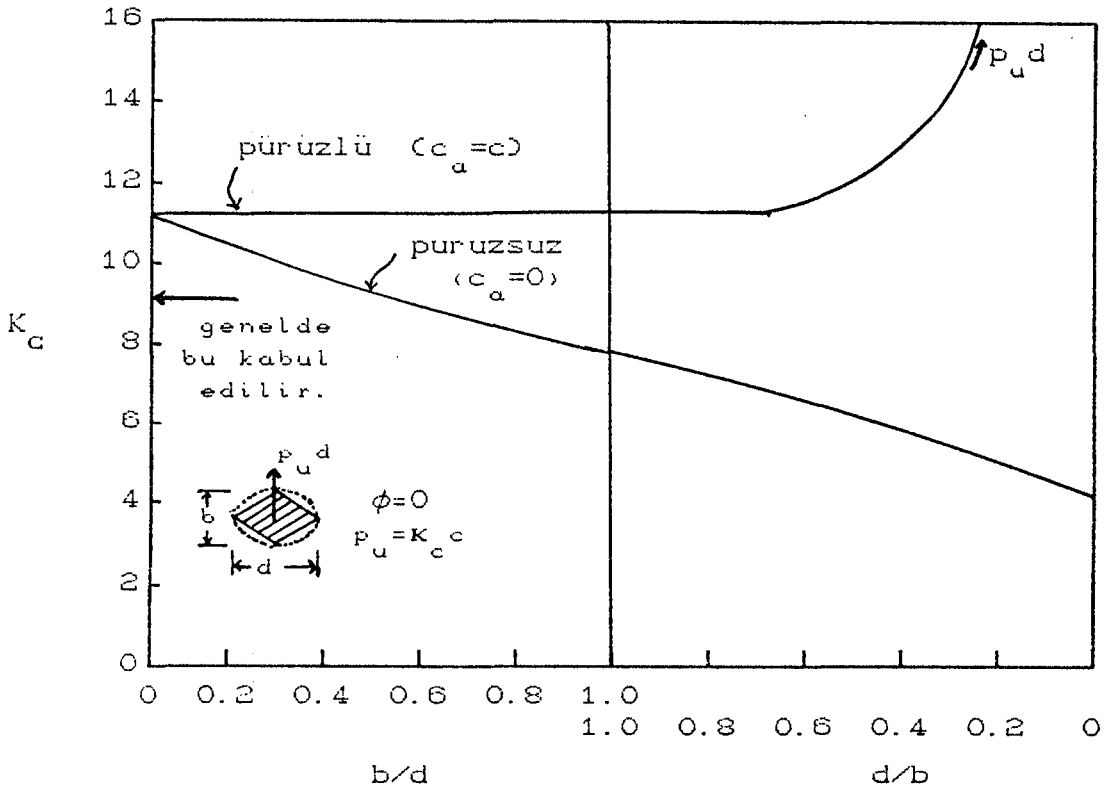


Şekil 3,4-Yanal direncin dağılımı

$3d$  mesafesi altında sabit kalan zemin direnci için yanal kırılma, sadece kazığın etrafındaki zeminin plastik akması şeklinde olur ve  $P_u$  değeri plastisite teorisinden bulunabilir. Yanal direnç faktörü olan  $K_c$  değeri ( $P_u = K_c c$ ), kazığın adhezyon/kohezyon oranı  $c_u/c$  ve kazık kesitinin şekline bağlıdır. Şeklin en önemli özelliğide  $d/b$  yüzey oranı olmaktadır.  $K_c$  değeri üzerinde  $d/b$  oranının etkisi,  $c_u/c=1$  ve  $c_u/c=0$  için şekil 3.5'te gösterilmiştir. Bu şekil, plastisite teorisinden elde edilmiştir. Bu analiz kazık

kesitinin eşkenar dörtgen olacağını kabul eder. Bu da eşit oranlı diğer karmaşık şekiller için uygun olmaktadır.

Bu bölümün diğer yerlerinde, tamamen kohezyonlu zemin için yanıl direnç genelde  $9.c_u$  olarak ve kazık kesitiyle  $c_u/c$  oranından bağımsız olarak alınmıştır.



Şekil 3.5. Yanıl direnç üzerinde adezyon ve yüzey oranının etkisi.

### 3.2.2. Brinch Hansen Metodu

Brinch Hansen(1961) metodu, kısa rijit bir kazığın nihai yanıl direncini hesaplamak için kullanılır ve üniform veya tabakalı bir zemine kolayca uygulanabilir [8].

Şekil 3.6 'da, x noktası etrafında kazık dönme direnci, bu noktanın altındaki ve üstündeki zemin direnç momentlerinin toplamıyla verilmektedir. Pasif direnç diyagramı,

düşeyde uzunluğu  $L/n$  olan uygun  $n$  sayısına bölünür. Böyle bir elemanın, zeminden  $z$  derinliği altındaki birim pasif direnci şöyle verilir [54].

$$P_u = qK_q + cK_c \quad (3,8)$$

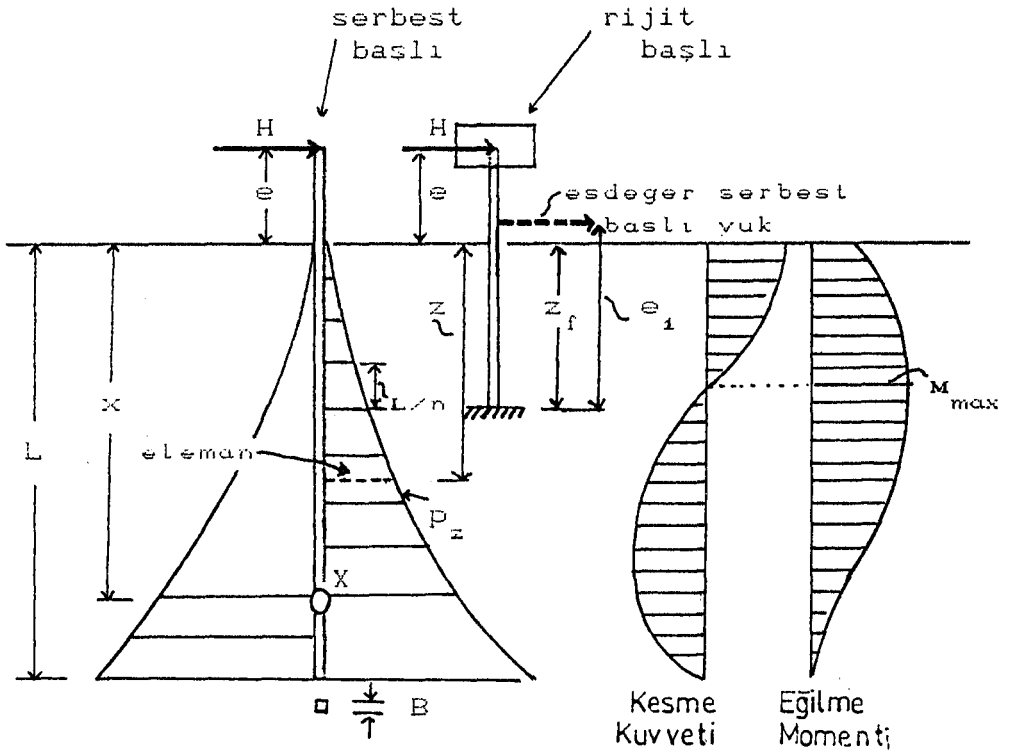
Burada;

$q = z$  derinliğindeki efektif düşey basınç

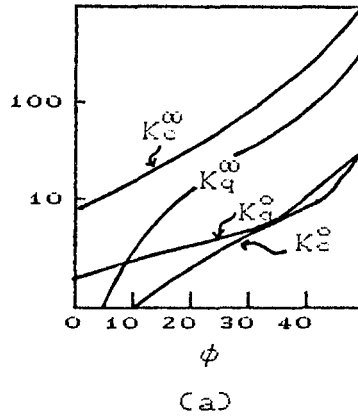
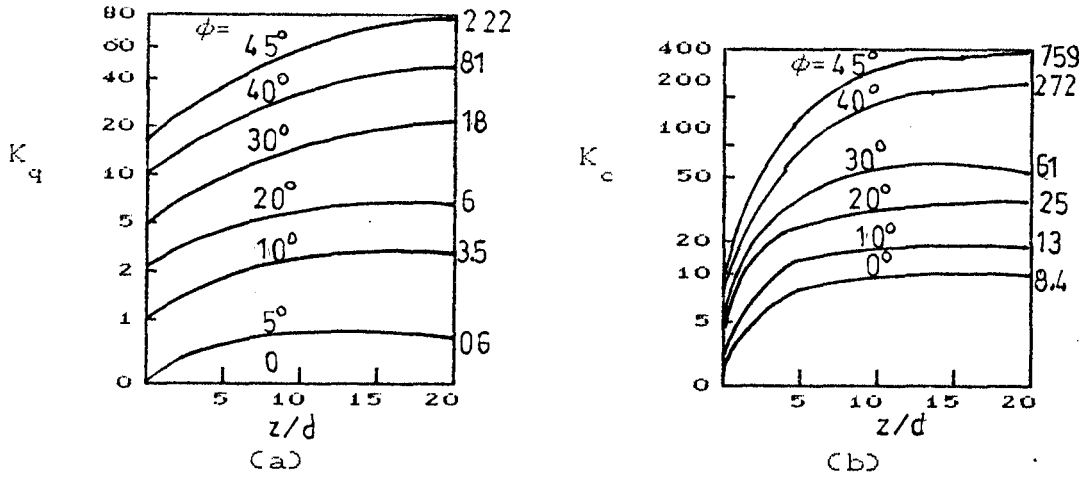
$c = z$  derinliğindeki kohezyon

$K_q = z$  derinliğindeki zeminin sürtünme bileşenleri için pasif direnç katsayısı, ( $f = (\phi, z/d)$ )

$K_c = z$  derinliğindeki zeminin kohezyonu için pasif direnç katsayısı, ( $f = (\phi, z/d)$ )



Şekil 3.6. Kısa kazıkların Brinch Hansen metodu.



Sekil 3.7. Yanal direnç faktörleri (Brinch Hansen, 1961).

Her bir yatay elemanın toplam pasif direnci  $P_u(L/n)d$  değerindedir. Yanal yükün uygulama noktasında bir moment alınırca,

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=x} p_u \frac{L}{n} (e+z)d - \sum_{z=x}^{z=L} p_u \frac{L}{n} (e+z)d \dots (3.9)$$

X merkezindeki dönme noktası eğer doğru ise  $M=0$  olur. Yani dönme noktası yukarısındaki zeminin pasif direnci, aşağıdakiyle dengelenir. Böylece X noktası deneme, yanılma yolu ile tayin edilir. Şayet kazık başında bir yanıl



kuvvet yerine bir moment varsa, moment, zemin yüzeyinden  $e$  mesafesi kadar yukarıda bir  $H$  yanal kuvvetiyle yerdeğiştirir, yani  $M$  değeri  $(He)$  'ye eşit alınır.

Kazığın başlığı, dönme karşısında rijitlenirse, serbest bir başlıklı bir kazık için zemin üzerinde etkiyen  $H$  kuvvetine benzetilen eşdeğer  $e_1$  uzunluğu şöyle verilir;

$$e_1 = \frac{1}{2} (e + z_f) \dots \dots \dots (3.10)$$

Burada;

- $e$  = Kazığın rijit başlığındaki yükün uygulama noktasının zemin yüzeyinden olan uzaklığı (Şek. 3.6).
- $z_f$  = Zemin yüzeyinden hakiki rijitlik noktasına olan derinlik

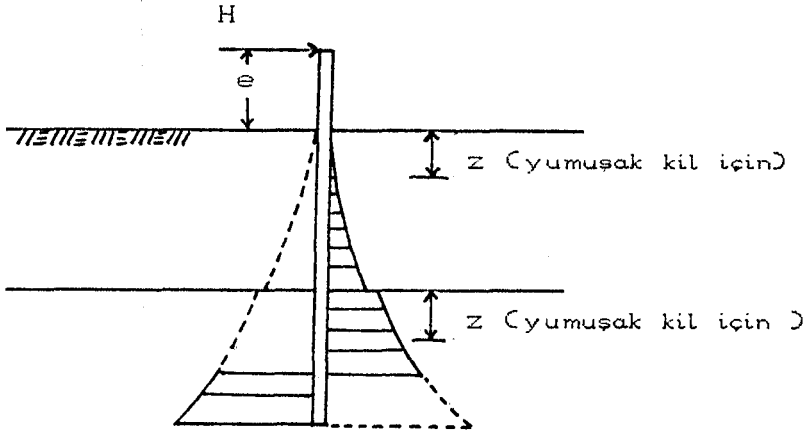
$z_f$  derinliği bu durumda bilinemez, ancak denemek amacıyla sıkı granüler zeminlerde veya sıkı killerde 1.5 mt. yumuşak killerde 3.0 mt. alınabilir

Denklem 3.8 'den, dönme merkezine olan derinliği elde etmek için dönme noktasında bir moment alınarak,  $H_u$  yanal kuvvetine göre kazığın nihai yanal direnci elde edilir, o zaman;

$$\sum H_u (e+x) = \sum_0^x p_u \frac{L}{n} (x-z) d - \sum_x^{x+L} p_u \frac{L}{n} (z-x) d \dots (3.11)$$

Bu son adımda kazığın eğilme momenti ve kesme kuvveti diagramı elde edilebilir (Şekil 3.6 b vec). Nihai eğilme momenti kesme kuvvetinin sıfır olduğu noktada oluşur ve kazık shaftının  $M_u$  nihai direnci momentinden büyük olmamalıdır. Uygun yük faktörleri, nihai  $H_u$  kuvvetinin elde edilmesi amacıyla yatay dizayn (hesap) kuvvetine uygulanmalıdır.

Brinch Hansen Metodu tabakalı zeminlere uygulandığında yumuşak kil tabakasına göre elde edilecek  $K_q$  ve  $K_c$  değerleri için  $z$  derinliği ile ilgili kabuller yapılmalıdır, ancak  $z$  değeri, bu tabakaya göre elde edilecek  $K_c$  değeri için sıkı kil tabakasının tepesinden itibaren ölçülmelidir. Bu hal şekil 3.8'de gösterilmiştir.



Şekil 3.8. Tabakalı zeminlerin zemin reaksiyonu (Brinch Hansen, 1961).

$C_u$  drenajsız kesme kuvveti, denklem 3.8'de kısa-sürelili yüklemeler için kullanılmıştır (Örneğin dalga veya gemi-rihtim-yanaşma kuvvetleri gibi). Ancak efektif drenajlı kesme mukavemet değerleri ( $c'$  ve  $\phi'$ ), uzun-sürelili yüklemeler için kullanılmıştır (Örneğin istinat duvarlarındaki gibi). Bu bölüm drenajlı parametrelerle kullanıldığında, yapıdaki yüklemenin ilk aşamasında drenajsız şartlar altında stabilite emniyeti sağlanabilmelidir.

İşletme yükleri altında kazık başlığının deplasmanı, bazı kabullerle yaklaşık olarak hesaplanabilir. Kazığın, gerçek rijitlik noktasında bir konsol olarak etki ettiği kabul edilirse, Brinch Hansen idealizasyonu böylece (Şekil 3.6) ;

$$\text{Serbest başlı bir kazığın deplasmanı} = \frac{H(e+z_f)^3}{3EI} \quad (3.11)$$

$$\text{Rijit başlı bir kazığın deplasmanı} = \frac{H C e + z_f \gamma^3}{12EI} \dots (3,12)$$

Burada;

E=kazık shaftı malzemesinin elastik modülü

I=kazık shaftı kesitinin atalet momentini

Kazığın deplasmanı için yaklaşık bir tahmin veren 3,12 ve 3,13 denklemleri aslında deplasmanın çok önemli olmadığı durumlarda sadece yaklaşık bir bilgi almak amacıyla taşımaktadır. Esas deplasman teorileri bölüm 3' te verilecektir [8].

Burada ve Broms teorisinde, kazık davranışının belirlenmesi amacıyla bazı tanımlamalar getirilmiştir. Bir kazığın hangi ölçülerde kısa rijit bir kazık veya sonsuz uzun esnek bir kazık olacağına bilinmesi, davranış mekanizması için şarttır. Bu da kazık rijitlik faktörleri olan R ve T ile belirlenir. Bu rijitlik faktörleri, zeminin sıkışabilirliğine ve kazık rijitlik (EI) değerlerine bağlıdır. Daha sonraları, herhangi bir zemin tipi için sabit olmayan fakat kazık genişliğine ve derinliğine bağlı olan bir "zemin modülü" deyimini düşünülmüştür. Bu modül K olarak Terzaghi'nin (1955) yatay yatak katsayısı fikridir.

Asırı konsalide olmuş sıkı killerde, zemin modülü genelde derinlikle sabit olarak kabul edilir, bu halde rijitlik faktörü

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{Kd}} \dots (3,13)$$

Burada  $K = k_h / 1.5$  dir. Buradaki  $k_h$  ise Terzaghi'nin yatak katsayısı modülüdür, 300 mm (1ft)lik kare bir plaka üzerindeki yük-deplasman deneylerinden elde edilmiştir. Buradaki d ise kazık genişliğidir [4,10].

Terzaghi, aşırı konsolide olmuş sıkı killerin drenajsız kesme mukavemetleri ile bu  $k_h$  arasındaki ilişkiyi vermiştir; drenajsız kohezyonu ( $c_u$ ), 100-200 kN/M<sup>2</sup> olan sıkı killerde  $k_h$  değerini 18-36 olarak;  $c_u$  değeri 200-400 olan çok sıkı killerde bu  $k_h$  değerini 36-72 arasında vermiştir, ancak bu iki kil için sırasıyla 27 ve 54 olan  $k_h$  değerini önermiştir[10,8].

Normal konsolide olmuş killer ve granüler zeminler için zemin modülünün derinlikle lineer olarak arttığı kabul edilir, bunun için rijit faktörü;

$$T = \sqrt[4]{\frac{EI}{n_h}} \dots \dots \dots (3,15)$$

şeklindedir. Buradaki zemin modülü ise;

$$K = 1.5k_h \dots \dots \dots (3,16)$$

Buradaki  $n_h$  modülü direkt olarak yanal yükleme deneylerinden elde edilir. Terzaghi'nin kohezyonsuz zeminlerde elde ettiği  $n_h$  değerleri, düşük relatif sıkılıktaki granüler zeminler için 2.5 MN/m<sup>3</sup> (kuru veya nemli zeminler için), 1.4 MN/m<sup>3</sup> (su altındaki zeminler için); orta sıkılıktakiler için sırasıyla 7.5 MN/m<sup>3</sup> ve 5.0 MN/m<sup>3</sup> değerlerindedir. Normal konsolide olmuş yumuşak killer için 350 ila 700 kN/m<sup>3</sup> arasında, organik yumuşak killer için 150 kN/m<sup>3</sup> değerindedir.

Böylece R ve T değerleri hesaplanır ve kazığın kısa-rijit veya uzun-elastik kazık davranış gösterdiğine şu parametreler dahilinde karar verilir. (kazık serbest başlıdır);

K Lineer artan;

$L \leq 2T$  ise rijit(kısa) serbest başlı kazık

$L > 4T$  ise elastik(uzun) serbest başlı kazık

K Sabit;

$L \leq 2R$  ise rijit(kısa) serbest başlı kazık

$L > 3.5R$  ise elastik(uzun) serbest başlı kazık

Burada;

$L =$  gömülü kazık uzunluğu [4,54 ].

### 3.2.3. Broms Teorisi

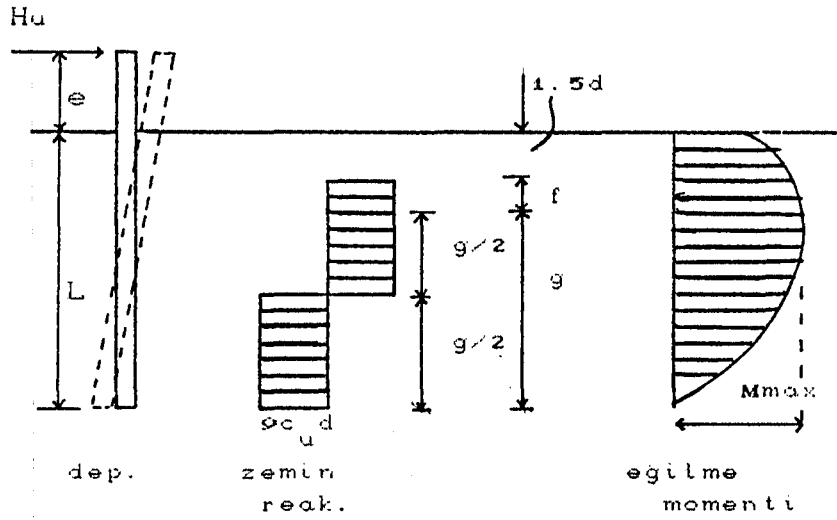
Broms (1946 a,b) tarafından oluşturulan bu teoride, zemin direncinin basitleştirilmesi yapılmaktadır ve bu hesaplar mafsalsız veya serbest-başlı kazıklar için ve ankasre veya rijit başlı kazıklar için verilmektedir. Teorinin iyi anlaşılabilmesi için tamamen kohezyonlu zemin içindeki ve tamamen granüler zemin içindeki kazıklar ayrı ayrı hesaplanmıştır.

#### 3.2.3.1. Kohezyonlu Zeminlerdeki Kazıklar

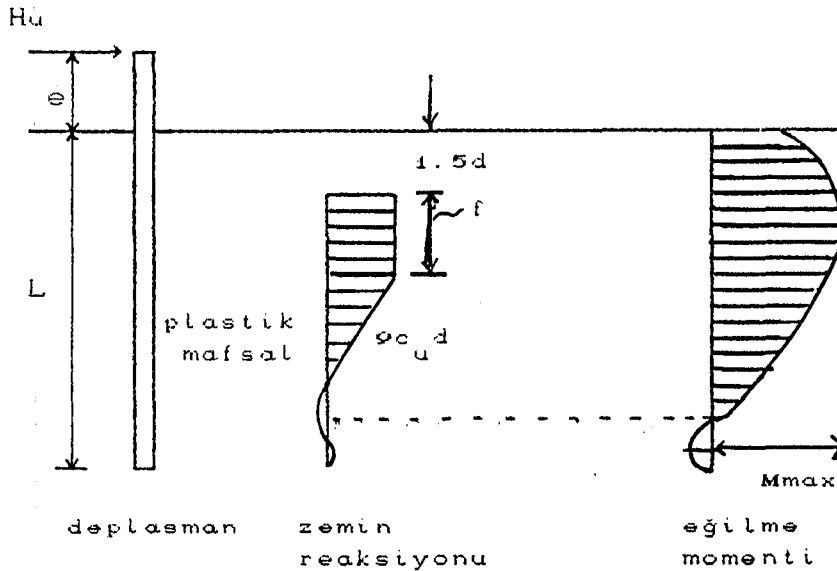
Biraz önce ,şekil 3.4 te anlatılan nihai zemin direnci,tamamen kohezyonlu zeminlerde  $2 \cdot c_u$  ( $c_u$ ,drenajsız kesme kuvveti) değerinden  $3d$  derinliğine kadar  $8$  ila  $12 c_u$  'luk bir değere ulaştığı ve bundan sonra da aynı değerle sabit kaldığı anlatılmıştı. İşte bu zemin direnci dağılımı Broms(1964a) tarafından basitleştirilmiştir. Broms,zemin yüzeyinden  $1.5 \cdot d$  derinliğine kadar olan zemin basıncı sıfır kabul etmiş ve bundan sonraki derinliklerde zemin direncini  $9c_u$  değerinde sabit olduğunu kabul etmiştir. Öte yandan,kazıkların kırılma mekanizmalarını kazık başlığına ve uzunluğuna bağlı olarak beş tipe ayırmış(şekil 3.9 a,b ve 3.10 a,b,c) ve kritik bölgedeki kazık kırılma mekanizmalarının kazık hareketi için yeterli olacağını kabul etmiştir.

## Serbest Başlı Kazıklar

Serbest başlıklı uzun ve kısa kazığın muhtemel kırılma mekanizmaları, zemin reaksiyonları ve eğilme momentleri şekil 3.9 da gösterilmektedir.



(Ca). Kısa kazık



(Cb). Uzun kazık

Şekil 3.9. Kohezyonlu zeminler için serbest başlıklı kazıklar a) kısa b) uzun kazık (Broms, 1964 a).

Kısa kazıklar (önceki bölümlerde "rijit" kazıklar olarak adlandırılmıştı) için yanal kapasite tamamen zemin direncine bağlıdır. Uzun kazıkların yanal kapasitesi ise kazık akma momentine bağlı olmaktadır. Kısa ve uzun kazıkları birbirinden ayırmak için kazığa etkiyen maksimum moment hesaplanır ve bunun kazığın akma momentinden küçük olup olmadığına bakılır.

Şekil 3.9 'daki  $f$  değeri, kesme kuvvetinin sıfır olduğu yerdeki maksimum momentin yeri olarak tanımlanır,

$$f = \frac{H_u}{9c_u d} \quad \dots \dots \dots (3,17)$$

Burada

$H$  = kazığın taşıyabileceği nihai yüküdür.

$c$  = drenajsız üç eksenli basınç deneyinden bulunan kohezyon

$d$  = kazık çapıdır.

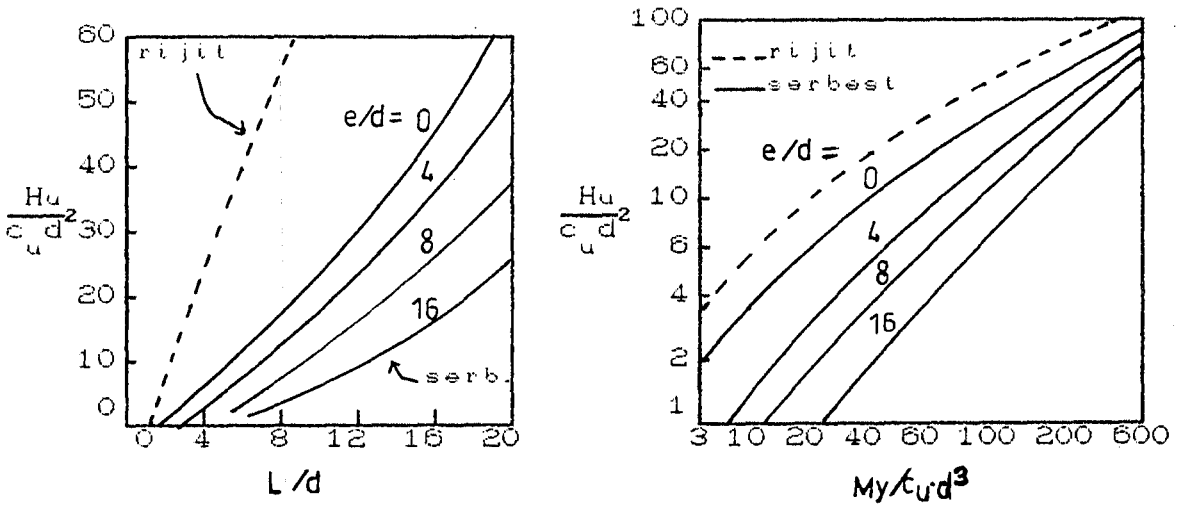
maksimum momentin olduğu yere göre moment alınırsa;

$$M_{\max} = H_u (e + 1.5d + 0.5f) \quad \dots \dots \dots (3,18 a)$$

$$M_{\max} = 2.25dg^2 c_u \quad \dots \dots \dots (3,18 b)$$

$L = 1.5d + f + g$  olduğuna göre 3.17 ve 3.18 denklemleri, nihai  $H_u$  yükü için çözülebilir. Broms, bu çözümü kolaylaştırmak amacıyla,  $L/d$  ve  $H_u/c_u d$  boyutsuz parametrelerine göre kısa kazığın nihai yükünün bulunmasına yarayan şekil 3.10 'a daki diyagramı verilmiştir. Kısa kazık için  $M_y > M_{\max}$  olduğu kabul edilmiştir, burada  $M_y$  = kazığın akma momentidir.

Kazığın uzun kazık olması  $M_y = M_{max}$  olmasına bağlanmıştır. Uzun kazık için denklem 3.18 b kullanılırsa çok büyük ve yanlış hesap verildiğinden kullanılamaz.  $H_u$  değeri. Denklem 3.17 ve 3.18a'da  $M_{max}$  değerinin yerine, kazığın bilinen  $M_y$  akma momentinin değeri konularak elde edilir. Bir kesitin akma (veya plastik) momenti, kesitin her noktasında gerilmenin malzemenin akma gerilmesine ( $\sigma_y$ ) erişmesi halinde  $M = \sigma_y \cdot Z$  değerinden hesaplanır. Buradaki  $Z$  değeri plastik mukavemet değeridir ve yüksekliği  $h$ , eni  $b$  olan dikdörtgen bir kesitte  $Z = bh^2/4$ 'tur.  $M_{max}$  yerine  $M_y$  konularak elde edilen çözümler, boyutsuz  $H_u/c_u d$  ve  $M_y/c_u d^3$  parametreleri dahilinde şekil 3.10 b'de verilmiştir.



Sekil 3.10. Kohezyonlu zeminler için serbest başlıklı kazıkların nihai yanal dirençleri a) kısa b)uzun kazık (Broms, 1954 a).

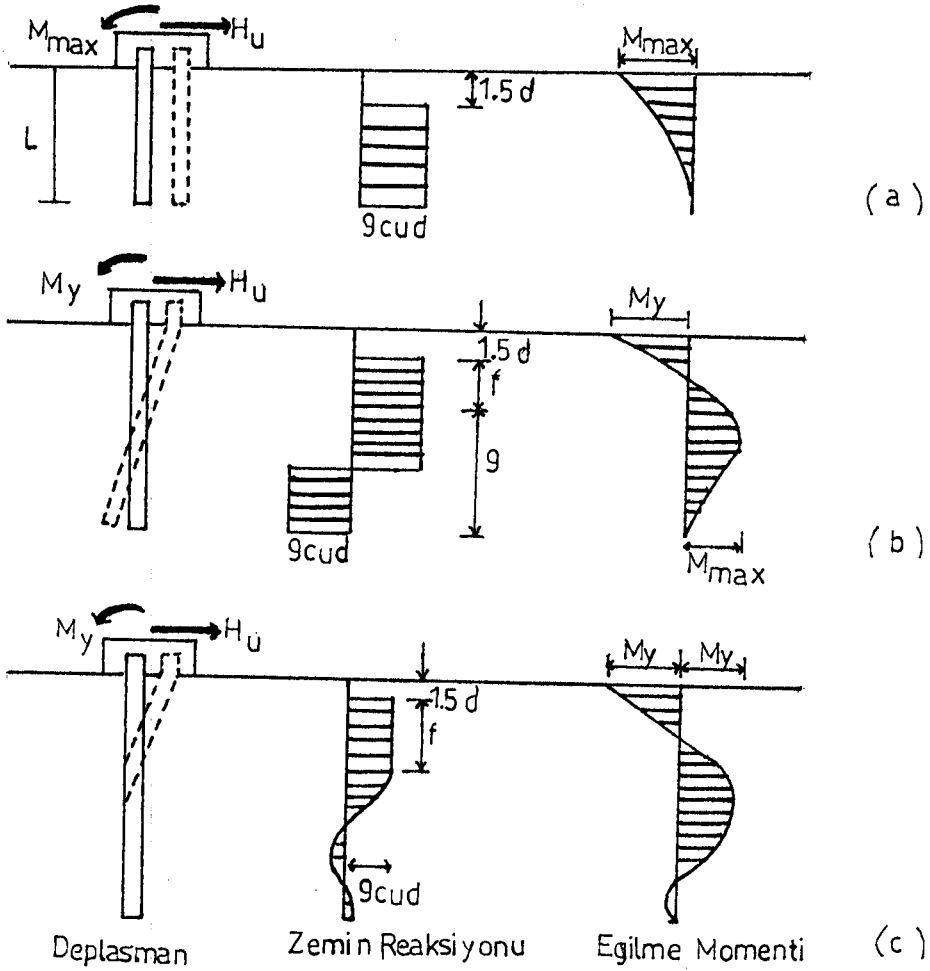
Kısa kazıkların Broms çözümü, üniform zeminler için bölüm 3.2.1' de anlatılan statik analizden çok daha kolaydır.

Ankastre veya rijit başlıklı kazıklar;

Rijit başlıklı kazıkların kırılma modları,



kabul edilen zemin reaksiyonları ve moment dağılımları şekil 3.11 'de gösterilmiştir.



Şekil 3.11. Kohezyonlu zeminler için rijit başlıklı kazıklar a)kısa b)orta c)uzun kazık (Broms, 1964 a).

Şekil 3.11 'deki kırılma mekanizmalarının hangisinin seçileceği veya diğer bir kırılma şekline dönüşüm noktasının bulunması yine kazığın akma momentine bağlıdır, yani maksimum momentle karşılaştırılır. Kazığın tam başlığındaki momentin, rijit-momente eşit olduğu kabul edilir.

Şekil 3.11 a'daki kısa kazık için nihai yanal yük ve maksimum moment şöyle bulunur;

$$H_u = 9c_u d(L - 1.5d) \dots \dots \dots (3.19)$$

$$M_{\max} = H_u (0.5L + 0.75d) \dots\dots\dots (3,20)$$

Boyutsuz terimlerle elde edilen çözümler şekil 3.10 a 'da gösterilmiştir.

Şekil 3.11 b 'deki orta boy kazıklar için (yani kazığın ilk akması başlıkta meydana gelir) denklem 3,17 geçerlidir ve zemin yüzeyinde kazık eksenini etrafında alınan bir noktaya göre moment alınırsa;

$$M_y = 2.25dg^2 c_u - 9c_u df(1.5d+0.5f) \dots\dots\dots (3,21)$$

Bu denklem  $L=1.5d+f+g$  bağıntısıyla beraber  $H_u$  değeri için çözülür. Orta boy kazık halinin geçerli olabilmesi için,  $1.5d + f$  derinliğinde meydana gelen maksimum momentin, kazığın akma momentinden daha küçük olması gereklidir. Aksi halde kazık uzun kazık olacaktır.

Şekil 3.11c'deki uzun kazık için nihai yanal yük şöyle bulunur;

$$H_u = \frac{2M_y}{(1.5d+0.5f)} \dots\dots\dots (3,22)$$

Burada denklem 3.17 kullanılırsa, şu denklem bulunur.

$$H_u^2 + 27 c_u d^2 H_u - 36c_u dM_y = 0 \dots\dots\dots (3,23)$$

boyutsuz terimlerde elde edilen çözümler şekil 3.10 b'de gösterilmiştir.

### 3.2.3.2. Kohezyonsuz Zeminlerdeki Kazıklar

Broms(1964,b) tarafından verilen analizde şu kabuller yapılmıştır;

- 1.Kazık arkasındaki aktif zemin basıncı ihmal edilir.
- 2.Kazık önündeki pasif basınç dağılımı, Rankine pasif basıncının üç katına eşittir.
- 3.Kazık kesitinin şekli, nihai zemin basıncını veya nihai yanal direnci etkilemez.
- 4.Göz önüne alınan yer değiştirmelerin olabilmesi için tümü kullanılmaktadır.

Nihai zemin direnci  $p_u$ 'nun Rankine pasif basıncının üç katına eşit olduğu ve Broms tarafından yapılan deneysel ve teorik nihai yükler arasında karşılaştırılan mukayeselerin esas alındığı kabul edilmiştir ve buradaki emniyet faktörü üç olarak alınmıştır. Nitekim teorik nihai yüklerin deneysel nihai yüklere olan ortalama oranı üçte iki civarındadır.

Yukarıdaki ikinci kabule göre zemin direnci dağılımı şöyledir;

$$P_u = 3\sigma_v K_p = 3dyzK_p \dots\dots\dots (3,24)$$

Burada;

$\sigma_v$  = Efektif düşey basınç,

$K_p = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$ , pasif toprak basıncı katsayısı

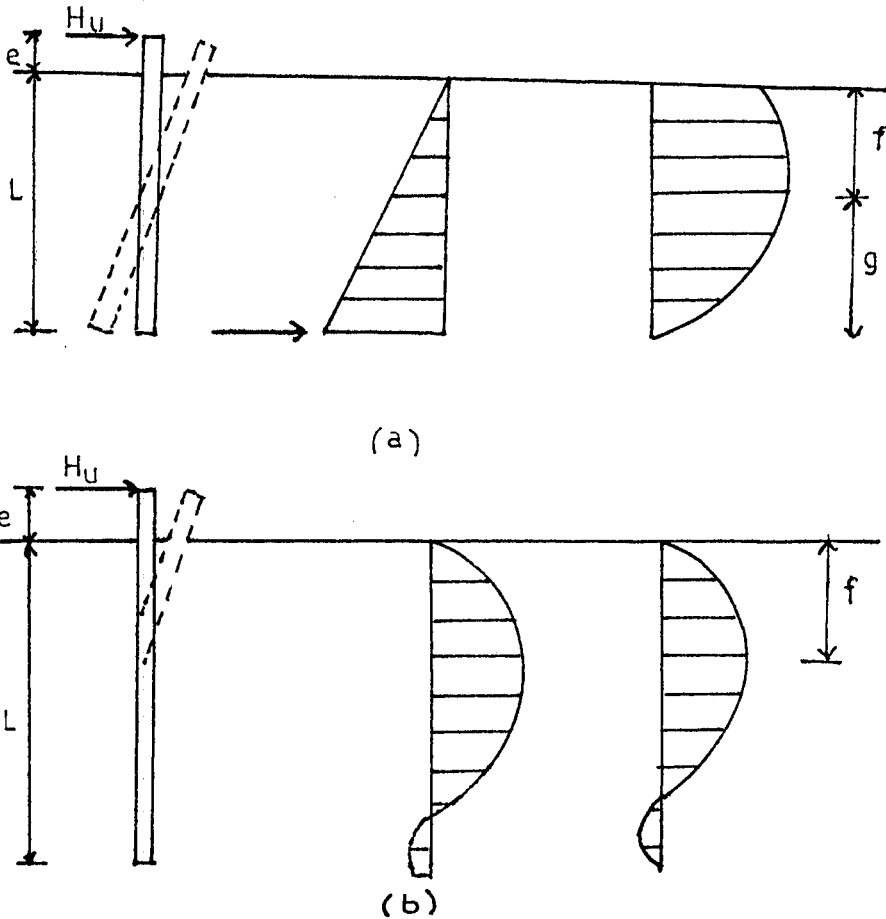
$\phi$  = Efektif gerilmelere göre içsel sürtünme açısı

Emniyet faktörünü üç olarak kabul eden bu teori, Brinch Hansen metodundaki değişken  $K_q$  (Şekil 3.7) faktöründen daha basittir. Broms yaklaşımı, tüm derinlik için  $K_q = 3K_p$  kabulü yapılması halinde Brinch Hansen yaklaşımına eşdeğerdir. Şekil 3.7 c' den, kumlar için  $\phi$

değerleri gösterilebilir.  $3K_p$  değeri, zemin yüzeyi ve derinlik için Brinch Hansen'in  $K_q$  değerleri arasındadır.

### Serbest Başlı Kazıklar

Uzun ve kısa kazıklar için, mümkün kırılma modları, zemin direnci ve eğilme momenti dağılımları şekil 3.12 'de gösterilmektedir (Burada  $\gamma$  değeri kazık boyunca sabittir). Daha önceki gibi kazığın maksimum momenti, kazık kesitinin akma momentinden küçük ise kazık, kısa kazıktır.



Şekil 3.12. Kohézyonsuz zeminler için serbest başlıklı kazıklar a) kısa b) uzun kazık (Broms, 1964 b).

Şekil (3.12 a)'daki kısa kazığın dönmesi, uca yakın bir noktada oluşacağını ve bu nokta yakınındaki yüksek basınçların uca yoğunlaşan bir tekil bir kuvvetle

gösterilebileceği kabul edilmiştir. Uçta alınan moment ise şöyledir;

$$H_u = \frac{0.5\gamma dL^3 K_p}{e+L} \dots\dots\dots (3,25)$$

Bu ilişki,  $L/d$  ve  $H_u/K_p \gamma d^3$  boyutsuz parametreleri ile şekil 3.13 a'da çizilmiştir. Maksimum moment zemin yüzünden  $f$  derinliğinde meydana gelecektir. Burada kesme kuvveti sıfır olacağından;

$$H_u = \frac{3}{2} \gamma d K_p f \dots\dots\dots (3,26)$$

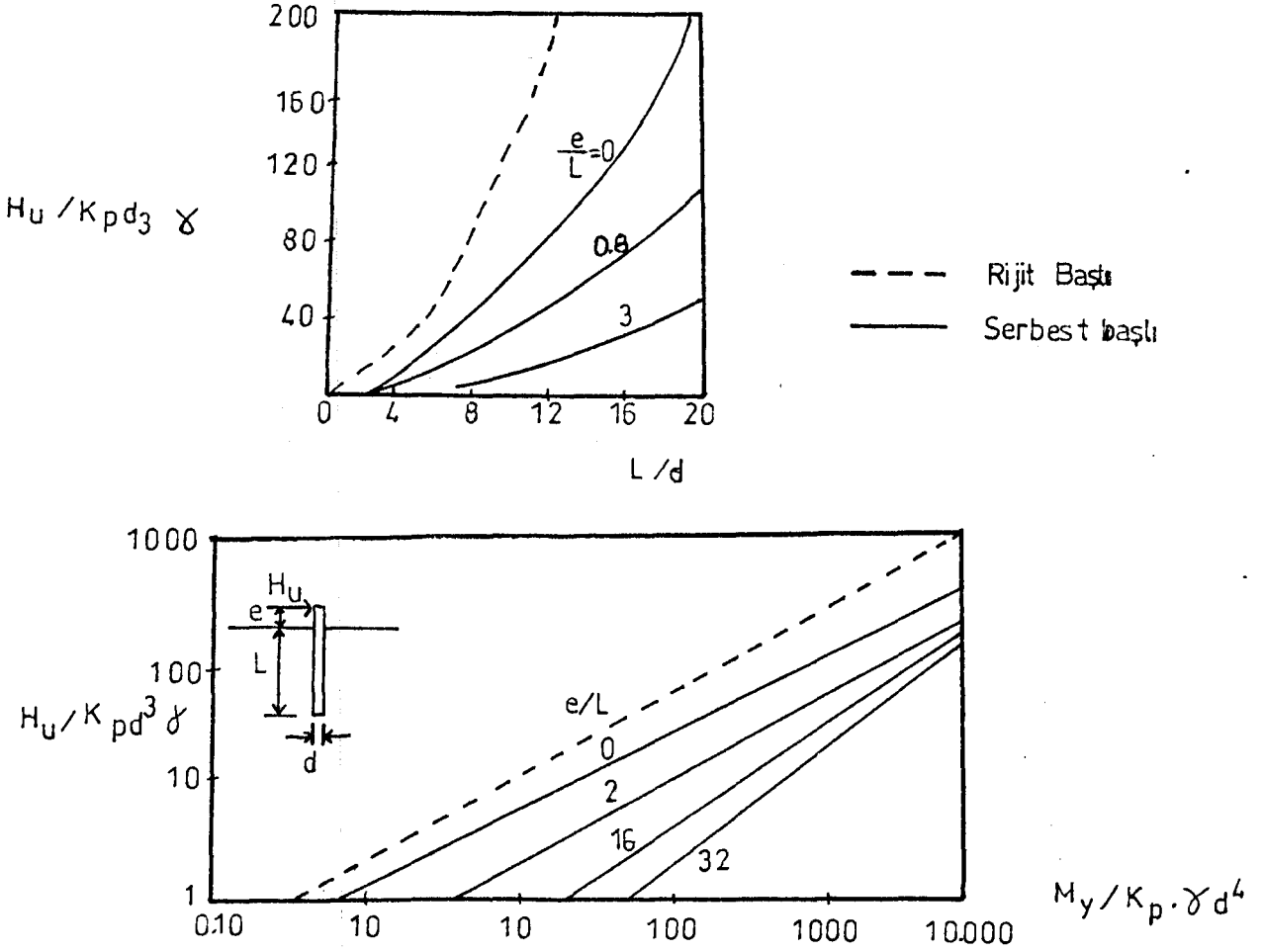
buradaki  $f$  değeri;

$$f = 0.827 \sqrt{\frac{H_u}{d K_p \gamma}}$$

Maksimum moment ise

$$M_{\max} = H_u \left[ e + \frac{2}{3} f \right] \dots\dots\dots (3,27)$$

Sayet denklem 3.25'ten hesaplanan  $H_u$  değeri  $M_{\max} > M_y$  sonucunu ( $M_{\max}$  denklem 3.27 den hesaplanır) veriliyorsa, o zaman kazık "uzun" bir kazık gibi çalışır.  $f$  derinliğinde plastik bir mafsallı teşekkülü söz konusu olur ve nihai  $H_u$  yanıl direnci, denklem (3.26) ve (3.27) den  $M_{\max} = M_y$  alınarak hesaplanır.  $H_u$  nun uzun kazıklar için çözümü şekil 3.13 b 'de  $H_u/K_p \gamma d^3$  ve  $M_y/d^4 \gamma K_p$  terimleri dahilinde verilmiştir.

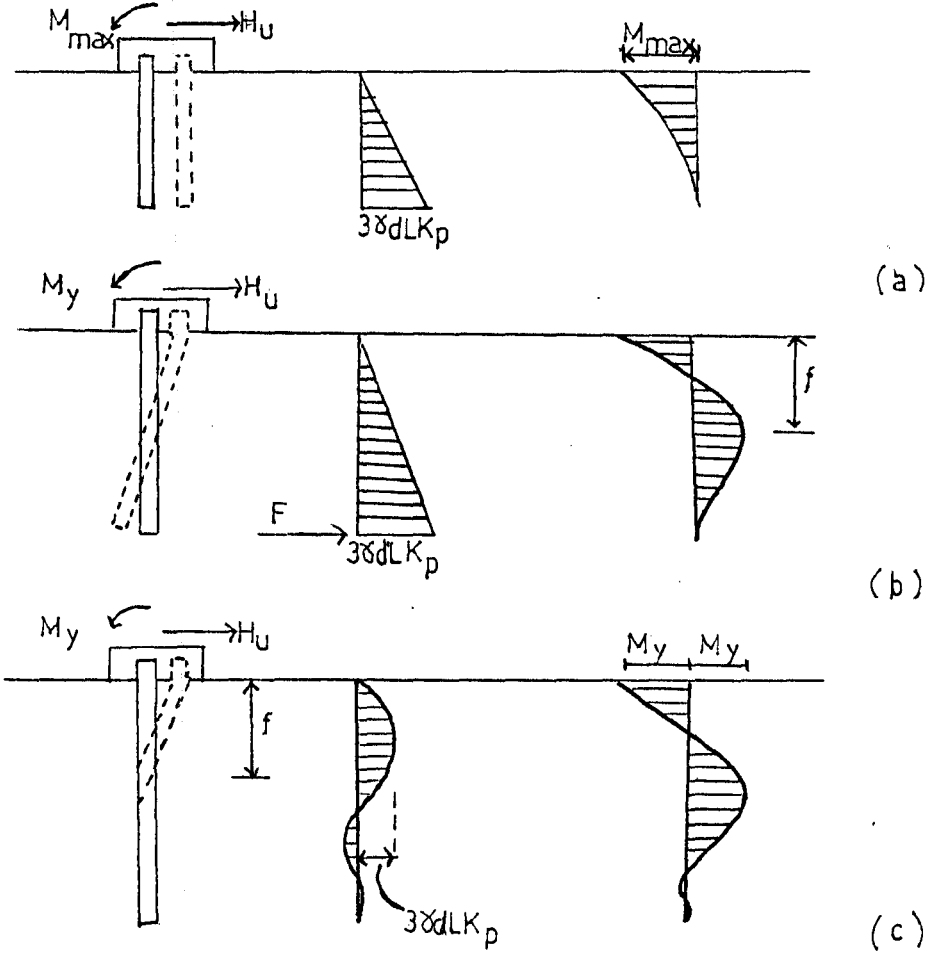


Sekil 3.13. Kohezyonsuz zeminler için serbest başlıklı kazıkların nihai yanıl dirençleri  
a) kısa b) uzun kazık (Broms, 1964 b).

Kısa kazıklar için, Broms teorisi statik analizden daha büyük nihai yük değerleri vermektedir. Bu mukayeselerde, örneğin  $L/d=20$  ve  $e/L=0$  için Broms teorisi, statik analizdekenden yaklaşık % 33 daha büyük bir değer vermektedir.

#### Ankastre veya Rijit Başlıklı Kazıklar

Başlık üstünde elde edilebilen en az  $M_y$  değerinin kabulü tekrar yapılır. Kohezyonsuz zeminlerdeki uzun, orta boy ve kısa kazık kırılma modları şekil 3.14 te gösterilmiştir.



Şekil 3.14. Kohezyonsuz zeminler için rijit başlıklı kazıklar a)kısa b)orta c)uzun kazık (Broms, 1964 b).

Kısa kazık olarak adlandırılan mekanizmada maksimum moment, başlığın hemen altında meydana gelmektedir. Yatay denge denklemlerinden elde edilen nihai yanal direnç doğrudan doğruya zeminin pasif direncine eşit olmaktadır:

$$H_u = 1.5 \gamma L^2 d K_p \dots \dots \dots (3,28)$$

Bu çözüm, boyutsuz bir formda şekil 3.13 a 'da gösterilmiştir. Maksimum moment ise kolayca elde edilir;

$$M_{max} = \frac{2}{3} H_u L \dots \dots \dots (3,29)$$

Sayet  $M_{max}$  değeri kesitin  $M_y$  değerine ulaşmış ise, o zaman orta boy bir kazık olur. Artık rijit başlığın hemen altında bir mafsal teşekkül etmiştir. Kazığın dönmesinden dolayı ortaya çıkan pasif toprak direnci yerine kazık alt ucunda bir  $f$  kuvveti oluşturulur. Kuvvetlerin yatay dengesinden şu değer elde edilir;

$$F = \left[ \frac{3}{2} \gamma d L^2 2K_p \right] - H_u \dots\dots\dots (3,30)$$

Başlığın hemen altındaki noktaya göre bir moment alınıp, bu  $F$  değerinin yerine konursa;

$$M_y = \left( 0.5 \gamma d L^3 K_p \right) - H_u L \dots\dots\dots (3,31)$$

değeri elde edilir. Ve bu denklemden de nihai yanal direnci şöyle hesaplanır;

$$H_u = \frac{M_y - 0.5 \gamma d L^3 K_p}{L} \dots\dots\dots (3,32)$$

Orta boy kazık halini ifade eden bu denklemler,  $f$  derinliklerindeki eğilme momenti, kazığın akma momentinden küçük olduğu sürece geçerlidir. Buradaki  $f$  mesafesi Denklem 3.26 'tan hesaplanmış olmalıdır.

Uzun kazık halinde,  $f$  derinliğinde ikinci bir plastik mafsal oluşur,  $M_y$  değeri iki ayrı yerde meydana gelir. Bu durumda nihai yanal yük şöyledir;

$$H_u \left[ e + \frac{2}{3} f \right] = 2M_y \dots\dots\dots (3,33)$$

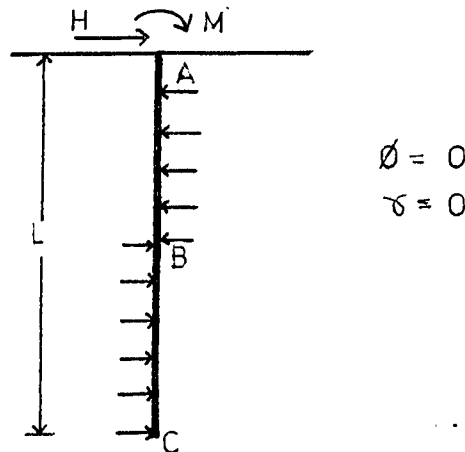
Bu denklemden elde edilen boyutsuz çözümler, şekil 3.13 b 'de gösterilmiştir.



Bu teori ile literatürdeki deney sonuçlarının karşılaştırılmaları Broms tarafından yapılmıştır. Eğilme momentleri ile yapılan bu mukayeselerde, teorik momentin deneysel momente olan oranı, kohezyonlu zeminlerde 0.88 ile 1.19 arasında (ortalama 1.06) kohezyonsuz zeminlerde 0.54 ile 1.61 arasında (ortalama 0.54) olarak bulunmuştur. Bu sonuçlar, bu teorinin uygun olduğunu ortaya çıkarmıştır. Ayrıca, maksimum teorik momentin kabul edilen zemin direnci dağılımlarındaki küçük farklılıklarından etkilenmediği Broms tarafından önemle belirtilmiştir [41,53].

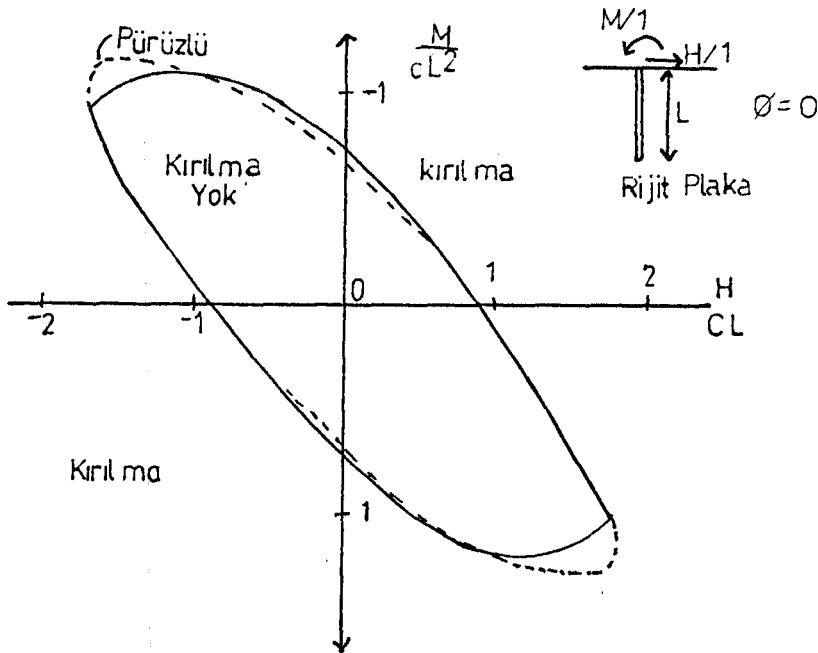
#### 3.2.4. Düzlem Şekil Değişirme Çözümü

Davis (1961), ağırlıksız, tamamen kohezyonlu bir zeminde serbest başlıklı ve tam rijit bir plaka için, düzlem-şekil değiştirme haline göre çözümler elde etmiştir. Burada zemin ile plaka arasında çekmenin olmadığı ve plakanın pürüzsüz olduğu kabul edilirse, zemin basınçları plakanın AB parçasının sağ kenarına ve BC parçasının sol kenarına normal olarak etkiyecektir, bu şekil 3.15 ' te gösterilmiştir. O zaman, düşey bir kenar yanındaki serit bir ayağın kırılma çözümleri kullanılabilir. Kırılma anında, AB uzak basınç  $2c$ 'dir, BC kenarındaki basınç ise düşey bir kenardan AB uzaklığında, BC genişliğinde bir şerit için yapılan çözümlerle verilir (Davis and Booker, 1973).



Şekil 3.15. Yanal yüklenmiş plaka için plastisite analizi.

Bu yolla elde edilen üst ve alt-sınır çözümleri şekil 2.16 'da gösterilmiştir ve pratik amaçlar için bu üst ve alt sınırlar birbirine uyar veya sadece küçük bir farklılık gösterir. Benzer bir yaklaşım, pürüzlü bir plaka için, yükün farklı eğiklikleri altında pürüzlü bir ayak düşüncesiyle elde edilmiştir (burada da zemin ve plaka arasında çekme olmadığı kabul edilmiştir). Bunun alt-sınır çözümünü pürüzlü bir plaka için şekil 3.16 'da gösterilmiştir. Plakanın pürüzlülüğü, sadece yük ve moment birleşimleri halinde hissedilmektedir. Şekil 3.16'daki çözümler ağırlıksız bir zemin içindir ve belli bir ağırlığa sahip zemin için ilımlı olmaya başlayacaktır. Gerçi, düzlem-şekil koşulları, şekil 3.15 'teki analiz içindeki yatay bir plandaki kırılmaya ters olan düşey bir plandaki kırılmanın meydana gelmesiyle kabul edilmiştir. Douglas (1955) tarafından yapılan model deneyleri teorisinin sağlam olduğunu ispatlamıştır.



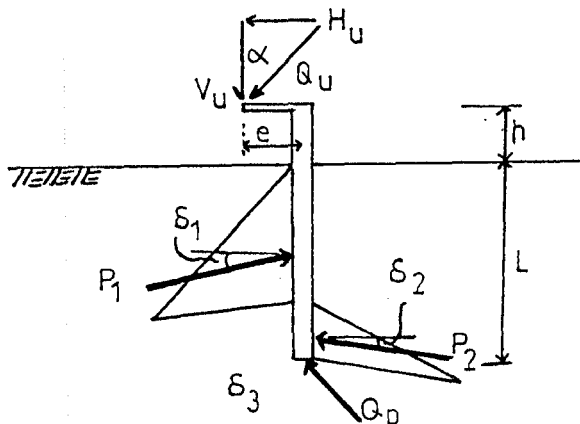
Şekil 3.15. Moment ve yatay yük altındaki düşey plakanın kırılması (Davis, 1951).

Şekil 3.16'daki çözümlerin, Broms teorisindeki çözümlerle yapılan mukayeseleri, plastisite teorisinden hesaplanan nihai yanal dirençlerin Broms teorisinden hesaplanana kadar çok daha küçük olduğunu göstermiştir. Örneğin,  $L/d=12$  ve  $e/L=0$  için hesaplanan nihai yük, Broms teorisinden üç kat düşüktür.

### 3.2.5. Önemli Taban Dirençlerine Sahip Olan Kazıklar

Bu tür bir problem için tatmin edici bir teorik çözüm henüz yoktur. Nispeten uzun kazıklar için, kazık tabanının kesme direnci bölümlerle elde edilen nihai yanal direncine ilave edilmesiyle uygun olabilmektedir. Kısa kazıklar veya köprü ayak kazıkları için Mayerhoff (1953) tarafından verilen taşıma kapasitesi teorisinden hesaplanabilir. Uzunluk ile çap oranı azaltıldığında, dönme merkezi kazık tabanına doğru aşağıya hareket eder ve kazığın minimum nihai yanal direncini veren değerler uygun olabilir.

Mantıklı bir mühendislik yaklaşımı, Roscoe (1957) tarafından önerilmiştir, zemin ve taban arasındaki arakesitle yatay kesme dirençleri sunulmuş ve tabanda etkiyen bir düşey ön ve arkasındaki etkilerinin karşılıkları, dönme merkezinin durumuna göre dörtlü bir ifadeyle yol gösterir. Bu denklemlerin çözümüyle nihai yanal yükler hesaplanabilir [41].



Şekil 3.17. Eksantrik eğik yük altındaki tekil kazığın kırılma anındaki kuvvetleri.

Sekil 3.17 'de görüldüğü gibi, düşey,prüzlü,kısmen kuma gömülü serbest başlıklı bir kazık,zeminden yukarıda bir h mesafesinde ve düşeyle  $\alpha$  eğikliğinde bir  $Q_u$  nihai yüke maruz kalıyorsa kazığın gömülü shaftındaki  $P_1$  ve  $P_2$  net yanıl zemin basıncının kabaca üçgen bir dağılıma sahip olduğu ve bu esnada  $Q_p$  uç direncinin kazığın ayağına aktarıldığı kabul edilebilir. Yükl eğimi olan  $\alpha$  arttığında,  $\delta$  ve  $\delta$  açıları azalır ve  $\delta$  açısı artar.

Tamamen gömülü ( $h=0$ ) rijit bir kazığın  $H_u$  nihai yanıl direnci, Mayerhoff (1981a) tarafından merkezzel eğik yük (yani  $e=0$ ) için şöyle verilmiştir;

$$H_n = H_u = 0.12\gamma dL^2 K_p \dots\dots\dots (3,34)$$

Burada;

- $K_p$  =Tahminen  $\delta=0$  için net pasif zemin basıncı kat sayısı
- $\gamma$ =Kumun ortalama birim hacim ağırlığı
- $\delta$ =yüzey sürtünme katsayısı
- $L$ =Gömülü uzunluktur.

Bu durumda nihai kazık momenti ise şöyledir;

$$M_o = M_u = 0.09\gamma dL^3 K_p \dots\dots\dots (3,35)$$

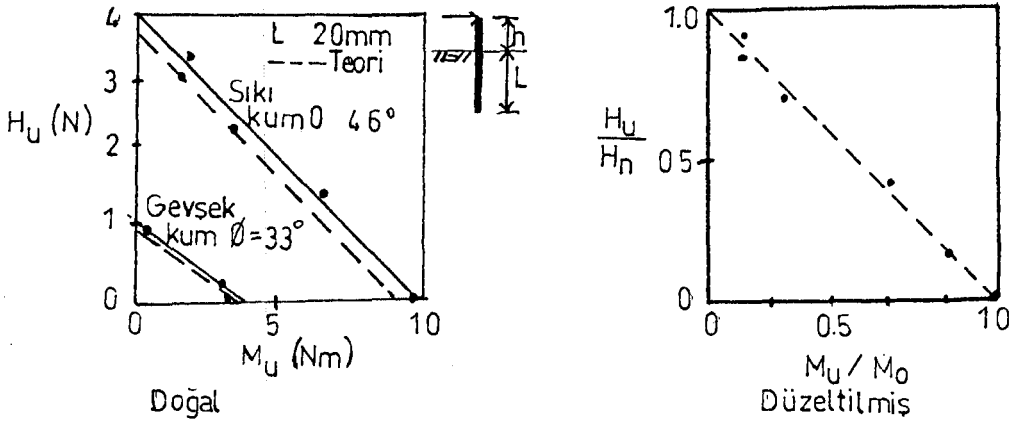
Eksantrik bir eğik yükleme halinde, kısmen gömülü düşey ve rijit bir kazığın nihai yanıl direnci şöyledir;

$$H_u = \frac{H_n}{1 + 1.4 \frac{h}{L}} \dots\dots\dots (3,36)$$

Buradaki  $H_n$  değeri, Denklem 3.34 'ten bulunur. Nihai  $H_n$  yükü ile  $M_u = H_u h$  arasındaki ilişki, denklem 3.35 ve 3.36 'dan şöyle bulunur;

$$\frac{H_u}{H_n} + \frac{M_u}{M_o} = 0 \dots\dots\dots (3,37)$$

Buradaki  $H_n$  değeri Denklem 3.34'ten,  $M_o$  değeri ise Denklem 3.35 'ten bulunur. Bu etkileşim ilişkileri ile deney sonuçları arasındaki ilişkiler şekil 3.18 da verilmiştir.



Şekil 3.18. Kazık başlığında nihai yük ve moment değerleri

Genel ilişkiler için  $e=0$  ve  $h=0$  halinde dikey ve yatay nihai direnç ilişkisi şöyledir:

$$\left[ \frac{P_u}{P_a} \right]^2 + \left[ \frac{H_u}{H_n} \right]^2 = 0 \dots\dots\dots (3,38)$$

$$P_a = Q_s + Q_p = \gamma L N_q A_s + 0.5 K_s \gamma L \tan \delta A_s \dots\dots\dots (3,39)$$

burada;

- $Q_s = Q_p$  = Kazık shaftının ve tabanın dirençleri
- $K_s$  = Shafttaki zemin basıncı değerinin ortalaması
- $A_s$  ve  $A_p$  = Kazık tabanın ve shaftının alanları

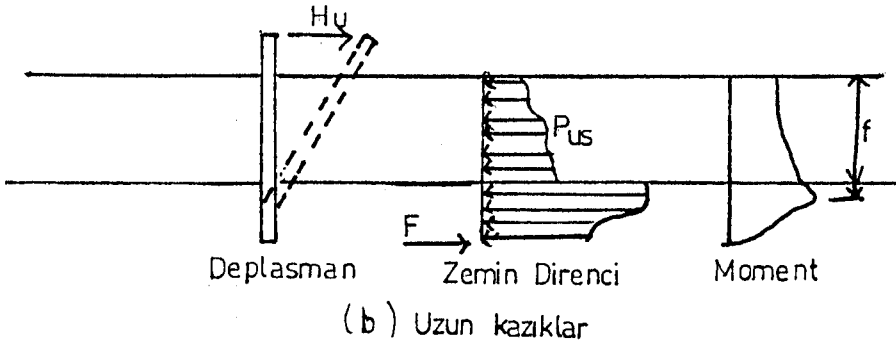
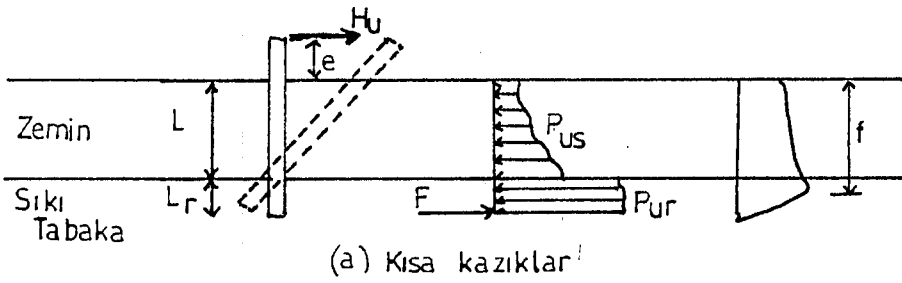
Denklemler 3.38 'in, yeryüzünde bir  $h$  mesafesindeki ve  $e$  eksantrisitesindeki eğik  $Q_u$  yükü için genelleştirilmiş normu şöyledir;

$$\frac{v_u^2}{\left(1 - \frac{M}{M_o}\right)^2 v_a^2} + \frac{H_u^2}{\left(1 - \frac{M_u}{M_o}\right)^2 H_n^2} = 1 \dots (3.40)$$

Buradaki  $M=V e$  ve  $M =H h$  değerindedir [37].

### 3.2.6 Uç Kazıkları

Kazıklar, kaya içine veya sağlam bir tabakaya sokulmuş bulunabilir. Bu durumdaki serbest başlı bir kazık, kırılma modu, moment dağılımı ve  $p_u$  nihai zemin direnci dağılımıyla birlikte şekil 3.19 'da gösterilmiştir.  $p_u$  değerinin gerçek dağılımı, Bölüm 3.2.1 veya 3.2.2 'deki teorilerden hesaplanabilir.



Şekil 3.19. Serbest başlıklı uç kazıkları.

Kısa kazıklar için, üç yakınında bir moment alınırsa:

$$H = \frac{d}{e+L} \left[ \int_0^{L_r} p_{ur} \bar{z} dz + \int_{L_r}^{L+L_r} p_{us} \bar{z} dz \right] \dots\dots\dots (3,41)$$

Burada;

$P_{ur}$  = Sert tabakanın nihai yanal direnci

$P_{us}$  = Zeminin nihai yanal direnci

$z$  = Uçtan yukarıya doğru, ölçülen düşey mesafe

$H_u$  değeri böylece hesaplanır ve  $M_{max}$  buradan bulunur. Şayet  $M_{max} < M_y$  ise kazık kısa bir kazık,  $M_{max} > M_y$  ise kazık uzun bir kazık olacak ve buna göre kırılacaktır. Uzun kazık halinde  $M_{max} = M_y$  alınarak hesap yapılmalıdır.  $M_{max}$  değeri zemin yüzünden aşağıdaki  $f$  mesafesinde kesmenin sıfır olduğu yer için belirlenir, o zaman bu da ;

$$H_u = d \int_0^f (p_{us} + \langle p_{ur} \rangle) dz \dots\dots\dots (3,42)$$

burada  $z$  = yeryüzünden aşağı doğru ölçülen düşey mesafe.

Denklemler 3.42 'deki  $\langle p_{ur} \rangle$  destekleme terimi, sıkı tabakanın üstünden alta doğru bir  $f$  uzantısı olması halinde kullanılabilir. Maksimum moment ise;

$$M_{max} = d \int_0^f (p_{us} + \langle p_{ur} \rangle) z dz \dots\dots\dots (3,43)$$

$H_u$  değeri o zaman denklem 3.42 ve 3.43 'ten belirlenebilir.

Mafsallı veya ankastre-başlıklı kazıklar için benzer analizler çıkarılabilir. Bu da, Broms (1964 a ve b) tarafından bölüm 3.23 'te verilen teorilerin genişletilmesiyle yapılabilir.

### 2.2.7. Eğik Yüklemeli Kazıklar

Bu durumda kazığın nihai yanal yük kapasitesi, yanal direncine ve düşey yük kapasitesine bağlı olacaktır. Yanal kırılma meydana geleceği zaman, uygulana yükün eğriliği artar ve yük kazık eksenine dikey duruma gelir. Kırılma oluşacağı zaman şu iki durum oluşacaktır;

1. Eksenel kırılma meydana geleceği zaman nihai yanal kapasitesi,  $H_2$

$$\begin{aligned} H_u &> Q_u \sin \delta \\ H_u &> P_u \tan \delta \dots \dots \dots (3,44) \end{aligned}$$

Burada;

$Q_u$  = kazığın nihai eğik yük kapasitesi  
 $P_u$  = kazığın nihai eksenel yük kapasitesi  
 $\delta$  = yükün dikey eksenle olan açısı

2. Yanal kırılma meydana geleceği zaman nihai yanal  $H_u$  kapasitesi

$$H_u < P_u \tan \delta \dots \dots \dots (3,45)$$



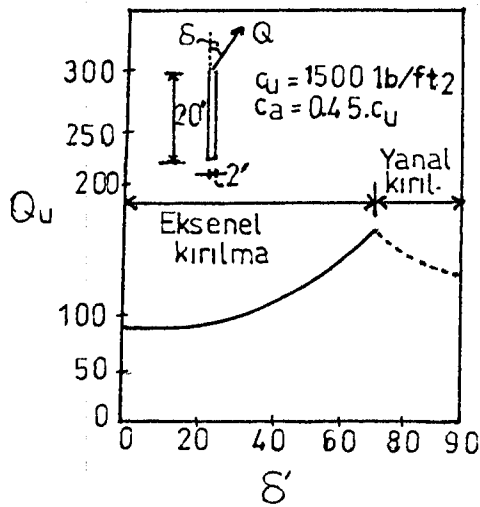
### 3.2.7.1. Kohezyonlu Zeminler

Kohezyonlu zeminler için,  $p_u$  değeri yükün yanal bileşenlerinden ve  $H_u$  değeride yükün aksenal bileşenlerinden bağımsız olduğu kabul edilir.  $Q_u$  değeri şöyle hesaplanır;

$$Q_u = P_u \sec \delta \dots \dots \dots (3,46)$$

$$Q_u = H_u \operatorname{cosec} \delta \dots \dots \dots (3,47)$$

Kil içinde yer alan bir sondaj kazığının eğik yüklemesiyle nihai yük kapasitesi değişimi örnek olması amacıyla şekil 3.20 'de gösterilmiştir.



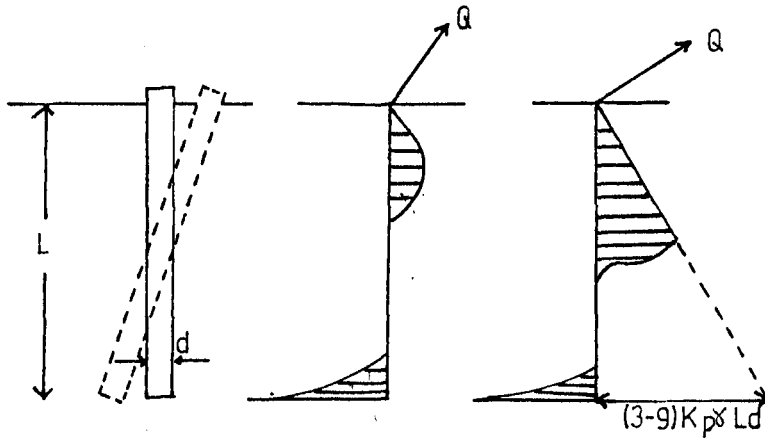
Şekil 3.20. Kohezyonlu zeminlerde yük kapasitesinin eğiklemeyle olan değişimi.

### 3.2.7.2. Kohezyonsuz Zeminler

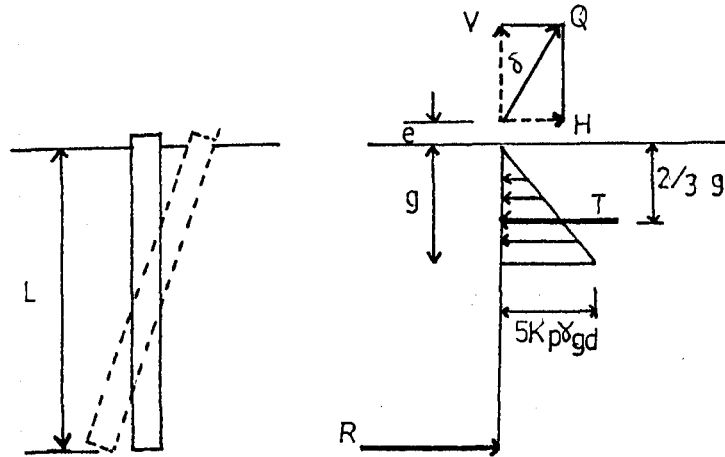
Yashimi (1964), yukarıda kohezyonlu zeminler için anlatılan yaklaşımın aynısı kohezyonsuz zeminler için kullanılmıştır. Daha sonra Broms(1964) bu yaklaşımı genişletmiştir.

## Eksenel Kırılma

Kohezyonsuz bir zemindeki yükün yanal bileşeni,, kazığın aksenal yük kapasitesine etki etmektedir. Uygulanan eğik bir yükün yanal basınçta oluşturduğu değişiklik şekil 3.21 'de verilmiştir. Eğiklik az ise yanal basınçtaki artışlar küçük olmaktadır. Yanal basıncın zemin yüzeyinden artışının lineer olduğu kabul edilir, bu artış kazık ucunda 3 ila 9 rankine basıncına kadar olmaktadır.(şekil 3.22) R kuvvetinin değiştirdiği yanal zemin basıncı g mesafesinde Rankine basıncının beş katına ulaştığı Broms tarafından kabul edilmiştir.



Şekil 3.21. Eğik çekme için zemin basıncı dağılımı (Broms,1965 ).



Şekil 3.22. Eğik çekme için kabul edilen zemin basıncı dağılımı (Broms,1965 ).

Eksenel yük kapasitesi  $P_u$  değeri hesaplanırsa;

$$P_u = P_{u0} + \Delta P_u \dots\dots\dots (3,48)$$

$P_{u0}$  = uygulanan yükün kazık eksenine etkiyen eksenel yük kapasitesi

$\Delta P_u$  = T ve R yanal kuvvetlerinin neden olduğu çekme direncindeki artışlar.

Nihai yük kapasitesi ise;

$$Q_u = P_u \sec \delta \dots\dots\dots (3,49)$$

$\Delta P_u$  değeri şekil 3.22 b 'den hesaplanır.

#### Yanal Kırılma

Yanal kırılma için, yükün düşey bileşenlerinin kazığın yanal direncine etkisiz olduğu kabul edildiğinde;

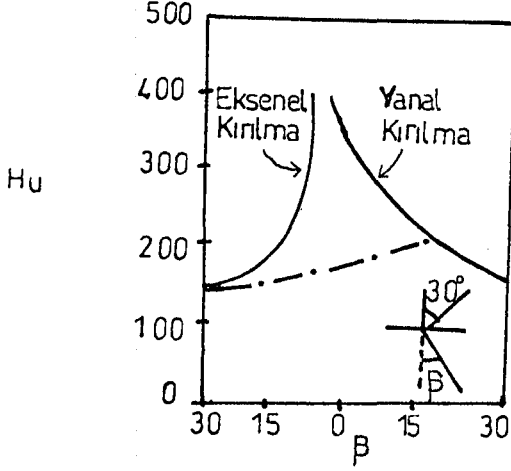
$$Q_u = H_u \operatorname{cosec} \delta \dots\dots\dots (3,50)$$

Burada;

$H_u$  = yatay yüklemeler için nihai yanal direnç.

Gerçek yük kapasitesi, eksenel ve yanal kırılma için hesaplanan değerden daha küçüktür. Broms(1965), teorik yük kapasitelerini Yoshima(1964) tarafından verilen deney sonuçlarıyla karşılaştırmış ve iyi sonuçlar elde etmiştir. Şekil 3.23 'te gösterilen bu sonuçlarda, deney kazığı kum içindedir ve 18 inç. uzunluğundadır, eğik yük düşeyle  $30^\circ$  'lik bir açı yapmaktadır. Kazık

düseyle bir  $\beta$  açısında eğiktir (kazık düseyle  $\beta+30^\circ$ 'lik bir açı ile düsey yüklü bir kazık gibi düşünölmüştür).



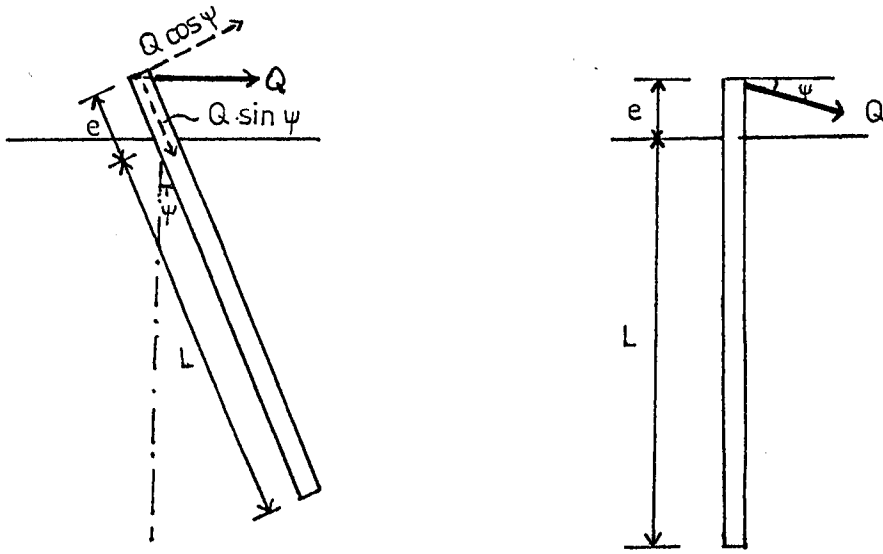
Şekil 3.23. Kum zeminler için teorik ve deneysel eğik yük kapasiteleri.

### 3.2.8. Eğik Kazıklar

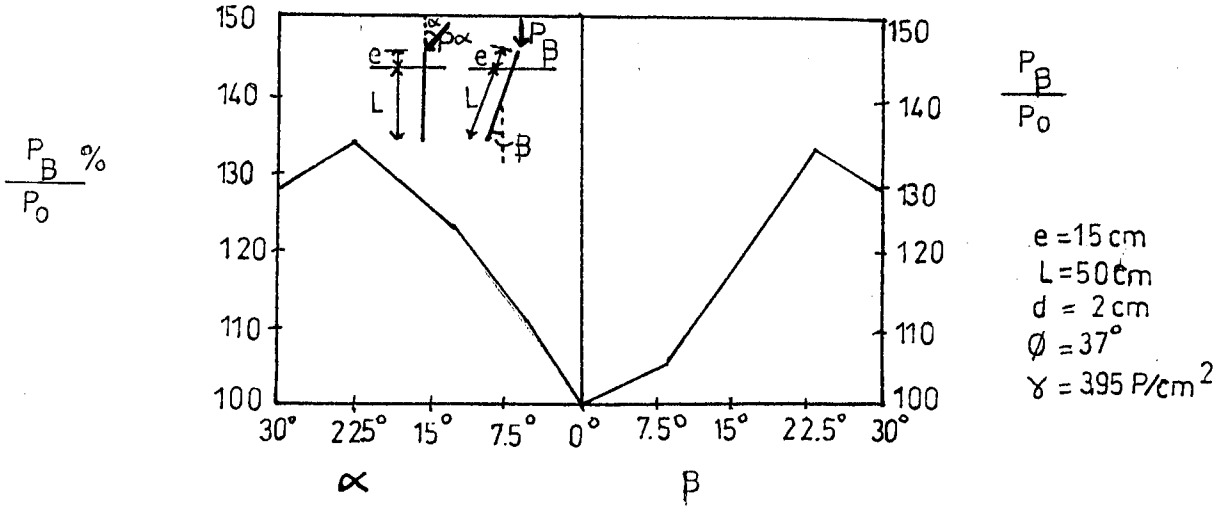
Eğik kazıklar, eğik yüklenmiş düsey kazıklara eş-değermiş gibi düşünölerek, şekil 3.20 'de anlatılan yük eğriliği  $\delta$ , şimdi şöyle tanımlanır (bkz şekil 3.24).

$$\delta = 90 + \psi \dots \dots \dots (3,51)$$

Eğik kazığın nihai yük kapasitesi  $Q_u$ , eğik yüklere maruz düsey kazıklarla tamamen aynı yolla yapılabilir. Eğik yük kapasitelerinin etkileşimleri, Tschebotarioff (1953), Yoshimi (1964) ve Awad and Petrasovits (1968) tarafından yapılan model deneyleri ile incelenmiştir. Düsey yüklere maruz eğik bir kazıkla eğik bir yüke maruz düsey bir kazık arasındaki benzerlikler şekil 3.25 'de gösterilmiştir.



Şekil 3.24. Eğik kazıklar a) Eğik kazık geometrisi b) Eşdeğer problem.



Şekil 3.25. Eğik yüklere maruz eğik kazıkların yük kapasiteleri (Awad and Petrasovits, 1968).

### 3.3. Grup Kazıkları

#### 3.3.1. Düşey Kazıklı Gruplar

Bir kazık grubunun yanal yük kapasitesinin tahmininde, düşey yük kapasitelerinin hesabına göre uygunlaştırılan benzer bir yaklaşım alınabilir. Bazı

kısaltmalardan sonra, n tane kazıklı bir grup kapasitesi şöyle belirlenebilir;

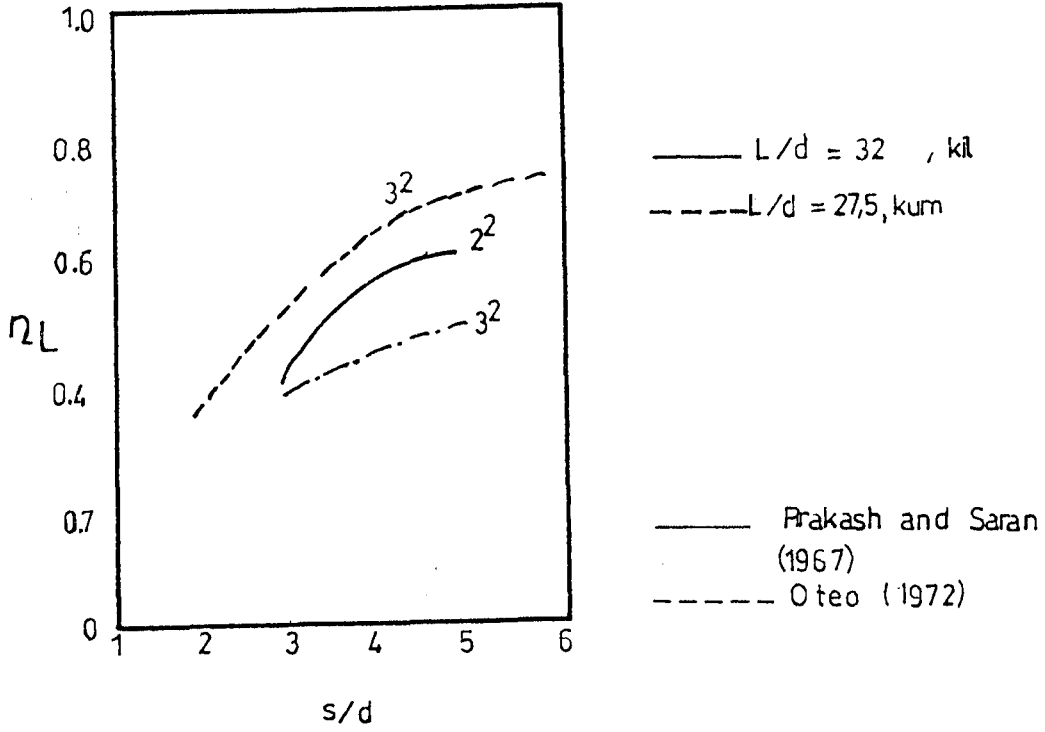
1. Tekil bir kazığın yanal yük kapasitesi n katı kullanılarak.
2. Gruptaki kazıkların ve onların arasındaki zeminin eşdeğer tekil bloklarının yanal yük kapasiteleri kullanılarak.

Tekil kazık kırılmalarının gösterilmesi demek olan ilk değer bölüm 3.2'de anlatılan metotlardan elde edilebilir. Göreceli kapalı aralıklarda meydana gelen blok çökmelerini simgeleyen ikinci değer, eşdeğer bir tekil kazık çapı veya yükleme yönüne dikey olan grubun genişliğine eşit olan mesafe için bölüm 3.25 'den elde edilebilir. Şekil 3.16 'daki plastisite çözümlerinden blok kırılmalarına göre olan nihai yanal kuvvetler hesaplanabilir.

Yanal yüklemeler için aynı düşey yüklemelerle olduğu gibi bir "grup tesir derecesi" görüşü kullanılabilir. O zaman n kazıklı bir grup için;

$$\eta_L = \frac{\text{grubun nihai yanal yük kapasitesi}}{n \times \text{Tek kazığın nihai yanal yük kapasitesi}} \dots (3,52)$$

Kilerde model kazık grupları üzerindeki deneyler Prakash and Saran (1967) tarafından, kumlar üzerindeki benzer deneylerde Oteo (1972) tarafından gerçekleştirilmiştir.  $\eta_L$  değeri şekil 3.26 'da gösterilen bu deneyler sonucunda bulunmuştur. Gruptaki kazık sayıları arttığında veya kazık aralıkları azaltıldığında  $\eta_L$  değeri azalmaktadır. Eksenel yüklü kazık tesir derecesi olan  $\eta$  değeri ile yanal  $\eta_L$  değerinin mukayesesi sonucunda  $\eta_L < \eta$  olduğu görülmüştür.



Şekil 3.25. Düşey kazık gruplarının yanıl grup tesirleri.

Kazık grubunun yanıl tesirinin teorik bir tahmin yoluda sonlu elemanlar analiziyle oluşturulmuştur. Planda kazık grubunun bir düzlem gerilme analizi gerçekleştirilmiş ve zemin için lineer olmayan bir  $\sigma$ - $\epsilon$  ilişkisi kullanılmış ve böylece bir yük-deplasman eğrisi elde edilmiştir. Kazık grubundaki kazıkların sonsuz uzunlukta olduğu kabul edilmiştir. Tekil bir kazığın uygun bir değeriyle bu analizdeki maksimum yük kapasitesinin mukayesiyle grubun yanıl tesiri derecesinin hesabı yapılabilir. Böyle tipteki analiz Yegian and Wright (1973) ve Maser (1973) tarafından yapılmıştır. Yegian and Wright tarafından elde edilen çözümler, bir sıradaki iki veya daha çok kazığın yeterliliği, kazık birleşim hattına paralel yönde olan yatay yükleme olduğu durumda, dikey yükleme olduğu durumdakinden bir hayli düşük olduğunu göstermiştir. Örnek olarak, merkezden merkeze iki çap ( $2d$ ) boşluklu iki kazık için, kazığa paralel yüklemelerde tesir 0.72 olmakta ancak kazığa dikey yükleme durumunda ise bu yeterlilik 0.90 olmaktadır.

### 3.3.2. Eğik Kazıklı Gruplar

Böyle bir grubun nihai yanal direnci düşey kazık gruplarında olduğu gibi şöyle elde edilir;

1. Gruptaki tekil kazıkların yanal kapasitelerinin toplamıyla
2. Tekil bir blok gibi etkiyen grubun yük kapasitesiyle.

Birinci değer, bölüm 3.2.1, 3.2.2. veya 3.2.3 deki düşey kazıklardan ve bölüm 3.2.5 deki eğik kazıklardan hesaplanabilir. İkinci değer düşey gruplar için tarif edilen yöntemle benzer bir tarzda hesap edilebilir.

### 3.4 Şev Stabilitesini Artırmak İçin Kullanılan Kazıklar

Broms(1972), çok yumuşak killerin şev stabilitesini arttırmak için kazık kullanılmasını tavsiye etmiş, örnek olarak Amerika'da kullanılan yerinde dökme kazıkları göstermiştir. Bu kazıkların çapı 1.0 ila 1.5 mt. civarındadır. Japonya'da da 300 mm. çaplı H kesitli çelik kazıklar kullanılmaktadır.

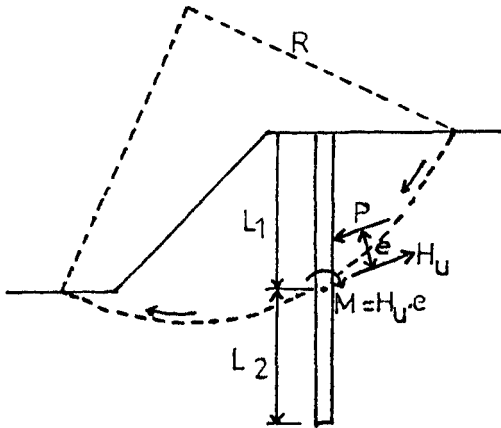
Toprak stabilitesi için kazık kullanımının ve kazık deplasmanı ile moment analizinin detayları Fukuoka (1977) tarafından anlatılmıştır. Böyle bir analizin sonlu elamanlar analizi ise Rowe and Poulos (1979) tarafından tartışılmıştır. Şekil 3.27 te görülen bir şev içindeki kazığın kırılma yüzeyi yukarısında kalan  $L_1$  uzunluğu parçası kırılma yüzeyinden e eksantirikliğinde bir P kuvvetine maruz kalmaktadır. Basitlik amacıyla aksenel kuvvetlerden hiç biri önemsenmez, bu bozuk kuvvetinin kritik kayma yüzeyi alt parçasında ( $L_2$  uzunluğunda) direnc



gösterebileceği düşünülmüştür. Bu  $H_u$  direnç kuvvetinin maksimum değeri, en azından şu dört madde ile verilebilir;

1. e eksantrikliğinde yüklenen  $L_2$  uzunluğundaki kısa bir kazığın nihai yanal direnci
2. e eksantirikliğinde yüklenen uzun bir kazığın nihai yanal direnci (bu da kazığın akma momentine bağlı olacaktır).
3. Şayet zemin, kazık ve kazığın bu noktada oluşan nihai zemin-kazık basınçlarını aşıyorsa kazığın üst parçası ( $L_1$  uzunluğu) boyunca oluşan nihai yük
4. Kazık kesitinin kesme direnci

Bunlardan 1, 2 ve 3 değerleri, Bölüm 3.2 de verilen tekil kazık analizlerinden elde edilebilir, kazık zemin basıncı bir kez daha tanımlanır. Eğiklik için yapılacak toleranslar Bölüm 3.2.7 deki gibidir. e eksantrikliğı ise kazık-zemin basınç hareketinden elde edilir [37,39,40].



Sekil 3.27. Şev stabilitesinde kullanılan kazıklar.

Bu şekilde  $H$  değeri, ilave direnç momentiyile veya hesaplanan kazığın oluşturduğu kuvvetler ile belirlenir. Buradan da emniyet faktörü belirlenir [39,40,41].

Broms (1964), kayan kohezyonlu bir zemin içinde bulunan ve kayma yüzeyi altında L derinliğine kadar çakılan kazığın yatay taşıma gücüne şöyle vermiştir.

$$H_u = kcd \dots\dots\dots (3,53)$$

k=taşıma gücü faktörü, (kayma yüzeyi üstü için)

c= kohezyon

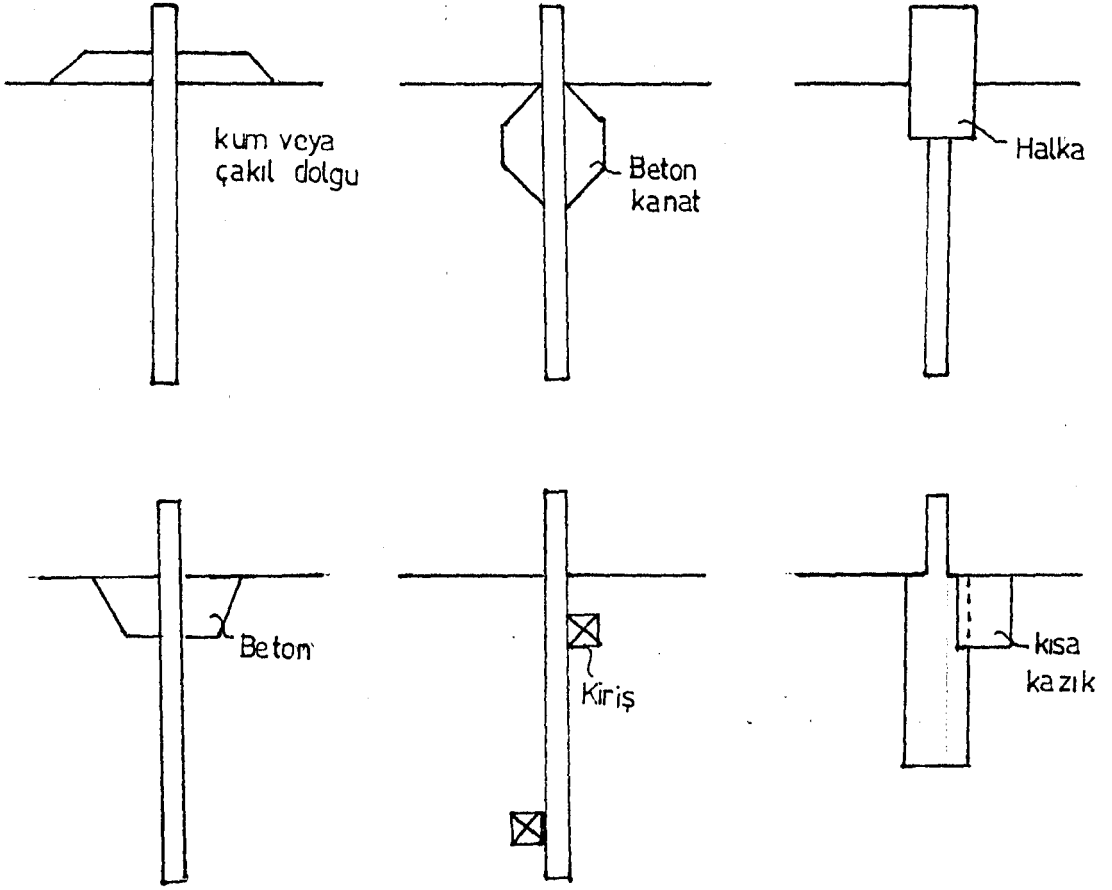
d=kazık çapı

Viggiani (1981) bu ifade ve şartlara dayanarak rijit ve esnek kazıkların boylarına bağlı olan kırılma modlarını incelemiştir. Teorik ve deneysel sonuçlardan, taşıma gücü faktörü  $k=3.1$  ila  $4.3$  arasında bulunmuştur. Kazıkların kayan tabakadan, kayma yüzeyi altındaki sabit tabakaya aktarabilecekleri kuvvetin değerini hesap ve tahmin için çok sayıda deneysel ve teorik çalışma yapılmasına rağmen farklı kabullere dayanan bu yöntemler farklı sonuçlar vermektedir [52].

d/

### 3.5 Kazık Yanal Direncini Arttırma Metotları

Bu metodlar Broms (1972) tarafından sunulmuştur, ve şekil 3.28 de gösterilmiştir. Bu metodların en iyisi zemin yüzünde kazık rijitliğini ve/veya boyutunu artırmaktadır, nitekim şekil 3.26 daki kazık etrafına kum veya çakıl yerleştirme durumu yumuşak killer için çok etkilidir. Kademeli dolgu ise kazığın etkili çapını artırır. Ancak, kazık etrafındaki dolgu ağırlığı zeminin yükleme kapasitesi tarafından sınırlandırılır [10,41].



Şekil 3.28. Kazık yanıl direncini arttırmak için kullanılan yöntemler.

## IV. BÖLÜM

## 4. KAZIKLARIN YANAL YÜK-DEPLASMAN TAHMİNLERİ

## 4.1. Giriş

Yanal yüklerin direnci için ikinci bölümde yapılan hesaplar, kazığın maksimum deplasmanları bakımından ölçü değildir ve sadece deplasmanın önemsiz olabileceği durumlar için geçerlidir. Bu nedenle uygulama alanları kısıtlı olmaktadır.

Bazı yapılarda, örneğin ankrajlı istinat duvarlarında veya şev stabilitesi kazıklarında yanal deplasman büyük olmaktadır ve yüksek yapı temellerinde veya köprü inşaatında kullanılan kazıkların yanal deplasmanları belli bir değeri aşmaması istenmekte ve aşırı deplasmanlara izin verilmemektedir. Bu da, kazığın nihai yanal yük direnci hesabının yetersiz olduğunu, yük ile deplasman ilişkilerinin gerekli olduğunu ortaya çıkarmıştır.

Geçmişte, pratik hesaplar için deneysel (Campirik) bilgiler kullanılmaktaydı. Örnek olması amacıyla, McNulty (1956) tarafından yapılan tam-ölçekli yanal yük deneylerinin sonuçları Tablo 4.1 de verilmiştir. Bu tabloda , yükler 0.25 inç (0.635 cm) ve 3 emniyet faktörü içindir, ankastrelik ise kazık başlığının en az 60 cm betona sokulması ile sağlanacaktır.

Tablo 4,1. Düşey kazıklarda emniyetli kabul edilen yanıl yükler,kips (Mc Nulty,1956)

Kazık Tipi	Orta kumlu	İnce kil	Orta kil
Serbest başlı,			
ahşap,d=30cm	1.5	1.5	1.5
beton,d=40cm	7.0	5.5	5.0
Ankastre başlı,			
ahşap,d=30cm	5.0	4.5	4.0
beton,d=40cm	7.0	5.5	5.0

Daha sonraki yıllarda, yanıl deplasman için yapılan çalışmalarda iki yaklaşım esas alınmıştır. Bunlar;

- 1- Yatak katsayısı teorisi
- 2- Elastik teori

şeklindedir. Esasen, elastik yaklaşım gerçek zemin davranışını doğruya yakın olarak temsil etmektedir, fakat çözüm karmaşıktır. Yatak katsayısı ise, basit, her türlü zemin içinde (tabakalı, homojen) kolayca hesaplanabilen ve en azından zemin davranış tipini belirleyen bir yaklaşımdır.

Bu bölümde tekil kazıklar için elastik ve yatak katsayısı teorisi, grup kazıkları içinde elastik teori sunulacaktır.

#### 4.2. Yatak Katsayısı Teorisi

##### 4.2.1. Teori esasları

#### 4.2.1.1. Tanjant dağılımı

Zemin yüzeyi altında herhangi bir noktadaki gerilme-deplasman (p-y) arasındaki ilişki, yatak katsayısı olarak adlandırılan bir  $k_h$  (tanjant) değerine bağlıdır. Şekil (3.1) Winkler (1867) zemin modelinde tanımlanan bu ilişki şöyledir [ 1,4,8,41,46,48,49,51,53].

$$p = k_h y \dots\dots\dots (4,1a)$$

Burada; p=zemin gerilmesi

y=deplasman

$k_h$ =yatak katsayısı (F/L<sup>3</sup>), (TANJANT)

Denklemler 4.1a, Reese ve Matlock (1956), Davisson ve Gill (1963) tarafından şöyle gösterilmiştir [4,41].

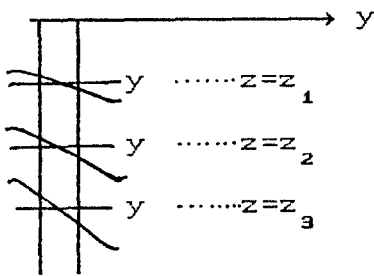
$$w = K y \dots\dots\dots (4,1b)$$

Burada;

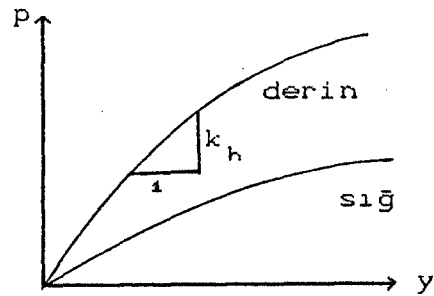
w= kazığın birim uzunluğundaki zemin reaksiyonu

K= yatak katsayısı modülü (F/L<sup>2</sup>)

d= kazık çapı veya genişliği



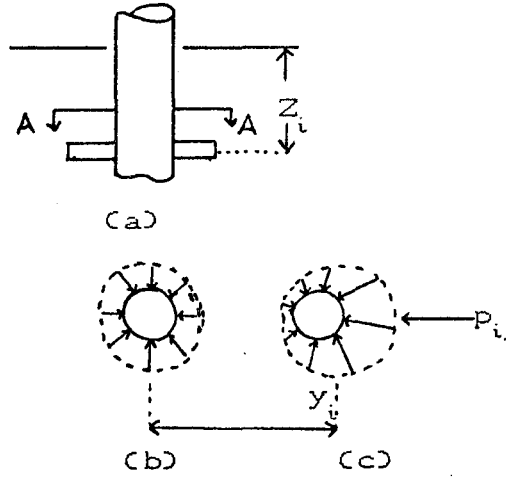
(a)



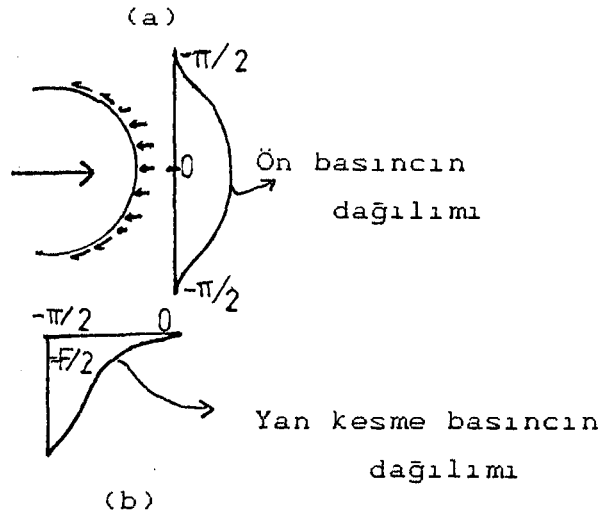
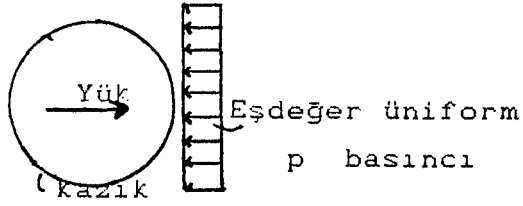
(b)

Şekil 4,1. Yatak katsayısı modülü a) p-y eğrileri  
b) tanjant dağılımı.

p-y eğrilerinin grafiksel tanımı şekil (4.2 a)' da verilmiştir. Burada yanal yüklemelerden önceki ve sonraki zemin gerilme dağılışı gösterilmiştir. Bu basıncın, hesaplarda kullanılan basitleştirilmesi ise şekil (4.2 b) gösterilmektedir. Bu basitleştirmede lineer yada lineer olmayan bir yatak katsayısı modülü kullanılabilir. Üniform olarak idealleştirilen şekil (4.3 a) de üniform olarak idealleştirilen basınç, aslında gerçekten uzaktır, çünkü yan kesme gerilmeleri ve ön basınçlar, yer değiştiren kazığın direncine aktarılmaktadır. Buradaki eşdeğer p üniform basıncı, bir analizi deneyinden direkt olarak elde edilemez, eğilme gerilmesinin çift diferansiyel denkleminde bulunur.



Şekil 4.2. p-y eğrilerinin grafiksel tanımı a) kazığın görünüşü b) A-A, yükleme öncesi zemin dağılımı c) A-A, yükleme sonrası zemin dağılımı.



Şekil 4,3. Teorik gerilme dağılımı ve basitleştirilen modülün karşılaştırılması a)modül yaklaşımı b)gerçek teorik dağılım.

Briaud , Smith ve Meyer (1983) yaptıkları arazi deneylerinden, kazık dairesi etrafında aktarılan ön basınçların şekil (4.2b) de Beugelin, Frank and Said (1977) teorik yaklaşımlarına oldukça yakın olduğunu bulmuşlardır. Smith (1983), yan kesme gerilmelerinin %88 'inin zemine aktarıldığını tespit etmiştir [46,48,51].

Kazık ince bir şerit gibi davranış gösterdiğinden, bu davranış kiriş denkleminde şöyle elde edilir [15,33,41,46,51,57].

$$E I_p \frac{d^4 y}{dz^4} = -pd \dots \dots \dots (4,2)$$



Burada  $E =$  kazığın elastisite sabiti  
 $I_p =$  kazık kesitinin atalet momenti  
 $z =$  zemin derinliği

Basit eğilmedeki kiriş teorilerinde olduğu gibi, burada da kazık aksenal yükünün etkisi dikkate alınmamıştır. Yanal yüklü kazığın deplasmanı için Denklem 4.1 ve 4.2 den şu diferansiyel denklem elde edilir.

$$E I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h dy = -pd \dots\dots\dots (4,3)$$

Yukarıdaki denklemin çözümü nümerik yada analitik olarak elde edilebilir. Ancak analitik çözümler, kazık boyunca sabit  $k_h$  için elde edilebilir.  $k_h$  in en uygun çözümleri Palmer and Thompson (1948) tarafından nümerik sonlu farklar yöntemiyle yapılmıştır ve böylece  $k_h$  in herhangi bir derinlikteki değeri bulunabilmektedir [41].

Kazık davranışının belirlenmesi amacıyla kullanılan yatak katsayısının kazık boyunca değişiminin bilinmesi gereklidir. Bu ilişkilerin  $p-y$  eğrilerinden elde edilmesiyle  $k_h$ 'ın kazık boyunca nasıl değiştiği belirlenebilir.

Derinlikle belli bir şekilde değişmeyen  $k_h$  durumlarının orijinali Michel (1930) ve Titze (1932) tarafından oluşturulmuştur. Terzaghi (1955) ve Matlock and Reese (1960) tarafından verilen bu ifade şöyledir [10,41].

$$k_h = n_h \frac{z^n}{d} \dots\dots\dots (4,4)$$

veya;

$$K_h d^2 = k_0 + k_1 z + k_2 z^2 \dots\dots\dots (4,5)$$

$k_h$  değerinin en büyük değeri  $z=L$  mesafesinde meydana gelir, bu da

$$k_L = n_h \frac{L^n}{d} \dots\dots\dots (4,6)$$

şeklinde gösterilir. Buradan, denklem 4.4 ve 4.6 den şu sonuç elde edilebilir;

$$k_h = k_L \left( \frac{z}{L} \right)^n \dots\dots\dots (4,7)$$

Burada;  $n$  = üstel sabit

$z$  = zemin yüzünden aşağı doğru olan mesafe

$k_h$  = yatay yatak katsayısı ( $F/L^3$ )

$k_L$  =  $L$  derinliğindeki (yani kazık ucundaki) sabit yatak katsayısı teorisi

$k_o$  = sabit yatak katsayısı başlangıcı değeri

$k_1, k_2$  = sabit yatak katsayısının birinci ve ikinci tabakadaki değerleri

$n_h$  = yatak katsayısı sabiti ( $F/L^3$ )

Üstel  $n$  ve  $k_L$  değerleri, zemin tipine, yeraltısuyu tablası yüksekliğine, drenaj koşullarına, zaman bağımlılığına ve lineerlik özelliğine bağlıdır. Bu  $k_L$  değeri Bölüm 4.2.3 de incelenecektir. Böylece, üstel  $n$  değerine bağlı olan  $k_h$  yatak katsayısının derinlikle farklı tip değişimlerinin çok geniş bir imkanı sunulmuş olacaktır. Bu, şekil (4.4) 'de gösterilmiştir [49].

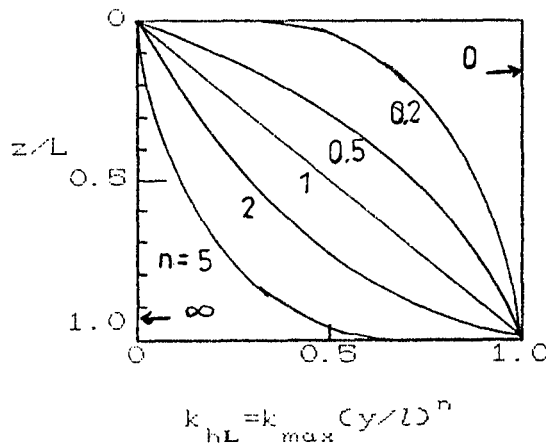
Killerde  $n=0$  ve kumlarda genelde  $n=1$  alınmakta ve böylece de yatak katsayısı lineer olmaktadır. Ancak Palmer and Thompson (1943), kum zeminler için  $n=1.0$  ila  $1.5$  arasında alınması gerektiğini ve Getzler (1968), su

icindeki kumlu zemin üzerinde bulunan kuru kum zeminler için  $n$  değerinin birden büyük olarak alınması ve suya doygun kumlarda da kuru zemindekinden daha büyük bir  $n$  değerinin alınması gerektiğini ifade etmiştir. Terzaghi (1955) de temsil edilmesini teklif etmiştir [4].

$n=1$  için  $k_h$  değerinin şöyle formüle edilmesi uygundur [41,49];

$$k_h = n_h \left( \frac{z}{d} \right) \dots \dots \dots (4,8)$$

Gerçekte,  $p$  ve  $y$  arasındaki ilişki lineer değildir. Buna rağmen şayet lineer teori kullanılmış ise, yatak katsayısının uygun sekant değerinin çok iyi seçilmesi gereklidir. Bazı durumlarda örneğin aşırı konsalide olmuş killerde derinlikle sabit bir yatak katsayısının kabul edilmesi gereklidir [41].



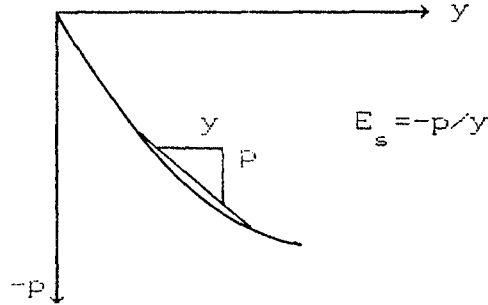
Sekil 4,4. Derinlikle farklı değişen yatak katsayısı.

#### 4.2.1.2. Sekant Dağılımı

Dönmenin ve/veya deplasmanın hesabı, yumuşak normal konsalide killer ve kumlar için hatasız şekilde yapılması

icin lineer artan çözümlerden ayrı olarak artış oranı farklı bir çözüm şekli oluşturulması gereklidir. Bu da en uygun şekilde bir sekant modülü kullanılarak yapılmaktadır [41]. Reese and Cox (1969), bu modülü kullanarak uygun bir çözüm elde etmiştir [43].

Esas p-y eğrilerinin düzenlenmiş şekli olan sekant modülü  $E_s$  değeri, zemin yüzünden itibaren derinlikle artar [46].



Sekil 4,5. Sekant modülünün tanımı.

Sekil (4.9) te gösterilen sekant modülü ifadesi şöyledir [46,48,51].

$$E_s = \frac{-P}{y} \dots\dots\dots (4,9)$$

Burada;

- $E_s$  = sekant modülü (tanjant  $k$   $k_h$  değerine benzer)
- $P$  = Deplasman karşısında kesme ve normal gerilmelerden oluşan toplam zemin reaksiyonu (F/L)
- $y$  = kazık deplasmanı

Bu  $E_s$  değerinin derinlikle değişimi Benerjee and Davis (1978) ve Reese (1984) tarafından şöyle ifade edilmiştir [41,43].

$$E_s = N_h z \dots\dots\dots (4,10)$$

Burada;

$N_h$  = derinlikle artan  $E_s$  değerinin artış oranı sabiti

$N_h$  değeri Denklem (4.8) deki  $n_h$  değerine benzerdir. Şayet  $E_s$  ve  $k_h$  değerlerinin d derinlikle aynı oranlarda arttığı kabul edilirse [41,48];

$$N_h = n_h \dots\dots\dots (4,11)$$

olmaktadır. Ancak Terzaghi'nin önerdiği  $N_h$  değerinden küçük olmaktadır.  $n_h$  değerleri düz bir plakada esas alınan değer olduğundan  $N_h$  ile arasındaki ilişki farklıdır ve böylece  $N_h$  ve  $n_h$  terimleri direkt olarak karşılaştırılmaz [32.38].

#### 4.2.2. Lineer teoriye ait çözümler

##### 4.2.2.1. Derinlikle sabit $k_h$

Hetenyi (1946), kapalı formda Denklem 4.3 ün çözümünü elde etmiş ve şu çözümleri sunmuştur;

Serbest başlıklı L uzunluklu kazığa yeryüzünde uygulanan yanal H kuvveti için;

$$y = \frac{2H\beta}{k_h d} K_{yH} \dots\dots\dots (4,12)$$

$$\theta = \frac{2H\beta^2}{k_h d} K_{\theta H} \dots\dots\dots (4,13)$$

$$M = \frac{H}{\beta} K_{MH} \dots\dots\dots (4,14)$$

$$Q = -H K_{QH} \dots \dots \dots (4,15)$$

$$\beta = (k_h d / 4E I_p)^{1/4} \dots \dots \dots (4,16)$$

Serbest başlıklı L uzunluklu kazığa yeryüzünde uygulanan  $M_o$  momenti için;

$$y = \frac{2M_o \beta}{k_h d} K_{yM} \dots \dots \dots (4,17)$$

$$\theta = \frac{4M_o \beta^3}{k_h d} K_{\theta M} \dots \dots \dots (4,18)$$

$$M = M_o K_{MM} \dots \dots \dots (4,19)$$

$$Q = -2M_o H K_{QM} \dots \dots \dots (4,20)$$

Ankastre veya rijit başlıklı kazıkların çözümü için yukarıdaki denklemlere

$$M_o = - \left[ \frac{H}{2\beta} \right] \left[ \frac{K_{\theta M}(z=0)}{K_{OM}(z=0)} \right] \dots \dots \dots (4,21)$$

ifadesi ilave edilerek çözülür (Burada, kazık başındaki eğim sıfırdır.)

Burada;

y=deplasman

T=eğim

M=moment

Q=kesme kuvveti

z=zemin yüzünden aşağı doğru olan derinlik

$K_{yH}, K_{\theta H}, K_{MH}, K_{QH}$  =Yanal kuvvet tesir faktörleri

Boyutsuz  $K_{yH}, K_{\theta H}$  ve diğerleri Tablo (4.2)'de

verilmiştir. Zemin yüzündeki dönme ve deplasman için Barber (1953) tarafından çizilen eğriler şekil (4.6)'da verilmiştir. Serbest başlıklı bir kazık için;

$$\text{deplasman, } y = \left[ \frac{H}{k_h dL} \right] I_{yH} + \left[ \frac{H}{k_h dL^2} \right] I_{yM} \quad (4,22)$$

$$\text{dönme, } \theta = \left[ \frac{H}{k dL^2_h} \right] I_{\theta H} + \left[ \frac{M}{k dL^3_h} \right] I_{\theta M} \quad (4,23)$$

şeklindedir. Rijit başlıklı bir kazık için dönme sıfırdır, deplasman ise

$$\text{deplasman, } y = \frac{H}{k dL_h} I_{yF} \quad \dots \dots \dots (4,24)$$

dir. Burada;

H=zemin yüzeyinde uygulanan yanıl kuvvet

M=zemin yüzeyindeki moment

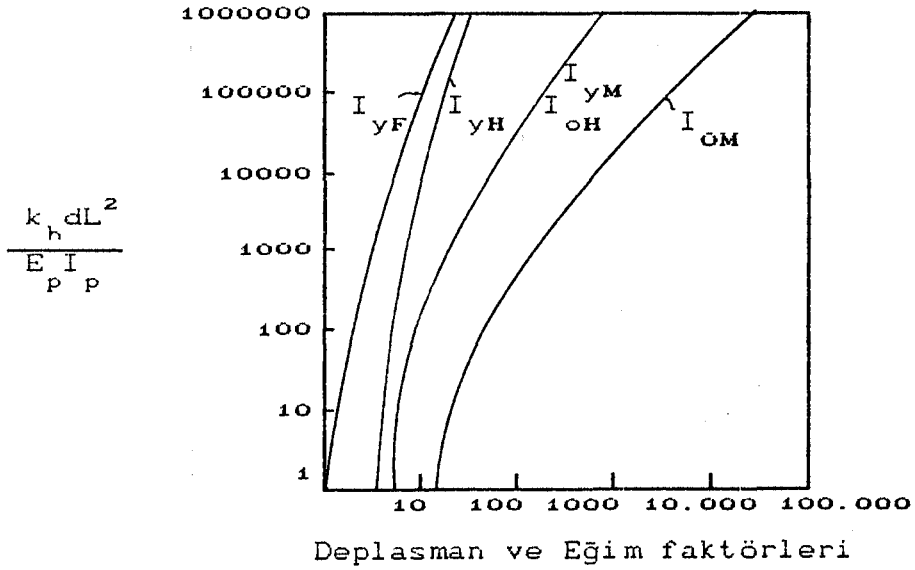
d=kazık çapı

L=kazık uzunluğu

$I_{yH}, I_{yM}, I_{\theta H}, I_{\theta M}, I_{yF}$ =deplasman ve dönme tesir faktörleri, şekil (4.6) ( $I_{\theta H} = H_{yH}$ )

Tablo 4.2 Sabit  $k_h$  için tesir faktörleri

L	z/L	$K_{yH}$	$K_{oH}$	$K_{MH}$	$K_{QH}$	$K_{yM}$	$K_{oM}$	$K_{MM}$	$K_{QM}$
2	0.0	1.13	1.13	0.00	1.00	-1.07	1.07	1.00	0.00
2	0.5	0.18	0.71	0.22	-0.24	0.15	0.31	0.42	0.36
2	1.0	-0.40	0.54	0.00	-0.00	0.54	0.16	0.00	0.00
3	0.0	1.01	1.00	0.00	1.00	-1.00	1.01	1.00	0.00
3	0.5	0.02	0.25	0.21	-0.21	0.21	0.02	0.24	0.22
3	1.0	-0.11	0.02	0.00	-0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00
4	0.0	1.00	1.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	1.00	0.00
4	0.5	-0.06	0.07	0.12	-0.17	0.18	0.00	0.07	0.11
4	1.0	0.01	-0.06	-0.00	0.00	-0.06	-0.05	-0.00	0.00
5	0.0	1.00	1.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	1.00	0.00
5	0.5	-0.07	-0.02	0.05	-0.11	0.12	-0.06	-0.02	0.05
5	1.0	0.02	-0.03	-0.00	0.00	-0.00	-0.01	-0.00	-0.00

Şekil 4.6. Sabit  $k_h$  için yanal yüklü düşey kazıkların başlık deplasmanı ve dönmesi (Barber, 1953).



Serbest başlıklı, L gömülü uzunluklu, kazıkların zemin yüzeyinden yukarıda e mesafesinde etkiyen yanal H kuvveti için zemin yüzeyi seviyesindeki deplasman ve dönmeleri aşağıdaki sınırlamalara uyularak çözülür;

1. Rijit Kazık (  $\beta L < 1.5$  ise )

$$y = \frac{4H(1+1.5e/L)}{k_h dL} \dots\dots\dots (4,25)$$

$$\theta = \frac{6H(1+2e/L)}{k_h dL} \dots\dots\dots (4,26)$$

2. Sonsuz uzun Kazık (  $\beta L > 2.5$  ise )

$$y = \frac{2H\beta(e\beta+1)}{k_h d} \dots\dots\dots (4,27)$$

$$\theta = \frac{2H\beta^2(1+2e\beta)}{k_h d} \dots\dots\dots (4,28)$$

Aynı yükleme tipli ankastre başlıklı kazıklar için (dönme  $\theta$  sıfırdır);

1. Rijit kazık (  $\beta L < 0.5$  ise )

$$y = \frac{H}{k_h d} \dots\dots\dots (4,29)$$

2. Sonsuz Uzun Kazık (  $\beta L > 1.5$  ise )

$$y = \frac{H\beta}{k_h d} \dots\dots\dots (4,30)$$

#### 4.2.2.2. Derinlikle lineer değişen $k_h$

Bu durum için kapalı-form çözümleri uygun olmadığından kabul edilmez, ancak Barber (1953) tarafından verilen şu sınır değerler kullanılabilir;

Serbest başlıklı kazık için;

1. Rijit (kısa) Kazık ( $Z_{max} < 2.0$ );

$$y = \frac{12HC(1+1.33e/L)}{L^2 n_h} \dots\dots\dots (4,31)$$

$$\theta = \frac{24HC(1+1.5 e/L)}{L^3 n_h} \dots\dots\dots (4,32)$$

2. Sonsuz Uzun Kazık ( $Z_{max} > 4.0$ );

$$y = \frac{2.40H}{(n_h)^{3/5} (E I_p)^{2/5}} + \frac{1.60He}{(n_h)^{2/5} (E I_p)^{3/5}} \dots\dots (4,33)$$

$$\theta = \frac{1.60H}{(n_h)^{2/5} (E I_p)^{3/5}} + \frac{1.74He}{(n_h)^{1/5} (E I_p)^{4/5}} \dots\dots (4,34)$$

Ankastre başlıklı kazık için;

1. Rijit (kısa) Kazık ( $Z_{max} < 2.0$ );

$$y = \frac{2H}{L^2 n_h} \dots\dots\dots (4,35)$$

2. Sonsuz Uzun Kazık ( $Z_{\max} > 4.0$ );

$$y = \frac{0.93H}{(n_h)^{3/5} (E I_P)^{2/5}} \dots\dots\dots (4,36)$$

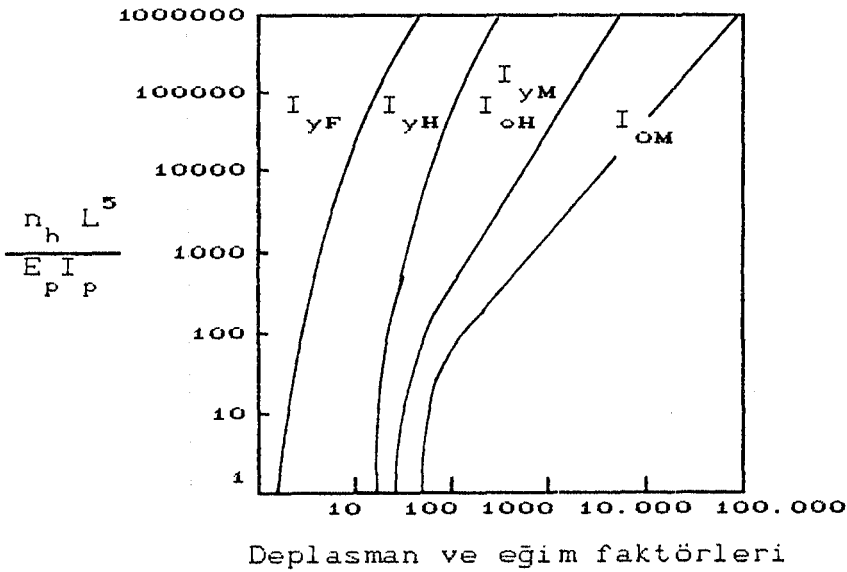
Burada;

$$Z_{\max} = L/T \dots\dots\dots (4,37)$$

$$T = \left( \frac{E I_P}{n_h} \right)^{1/5} \dots\dots\dots (4,38)$$

e=uygulanan H yanal yükünün eksantiritesi  
(H e=uygulanan momenttir.)

Kazık başı deplasmanı ve eğimi için Barber (1953) tarafından elde edilen çözümler şekil 4.7 'te gösterilmiştir. Gerçek deplasman ve eğim, yine Barber (1953) tarafından verilmiş (4.22), (4.23) ve (4.24) denklemlerinden  $k_h$  terimi yerine  $n_h L$  konularak elde edilmiştir.



Şekil 4,7. derinlikle lineer artan  $k_h$  için yanal yüklü düşey kazıkların başlık deplasmanı ve dönmesi (Barber, 1953)

Deplasman için elde edilen diğer bir çözüm, Reese ve Matlock tarafından, dönme, moment, kesme ve kazık basıncı olarak çok uzun ( yani  $Z_{max} > 4.0$  ) kazıklar için şöyle verilmektedir;

$$y = C_y \frac{HT^3}{E_p I_p} \dots \dots \dots (4,39)$$

$$M_z = C_m HT \dots \dots \dots (4,40)$$

Burada;

$M_z$  =kazık momenti

$C_y, C_m = (M/HT)$  değerine bağlı katsayılar

$M$ =uygulanan moment

$H$ =uygulanan yanıl yük

$T$ =Denklem 4.38 ' de tarif edilen değer

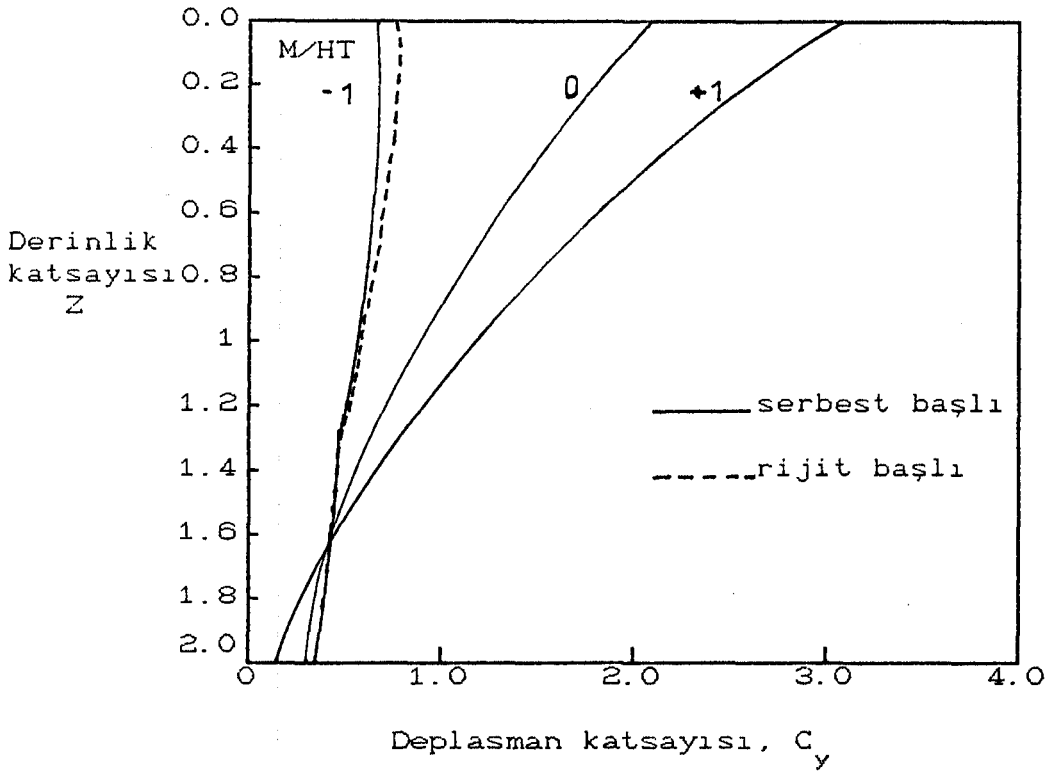
Derinlik katsayısı  $Z$  ise

$$Z = z/T \dots \dots \dots (4,41)$$

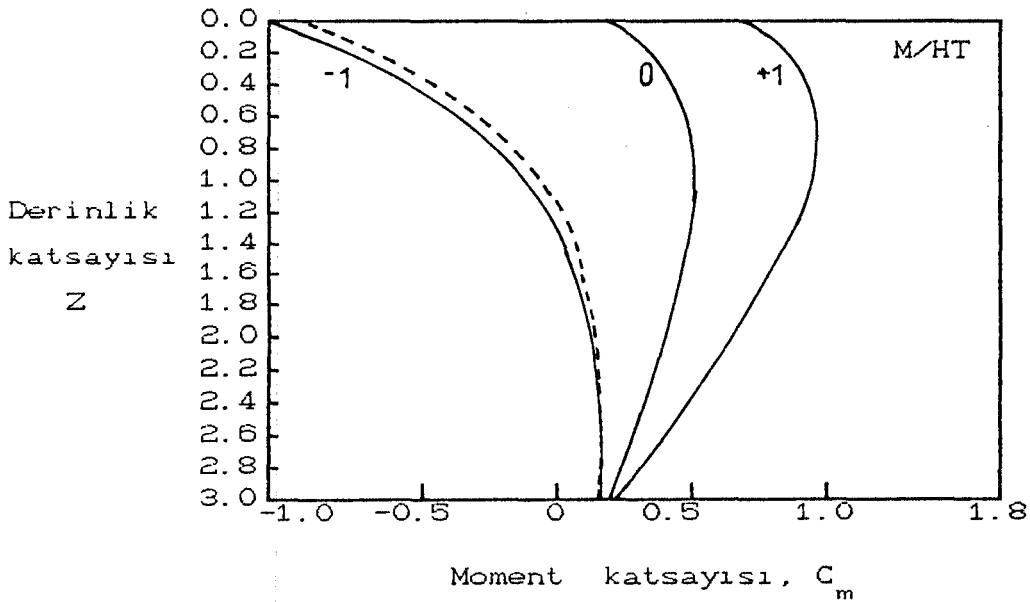
burada

$z$ =zemin yüzeyinden aşağı doğru olan mesafe

Başlık tarafından oluşturulan açısal zorlamalar,  $M/HT$  değerinin serbest başlı bir kazığın sıfır değerinden ankastre (rijit) başlık değerine kadar olan sıralamasına bağlıdır. Bu, kazık başlığının her türlü dönmesi engellenen bir hal için 0.93 değerindedir. Davisson (1970) ankastrelik derecesini genelde  $M/HT = -0.4$  ile  $-0.5$  arasında önermiş ve böylece pozitif ve negatif momentlerin yaklaşık olarak eşit olacağını belirtmiştir.



Şekil 4.8. Uzun kazıklar için  $C_y$  deplasman katsayıları (Matlock and Reese, 1961).



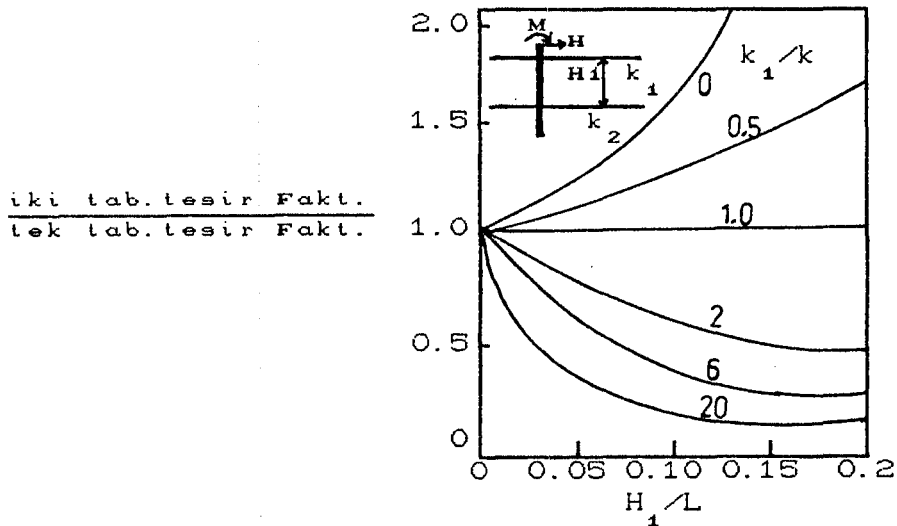
Şekil 4.9. Uzun kazıklar için  $C_m$  moment katsayıları (Matlock and Reese, 1961).

#### 4.2.2.3. Derinlikle farklı şekillerde değişen $k_h$

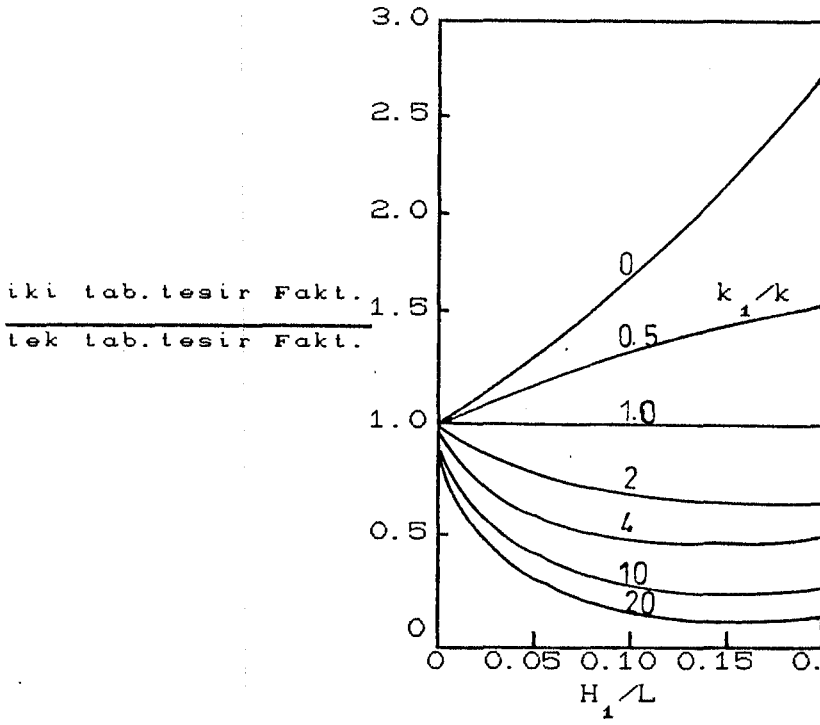
Bu hal  $k_h = n_h z^n$  veya  $k_h = k_L (z/L)^n$  değerleri ile denklem 4.5 veya 4.6 ile elde edilir (bkz. bölüm 4.2.1.1 )

#### 4.2.2.4. Tabakalı zeminler

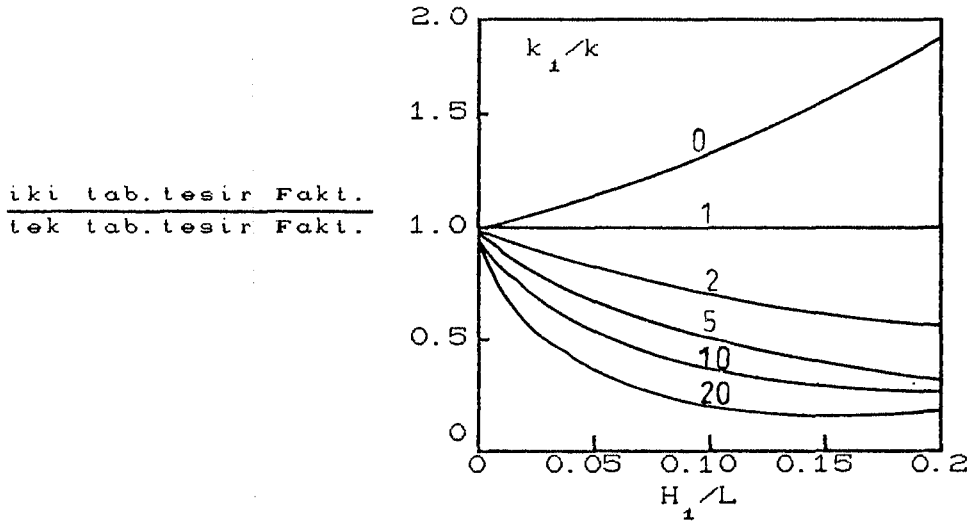
Yanal yüklü kazıkların iki tabakalı çözümleri, Davisson ve Gill (1963) ve Reddy ve Valsangkar (1968) tarafından verilmiştir. Üniform  $k$  değerinin  $I_{yH}$ ,  $I_{yM}$  ve  $I_{yF}$  deplasman faktörlerinin üstteki tabakadaki etkisi şekil (4.10), (4.11) ve (4.12) 'de, üst tabaka deplasman kalınlığı olan  $H_1$  değerinin kazık uzunluğu olan  $L$  değerine oranının ve üst tabakadaki  $k_1$  modülünün alt tabakadaki  $k$  modülüne olan oranının bir fonksiyonu olarak gösterilmiştir. Bu sonuçlar Davisson and Gill (1963) tarafından elde edilmiştir ve orta esnek ( $k_d L^4 / E I_p = 256$ ) kazıklar için uygulanabilir. Bu değerler, şekil(4.6) 'de gösterilen üniform tabakalı tesir faktörlerinden elde edilebilir.



Şekil 4.10. Tabakalı zeminin  $I_{yH}$  deplasman tesir faktörüne olan etkisi (Davisson and Gills, 1963 ).



Şekil 4,11. Tabakalı zeminin  $I_{ym}$  deplasman tesir faktörüne olan etkisi (Davisson and Gills, 1963 ).



Şekil 4,12. Tabakalı zeminin  $I_{yF}$  deplasman tesir faktörüne olan etkisi (Davisson and Gills, 1963 ).

#### 4.2.3 Yatak Katsayısının Modülü

Yatak katsayısı modülünün (sabit değerinin) tanımlanması, genellikle aşağıdaki metotlardan biri vasıtasıyla gerçekleştirilebilir;

1. Tam-ölçekli yanal yük deneylerinden
2. Plaka-yükleme deneylerinden
3. Diğer zemin özellikleriyle amprik (deneysel) ilişkiler elde edilerek

Kazık deplasmanları ve zemin basınçları plaka-yükleme deneylerinden direkt olarak ölçülebilir. Bu metod, her türlü kazık için uygulanabilir, ancak en önemli kriteri zaman süresi ve pahalı olmasıdır.

Plaka-yükleme deneylerinin ilk fikri Terzaghi (1955) tarafından oluşturulmuştur. Terzaghi düşey örtülü, yassı, kare plaka için,  $p=k_h y$  (denklem 4.1) değerindeki yatay  $k_h$  yatak katsayısı ile düşey  $k_v$  yatak katsayılarını belirtmiştir. Daha sonra bu sonuçların bir kazık için uyarlanması yapılması gereklidir ve bu Terzaghi (1955) ve Broms (1964) tarafından tartışılmıştır. Terzaghi, killeri için gerçekte,  $k_h$  ve  $k_v$  değerlerinin birbirine benzediğini ve derinlikten bağımsız olduğunu hesaplamıştır [41]. Terzaghi, 1x1 ft'lik kare plaka için  $k_v = (1.5) (B) (k_h) (1 \text{ ft})$  ilişkisini bulmuştur [34].

Terzaghi (1955) 'nin plaka-yükleme deneyi idealizasyonu şekil 4.13 'de gösterilmiştir [48] ve kohezyonsuz malzemeler için lineer artan bir yatak katsayısı önerilmiştir. Buradaki  $k_h$  için teklif edilen ilişki şöyledir;

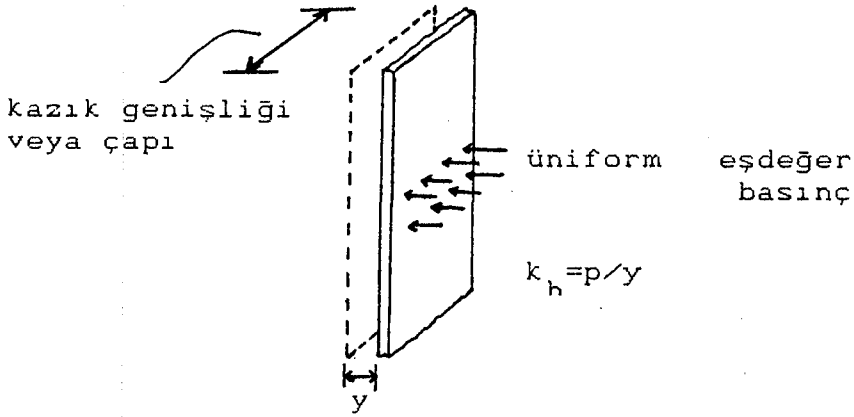
$$k_h = \left[ \frac{1}{1.5 d} \right] \bar{k}_{s1} \dots \dots \dots (4,42)$$



Burada;

$k_h$  = linear ya da linear olmayan yatay yatak katsayısı  
 $\bar{k}_{s1}$  = 1 ft genişliğinde yatay kare plaka için modül  
 $d$  = genişlik veya çap (ft)

Aşırı konsolide olmuş killeri için  $\bar{k}_{s1}$  değerleri Tablo 4.3 'te gösterilmiştir.



Şekil 4,13. Düşey bir şerit plaka ile kazığın idealizasyonu (Terzaghi, 1955).

Tablo 4,3. Aşırı konsolide olmuş killerde 1x1 ft. kare plaka için  $\bar{k}_{s1}$  modülü değerleri (Terzaghi, 1955)

Killerin kıvamı	Sert	Çok sert	Katı
$c_u$ (t/ft <sup>2</sup> )	0.5-1	1-2	2
$\bar{k}_{s1}$ 'in değer aralığı	50-100	100-200	200
Önerilen $\bar{k}_{s1}$	75	100	300

Vesic (1961), bir elastik temel üstündeki sonsuz yatay bir kiriş için hesap yapmış ve sonuçları yatak katsayıları ile karşılaştırılmıştır. Elastik malzemenin poisson oranı  $\nu_s$  ve elastisite modülü  $E_s$  değerleri yatak

reaksiyon modülü olan  $k$  değerine şöyle bağlıdır [41];

$$k = \frac{0.65}{d} \sqrt{\frac{E_s d^4}{E_p I_p}} \left( \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \right) \dots \dots (4,43)$$

$E_p I_p$  = kazık rijitliği

$d$  = kazık genişliği

Yanal plaka yük deneyinde min 30 cm çaplı bir plaka kullanılmasına karşın Cubol (1955) 20 cm çaplı plaka kullanılmış ve iyi sonuçlar elde etmiştir. Dairesel 20 cm çaplı için yarı sonsuz elastik bir malzemenin  $k_{p1}$  yatak reaksiyon katsayısı  $k_{p1}$  ;

$$k_{p1} = \frac{E_s}{m(1 - \nu_s^2) \sqrt{A}} \dots \dots \dots (4,44)$$

$E_s$  = elastik modül

$A$  = alan

$m$  = şekil faktörü

$\nu_s$  = poisson oranı

Denklem (4.44), dairesel bir plaka için ( $m=0.8$ ) ve kohezyonlu bir zemin için ( $\nu_s=0.5$ ) yeniden yazılırsa ;

$$k_{p1} = 1.67 \frac{E_s}{d} \dots \dots \dots (4,45)$$

$d$  = plaka çapı

Broms (1965), sabit  $k_h$  yatak katsayısına sahip zeminler için şu formülü önermiştir.

$$k_h = \frac{0.4dk_{p1}}{B} \dots\dots\dots (4,46a)$$

B=yanal yüklenmiş kazığının genişliği

Elastik malzemede  $\nu_s=0.5$  olduğunda  $d k_{p1}=1.67 E_s$  olur, o zaman

$$k_h = 0.67 \frac{E_s}{B} \dots\dots\dots (4,46b)$$

olur. Kohezyonlu malzemelerin elastisite modülü, kesme mukavemetinin artmasıyla artar. Peck and Davisson (1962) tarafından bir deney sonucu, sekant modülünün drenajsız kesme mukavemetinin 100 katında olduğu ( $E_s=100 c_u$ ) bulunmuştur. Bu değer, Denklem (4.46) 'da yerine konursa ;

$$k_h = 67 \frac{c_u}{B} \dots\dots\dots (4,47)$$

şeklinde olur. Bu ilişki Davisson (1970) tarafından önerilmiştir [2].

Broms (1964 a), killer için sabit bir  $k_h$  kabülü yaparak, drenajsız bir deneyde nihai gerilmenin yarısı olan  $E_{50}$  sekant modülü ifadesini şöyle önermiştir;

$$k_h = 1.67 \frac{E_{50}}{d} \dots\dots\dots (4,48)$$

$E_{50}$  değeri için, drenajsız kesme mukavemeti  $c_u$  'nun 50 ila 200 katına eşit bir değer olduğu kabul edilirse (Skempton, 1951);

$$k_h = \frac{(80 \sim 320)c_u}{B} \dots\dots\dots (4,49)$$

Yumuşak kohezyonlu killerde  $k_h$  için derinlikle genelde  $k_h = n_h z/d$  şeklinde bir dağılım kabul edilir. Bu gibi zeminler için  $n_h$  değerleri Tablo 4.4 'te verilmiştir. [41]

Tablo 4,4. Kohezyonlu zeminler için  $n_h$  değerleri (Terzaghi, 1955)<sup>h</sup>

Zemin Tipi	$n_h$ (lb/in)	Referans
Yumuşak N/C kil	0.6-12.7	Reese and Matlock, 1956
	1.0-2.0	Davisson and Prakash, 1963
N/C Organik kil	0.4-1.0	Peck and Davisson, 1962
	0.4-3.0	Davisson, 1970
Peat	0.2	Davisson, 1970
	0.1-0.4	Wilson and Hills, 1967

$k_h$ 'ın presiyometre deney sonuçları Menard (1956), Baguelin and Jezequel (1972) ve Baguelin et al. (1978) tarafından özetlenmiştir [4]. Baguelin and Jezequel (1972),  $k$  değerini presiyometre modülüne ve zemin tipine bağlı bir faktör olarak şu şekilde önermişlerdir [12];

kohezyonsuz zeminlerde:

$$k_h = 3.3 \frac{E_d}{D} = 25 \frac{p_L}{D} \dots\dots\dots (4,50)$$

kohezyonlu zeminlerde:

$$k_h = 1.6 \frac{E_d}{D} = 16 \frac{p_L}{D} \dots\dots\dots (4,51)$$

$k_h$  = yatay yatak katsayısı (t/ft<sup>3</sup>)

$E_d$  = presiyometre modülü (t/ft<sup>2</sup>)

$p_L$  = limit basınç (t/ft<sup>2</sup>)

D = kazık çapı (ft)

Kumlardaki kazıklar için, elastisite modülünün aşırı yük durumunda basınçlara kumların yoğunluğuna bağlı olduğu kabul edilir (Terzaghi, 1955);

$$n_h = \frac{A\gamma}{1.35} \quad (\text{ton/ft}^3) \dots\dots\dots (4,52)$$

A =  $n_h$  değerine bağlı faktör

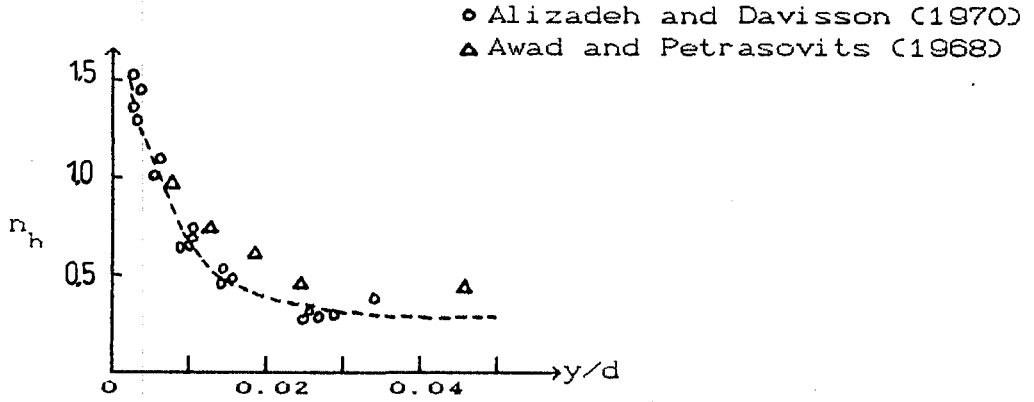
Mukayese edilmesi için, kuru kumlarda  $n_h = 2.5 \text{ ton/ft}^3$  ve  $n_h = 1.5 \text{ ton/ft}^3$  (çevrimli yüklemelerde) ve sıkı kuru kumlarda  $n_h = 7.9 \text{ ton/ft}^3$  ve  $n_h = 0.6 \text{ ton/ft}^3$  değerleri alınabilir. (Rowe, 1956 ; Davisson and Prakash, 1963) A ve  $n_h$  değerleri Tablo (4.5) 'te gösterilmiştir.

Tablo 4,5. Kumlar için  $n_h$  değerleri

Yaklaşık Yoğun	$n_h$ (lb/in)	Referans
Yumuşak N/C kil	0.6-12.7	Reese and Matlock, 1956
	1.0-2.0	Davisson and Prakash, 1963
N/C Organik kil	0.4-1.0	Peck and Davisson, 1962
	0.4-3.0	Davisson, 1970
Peat	0.2	Davisson, 1970
	0.1-0.4	Wilson and Hills, 1967

#### 4.2.3.1. Kazık deplasmanının etkisi

Yanal yüklü kazıkların gözlenen yanal yük-deplasman eğrileri lineer olmadığından nihai kırılma öncesinde zeminde göçme oluşacaktır. Böylece, yatak reaksiyon modülü tamamen kazığın deplasmanına veya uygulanan yük seviyesine bağlı olacaktır. Alizadeh and Davisson (1970) ve Awad and Petrasovits (1968) tarafından kum içinde yapılan deney sonuçları şekil (4.14) 'de gösterilmiştir. Killer için benzer deney yapılabilir



Şekil 4.14. Kum içindeki kazık deplasmanlarının  $n_h$  yatak modülüne etkisi.

#### 4.2.3.2. Tekrarlı yükleme ve grup etkileri

Grup hareketleri esnasında, analizde kullanılan  $k_h$  değeri için deneysel (ampirik) bir düzeltme gereklidir. Davisson (1970), yük doğrultusundaki aralıkların birinci derecede önemli olduğunu ve bu aralıkların merkezden merkeze  $8d$  veya daha fazla olması gerektiğini ifade etmiştir. Buradaki kazığın, yük doğrultusundaki normal mesafesi en az  $2.5d$  olan diğer bir kazık üzerinde etkisiz olduğu kabul edilmiştir. Yüke paralel aralık  $8d$  'den daha az olduğu zaman,  $k_h$  'in efektif değeri ( $k_{h,off}$ ) tekil bir kazığınkinden daha azdır.

Kazıklar üzerinde yapılan model deneylerinden (Prakash, 1962),  $k_{eff}$  'in değeri kumlarda 3 d 'lik bir mesafe için  $2.5 k_h$  olduğu bulunmuştur. Jampel (1949) bir kazık grubu ve tekil bir kazık için, zeminin  $E_s$  Young modülüne göre  $k_h$  ifadesini elde etmiştir. Bu ifadelerinde, normal aralıklar için  $k_{eff}/k_h$  değerleri şöyle teklif edilmiştir;

iki kazık:	$k_{eff} / k_h = 0.5$
üç veya dört kazık:	$k_{eff} / k_h = 0.33$
beş veya daha çok kazık:	$k_{eff} / k_h = 0.25$

Zemin direncinin bazı bozulmalarına sebep veren tekrarlı yükleme,  $k_h$  değerinin azalmasına yol açar. Davisson (1970), şayet yük dönel yükün 50 veya daha fazla katında ise yükün ilk uygulama sonucunda deplasmanın iki katına çıktığını ifade etmiştir. Tekrarlı yüklemelerde,  $k_h$  değeri başlangıç yüklemesinde uygulanan değerinden %30 oranında azalır.

Tekrarlı yüklemelerin geliştirilen analizi Reese (1975) tarafından özetlenmiştir, bu iselineer olmayan p-y analizinde verilecektir (Bkz Bölüm 4.2.4 ).

$k_h$  'in presiyometre deney sonuçları Menard (1956), Baguelin ve Fezeguel (1972),  $k_h$  değerini presiyometre modülüne ve zemin tipine bağlı bir faktör olarak şu şekilde önerilmiştir [5,12];

#### 4.2.3.3. Büzülme ve konsolidasyonun etkisi

Yanal yüklü kazığın büzülme ve konsolidasyon sonucunda, yanal deplasmanın artışı ve zemin reaksiyonlarının dağılımlarının zamanla oluşacağı bulunmuştur.  $k_h$  değeri sadece çok küçük olarak azalmaktadır. Broms (1964 a)  $k_{eff}/k_h$  değerini, sıkı killerden çok sıkı

killere 1/2 den 1/4 'e kadar, yumuşak killerden çok yumuşak killere 1/3 ten 1/6 'ya kadar olması gerektiği ifade etmiştir. Kumlar için  $k_{eff}/k_h$  değeri 1.00 olarak alınabilir. Konsolidasyonun etkisinin tatminkar tarzı ileride verilecektir (Bkz. Bölüm 4.3 ).

#### 4.2.3.4. Kazık eğriliğinin etkisi

$k_h$  'in önceki verilen bütün değerleri düşey kazıklar için elde edilmiştir. Kazık deplasmanı üzerinde kazık eğikliğinin etkisi ve buradanda  $k_h$  ve  $n_h$  değerlerinin efektif değerleri ,Awad and Petrasovits (1968) tarafından kum içindeki model deneyleriyle araştırılmıştır. Deplasman, pozitif eğik (mesela yük yönünde eğik) kazıklar için azalır ve negatif eğik kazıklar için artar.

#### 4.2.4. Lineer olmayan analiz

Daha önceden söylendiği gibi, bir kazık boyunca her noktadaki deplasman ve basınç arasındaki ilişki lineer değildir. Böyle bir analiz için Madhav et al (1971) winkler elastoplastik modelini kullanmıştır. Buna karşılık Kubo (1965), basınç ve deplasman ( $p-y$ ) arasındaki lineer olmayan ilişkiyi aşağıdaki gibi önermiştir [41];

$$p=k z^m y^n \dots\dots\dots (4,53)$$

$k,m,n$ =deneysel olarak tanımlanan katsayılar  
 $z$ =derinlik

Lineer olmayan analizin diferansiyel denklemi [33,41]

$$\frac{d^2M}{dz^2} + P_z \frac{d^2y}{dz^2} - p = 0 \dots\dots\dots (4,54)$$



M=kazığın z derinliğindeki eğilme momenti  
 $P_z$  =z derinliğinde kazıktaki aksenal yük  
 p=birim uzunluktaki zemin reaksiyonu  
 y=deplasman

şeklindedir. Bu denklem, (4.3) denkleminin genelleştirilmiş şeklidir. Denklem (4.54), Reese (1977) tarafından sonlu farklar şeklinde çözümlenmiştir. Çözümde kazık boyunca farklı noktalar için p-y eğrileri değerlerinin girişi gereklidir (Bkz.Şekil 4.1 a). p-y eğrilerinde, bir noktadaki zemin davranışı diğer noktalardan bağımsız alınmaktadır ancak bu gerçekte böyle değildir. Buna karşılık tarafından verilen sonlu farklar teorisi yeter bir doğruluktur.

Matlock (1970), ya kısa süreli ya da çevrimli yüklemeler için doygun gevşek kuumlarda p-y ilişkileri oluşturmuştur. Diğer durumlar ise sonradan Reese (1975) tarafından özetlenmiştir. Reese (1975) tarafından doygun yumuşak killer için oluşturulan hesap tarzı aşağıda sunulmuştur.

#### 1. Kısa Süreli Statik Yükleme

a)Efektif birim ağırlık ve kesme mukavemetinin derinlikle değiştiği ve maksimum esas gerilmenin yarısı olan  $E_{50}$  sekil değiştirmesi için hesap yapılmıştır ( $E_{50}$  nin tipik değerleri yumuşak killerde 0.02 den sert killere 0.005 değerleri arasında sıralanır ) [14].

b)Şaftın birim uzunluğu boyunca nihai zemin direnci  $p_u$  [14,41];

$$p_u = (3+\gamma z/c_u + 0.5 z/d) c_u d \dots\dots\dots (4,55 a)$$

veya  $p_u = qc_u d \dots\dots\dots (4,55 b)$

Burada;

$\gamma$ =Zemin yüzünden z derinliğine kadar ortalama efektif birim ağırlık

$c_u$ =z derinliğinde drenajsız kesme mukavemeti

d=kazık çapı

şeklinde hesaplanır ve bunlardan hangisi küçükse o değer kullanılır.  $p_u$  'nun bu değerleri, her bir derinlikteki p-y eğrileri için gereklidir.

c)  $y_{50}$  deplasmanı, nihai zemin direncinin yarısı için hesaplanırsa;

$$y_{50} = 2.5 E_{50} d \dots\dots\dots (4,56)$$

d) Son olarak, izah edilen noktalardaki p-y eğrisi, aşağıdaki ilişkiden hesaplanır;

$$\left[ \frac{p}{p_u} \right] = 0.5 \left[ \frac{y}{y_{50}} \right]^{1/3} \dots\dots\dots (4.57)$$

p nin değeri,  $y=8 y_{50}$  üzerinde sabit olduğu andaki değer olarak alınır.

## 2 Çevrimli Yükleme

a) p-y eğrisi kısa süreli sabit yüklemelerde olduğu gibi,  $0.72 p_u$  değerinden daha küçük değerler için aynı tarzda yapılır.

b) Denklem 8.55 a ve 8.56 b ,  $z_r$  derinlik değişimini bulmak için aynı anda çözülür. Sabit birim ağırlık ve kesme mukavemeti için üst bölgede;

$$z = \frac{6c_u d}{(\gamma d + 0.5c_u)} \dots\dots\dots (4,58)$$

c)Kiritik (şüpheli) noktanın derinliği  $Z_r$  'ye eşit veya ondan büyük ise, o zaman  $y$  'nin  $3y_{50}$  den büyük bütün değerleri için  $p=0.72 p_u$  dur.

d)Derinlik  $Z_r$  den küçük ise, o zaman  $p$  'nin değeri  $y=3y_{50}$  değerinde  $0.72 p_u$  dan itibaren, aşağıda  $y=15y_{50}$  ifadesi için verilen değere kadar azalır;

$$p=0.72p_u (z/z_r) \dots\dots\dots (4,59)$$

$p$  nin değeri  $y=15y_{50}$  üzerinde sabit kalmaya devam eder.

### 4.3. Elastik Teori

#### 4.3.1. Teori esasları

Elastik bir sabit gibi düşünülen zeminin elastik teori esaslarınının hepsi benzer prensiplerden meydana gelmiştir. En önemli değişikliği ise sadece kazık hareket tahminleri olmaktadır.

Zemin, ideal homojen izotropik, yarı sonsuz elastik bir malzeme gibi kabul edilir. Ayrıca zemindeki  $E_s$  young modülü ve  $\nu_s$  poisson oranı kazıktan etkilenmez. Kazığa bitişik zemin, kazık yüzeyine yapışık kabul edilir.

Hesap yapılırken, kazık ince düşey dikdörtgen bir şerit gibi kabul edilir. Şerit  $L$  uzunluklu ve  $d$  genişliktedir,  $E_p I_p$  değeri sabit kabul edilir. Ve kazık  $n+1$  elemanlarına bölünür, sınır şartları hesaba katılır, Midlin denkleminin integrasyonu da kullanılarak aşağıda verilecek sonuçlar elde edilir. Deplasmanların

belirlenmesinde Denklem(4.2) kullanılmıştır. Kazık fleksibilite faktörü  $K_R = \frac{E_s I_p}{E_s L^4}$  değerindedir.

Zeminin yerel göçme etkileri Spillers and Stoll (1964) ve Poulos(1971 a) tarafından anlatılmıştır. Kazığın tepe noktasında meydana gelecek kazık-zemin ayrılma etkisi ise Douglas and Davis (1964) tarafından sunulmuştur. Zeminin alabileceği çekme gerilmeleri çok sınırlı olduğundan kazık ile zemin arasında meydana gelen ayrılma ve yerel göçmelerin ana sebebi lineer olmayan yük-deplasman ilişkisidir. Elastik analiz kazık ile zemini birbirine yapışık kabul ettiğinden bunların hesap üzerine etkisi vardır. Ancak, ayrılma etkileri düşük seviyede olduğundan ihmal edilecektir.

#### 4.3.2. Uniform zeminlerde yüzen kazık için çözüm

##### 4.3.2.1. Deplasman ve dönme

Serbest başlıklı, bir e eksantirikliğinde H yükü ile yüklenmiş kazık, uniform bir zemin içinde sabit  $E_s$  ve  $P_y$  limit basıncına sahip olarak düşünülmüştür. Zemin normal konsolide ve  $\nu_s = 0.5$  değerindedir.

Uniform zemin yüzeyinde serbest başlıklı bir kazığın deplasman ve dönmesi (Poulos, 1973)

$$y = \frac{H}{E_s L} \left[ I_{yH} + \frac{e}{L} I_{yM} \right] / F_y \dots\dots\dots (4,60)$$

$$\theta = \frac{H}{E_s L^2} \left[ I_{\theta H} + \frac{e}{L} I_{\theta M} \right] / F_\theta \dots\dots\dots (4,61)$$

H=uygulanen yatay yük

$e=M/H$ =yükün eksantrikliği

M=zemin yüzeyinde uygulanan moment

$I_{yH}, I_{yM}$  =sabit  $E_s$  için yatay yük ve momentin oluşturduğu deplasmanın elastik tesir faktörleri

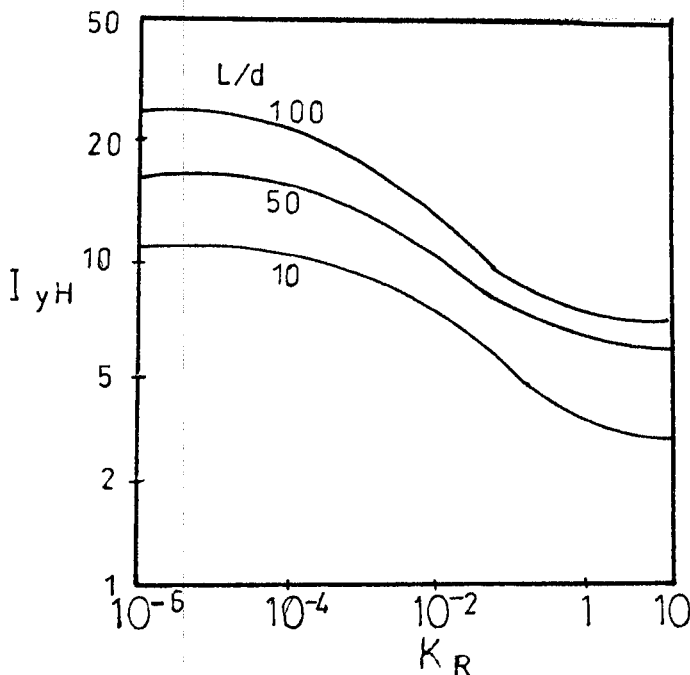
$I_{OH}, I_{OM}$  =sabit  $E_s$  için yatay yük ve momentin oluşturduğu dönmenin elastik tesir faktörleri

$F_y$  =göçme-deplasman faktörü (sabit  $E_s$  ve  $P_y$  için göçen zemin içindeki kazık deplasmanının elastik zemin içindeki kazık deplasmanına oranı )

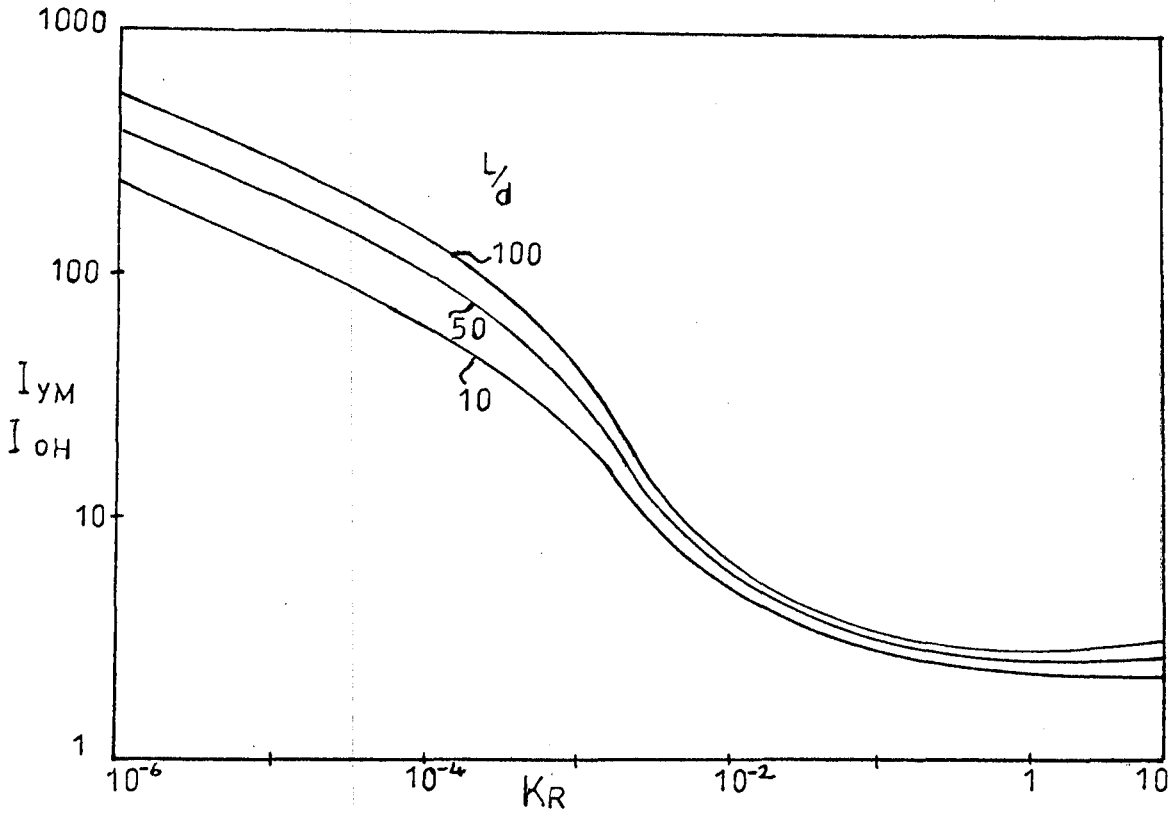
$F_o$  =göçme-dönme faktörü (sabit  $E_s$  ve  $P_y$  için göçen zemin içindeki kazık dönmesinin elastik zemin içindeki kazık dönmesine oranı )

$p_y$  =göçme basıncı (=nihai yanal basınç,  $p_u$  )

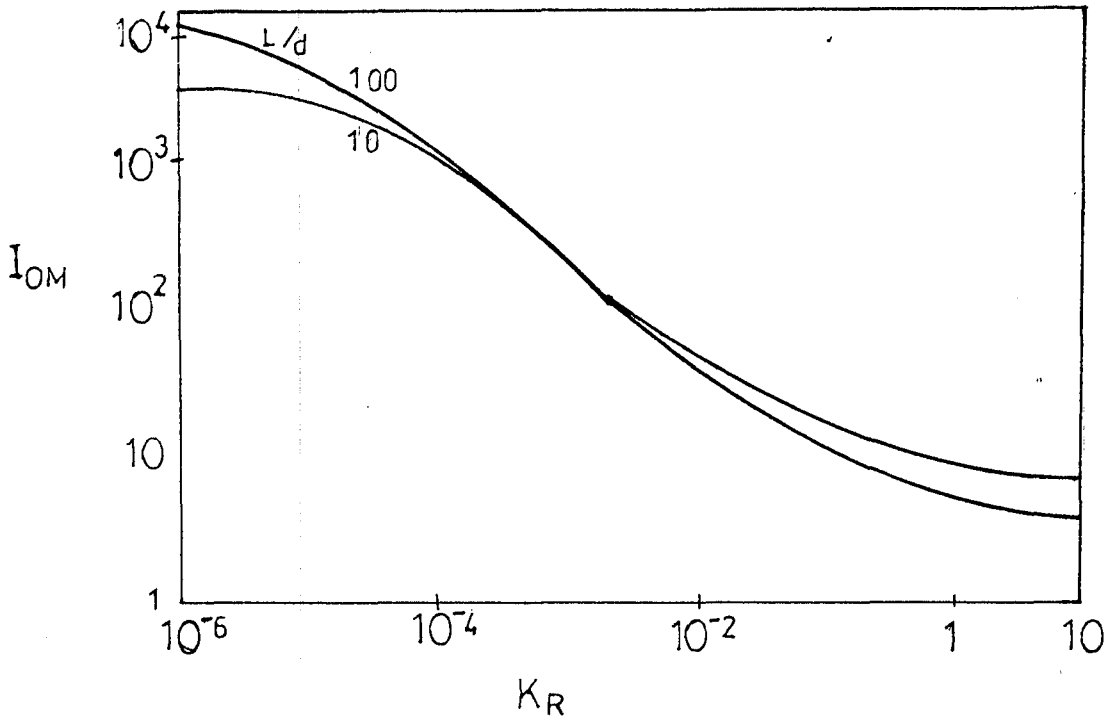
Elastik tesir faktörleri  $I_{yH}, I_{yM}$  ( $I_{OH}$ ) ve  $I_{OM}$  değerleri şekil 4.15; 4.16 VE 4.17 'de verilmiştir. Göçme faktörleri  $F_y$  ve  $F_o$  değerleri  $e/L, H/H_u$  ve kazık fleksibilite faktörü  $K_R$  nin fonksiyonları olarak şekil 4.18 ve 4.19 'da verilmiştir. Burada yanal yük ve momentin aynı doğrultuda etkimektedir nihai yanal yük  $H_u$  değeri statik karşılıklarından elde edilebilir (Bkz şekil 3.2).



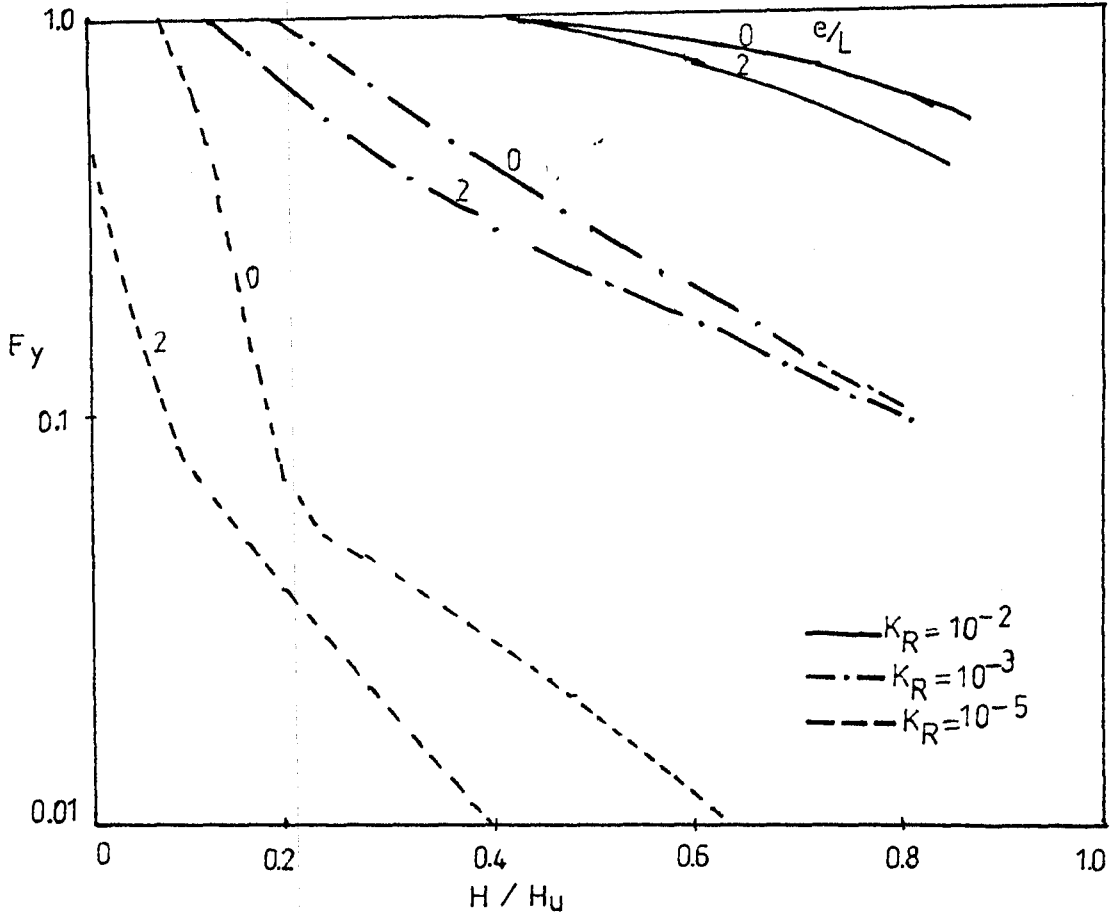
Şekil 4.15. Serbest başlıklı yüzen bir kazığın sabit  $E_s$  için  $I_{yH}$  değerleri.



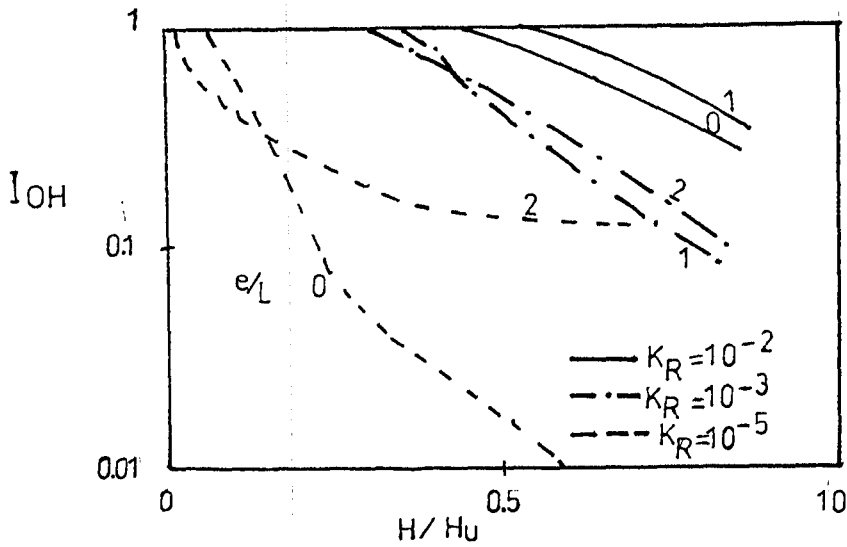
Şekil 4,16. Serbest başlıklı yüzen bir kazığın sabit  $E_s$  için  $I_{YM}$  ve  $I_{OH}$  değerleri.



Şekil 4,17. Serbest başlıklı yüzen bir kazığın sabit  $E_s$  için  $I_{OM}$  değerleri.



Şekil 4,18. Serbest başlıklı yüzen bir kazığın sabit  $E_s$  ve  $p_y$  için  $F_y$  değerleri.



Şekil 4,19. Serbest başlıklı yüzen bir kazığın sabit  $E_s$  ve  $p_y$  için  $I_{OH}$  değerleri.

Zemin yüzeyinde, tamamen elastik bir zemin için serbest başlıklı bir kazığın deplasman ve dönmesi şöyledir;

$$y = I_{yH} \left( \frac{H}{E_s L^2} \right) + I_{yM} \left( \frac{M}{E_s L^3} \right) \dots\dots\dots (4,62)$$

$$\theta = I_{oH} \left( \frac{H}{E_s L^2} \right) + I_{oM} \left( \frac{M}{E_s L^3} \right) \dots\dots\dots (4,63)$$

Zemin yüzeyinde, rijit başlıklı kazığın deplasmanı

$$y = I_{yF} \left( \frac{H}{E_s L} \right) / F_{yF} \dots\dots\dots (4,64)$$

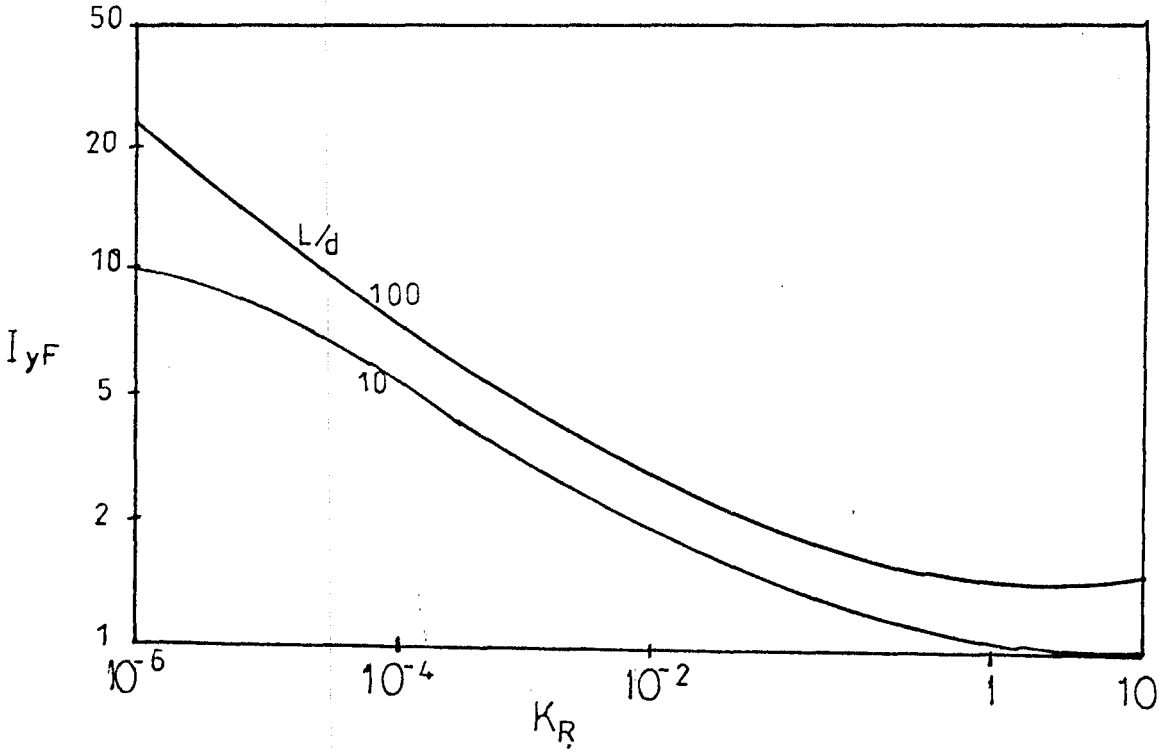
$I_{yF}$  =rijit başlıklı kazığın deplasman-tesir faktörü

$F_{yF}$  =rijit başlıklı kazığın akma-rotasyon faktörü  
şeklindedir.

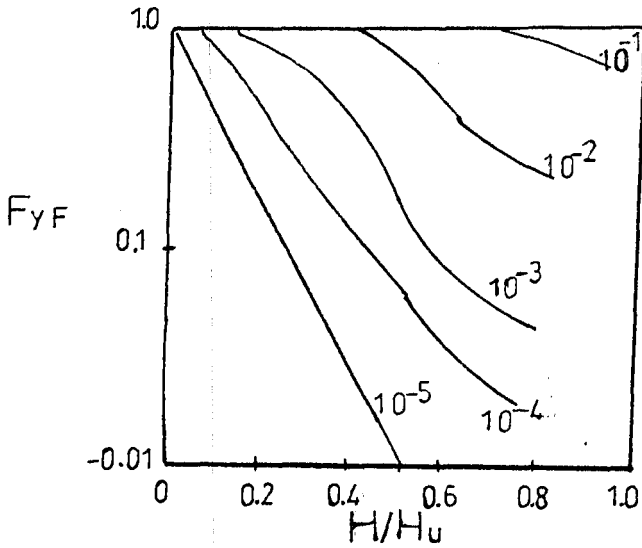
$I_{yF}$  ve  $F_{yF}$  değerleri şekil 4,20 ve 4,21 'de gösterilmiştir. Bu hal için nihai yanal yük şöyle tarif edilmiştir.

$$H_u = p_y dL \dots\dots\dots (4,65)$$





Şekil 4,20. Rijit başlıklı yüzen bir kazığın sabit  $E_s$  için  $I_{yF}$  değerleri.



Şekil 4,21. Rijit başlıklı yüzen bir kazığın sabit  $E_s$  ve  $p_y$  için  $F_{yF}$  değerleri.

Bunlara ilave olarak, zemin yüzeyinden bir  $e$  mesafesinde uygulanan yükün bulunduğu yerdeki deplasmanıda verilebilir;

$$y = \frac{H}{E_s L} \left[ I_{yH} + \frac{e}{L} I_{yM} \right] / F_y + \frac{He}{E L^2} \left[ I_{OH} + \frac{e}{L} I_{OM} \right] / F_o + \frac{He^3}{3E_p I_p} \dots \dots (4,66)$$

#### 4.3.2.2. Yatak Katsayısı ve Sekant Modülü ile Mukayeseler

Yatak katsayısı ile elastik teorinin karşılaştırılması için  $k_h$  ile  $E_s$  arasındaki ilişkinin kurulması gereklidir. Yapılan mukayeselerde  $L/d=25$  sabit bir  $E_s$  ve  $\nu_s=0.5$  için  $k_h=0.82E_s/d$  kullanılmıştır. Elde edilen sonuçların hepsinde yatak katsayısı teorisinde elastik teoriden daha büyük deplasman ve dönme değerleri elde edilmiştir. Fleksibl kazıklarda yatak katsayısı momentleri, büyük olurken, sıkı kazıklardaki momentler her iki teoride de aynı olmaktadır.

Zemin göçmesini hesaba katan gerçek elastik modül, sekant-elastik modül ile karşılaştırıldığında çözümler hemen hemen aynı olmaktadır. En önemli farklılık ise, sekant-elastik yaklaşımının zemin yüzeyindeki dönmeyi ve maksimum eğilme momentini biraz daha fazla tahmin etmesidir. Buna rağmen normal işletme yüklerinde (mesela  $H/H_u=0.4$ ) farklılık küçüktür ve bu da yerel göçmelerin ciddi hatalar oluşturmadığını göstermektedir.

#### 4.3.3. Lineer artan zemin modülünde yüzen kazıklar için çözüm

Normal konsolide olmuş yumuşak killerde ve kuumlarda derinlikle lineer artan zemin modülü çözümü gereklidir, çünkü sabit bir modülle çözüm hatalara yol açmaktadır. Aşağıda anlatılan çözümlerde, zemin modülü  $E_s$  değeri, zemin

yüzeyinden itibaren artacağı kabul edilecektir (Bkz. Bölüm 4.2.1.2). Böylece, denklem 4.10 ve 4.11 'de verilen sekant yaklaşım modülü formülleri kullanılarak, kazık fleksibilite faktörü  $K_N$  (Bkz. Bölüm 4.3.1.) yeniden belirlenir;

$$K_N = \frac{E I_p}{N_h L^3} \dots \dots \dots (4,67)$$

Zemin göçme mukavemeti olan  $p_y$  'nin zemin yüzünde sıfır olan kazık ucunda bir  $p_L$  değerine kadar derinlikle lineer değiştiği kabul edilecektir.

#### 4.3.3.1. Deplasman ve dönme

Serbest başlı bir kazığın zemin yüzeyindeki deplasman ve dönmesi şöyledir;

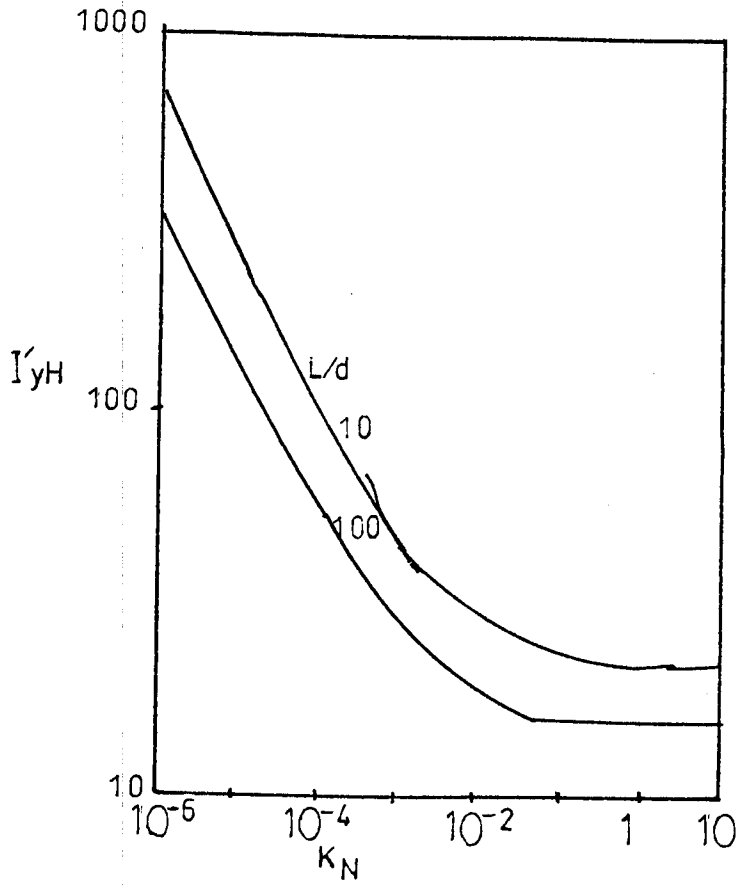
$$y = \frac{H}{n_h L^2} \left[ I'_{yH} + \frac{e}{L} I'_{yM} \right] / F'_y \dots \dots \dots (4,68)$$

$$\theta = \frac{H}{n_h L^3} \left[ I'_{oH} + \frac{e}{L} I'_{oM} \right] / F'_o \dots \dots \dots (4,69)$$

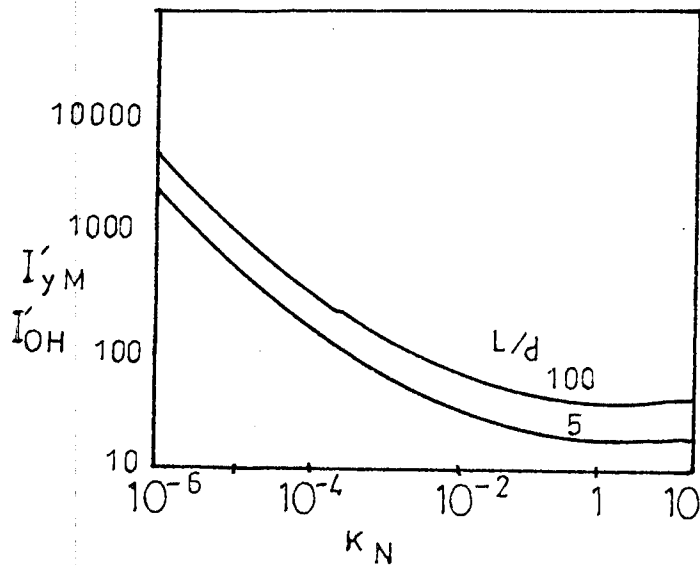
$I'_{yH}$ ,  $I'_{yM}$ ,  $I'_{oH}$ ,  $I'_{oM}$  = liner artan  $E_s$  için elastik tesir faktörleri

$F'_y$ ,  $F'_o = E_s$  ve  $P'_y$  'nin lineer artışı için göçme faktörleri

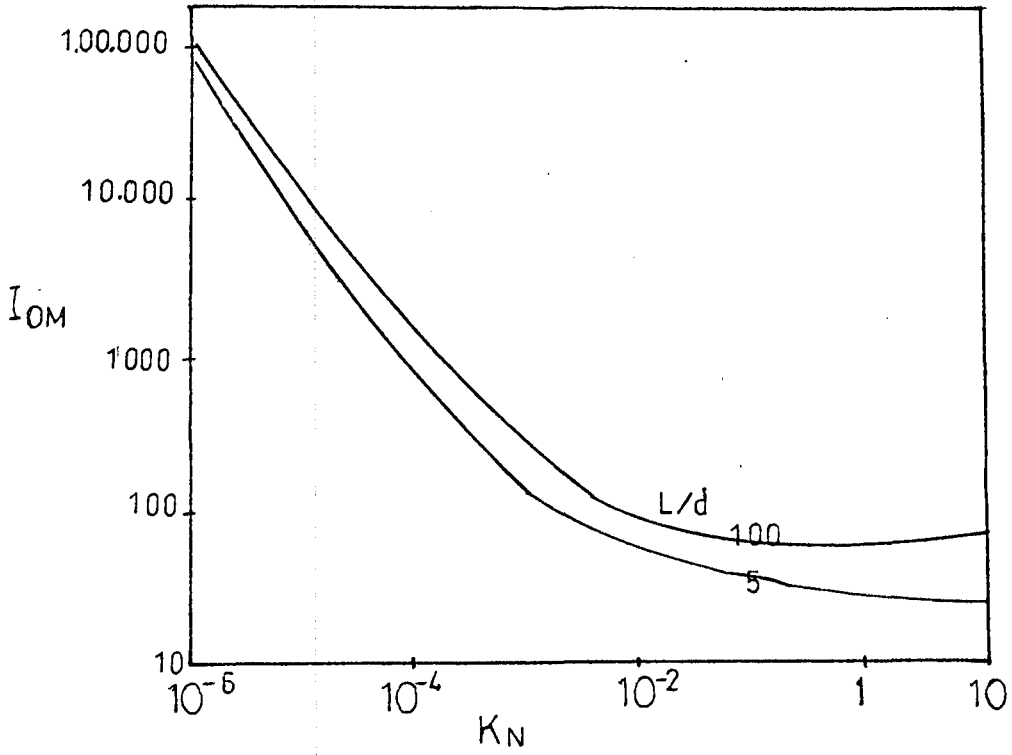
Elastik tesir faktörleri şekil 4.22, 4.23 ve 4.24 'te, göçme faktörleri ise  $e/L$ ,  $K_N$  ve  $H/H_u$  nun fonksiyonları olarak şekil 4.25 ve 4.26 da verilmiştir.  $H_u$  burada da statik düşüncelerden (şekil 3.2) elde edilebilir.



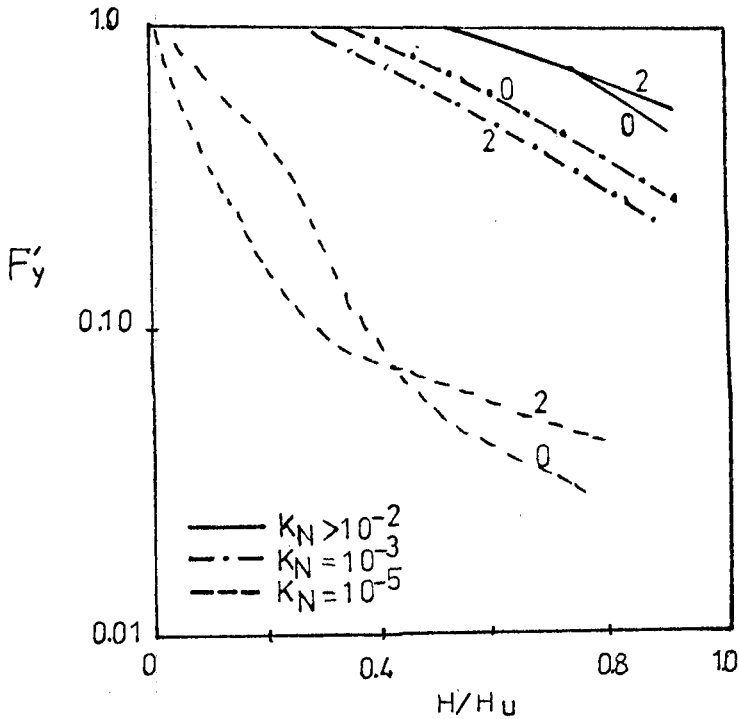
Şekil 4,22. Serbest başlıklı yüzen bir kazığın lineer değişen sabit  $E_s$  için  $I'_{yH}$  değerleri.



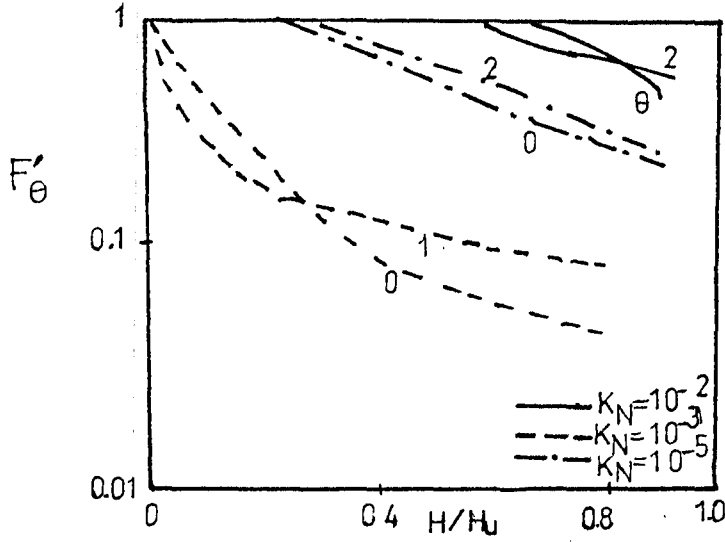
Şekil 4,23. Serbest başlıklı yüzen bir kazığın lineer değişen sabit  $E_s$  için  $I'_{yM}$  ve  $I'_{OH}$  değerleri.



Şekil 4,24. Serbest başlıklı yüzen bir kazığın lineer değişen sabit  $E_s$  için  $I_{0M}$  değerleri.



Şekil 4,25. Serbest başlıklı yüzen bir kazığın lineer değişen sabit  $E_s$  ve  $p_y$  için  $F'_y$  değerleri.

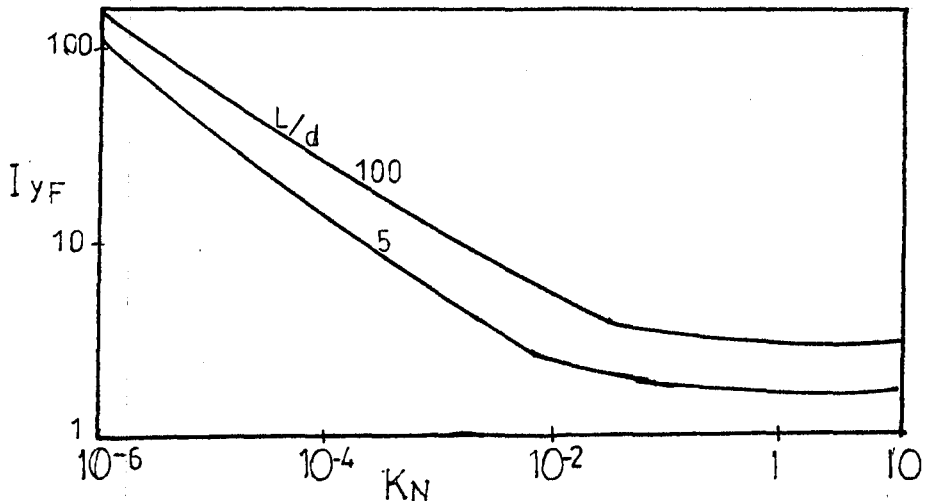


Şekil 4,26. Serbest başlıklı yüzen bir kazığın lineer değişen sabit  $E_s$  ve  $p_y$  için  $F'_\theta$  değerleri.

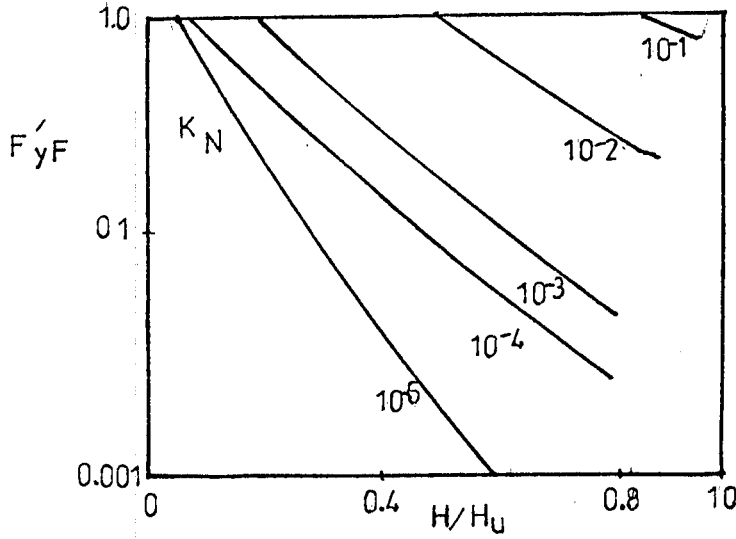
Rijit başlıklı bir kazığın zemin yüzeyindeki deplasman ve dönmesi ise;

$$y = \frac{H}{n_h L^2} \frac{I'_{yF}}{F'_{yF}} \dots \dots \dots (4,70)$$

şeklindedir.  $I'_{yF}$  ve  $F'_{yF}$  değerleri şekil 4.27 ve 4.28 'de verilmiştir. Şekil 4.28 de  $H_u = 0.5 P_L$  d L değerindedir.



Şekil 4,27. Serbest başlıklı yüzen bir kazığın lineer değişen sabit  $E_s$  için  $I'_{yF}$  değerleri.



Şekil 4,28. Serbest başlıklı yüzen bir kazığın lineer değişen sabit  $E_s$  ve  $p_y$  için  $F'_y/F$  değerleri.

#### 4.3.3.2. Yatak Katsayısı Teorisi ile Mukayeseler

Elastik ve yatak katsayısı teorisini karşılaştırmak için  $N_h = n_h$  alınmıştır. Yatak katsayısı  $L/d$  nin etkisini doğrudan hesaba katmamasına rağmen, bu iki teori arasındaki en yakın ilişki  $L/d = 25$  için elde edilmiştir. Ancak buradaki değerler arasında benzerliklerin çok az olduğu söylenebilir.

#### 4.3.4. Uç Kazıkları İçin Çözümler

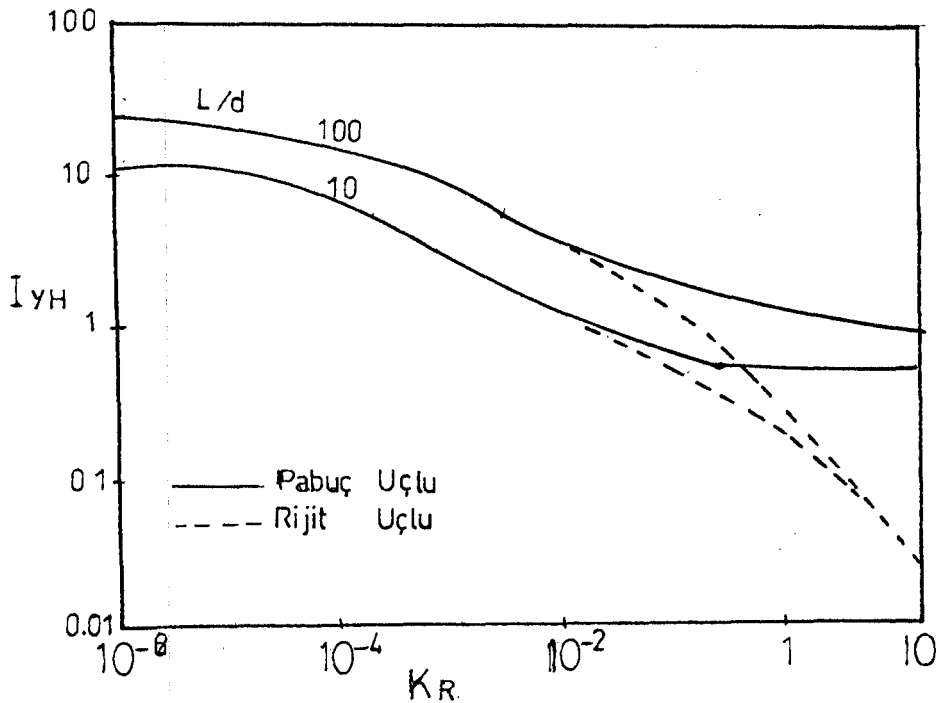
##### 4.3.4.1. Deplasman ve Dönme

Yatay  $H$  yüküne maruz uç kazıkları, yukarıda yüzen kazıklar için verilmiş olan denklemlerden (üniform zemin içindeki kazık için denklem 4.60 ve 4.61 veya tamamen elastik bir zemin içindeki kazık için denklem 4.62 ve 4.63) hesaplanır. Ancak burada elastik tesir faktörleri farklıdır. Bu faktörler, hem pabuçlu hem de ankasre uçlu kazıklar için şekil 4.29, 4.30 ve 4.31 de verilmiştir.  $F_y$

ve  $F_o$  göçme faktörleri ise  $K_R < 10^{-2}$  için yüzen kazığın göçme faktöründen (Şekil 4.16 ve 4.17 'den) alınır.  $K_R > 10^{-2}$  için işletme yükleri altında göçmenin etkisi çok küçük olduğundan  $F_y$  ve  $F_o$  değerleri tek bir değer olarak alınabilir.

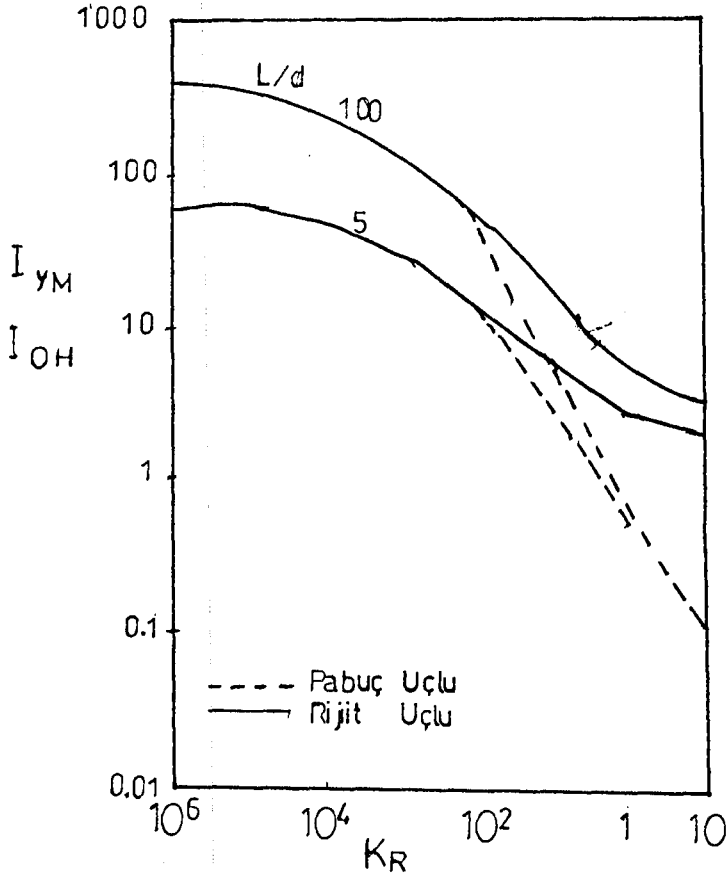
Rijit başlıklı uç kazığı için zemin yüzeyindeki deplasmanı denklem 4.63 ile verilmiştir ve  $I_{yF}$  elastik tesir faktörü ise şekil 4.32 'de gösterilmiştir.

Derinlikle lineer artan bir modüle sahip zeminler içinde deplasman ve dönme; serbest-başlı uç kazığı için denklem 4.68 ve 4.69 veya rijit-başlıklı uç kazığı için denklem 4.70 den hesaplanır. Uç kazığı için elastik tesir faktörleri ( $I_{yF}$  v.d) ise şekil 4.33, 4.34, 4.35 ve 4.36 'da verilmiştir.  $F_y, F_o$  ve  $F_{yF}$  göçme faktörleri  $K_N < 10^{-2}$  için aynı H yüküne maruz yüzen kazık göçme faktörlerinden (Şekil 4.25, 4.26 ve 4.28 'dan) alınır.

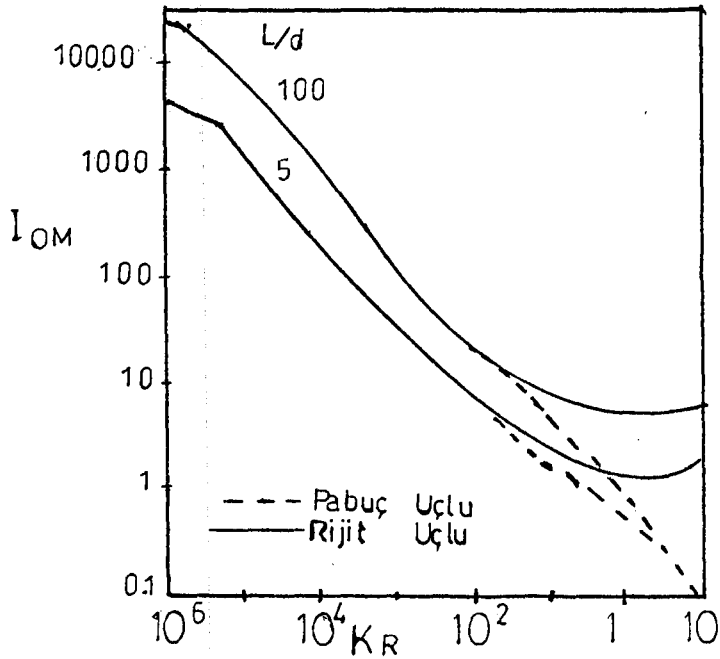


Şekil 4.29. Serbest başlıklı bir uç kazığının sabit  $E_s$  için  $I_{yH}$  değerleri.

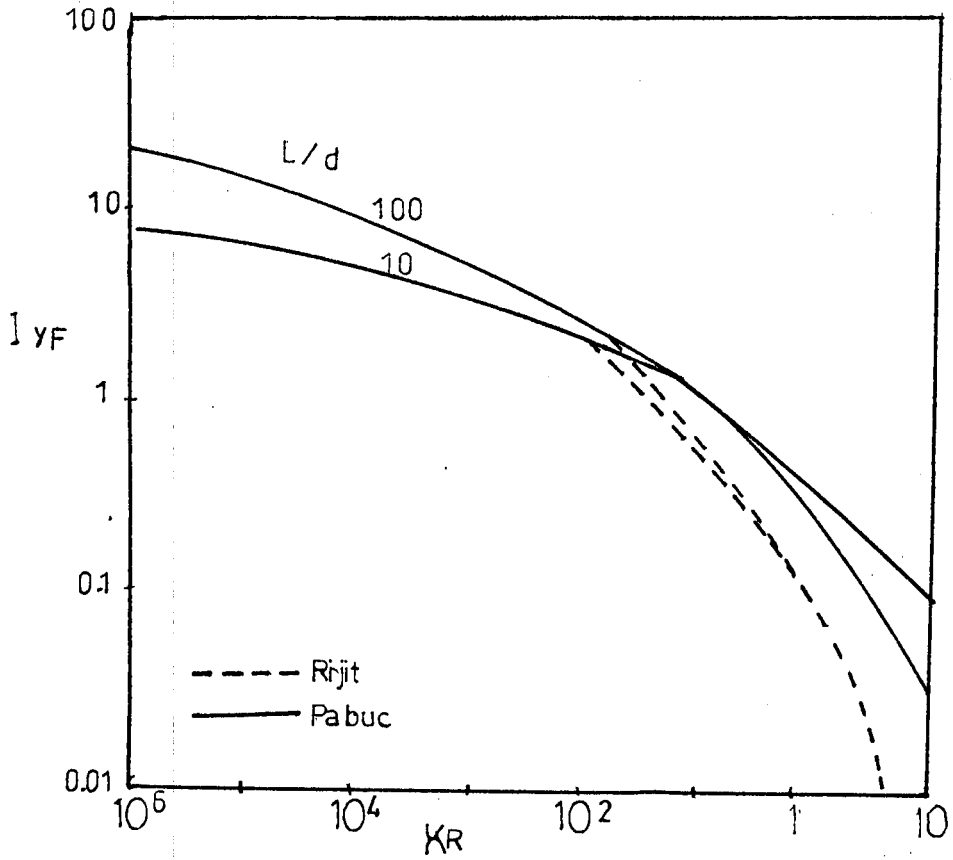




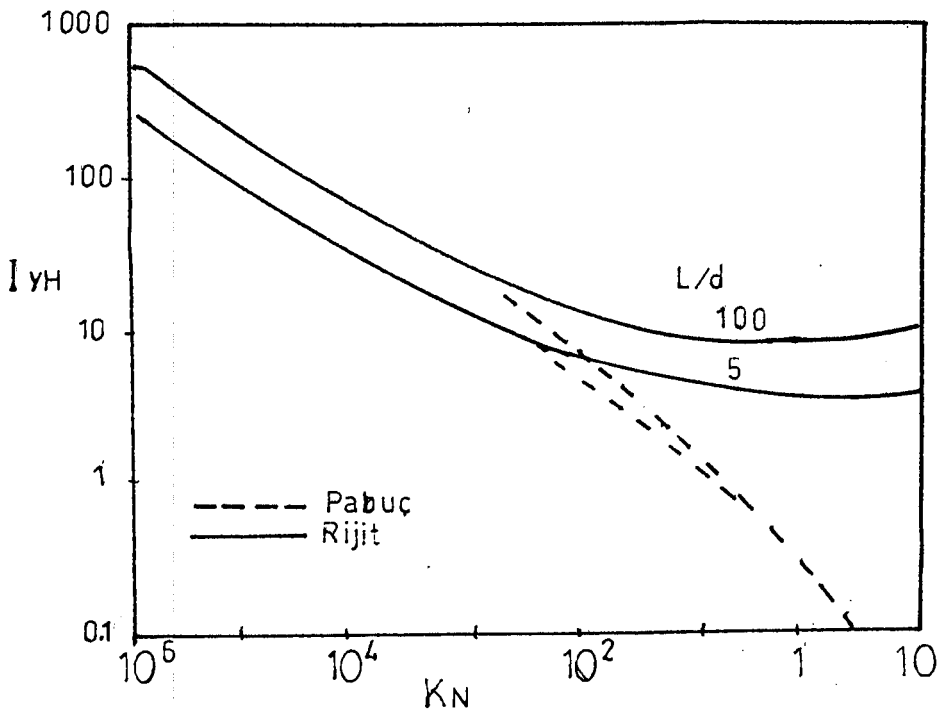
Şekil 4,30. Serbest başlıklı bir uç kazığınının sabit  $E_s$  için  $I_{yM}$  ve  $I_{oH}$  değerleri.



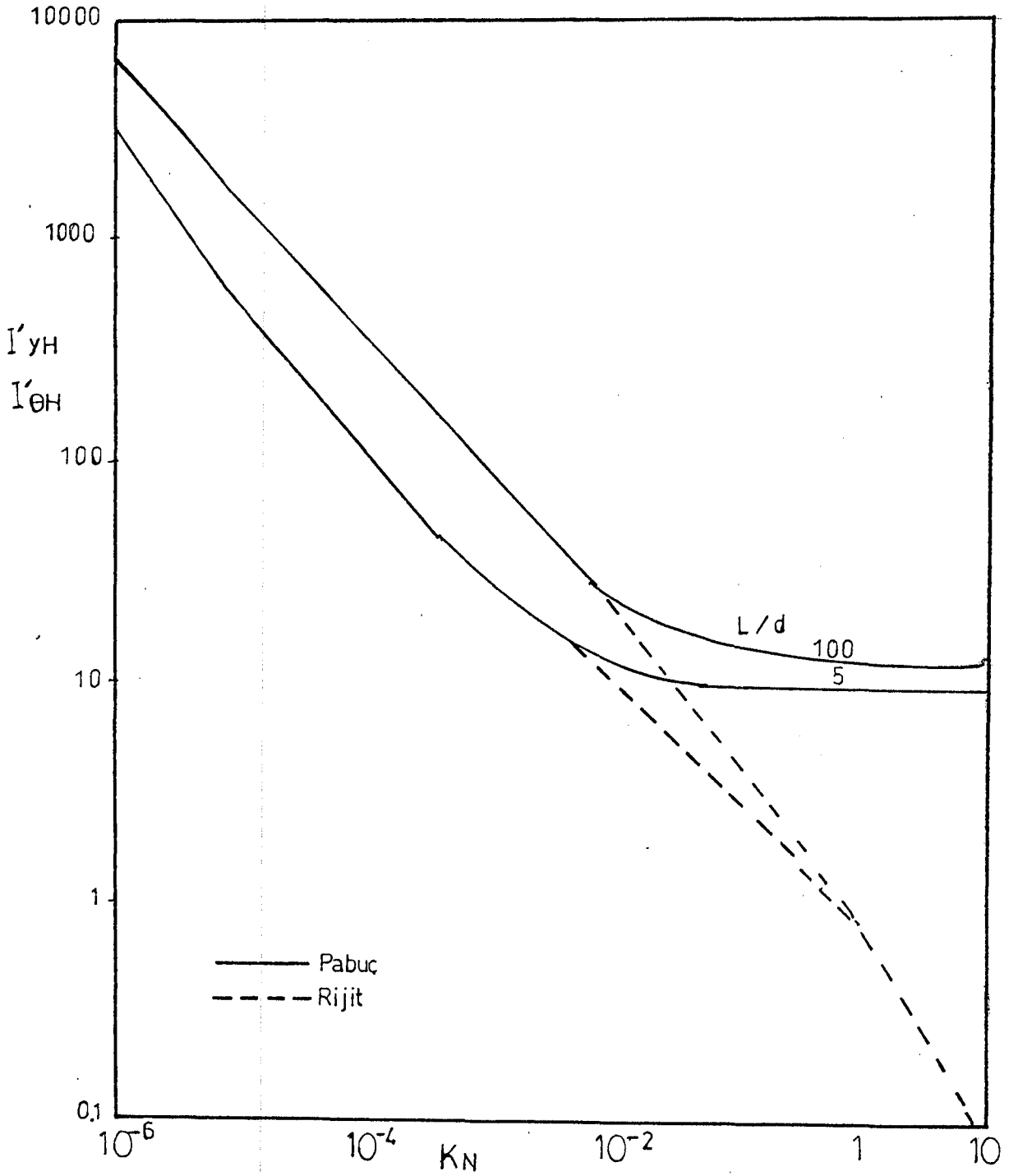
Şekil 4,31. Serbest başlıklı bir uç kazığınının sabit  $E_s$  için  $I_{oM}$  değerleri.



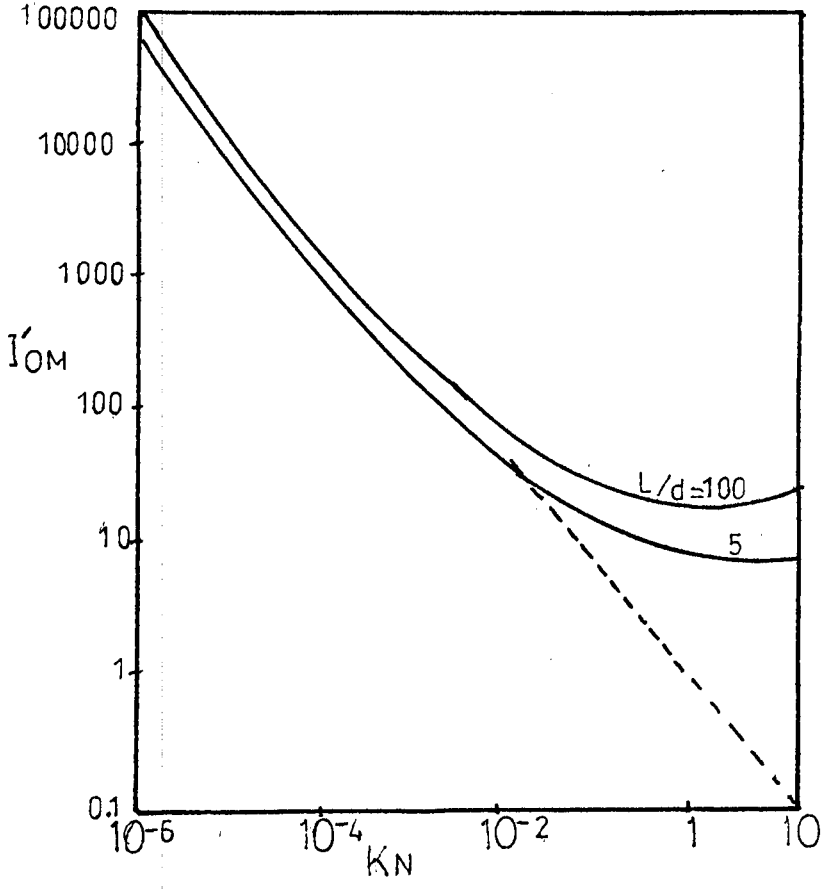
Şekil 4.32. Serbest başlıklı bir uç kazığının sabit  $E_s$  için  $I_{yF}$  değerleri.



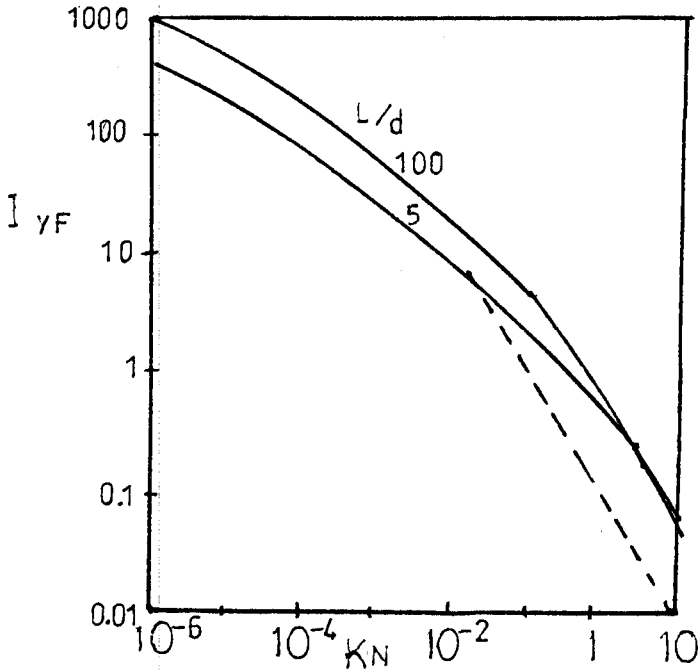
Şekil 4.33. Serbest başlıklı bir uç kazığının lineer değişen  $E_s$  için  $I_{yH}$  değerleri.



Şekil 4.34. Serbest başlıklı bir uç kazığının lineer değişen  $E_s$  için  $I_{yH}$  ve  $I_{eH}$  değerleri.



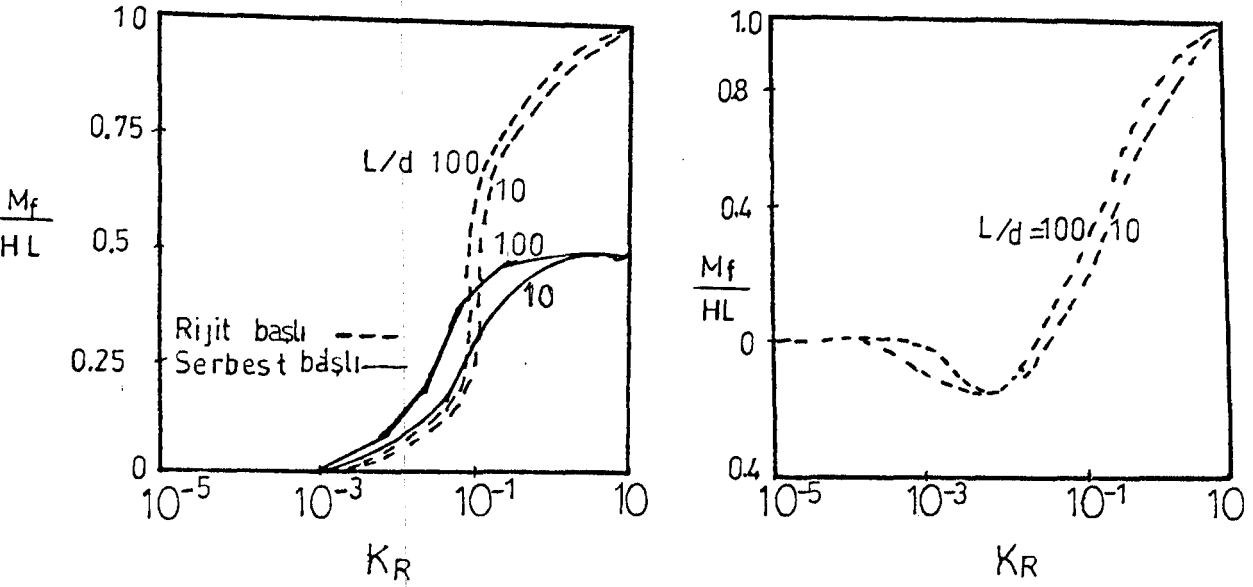
Şekil 4,35. Serbest başlıklı bir uç kazığının lineer değişen  $E_s$  için  $I'_{OM}$  değerleri.



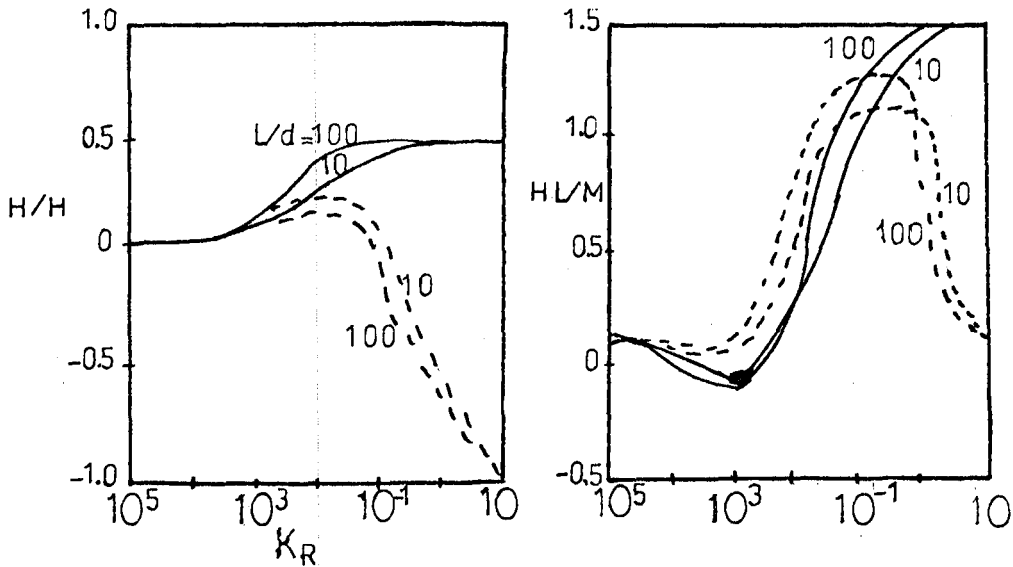
Şekil 4,36. Serbest başlıklı bir uç kazığının lineer değişen  $E_s$  için  $I'y_F$  değerleri.

#### 4.3.4.2. Kazık Ucunda Oluşan Momentler ve Yanal Yükler

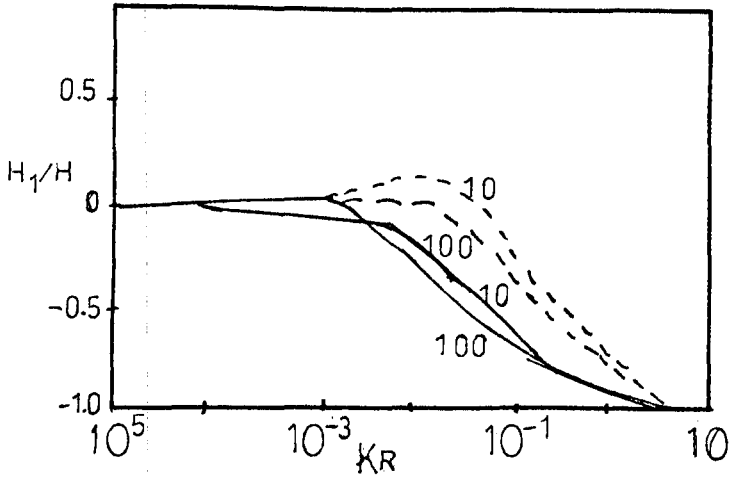
Kazık ucunda oluşacak  $M_f$  uç momenti şekil 4.37 de ;  $H_f$  yanal kuvvetleri ise şekil 4.38 ve 4.39 da  $K_R$  nin bir fonksiyonu olarak verilmiştir.



Şekil 4,37. Sabit  $E_s$  için kazık ucunda oluşan moment.



Şekil 4.38. Serbest başlıklı kazığın uç kuvvetleri,  $E_s = sbt.$



Şekil 4,39. Rijit başlıklı kazığın uç kuvvetleri,  $E_s = s b t$ .

#### 4.3.4.3. Pabuç Kazıklarının Uç-Dönmeleri

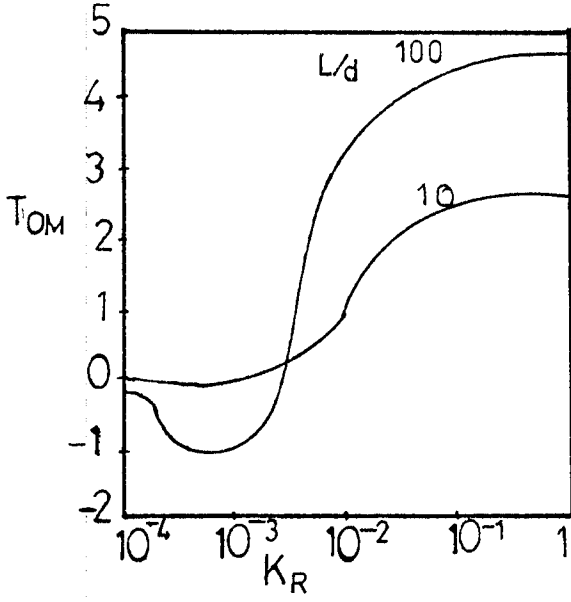
Pabuçlu kazıkların uç dönmeleri, esasen rijit uçlu kazıkların etkisini değerlendirmek içindir. Üniform elastik bir zemin içindeki serbest-başlı pabuç-ayaklı bir kazığın  $\theta_0$  uç dönmesi;

$$\theta_t = \frac{H}{E_s L^2} T_{OH} + \frac{M}{E_s L^3} T_{OM} \dots \dots \dots (4,71)$$

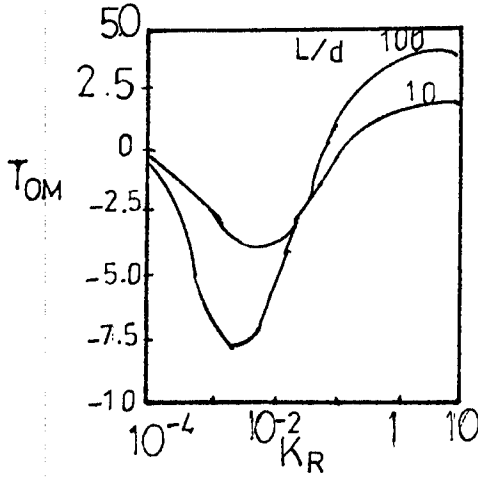
şeklindedir. Aynı zemindeki rijit-başlıklı kazığın uç dönmesi ise

$$\theta_t = \frac{H}{E_s L^2} T_{OF} \dots \dots \dots (4,72)$$

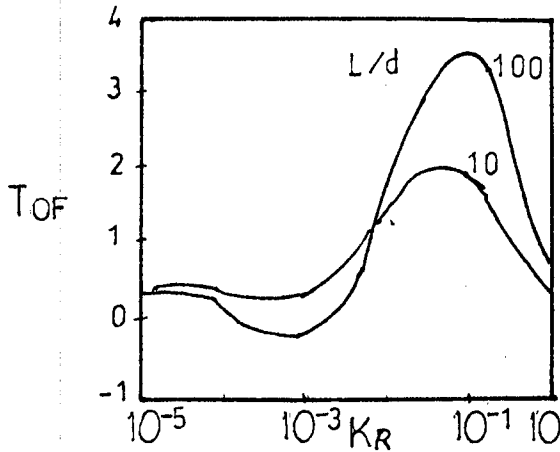
değerindedir. Uç dönmesi tesir faktörleri  $T_{OH}$ ,  $T_{OM}$  ve  $T_{OF}$  değerleri şekil 4.40 4.41 ve 4.42 'de verilmiştir.



Şekil 4.40. Serbest başlıklı bir pabuç kazığının sabit  $E_s$  için  $T_{OM}$  değerleri.



Şekil 4.41. Serbest başlıklı bir pabuç kazığının sabit  $E_s$  için  $T_{OM}$  değerleri.



Şekil 4.42. Rijit başlıklı bir pabuç kazığının sabit  $E_s$  için  $T_{OF}$  değerleri.

#### 4.3.4.4. Rijit-Uçlu Kazıkların Uç Dönmeleri

Rijit-uçlu bir kazığın gerçek uç dönmesi şöyledir

$$\theta_f = \frac{H_f}{E_b L_e^2} I_{OH} + \frac{M_f}{E_b L_e^3} I_{OM} \dots\dots\dots (4,73)$$

$E_b$  = uç tabakasının elastisite modülü

$L_e$  = kazığın uç tabakasında gömülü derinliği

Burada  $I_{OH}$  ve  $I_{OM}$  değerleri  $K_R = E I_p / E_b L_e^4$  için şekil 4.16 ve 4.17 den alınır.

Şayet  $\theta_f$  değeri büyük ise; pabuçlu kazığın  $\theta_t$  değeri ile (denklem 4.71 veya 4.72) karşılaştırılmalıdır.  $\theta_f$  değeri  $\theta_t$  nin %5 i kadarsa tatminkar sayılabilir.  $\theta_f$  değeri çok büyük bulunmuş ise,  $L_e$  gömülü derinliği gerektiği kadar artırılır.

Bu tarz, uç kazığı davranışına etkili olan sıkı kazıklar ( $K_R \leq 10^{-2}$ ) için geçerli olmaktadır [41].

#### 4.4. Sonlu Elemanlar Analizi

##### 4.4.1. Giriş

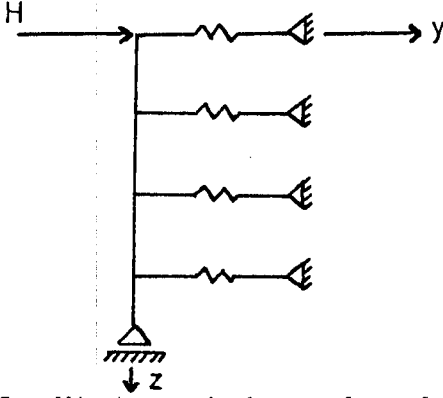
Yanal yüklü kazıklar, zemin mukavemetini iki farklı şekilde alarak çözüme gitmektedir. Şayet zemin mukavemeti yatak katsayısı ile tarif ediliyorsa diferansiyel denklem çözümleri elde edilebilir. Bunun yerine zemin sürekli bir elastik gibi modelleniyorsa elastik çözümler kullanılır [16]. Bu çalışmada, zemin yatak katsayısı ile temsil edilecektir ve sonlu elemanlar yaklaşımı karmaşık olmaktan çıkarılan eğrilerin kullanılmasıyla oluşturulmuştur. Zemin ve yapının etkileşim tarzları dikkate alınmıştır.



Zemin-yapı rijitlik oranları karşısında maksimum moment, kesme, basınç, deplasman ve dönme değerlerinin şekillerle kullanılabilen taslağı da elde edilebilir.  $E_s$  elastik modeli ve  $I$  atalet momenti sabittir, zemin ile kazık arasındaki kesme gerilmeleri ve kazık kenarındaki yatay gerilmeler ihmal edilebilmiştir.

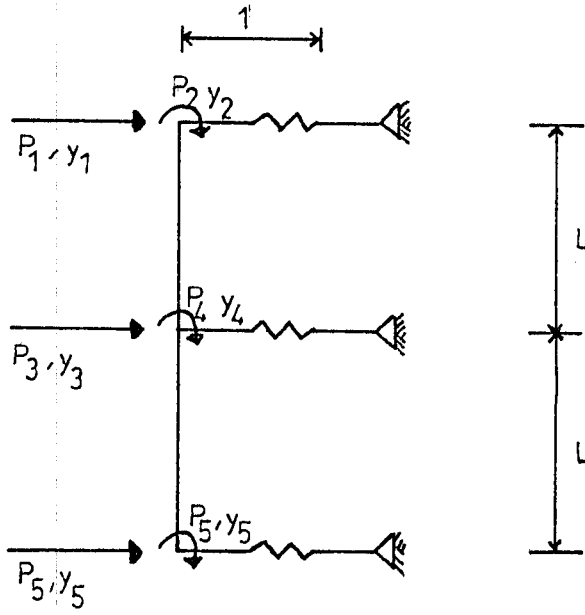
#### 4.4.2. Sonlu Elemanlar Modeli

Sistemin şekli ve yüklenmesi mekanik problemlerde tanımlanır. Problemin zemin mukavemeti yük-deplasman arasındaki yatak katsayısından belirlenir [22].

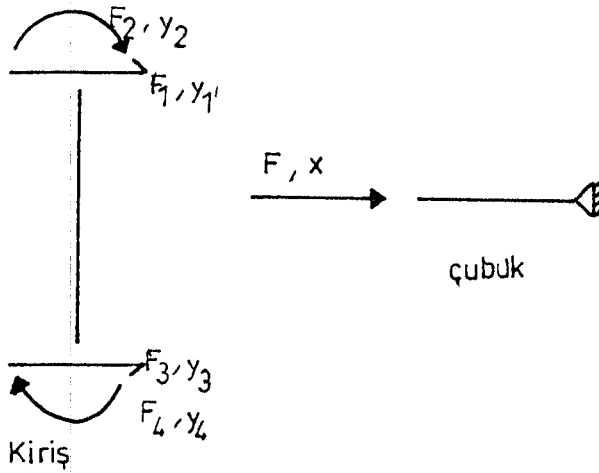


Şekil 4,43. Kiriş-çubuk sonlu elemanlar modeli.

Yanal yüklü kazığın sonlu elemanlarla elde edilmesi, zemin direncini temsil eden tek boyutlu çubuklar ve kiriş elemanları yaklaşımı ile yapılmıştır (Şekil 4.43). Böylece sistem karmaşık olmaktan çıkarılmıştır. Bu yaklaşım, zemin etkilerini birbirinden bağımsız kabul eder ve Winkler-tipi etkileyen yaylar için geçerlidir. Kiriş elemanlarının gerilme-şekil değiştirme, denge ve geometrik uygunluk ilişkileri, her bir elemanın  $y$  deplasmanlarıyla uygulanan  $p$  yüklerine bağlı rijitlik ilişkileriyle belirlenir. Çubuk elemanların rijitlik ilişkileri aynı şekilde oluşturulur.



Şekil 4,44. Sonlu elemanlar modeli formülasyonu.



Şekil 4,45. İç kuvvetlerin deplasman notasyonları.

Bir çubuk elemanının dengesinden dolayı,  $F$  iç eleman kuvvetleri  $p$  çubuk (zemin) gerilmesine bağlıdır;

$$F = A p \dots \dots \dots (4,74)$$

$A$  = çubuk elemanının en kesit alanı (zeminin temas alanı)dır.

Çubuğun gerilme-şekil değiştirme ( $\sigma$ -E) ilişkisi;

$$p = E \varepsilon \dots\dots\dots (4,75)$$

şeklindedir. Geometrik uygunluk ise şöyle verilir

$$E = \frac{y}{L} \dots\dots\dots (4,76)$$

E=elastik modül

L=çubuk elemanının uzunluğu

sistemde basınç ve deplasman arasındaki ilişki  $p = k_h y$  (bkz. denklem 4.1) ile elde edilir. Çubuk uzunluğu L, denklem 4.76 da birim olarak alınırsa E ile  $k_h$  yer değiştirir ( $p = E y$ ). Bir çubuğun rijitlik ilişkisi aşağıdaki gibidir;

$$F = (A k_h) y \dots\dots\dots (4,78)$$

Katsayılarından meydana gelen bu modelin esas denklemi, kiriş elemanı rijitliklerinin ve çubuk rijitliklerinin toplanmasıyla meydana gelir. Bu Winkler tipi yay dirençleri için, çubuk eleman rijitlikleri diyagonal bir formdadır. Bu form kiriş eleman rijitliklerine ilave edildiğinde, uygulanan p dış düğüm yükleri ve düğüm deplasmanları arasındaki ilişki şöyle ifade edilir;

$$\{p\} = [K] \{y\} \dots\dots\dots (4,79)$$

Örnek olması bakımından eşit L uzunluğunda iki-kiriş elemanı ve uç-çubuk elemanı için bir sonlu elemanlar formülasyonu (Şekil 4.44) oluşturulmuştur. Bir kiriş elemanının sahip olduğu F iç kuvvetleri ve y deplasmanı rijitlik ilişkisi (Şekil 4.45) şöyle olmaktadır.

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ & & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ & & & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \end{Bmatrix} \dots (4,80)$$

simetrik

L=her bir kiriş elemanının uzunluğu

Tek bir çubuk elemanının (şekil 4.45) rijitlik ilişkisi ise denklem 4.78 den elde edilir. Kiriş ve çubuk elemanlarının iç deplasmanları, sistemin düğüm noktalarında meydana gelen deplasmanlara eşit olduğundan her ikisinde y ile gösterilir.

Beş çubuk-elemanlı model için sistem rijitliği düzenlenecek olursa, her bir düğüm noktasında, kiriş ve çubuk eleman iç kuvvetlerini temsil eden sistem rijitlikleri ilave edilir. Sonuçta 5 elemanlı bir model için denklem 4.79 şu şekilde yazılır.

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \left( \frac{12EI}{L^3} + \frac{LBk}{2} \right) & -\frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 \\ & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & 0 \\ & & \left( \frac{24EI}{L^3} + LBk \right) & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ & & & & \frac{8EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ & & & & \left( \frac{12EI}{L^3} + \frac{LBk}{2} \right) & \frac{6EI}{L^2} \\ & & & & & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ y_5 \\ y_6 \end{Bmatrix}$$

simetrik

.....(4,81)

Zemin yüzeyinde verilen herhangi bir yük durumunda  $p$  iç kuvvetleri ve  $y$  deplasmanları belirlenebilir. O zaman kazıktaki dış kuvvetler denklem 4.80 ile elde edilebilir. Her bir çubuk elemanı için zemin gerilmeleri  $p=k_h y$  denkleminde bulunur.

Şekil 4.43'teki sonlu elemanlar sistemi 17-çubuk ve 16-kiriş elemanı ile donatılarak sabit  $k_h$  değeri için kapalı normda çözülmüştür. Buradaki çözümler, parçalı denizaltı kazıklarında ve bu kazıkların homojen olmayan zeminlerde gömülü halleri için rahatlıkla kullanılabilir.

#### 4.4.3. Zemin Mukavemetinin Tanımlanması

Yatak katsayısı, kazığı kuşatan zeminin net zemin basıncı  $p$  ve deplasmanı  $y$  arasındaki ilişkiyi temsil etmektedir. Bu net direnç pasif zemin direncidir. Yatak

katsayısının belirlenmesi ise denklem 4.5, 4.6 ve 4.7 den yapılır. Üstel n değerine bağlı olan  $k_h$  değeri şekil 4.4 yardımıyla elde edilir. Kazık değeri aşırı konsalide olmuş killer için (n=0);

$$k_{\max} = k_L = \frac{50q_u}{1.5d} \quad \text{kips/ft}^3 \quad (4,82)$$

$$k_{\max} = k_L = \frac{35 \sim 300}{d} \quad \text{kips/ft}^3 \quad (4,83)$$

$q_u$  = drenajsız basınç mukavemeti

Kumlar rijitlikleri oranında lineer bir artış gösterir. Örneğin n=1 alınır;

$$k_{\max} = k_L = (2 \sim 30) \frac{l}{d} \quad \text{kips/ft}^3 \quad (4,84)$$

Burada;

$l$  = kazık uzunluğudur.

olur. "30" 'luk maksimum değer, siğ temellerde pasif zemin basıncının 100 katı içindir. Derin kazıklarda ise  $k_{\max} = k_L = (50 \sim 100)L/d$  değerine ulaşabilir.

#### 4.4.4. Zemin-Yapı Etkileşimleri

Zemin yapı etkileşimleri hesapları üç yükleme hali için verilmiştir; (1) Yanal yüke maruz serbest başlıklı kazık; (2) momentle maruz serbest başlıklı kazık ve (3) yanal yüke maruz rijit başlıklı kazık. Kazığın davranışı moment, kesme ve deplasman değerleriyle verilir ve zemin basınçları ise zemin-yapı rijitlik oranı ile verilir. Zemin rijitliği  $(dk_{\max})^{1/4}$  değeriyle, yapı rijitliği  $(4EI / l^4)^{1/4}$  değeriyle orantılı olduğundan S zemin-yapı rijitliği oranı;

$$S = \sqrt[4]{\frac{dk_{\max} l^4}{4EI}} \dots \dots \dots (4,85)$$

$l$ =kazık uzunluğu

Böylece üç değişik yükleme için sonlu elemanlar modeli kullanılmıştır ve kazık davranışı ile ilgili şöyle bir gruptama yapılır;

- 1-Rijit :  $\log S < 0.3$
- 2-Orta :  $0.3 < \log S < 1.3$
- 3-Esnek :  $\log S > 1.3$

Sonlu elemanlar modeli kullanılarak  $M_{\max}, V_{\max}, P_{\max}, T_{\max}$  ve  $y_{\max}$  değerleri karşısında  $S$  değerleri için  $n$  değerlerinin (mesela  $n=0,1,2$  v.s ) bir fonksiyonu olarak çizilebilir.

Zemin ve kazık parametreleri olan  $M_{\max}, V_{\max}, P_{\max}, T_{\max}$  ve  $y_{\max}$  değerleri rijit kazıklar için aşağıdaki gibi verilmektedir.

Kazığın rijitlik ilişkisi  $k_h = k_{\max} (y/l)^n$  değerinde serbest başlı kazığa zemin yüzeyinde yanal  $H$  yükü etkimesi halinde boyutsuz ilişkiler aşağıdaki gibi verilebilir;

$$\frac{M_{\max}}{HI} = \left[ \frac{y}{l} \right]_{M_{\max}} - (n+2) \left[ \frac{y}{l} \right]_{M_{\max}}^{n+2} + (n+1) \left[ \frac{y}{l} \right]_{M_{\max}}^{n+3} \dots \dots \dots (4,86)$$

Buradaki  $(y/l)_{M_{\max}}$  değeri şöyle elde edilir;

$$(n+1)(n+3) \left( \frac{y}{l} \right)^{n+2} - (n+2)^2 \left( \frac{y}{l} \right)^{n+1} + 1 = 0 \dots (4,87)$$

$$\frac{V_{\max}}{H} = 1 \quad (\text{tepede}) \dots (4,88)$$

$$\frac{p_{\max} dl}{H} = (n+2)^2 \left[ \frac{n(n+2)}{(n+1)(n+3)} \right]^n \dots (4,89)$$

$$\left( \frac{y}{l} \right)_{P_{\max}} = \frac{n(n+2)}{(n+1)(n+3)} \dots (4,90)$$

$$\frac{\theta_{\max} dl^2 k_{\max}}{H} = (n+1)(n+2)(n+3) \quad (\text{tepede}) \dots (4,91)$$

$$\frac{y_{\max} dl k_{\max}}{H} = (n+1)(n+2)^2 \quad (\text{tepede}) \dots (4,92)$$

Kazık rijitlik ilişkisi  $k_h = k_{\max} (y/l)^n$  değerinde serbest kazığa zemin yüzünde bir M momenti etkimesi halinde ise şu ilişkiler mevcuttur.

$$\frac{M_{\max}}{Hl} = 1 \quad (\text{tepede}) \dots (4,93)$$

$$\frac{V_{\max} l}{M} = (n+3) \left[ \frac{(n+1)}{(n+2)} \right]^{n+1} \quad (\text{tepede}) \dots (4,94)$$



$$\left(\frac{y}{l}\right)_{V_{\max}} = \frac{n+1}{n+2} \dots\dots\dots (4,95)$$

$$\frac{p_{\max} dl^2}{M} = (n+2)(n+3) \left[\frac{(n+1)}{(n+2)}\right]^n \dots\dots (4,96)$$

$$\left(\frac{y}{l}\right)_{P_{\max}} = \frac{n}{n+2} \dots\dots\dots (4,97)$$

$$\frac{\theta_{\max} dl^3 k_{\max}}{H} = (n+2)^2(n+3) \quad (\text{tepede}) \dots\dots (4,98)$$

$$\frac{y_{\max} dl^2 k_{\max}}{H} = (n+1)(n+2)(n+3) \quad (\text{tepede}) \dots\dots (4,99)$$

$k_h = k_{\max} (y/l)^n$  değerine sahip rijit başlıklı kazığa zemin yüzünde yanal H yükü etkilemesi halinde ise şu ilişkiler bulunur.

$$\frac{M_{\max}}{Hl} = \frac{n+1}{n+2} \dots\dots\dots (4,100)$$

$$\frac{V_{\max}}{H} = 1 \quad (\text{tepede}) \dots\dots\dots (4,101)$$

$$\frac{p_{\max} dl}{H} = (n+1) \quad (\text{Dipte}) \dots\dots\dots (4,102)$$

$$\frac{y_{\max} dl k_{\max}}{H} = (n+1) \quad (\text{derinlikle sabit}) \dots\dots (4,103)$$

Burada;  $d$ =kazık çapı veya genişliği

$l$ =kazık uzunluğu

$V$ =kesme kuvveti

Rijit kazıklar için verilen bu değerler, nispeten rijit kazıklara da uygulanabilir [49].

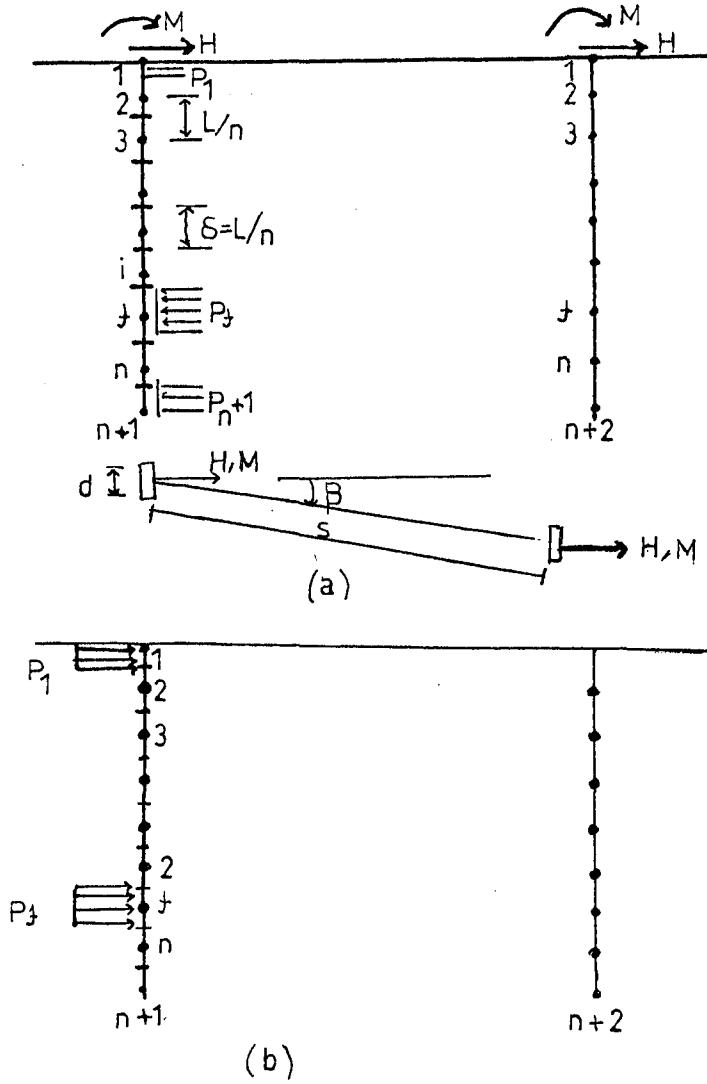
Sonlu elemanlar metodunun iki ve üç boyutlu yatay yük ve moment çalışmaları yatak katsayısı ile yapılmıştır. Kazığın en kesit şeklinin ve uzunluğunun tesirleri hesaba katılarak lineer izotropik elastik bir zemin içinde çözülür [5].

#### 4.5. Kazık Gruplarının Analizi

##### 4.5.1. Giriş

Yanal yüke ve momente maruz kazık gruplarının davranışları yaygın olarak yatak katsayısı teorisi ile yapılmaktadır. Böylece bazı hesap kolaylıkları elde edilmektedir. Ancak, kazıklar arasındaki etkileşimler tam olarak hesaplanamadığından yatak katsayısı teorisi sürekli olmamaktadır [43].

Zemin bir elastik malzeme gibi davranır, kazık önce tekil soruda grup tesirlerine uygun olarak genelleştirilir. Analizde, bir kazığın yanal hareketinin diğer bir kazığa olan yük etkisi hesaplanır. Hesaplama deneylerden elde edilen deplasman etkileşim faktörleri kullanılır. Kazık deplasmanları tekil bir kazığın deplasmanına ve zemin deplasmanları ise tekil kazığın zemin deplasmanına eşit sayılır. Böylece elde edilen iki kazık etkileşim faktörleri grup kazıkları için genişletilir (Şekil 4.46). Aşağıdaki analiz Poulos (1971 b) tarafından anlatılmıştır [41]. Analizin kompüter programı Randolph (1980) ve Poulos ve Randolph (1983) tarafından anlatılmıştır [6,36].



Şekil 4.46. Yanal yüklü iki kazık a) kazığa etkiyen basınçlar ve kuvvetler b) zemine etkiyen basınçlar.

#### 4.5.2. Genel Kazık Gruplarının Elastik Analizi

İki kazık analizinin dört-kazıklı bir gruba genişletilmesi süperpozisyon prensipleri ile elde edilir.

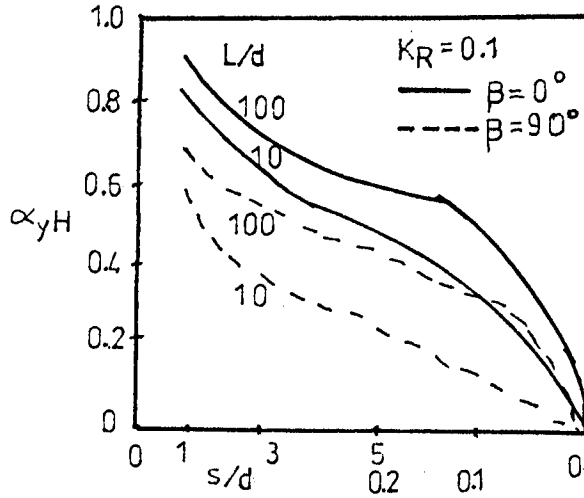
Sadece yanal  $H$  yüküne maruz serbest başlıklı  $n$  tane kazıktan oluşan bir gruptaki  $k$  kazığının deplasmanı şöyle verilir.

$$y_k = y_H \left[ \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^n C H_j \alpha_{yHkj} \right] + H_k \dots \dots \dots (4,104)$$

$y_H$ =referans birim deplasman (yanal H yüklü serbest başlıklı tekil bir kazığın deplasmanına eşittir.)

$H_j$ =j kazığı üzerindeki yük

$\alpha_{yHkj}$ =iki kazık etkileşim faktörü  $\alpha_{yH}$ 'in değeri  $C_k$  ve  $J$  kazığı arasındaki aralığı ve yükleme yönü arasındaki  $B$  açısına bağlıdır)(Şekil 4.47).



Şekil 4,47. İki kazık için  $\alpha_{yH}$  etkileşim faktörleri.

Grubun toplam  $H_G$  yükü ise şöyle bulunur;

$$H_G = \sum_{j=1}^n H_j \dots \dots \dots (4,105)$$

Burada serbest ve rijit başlıklı grubun eşit deplasman yaptığı kabul edildiğinden kazık deplasmanları denklem 4.104 ve 4.105 ten hesaplanır. Bütün kazıklarda eşit yük durumu ise  $H_j = H_G/n$  olur ve direkt denklem 4.104

den her bir kazığın deplasmanı hesaplanabilir. Benzer hesap rijit başlıklı kazıklar için verilebilir.

Alternatif olarak grup deplasmanları, bir grup oranı olan  $R_y$  terimleri ile kolayca ifade edilebilir.  $R_R$  kısaltma faktörü, grup deplasmanının tekil bir kazıktaki moment veya yanal yük deplasmanına oranı olarak şöyle ifade edilebilir;

$$R_R = \frac{y_g}{H_g y_y} \dots \dots \dots (4,106)$$

$y_y$  = tekil bir kazığın birim-referans deplasman  
 $y_g$  = grup deplasmanı

Zeminde elastik şartlar hüküm sürüyor iken n kazıklı bir grup için;

$$R_y = R_R \cdot n \dots \dots \dots (4,107)$$

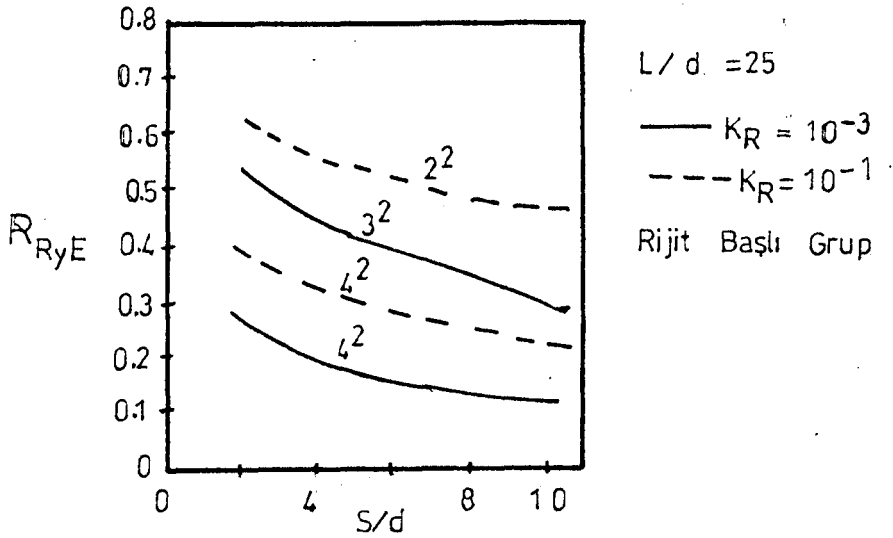
ifadesi geçerlidir.  $R_R$  değeri yük ve momentlerin sebep olduğu deplasman ve dönmeler için ( $R_{RyH}$ ,  $R_{RyM}$ ,  $R_{ROM}$  v.s ) tanımlanırlar.

Uniform zeminler içinde  $2^2, 3^2, 4^2$ , ve  $5^2$  (kare) gruplar için, kazık aralıklarıyla grup kısaltma faktörü  $R_{RyF}$  değerinin değişimi şekil 4.48 de  $K_R$  nin iki farklı değeri ve rijit-başlıklı bir grup için gösterilmiştir. Şekil 4.49 da ise serbest ve rijit başlıklı bir grup üzerinde  $R_R$  etkileri gösterilmiştir ve serbest başlıklı grubun  $R_R$  değerleri diğerlerinden daha büyük olmaktadır.

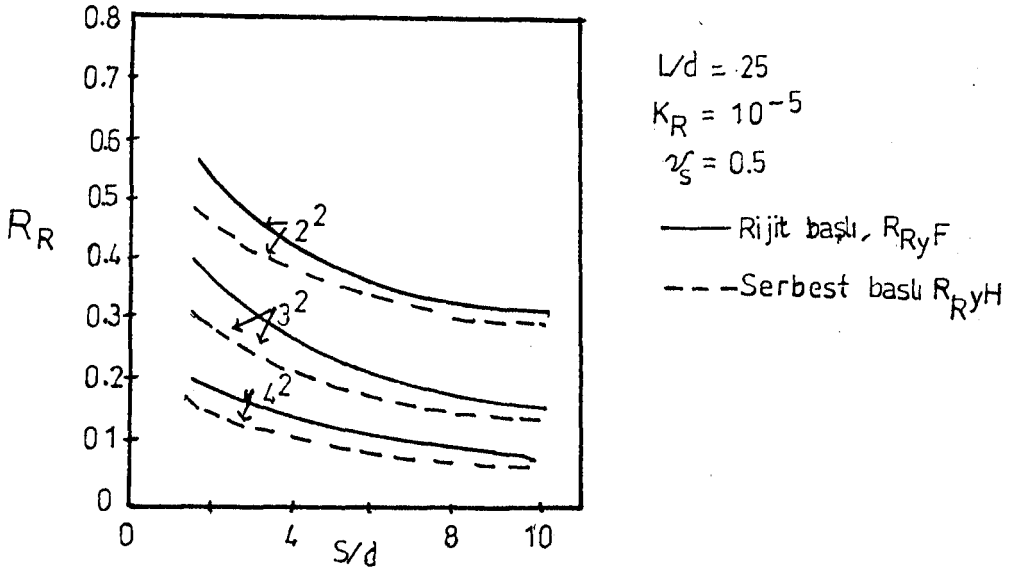
Grubun kazık sayısı arttığında aynı yük için grup deplasmanı azalmaktadır. Grup genişliği artırıldığında  $R_R$  değerleri ve dolayısıyla deplasman azalmaktadır. Uniform

bir zemin içindeki grup kazıklarında, kenar kazıklar daha büyük yükler taşımaktadır [41].

Tipik kazık grupları için lineer olmayan analizler iteratif yöntemlerle verilmektedir. Ancak hesap yöntemlerinin çok güç olması nedeniyle yaygın olarak kullanılmamaktadır [6]. Yanal yüklenmiş kazık grup için sınır elemanları metodu, en doğal seçim gibi görünmektedir ve pratik çözümler elde etmek için yaygınca kullanılmaktadır [55].



Şekil 4.48.  $R_{RyE}$  değerine kazık rijitlinin etkisi.



Şekil 4.49.  $R_R$  değerine kazık rijitlinin etkisi.

#### 4.6 . Zemin Modülünün Belirlenmesi

Zemin modülü, labaratuvar, plaka-yükleme, presiyometre ve tam ölçekli deneylerden elde edilebilir. Bunlar arasında en doyurucu olanı tam-ölçekli yük deneyleridir. Çünkü kazık-zemin ayrılma ve montaj hataları etkileri otomatik olarak hesaba katılmaktadır. Sekant veya elastik modül kullanıldığında, yerel göçmeleri içine alan yük-deplasman eğrileri elde edilebilmektedir. İlave olarak, kazık-esneklik oranları da hesaba dahil edilebilir.

Elastik bir zeminde derinlikle sabit  $E_s$  ve serbest başlı bir kazık için zemin yüzeyindeki deplasman ilişkisi (bkz. denklem 4.62);

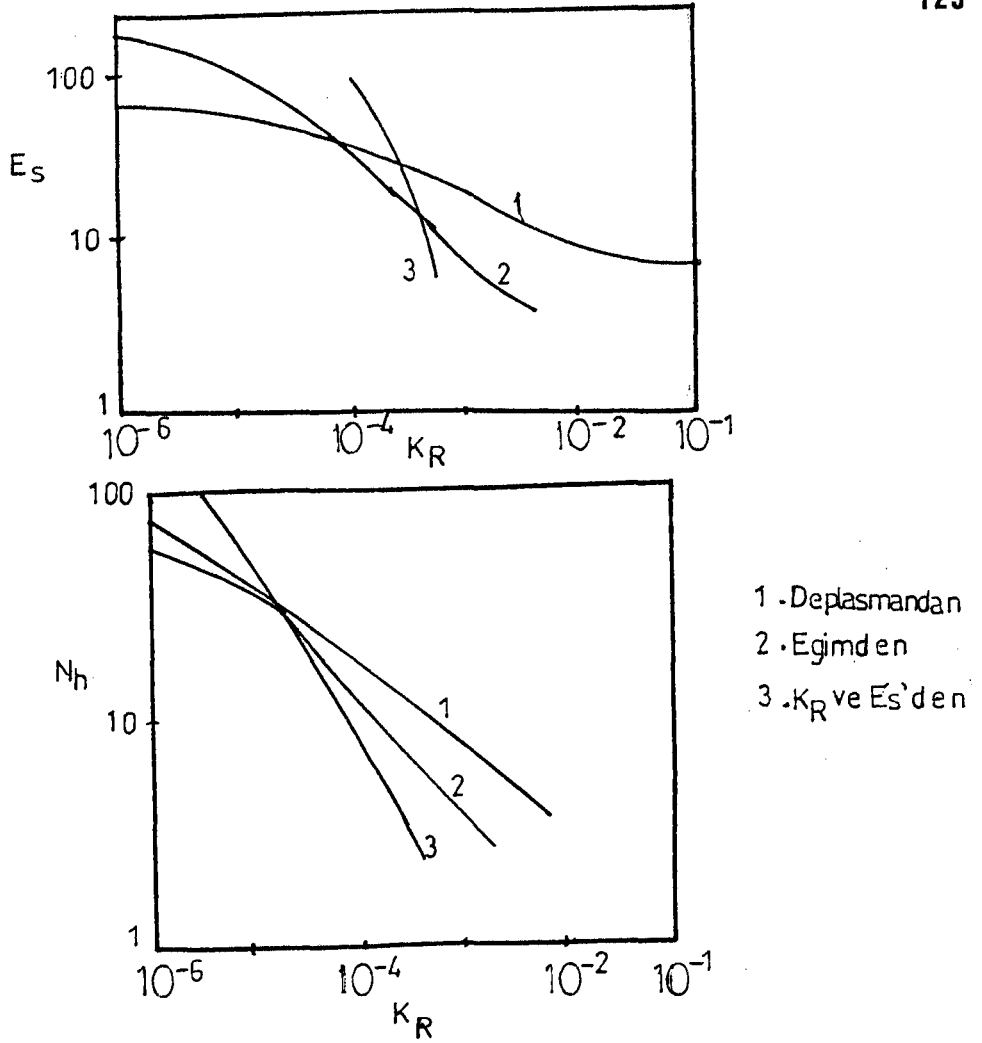
$$y = \frac{H}{E_s L} I_{yH} + \frac{M}{E_s L^2} I_{yM} \dots\dots\dots (4,108)$$

şeklindedir.  $H, y$  ve  $M$  değerleri deneylerden elde edildiğinde  $E_s$  ile  $I_{yH}$  ve  $I_{yM}$  arasındaki fonksiyon elde edilebilir.

Böyle bir tarz Alizadeh (1967) tarafından yapılan bir deneyle karşılaştırılmıştır. Sabit zemin modülü için;

$$\begin{aligned} E_s &= 4.05 I_{yH} && \text{kips/ft}^2 \\ E_s &= 0.608 I_{OH} && \text{kips/ft}^2 \\ E_s &= 0.00949 / K_R && \text{kips/ft}^2 \end{aligned}$$

denklemleri elde edilebilir ( $K_R = E_p I_p / E_s L^4$ )  $I_{yH}$  ve  $I_{OH}$  değerleri şekil 4.15 ve 4.16 dan elde edilmiş ve  $E_s$  ile  $K_R$  arasındaki bu ilişki oluşturulmuştur. (Şekil 4.50 a) Derinlikle lineer değişen bir modül için benzer şekilde  $K_N$  ile  $E_s$  arasında bir ilişki kurulabilir ve bu ilişki şekil 4.50 b 'de gösterilmiştir ( $K_N = E_p I_p / N_h L^5$ )



Şekil 4.50. a) Sabit  $E_s$  sekant modülünün  $K_R$  ile ilişkisi,  
b) Lineer değişen  $N_h$  sekant modülünün  $K_R$  ile ilişkisi.

Tam ölçekli kazık deneylerinden elde edilen sonuçlar, Poulos (1971 a) tarafından kohezyonlu zeminler için;

$$\begin{aligned} \text{(secant)} \quad E_s &= 15 c_u \sim 95 c_u \dots\dots\dots (4,109) \\ \text{(tanjant)} \quad E_s &= 250 c_u \sim 400 c_u \dots\dots\dots (4,110) \end{aligned}$$

$c_u$  = kilin drenajsız kesme mukavemeti ( $\text{kips/ft}^2$ )

şeklinde verilmiştir [41].

Tekrarlı veya dönel yükleme halinde,  $E_s$  değerinin statik değeri azaltılmaktadır. Örneğin sıkı killerdeki  $E_s$



'in statik değeri 0.4 ile çarpılırken  $P_y$  nin statik değeri 0.24 ile çarpılır. Gevşek killerde  $Z < Z_r$  için  $P_y$  değeri  $0.72 Z/Z_r$  değeriyle,  $Z > Z_r$  için 0.72 ile çarpılarak azaltılır. Kumlarda ise  $E_s$  değeri azaltılmaz sadece  $P_y$  değeri azaltılır [42].

## V. BÖLÜM

## 5. SEV STABİLİTESİ

## 5.1 GİRİŞ

Geoteknik mühendisliğinde hızla yaygınlaşan dolgu ve yamaç şev inşaatlarının projelendirilmesinde iki seçenek bulunmaktadır. Biri şevin dikleştirilmesi ve böylece azalacak hafriyat sonucu kazanılacak büyük bir miktarındaki ekonomik tasarruf, diğeri ise şevin dikleştirilmesinde veya mevcut yamaç şevinde oluşabilecek kayma sonucundaki can ve mal kayıplarıdır. Böylece, bir mühendis ekonomik olarak kabul edilebilecek diklikte ve yeterli güvenlikte optimum şev stabilitesini sağlamak zorundadır.

Şev stabilitesi ise basit bir tarzda birden büyük bir emniyet faktörü ile temin edilmektedir. Ancak bu faktör, şev yüksekliği, şev açısı, şev eğimi, zemin sürtünme, kohezyon ve yoğunluk ilişkisi, yeraltı suyu koşulları, gerilim çatlağında biriken su basıncı, arazinin jeolojik yapısı, şev drenajına ve belkide en önemlisi şevin kayma yüzeyi şekli ile kontrol edilmektedir. Tüm bu değerlerinin çok iyi bir şekilde planlanması, ekonomik ve emniyetli bir şev dizaynının gerçekleştirilmesi mühendisin amacı olmaktadır.

Şev stabilitesi analizi inşaat mühendisliğinde, toprak baraj, karayolu açık kazılar, kanallar ve bina inşaatları gibi birçok alanda gerekmektedir. Şev stabilite analizlerinde yaygın olan yaklaşımlarda genellikle şevin muhtemel bir kayma yüzeyi boyunca kayabileceği farzedilmekte ve anılan yüzey boyunca emniyet katsayısı belirlenmektedir.

## 5.2. Kayma Yüzeyi Modelleri

Olası bir kayma veya heyelan durumunda şevin kayma şekli önceden belirlenir. Daha önceki tecrübeden kayma yüzeylerinin şu şekilde olabileceği bulunmuştur.

1. Düzlemsel kayma
2. Kama Tipi kayma
3. Dairesel kayma
4. Spiral kayma
5. Matematiksel ifade edilemeyen poligon

Düzlemsel kaymalar, özel durumlarda meydana gelmektedir, bu nedenle uygulamada çok az görülmektedir. Kama tipi kaymalara çok yaygın olarak rastlanmaktadır. Bir çok şev stabilite mühendisi, düzlemsel kaymayı kama tipi kaymanın özel bir şekli olarak tanımlar [19]. Dairesel kaymalar ise kama tipi kaymaların daha ayrıntılı analizleridir ve herhangi bir analiz gerektirmeyen emniyetli şevlerin hesabında yardımcı olur. Dairesel ve spiral kayma yüzeyleri esasen birbirine çok benzemektedir ve çok az farklılıkları vardır ancak daireysel kayma yüzeyi daha emniyetli olmaktadır [50].

Şev kaymaları; mühendislik jeolojisi açısından düşme, kayma, akma, yayılma v.b gibi bazı sınıflandırmalara tabii tutulabilmekle birlikte, mekanik ve statik prensipler açısından ele alındığında çok karmaşık bir davranış arz eder [56].

## 5.3. Hesap Yöntemleri

Stabilite için geliştirilen yöntemlerin tek bir amacı vardır; şev stabilitesini sağlamak, dolayısıyla şevin göçmesini önlemek. Bu analiz metodları şöyledir;

- 1.Fellenius Metodu(1936)
- 2.Geleneksel  $\phi=0$  metodu (Skempton, 1948)
- 3.Bishop metodu (1955)
- 4.Spencer metodu (1967)
- 5.Janbu metodu (1973)
- 6.Morgenstern ve Price metodu (1965,1968)
- 7.Maksumoviç metodu(1970)
- 8.Sarma metodu (1973).

Bu metodların bazıları dairesel kayma yüzeyi ve dilim metodu için hesap yapmaktadırlar. Son yıllarda geliştirilen yeni yöntemlerde bulunmaktadır [9]. Bishop, Fellenius, Janbu ve  $\phi=0$  analizinde dilimler arasındaki küçük ara kesit kuvvetleri ihmal edilmekte, diğerlerinde hesaba katılmaktadır. Sonucu % 1~2 oranında etki eden bu kuvvetler çoğunlukla ihmal edilirler [3].

#### 5.4.Dilim Metodu İle Şev Stabilitesi Hesabı

İncelenen şev, eşit genişlikli dilimlere ayrılır. Sonra bu kayma yüzeyinin bir merkez etrafında döndüğü kabul edilerek bu yüzeye etkiyen kuvvetlerin dengesi araştırılır. Şevi göçmeye zorlayan kuvvetlerle engelleyici kuvvetler arasında emniyet faktörü tayin edilir. Bütün bu işlemlere en kritik kayma yüzeyi bulunasıya kadar devam edilir [13, 56]. Şekil 5.1 'de şev üzerindeki herhangi bir dilime etkiyen kuvvetler gösterilmiştir. Her bir dilimdeki bu kuvvetler hesaplanarak toplanır ve şevin emniyet faktörü tayin edilir. Ve buradan ;

$$F = \frac{c + P \tan \phi}{\sum S} \dots \dots \dots (5,1)$$

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left\{ c \tan \phi W \cos \alpha \right.$$

$$+tg\phi' \left\{ (X_n+X_{n+1})\cos\alpha-(E_n+E_{n+1})\sin \right\} \dots (5,2)$$

W=dilimin ağırlığı,

P=dilim tabanına etkiyen normal kuvvet,

S=dilim tabanına etkiyen makaslama kuvveti,

h=dilimin yüksekliği,

b=dilimin genişliği,

l=dilim tabanının (doğru kabul edilen) uzunluğu,

$\alpha$ =p kuvveti ile düşey arasındaki açı (dilim tabanı eğim açısı),

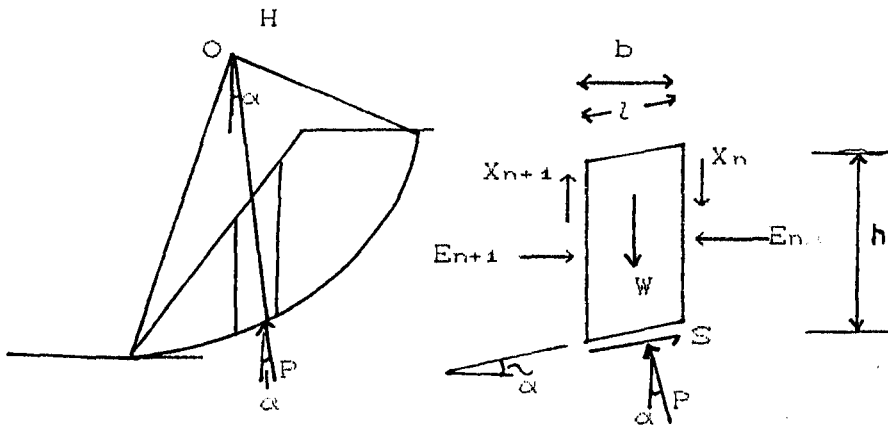
H=dilimin merkezinden dönme merkezine olan yatay mesafe,

c=kohezyon,

$\phi$ =içsel sürtünme açısı,

$E_n, E_{n+1}$ =dilime etkiyen arakesit kuvvetinin yatay bileşeni

$X_n, X_{n+1}$ =dilime etkiyen arakesit kuvvetinin düşey bileşeni



Şekil 5.1. Dilim metodu ve bir dilime etkiyen kuvvetler

Burada  $X_n, X_{n+1}$  ve  $E_n, E_{n+1}$  kuvvetleri çok küçük olduğundan ihmal edilirse;

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum [ c + \operatorname{tg} \phi W \cos \alpha ] \dots \dots \dots (5,3)$$

olur. Şayet boşluk suyu basınçları varsa, efektif gerilmelere göre bu formül şöyle yazılabilir.

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum [ c' + \operatorname{tg} \phi' (W \cos \alpha - u) ] \dots \dots (5,3)$$

Burada;

$u$ =boşluk suyu basıncı

$\phi'$ =efektif gerilmelere göre içsel sürtünme açısı

Her bir dilim için hesaplanan bu förmüller bir tablo vasıtasıyla gösterilebilir. Kayma yüzeyi merkezi (O noktası), bir çok denemeden sonra bulunur. Ancak kritik dairemerkezinin konumları veren abaklardan da yararlanılabilir (mesela Taylor abakları) [9].

Yukarıda formülasyonu verilen şev stabilite hesabı, şüphesiz hassas hesaplamalar için kullanılamazlar. Daha detaylı analiz teknikleri kullanılan kompleks metodlardan veya kompüter programından yararlanılmalıdır [9,50].

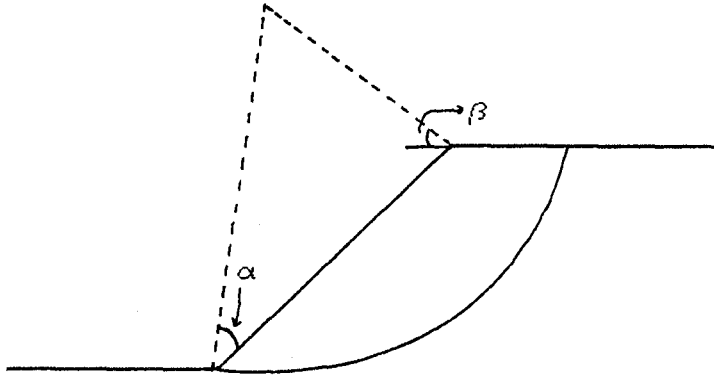
Emniyet faktörü  $F$  değeri birden büyük olduğunda şev stabil olacaktır.  $F=1.0$  için şevin kritik olduğu kabul edilir. Ancak minimum emniyet faktörü  $F > 1.5$  olarak alınması güvenlidir.

## 5.5. Daire Merkezini Tayin Yöntemleri

### 5.5.1. Fellenius Yöntemi

Homojen kohezyonlu zeminlerde kritik dairenin merkezini doğrudan tayin etmek için kullanılan bir yöntemdir. Merkez, şevin topuk ve tepe noktalarından  $\alpha$  ve  $\beta$  gibi belirli iki açı değerine göre çizilen doğruların

kesim noktasında yer alır (Şekil 5.2). Her iki açı değeri tablo 5,1'de verilen çizelgeden şev açısının değerine göre belirlenir. İçsel sürtünme var ise bu yöntem uygulanmaz.



Şekil 5,2. Fellenius yöntemi ile kritik dairenin merkezinin tayini

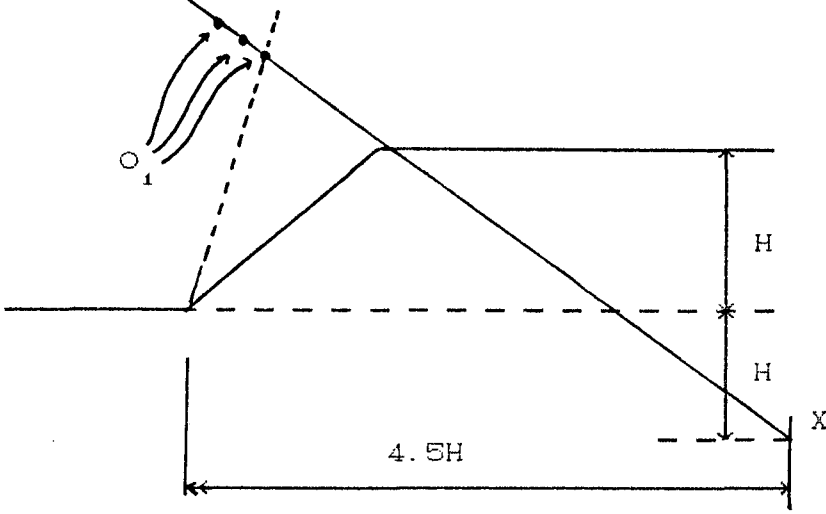
Tablo 5,1. Kritik dairenin merkezi için kullanılan değerler.

Şev	Şev Açısı	$\alpha$ Açısı	$\beta$ Açısı
1/0.58	60.0	29	40
1/1.0	45.0	28	37
1/1.5	33.8	26	35
1/2.0	26.6	25	35
1/3.0	18.4	25	35
1/5.0	11.0	25	37

#### 5.5.2. Jumikis Yöntemi

Hem içsel sürtünmeye, hemde kohezyona sahip homojen zeminlerde kullanılabilen bir yöntemdir. İlk aşamada, Fellenius yönteminde önerilen  $\alpha$  ve  $\beta$  açıları kullanılarak  $O_1$  noktası belirlenir(şekil 5,3). Daha sonra şevin üst yüzeyinde şev yüksekliğinin iki katı (2H) derinlikte ve şev

topuğundan  $4.5H$  uzaklıkta  $X$  noktası işaretlenir. Kritik dairenin merkezi olan  $O$  noktası  $XO_1$  doğrusunun uzantısı üzerinde ve  $O_1$  naktasının arkasında yer alır. Ancak bu noktanın  $O_1$  naktasına olan uzaklığı, içsel sürtünme açısının değerine bağlıdır. İçsel sürtünme açısı büyüdükçe  $O$  noktasının  $O_1$  'e olan uzaklığı artar [56].



Sekil 5.3 Janaki yöntemi ile kritik dairenin merkezinin tayini

### 5.6. Şev Stabilitesinin Sağlanması

Stabilitesi bozulmuş tabii ve suni şevler ile heyalan potansiyeli yüksek fakat dengede bulunan şevlerin kayma, akma ve çeşitli tip stabilite bozulmalarına karşı yeterli güvenliğinin sağlanması için alınabilecek önlemler aşağıdaki gibi sıralanabilir [52].

1. Drenaj
2. Şev profilinin düzenlenmesi
3. İstinat yapıları veya kazıklar
5. Ankraj
6. Zemin ıslahı



## VI. BÖLÜM

## 6. YANAL YÜKLÜ KAZIKLARLA ŞEV STABİLİTESİNİN SAĞLANMASI

## 6.1. GİRİŞ

Stabilite kazıklarına etkileyen yanal yüklerin teorik analizlerinde, zeminin plastik deformasyonlarının hesaba katılması gereklidir. Çünkü, stabilitesi bozulan ve kayma (heyalan) oluşma durumundaki bir zemin yerçekimi kuvveti etkisiyle aşağı doğru akmaya başlayacaktır. Zeminden uygulanan bu akma basınçları, pasif kazığa etkileyecektir.

Bu durumdaki bir şevde veya şev civarında kullanılacak stabilite kazıklarının asıl amacı, kayan kütle ile kayma yüzeyi altındaki zemin tabakaları arasındaki sürtünmeyi (yani kesme kuvvetlerini) ve bunun sonucunda da kaymaya karşı koyan kuvvetlerin değerini arttırmaktır.

Şevlerin dengede tutulabilmesi ve kaymalarının önlenmesi için kazıklı sistemlerin kullanılmasına geçen yüzyılın ortalarından itibaren başlanmıştır. Yerleşim alanlarının genişlemesi ve daha geniş çaplı kazık imalini mümkün hale getiren teknolojik gelişme imkanları, kazıkların şev stabilitesinde ve heyalan kontrolünde kullanılmasını yaygınlaştırmaktadır.

Şevlerde kullanılan stabilite kazıkları için; yamaç şevlerinin heyalan kontrolünde Yamada, Wateri and Kobashi (1971), Fukumota (1972, 1973); Ito and Matsui (1974, 1979, 1982); şev kontrolünde Hansen (1961), Kitazima and Kishi (1967), Leussink and Wenz (1969), De Beer and Wallays (1972, 1977), Broms (1972), Rowe and Poulos (1979), Viggiani (1981), Ellis (1985) ve Snedker (1985) tarafından

yapılan çalışmalar sayılabilir. Şev civarındaki kazıklar ve köprü ayağındaki kazıklar için Heyman and Boersma (1961), Heyman (1965), Marche and Locroix (1972) , De Beer ve Wallays (1977) tarafından yapılan çalışmalar önemlidir.

Şevlerde kazık kullanılmasının en büyük avantajları ise şöyle sıralanabilmektedir; derin bir kazı gerektirmez, şevin mevcut drenaj şartlarını bozmadan inşaa edilebilir, inşaat faaliyetleri sırasında şev üzerinde ilave yük oluşturmaz, kayma yüzey uygulanma imkanı vardır ve kayma yüzeyi üzerindeki kaydırıcı kuvvetlerin bir kısmını kayma yüzeyi altındaki stabil) tabakaya aktarırlar.

## 6.2 Hesap Tarzı

Şevlerde kullanılan stabilite kazıklarında ilk olarak zeminin ve kazığın şartları belirlenmelidir [17]. Zeminin mekanik ve fiziksel özellikleri yeterli bir doğruluk taşımalıdır. Kayan kütlelerin ve alt tabakanın kayma mukavemet parametreleri ile, kayma yüzeyi boyunca oluşacak kayma dirençleri gözlem ve deneyler sonucunda belirlenmelidir [52]. Şevin emniyet faktörü ile kazığın müsadde edilen (emniyetli) gerilmesi başlangıçta saptanmalıdır. Şevin kazıklar olmadan emniyet faktörü hesaplanır. Eğer kayma durumunda bir şev varsa bu şevin emniyet faktörü bir alınarak bu haldeki  $c$  ve  $\phi$  parametreleri hesaplanır. Şev yeni inşaa edilecekse bu parametreler labaratuvarında belirlenir. Bu hesaplardan sonra, kazık başlığının bağlanma koşulları, çapları, şevin neresinde teşkil edileceği, kazıkların aralıkları ve kazık tipi (grup veya sıra kazığı) belirlenerek istenen emniyet faktörleri sağlanır [7].

## 6.3. Kazık Teşkil Tipleri

Şevlerde uygulanabilecek kazık tipleri çeşitli şekillerde yapılmaktadır. Bu teşkil tipleri şu gruplar

altında incelenirler [52];

1. Kazık perdeleri
2. Kazık sıraları
3. Kazık grupları
4. Ayrık kazıklar
5. Ankrajlı kazık perdeleri

Şevlerde genelde tek veya daha çok kazık sıraları tercih edilmekte, bu kazık sıraları ile farklı tiplerde kazık grupları oluşturulabilmektedir [13].

#### 6.4 Bir-Sıralı Kazıkların Hesap Metodu

Ito and Matsui (1975) tarafından elde edilen analizde, zeminin iki plastik akma durumu için hesap yapılmıştır. Bunların birincisi Mohr-Coulomb akma kriterlerini kabul eden plastik deformasyon hali, diğeri zemini visko-plastik kabul eden plastik akma halidir.

Visko-plastik akış hali genelde tam bir uyum sağlamadığından buradaki analizde plastik-deformasyon hali verilecektir [19].

##### 6.4.1. Kazıklara etkiyen yanal yüklerin tahmini

Zeminin plastik deformasyon halinde, bir kazık sırasında bulunan iki kazık arasındaki zemin kayma doğrultusunda deforme olmaktadır. Deformasyonun akması sonucu, kazıklar arasında hareket eden zemin plastik olmaya başlar ve bu esnada zemine Mohr-Coulomb akma kriteri uygulanır. Akış halindeki zemin tabakası, bir  $c$  kohezyonu ve  $f$  içsel sürtünme açısı ile birlikte katı bir plastik haline dönüşür.

Analizde, kazığın rijit olduğu kabul edilir. Böylece

tek bir kazık-sırasında bir kazığa gelen yanal yük şöyle bulunmuştur;

$$\begin{aligned}
 p(z) = & c D_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1)} \left[ \frac{1}{N_\phi \tan \phi} \right. \\
 & \left. \left\{ \exp \left[ \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \phi \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right] - 2 N_\phi^{1/2} \tan \phi - 1 \right\} \right. \\
 & \left. + \frac{2 \tan \phi + 2 N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1} \right] - c \left\{ D_1 \frac{2 \tan \phi + 2 N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1} \right. \\
 & \left. - 2 D_2 N_\phi^{1/2} \right\} + \frac{\gamma z}{N_\phi} \left\{ D_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1)} \right. \\
 & \left. \exp \left[ \frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right] - D_2 \right\} \dots \dots (6,1)
 \end{aligned}$$

Kohezyonsuz zeminlerde ( $c=0$ ), yukarıdaki denklemde  $c=0$  alınır ve;

$$p(z) = \frac{\gamma z}{N_\phi} \left\{ D_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1)} \right.$$

$$\exp \left[ \frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right]^{-D_2} \} \dots \dots (6,2)$$

Kohezyonlu zeminlerde ( $\phi=0$ ) ise;

$$p(z) = c \left\{ D_1 \left[ 3 \log \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right] - 2(D_1 - D_2) \right\} + \gamma z (D_1 - D_2) \dots \dots \dots (6,3)$$

Burada;

$$N_\phi = \tan \left( \phi/4 + \pi/2 \right)$$

c=kohezyon

$\phi$ =içsel sürtünme açısı

p(z)=bir sıradaki kazığa z derinliğinde etkiyen yanal yük

$\gamma$ =zeminin birim hacim ağırlığı

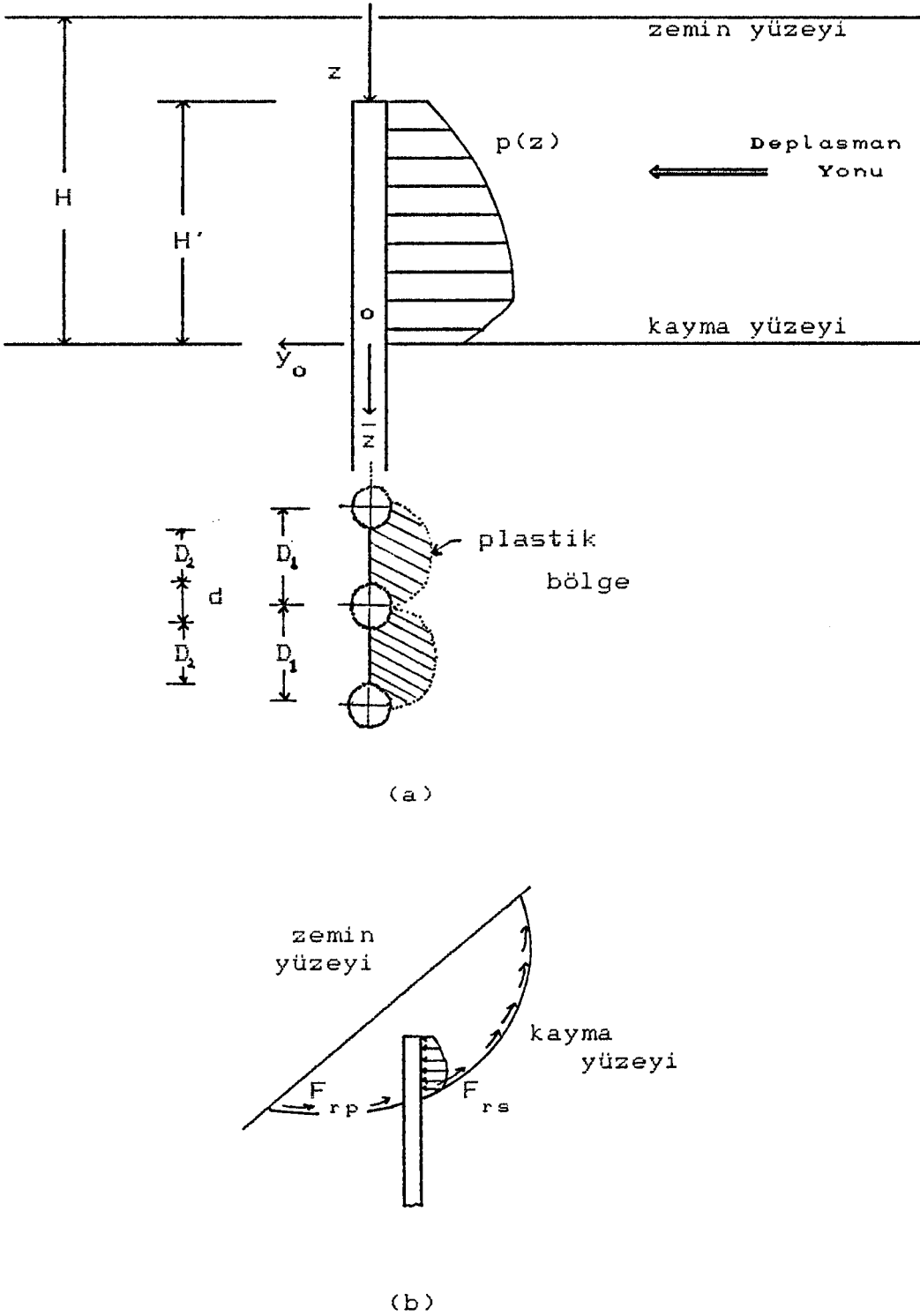
$D_1$ =bir sırada kazıklar arasında merkezden merkeze olan mesafe

$D_2$ =iki kazık arasındaki mesafe

z=zemin yüzünden aşağı doğru olan derinlik

d=kazık çapı

Bu denklemler rijit kazıklar için elde edilmiştir.

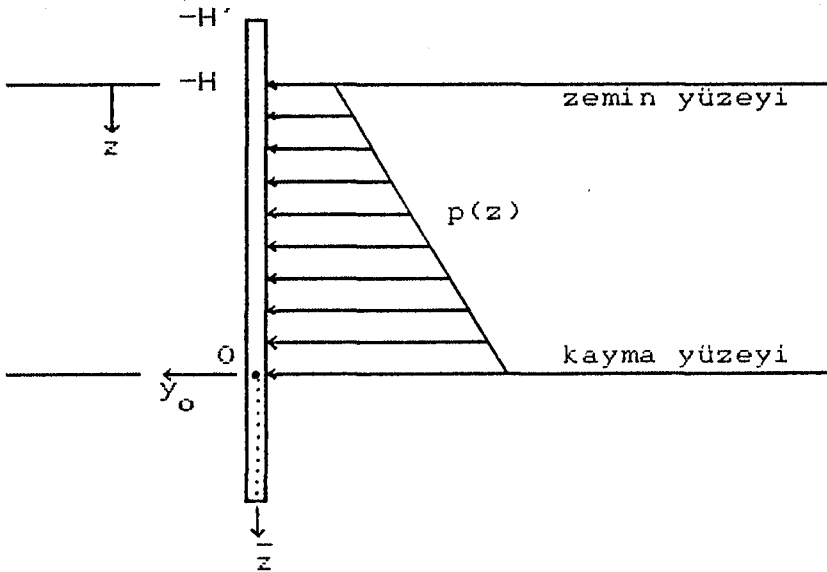


Şekil 6.1. Stabilite kazıkları ile şev stabilite analizi  
 a) kazık-stabilitesi b) şev-stabilitesi

Burada bulunan rijit kazıkların değeri, yapılan kabuller dahilinde olduğu için elastik kazıklara da uygulanabilir [19, 26, 27, 28, 36].

#### 6.4.2. Kazık-Stabilite Analizi

Kazık stabilite analizi için, yanal yüklü kazıkların analitik metodları uygulanmalıdır. Kazığa, kayma yüzeyi yukarısında zemin kütlesi boyunca yanal kuvvetlerin etki ettiği düşünülür (Şekil 6,2). Bu yanal  $p(z)$  kuvvetinin kayma yüzeyi yukarısında tek bir kazığa etkiyen değeri denklem 6,1 veya 6,3 'ten elde edilir. Kayma yüzeyi altında kazıklar üzerinde bulunan yanal kuvvetler ise kazık deplasmanları ile orantılıdır.



Şekil 6,2. Kazık stabilite kriterleri

Kayma yüzeyi üzerindeki ve altındaki kuvvetlerin ve buralardaki deplasmanların arasındaki esas diferansiyel denklemler şöyledir (Şekil 6,2);

$$E_p I_p \frac{d^4 y_1}{d\bar{z}^4} = p(\bar{z}) \quad (-H \leq \bar{z} \leq 0) \quad \dots (6,4)$$

$$E_p I_p \frac{d^4 y_2}{d\bar{z}^4} = -E_s y_2 \quad (\bar{z} \geq 0) \dots (6,5)$$

$\bar{z} = (z-H)$ , Kayma yüzeyinden aşağı doğru olan derinlik

$H =$  zemin yüzeyinden kayma yüzeyine olan derinlik

$H' =$  tepe noktasından kayma yüzeyine olan derinlik

$y_1 =$  kayma yüzeyi yukarısındaki kazık deplasmanı

$y_2 =$  kayma yüzeyi altındaki kazık deplasmanı

$E_p =$  kazığın elastisite modülü

$I_p =$  kazığın atalet momenti

Denklem 6.5,  $z \rightarrow \infty$  'da  $y_2 = 0$  olması koşulu ile çözülürse, kazık deplasmanlarının genel çözümleri şöyle bulunur;

$$y_1 = a_0 + a_1 \bar{z} + a_2 \bar{z}^2 + a_3 \bar{z}^3 + f(\bar{z}) \dots (6,7)$$

$$y_2 = e^{-\beta \bar{z}} (A \cos \beta \bar{z} + B \sin \beta \bar{z}) \dots (6,8)$$

Burada;

$$\beta = \sqrt{\frac{E_s}{4E_p I_p}}$$

dır.  $a_0, a_1, a_2, a_3, A$  ve  $B$  değerleri, hem kazık başlığının bağlanma koşulları ile hem de kayma yüzeyindeki kazığın sürekliliği ile değişen integral sabitleridir.  $f(\bar{z})$  ifadesi ise çözümün artık ifadelerini içeren değerdir ve  $p(\bar{z})/E_p I_p$  belirsiz integralindeki  $a_0, a_1, a_2, a_3, A$  ve  $B$  değerlerinde bağımsızdır.

Denklem 6.4 'deki  $p(\bar{z})$  ifadesi şöyle yazılabilir;

$$p(\bar{z}) = f_1 + f_2 \bar{z} \dots (6,9)$$

Buradaki  $f_1$  ve  $f_2$  sabitleri, denklem 6.1, 6.2 ve 6.3 'den elde edilir. Böylece 6.7 denklemi şu şekilde yazılabilir;



$$y_1 = a_0 + a_1 \bar{z} + a_2 \bar{z}^2 + a_3 \bar{z}^3 + \frac{f_1}{24E_p I_p} \bar{z}^4 + \frac{f_2}{120E_p I_p} \bar{z}^5 \quad (6,10)$$

Bu denklemin  $\bar{z}$  ile diferansiyeli alınırrsa;

$$\left. \begin{aligned} \frac{dy_1}{d\bar{z}} &= a_1 + 2a_2 \bar{z} + 3a_3 \bar{z}^2 + \frac{f_1}{6E_p I_p} \bar{z}^3 + \frac{f_2}{24E_p I_p} \bar{z}^4 \\ \frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} &= 2a_2 + 6a_3 \bar{z} + \frac{f_1}{2E_p I_p} \bar{z}^2 + \frac{f_2}{6E_p I_p} \bar{z}^3 \dots \\ \frac{d^3 y_1}{d\bar{z}^3} &= 6a_3 + \frac{f_1}{E_p I_p} \bar{z} + \frac{f_2}{2E_p I_p} \bar{z}^2 \dots \end{aligned} \right\} (6,11)$$

Denklem 6.8 'in  $\bar{z}$  ile diferansiyeli alınırssa;

$$\left. \begin{aligned} \frac{dy_1}{d\bar{z}} &= -\beta e^{-\beta \bar{z}} \left[ (A-B) \cos \beta \bar{z} + (A+B) \sin \beta \bar{z} \right] \\ \frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} &= 2\beta e^{-\beta \bar{z}} (A \sin \beta \bar{z} - B \cos \beta \bar{z}) \dots \\ \frac{d^3 y_1}{d\bar{z}^3} &= 2\beta e^{-\beta \bar{z}} \left[ (A+B) \cos \beta \bar{z} - (A-B) \sin \beta \bar{z} \right] \end{aligned} \right\} (6,12)$$

Kayma yüzeyinde kazığın süreklilik şartlarından;

$$\left. \begin{aligned}
 \left[ y \right]_{\bar{z}=0} &= \left[ y_1 \right]_{\bar{z}=0} = \left[ y_2 \right]_{\bar{z}=0} \quad \dots\dots\dots \\
 \left[ \theta \right]_{\bar{z}=0} &= \left[ \frac{dy_1}{d\bar{z}} \right]_{\bar{z}=0} = \left[ \frac{dy_2}{d\bar{z}} \right]_{\bar{z}=0} \quad \dots \\
 \left[ M \right]_{\bar{z}=0} &= \left[ \frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=0} = \left[ \frac{d^2 y_2}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=0} \quad \dots \\
 \left[ S \right]_{\bar{z}=0} &= \left[ \frac{d^3 y_1}{d\bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=0} = \left[ \frac{d^3 y_2}{d\bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=0} \quad \dots
 \end{aligned} \right\} (6,13)$$

Burada;

$y$ =kazık deplasmanı

$\theta$ =kazık deplasman açısı

$M$ =kazığının eğilme momenti

$S$ =kazığının kesme kuvveti

Denklem 6.11 , 6.12 ve 6.13 'ten;

$$\left. \begin{aligned}
 a_0 &= A \\
 a_1 &= -\beta(A-B) \\
 a_2 &= -\beta^2 B \\
 a_3 &= \beta^3(A+B)
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6,14)$$

değerleri elde edilir. Denklem 6.14 kazık bilinmeyenleri için genelleştirilmiş haldir.

Kazık başlığının dört çeşit bağlanma şekli için;  
 serbest-başlıklı (dönme ve deplasman var ),  
 ankastre-başlıklı (deplasman var dönme yok ),  
 mafsal-başlıklı (dönme var, deplasman yok ),  
 rijit-başlıklı (dönme ve deplasman yok ),  
 çözümler aşağıda verilmiştir.

#### 6.4.2.1. Serbest-başlıklı kazık için çözüm

Kazık başındaki ( $\bar{z}=-H'$ ), kesme kuvveti (S) ve eğilme momenti (M) sıfırdır;

$$\left. \begin{aligned} \left[ M \right]_{\bar{z}=-H'} &= -E_p I_p \left[ \frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0 \\ \left[ S \right]_{\bar{z}=-H'} &= -E_p I_p \left[ \frac{d^3 y_1}{d\bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0 \end{aligned} \right\} \dots (6,15)$$

Denklem 6.14 ve 6.15 'teki altı hal kullanılarak, denklem 6.7 ve 6.8 'deki altı integral sabiti şu şekilde elde edilir;

$$a_0 = \frac{H'}{12E_p I_p \beta^3} \left\{ 3(2+\beta H') f_1 - H'(3+2\beta H') f_2 \right\} \dots\dots\dots$$

$$a_1 = \frac{-H'}{12E_p I_p \beta^2} \left\{ 6(1+\beta H') f_1 - H'(3+4\beta H') f_2 \right\} \dots\dots\dots$$

$$a_2 = \frac{(H')^2}{12E_p I_p} \left\{ 3f_1 - 2H' f_2 \right\} \dots\dots\dots$$

$$a_3 = \frac{H'}{12E_p I_p} \left\{ 2f_1 - H' f_2 \right\} \dots\dots\dots$$

$$A = \frac{H'}{12E_p I_p \beta^3} \left\{ 3(2+\beta H') f_1 - H'(3+2\beta H') f_2 \right\} \dots\dots\dots$$

$$B = \frac{-(H')^2}{12E_p I_p \beta^3} \left\{ 3f_1 - 2H' f_2 \right\} \dots\dots\dots$$

..... (6,16)

Kayma yüzeyi yukarısındaki maksimum ( $M_{1,max}$ ) eğilme momenti  $\bar{z}=0$  derinliğinde meydana gelir;

$$\left[ M_{1,max} \right]_{\bar{z}=0} = -E_p I_p \left[ \frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=0} = -2E_p I_p a_2 \dots (-H \leq \bar{z} \leq 0) \dots (6,17)$$

Kayma yüzeyi altındaki maksimum ( $M_{2,max}$ ) eğilme momenti kesme kuvvetinin sıfır olduğu  $\bar{z}_2$  derinliğinde meydana gelir;

$$\left[ S \right]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = -E_p I_p \left[ \frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = 0 \dots \dots \dots (6,18)$$

$$\bar{z}_2 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{A+B}{A-B} \dots \dots \dots (6,19)$$

$$\left[ M_{2,max} \right]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = -E_p I_p \left[ \frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = -2E_p I_p \beta^2 e^{-\beta \bar{z}_2} (A \sin \beta \bar{z}_2 - B \cos \beta \bar{z}_2) \dots (\bar{z}_2 \geq 0) \dots \dots \dots (6,20)$$

$\bar{z}_1$  = Kayma yüzeyinden aşağı doğru  $M_{1,max}$  değerinin bulunduğu derinlik (ankastre başlıklarda oluşur).

$\bar{z}_2$  = Kayma yüzeyinden aşağı doğru  $M_{2,max}$  değerinin bulunduğu derinlik (hem serbest hem de ankastre başlıklarda oluşur).

#### 6.4.2.2. Ankastre-başlıklı kazık için çözüm

Kazık başındaki ( $\bar{z}=-H'$ ), dönme ( $\theta$ ) ve kesme kuvveti ( $S$ ) sıfırdır;

$$\left. \begin{aligned} \left[ \theta \right]_{z=-H'} &= -E_p I_p \left[ \frac{dy_1}{dz} \right]_{z=-H'} = 0 \\ \left[ S \right]_{z=-H'} &= -E_p I_p \left[ \frac{d^3 y_1}{dz^3} \right]_{z=-H'} = 0 \end{aligned} \right\} \dots (6,21)$$

Denklem 6.14 ve 6.21 'teki altı hal kullanılarak, denklem 6.7 ve 6.8 'deki altı integral sabiti şu şekilde elde edilir;

$$a_0 = \frac{H'}{48E_p I_p \beta^3 (1+\beta H')} \left\{ 4 \left[ 2\beta^2 (H')^2 + 6\beta H' + 3 \right] f_1 - H' \left[ 5\beta^2 (H')^2 + 12\beta H' + 6 \right] f_2 \right\} \dots$$

$$a_1 = \frac{-(H')^2}{24E_p I_p \beta (1+\beta H')} \left\{ 4 \left[ 3 + 2\beta H' \right] f_1 - H' \left[ 6 + 5\beta H' \right] f_2 \right\} \dots$$

$$a_2 = \frac{H'}{48E_p I_p \beta (1+\beta H')} \left\{ 4 \left[ 2\beta^2 (H')^2 - 3 \right] f_1 - H' \left[ 5\beta^2 (H')^2 - 6 \right] f_2 \right\} \dots$$

$$a_3 = \frac{H'}{12E_p I_p} \left\{ 2f_1 - H' f_2 \right\} \dots$$

$$A = \frac{H'}{48E_p I_p \beta^3 (1+\beta H')} \left\{ 4 \left[ 2\beta^2 (H')^2 + 6\beta H' + 3 \right] f_1 - H' \left[ 5\beta^2 (H')^2 + 12\beta H' + 6 \right] f_2 \right\} \dots$$

$$B = \frac{-H'}{48E_p I_p \beta^3 (1+\beta H')} \left\{ 4 \left[ 2\beta^2 (H')^2 - 3 \right] f_1 - H' \left[ 5\beta^2 (H')^2 - 6 \right] f_2 \right\} \dots$$

$$\dots\dots\dots (6,22)$$

Kayma yüzeyi yukarısındaki ( $M_{1,max}$ ) kayma yüzeyi altındaki ( $M_{2,max}$ ) maksimum eğilme momentleri;

$$\left[ M_{1,max} \right]_{\bar{z}=H'} = 2E_p I_p \left\{ 2a_2 + 6a_3 H' + \frac{f_1}{2E_p I_p} (H')^2 - \frac{f_2}{6E_p I_p} (H')^3 \right\} \dots (-H \leq \bar{z} \leq 0) \dots\dots\dots (6,23)$$

$$\left[ M_{2,max} \right]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = - 2E_p I_p \beta^2 e^{-\beta \bar{z}_2} (A \sin \beta \bar{z}_2 - B \cos \beta \bar{z}_2) \dots (\bar{z}_2 \geq 0) \dots\dots\dots (6,24)$$

Buradaki  $\bar{z}_2$  değeri denklem 6.16 ya eşittir.

#### 6.4.2.3. Mafsal-başlıklı kazık için çözüm

Kazık başındaki ( $\bar{z}=-H'$ ), deplasman ( $y$ ) ve eğilme momenti ( $M$ ) sıfırdır;

$$\left. \begin{aligned} \left[ y \right]_{\bar{z}=-H'} = -E_p I_p \left[ y_1 \right]_{\bar{z}=-H'} = 0 \\ \left[ M \right]_{\bar{z}=-H'} = -E_p I_p \left[ \frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6,25)$$

Denklem 6.14 ve 6.25 'teki altı hal kullanılarak, denklem 6.7 ve 6.8 'deki altı integral sabiti şu şekilde elde edilir;

$$a_0 = \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta [1+2(1+\beta H')^3]} \left\{ \begin{array}{l} 15(2+\beta H')(3+\beta H') f_1 \\ -H' [7\beta^2 (H')^2 + 27\beta H' + 30] f_2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots$$

$$a_1 = \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta [1+2(1+\beta H')^3]} \left\{ \begin{array}{l} 15 [2\beta^3 (H')^3 + 5\beta^2 (H')^2 - 6] f_1 \\ -H' [14\beta^3 (H')^3 + 27\beta^2 (H')^2 - 30] f_2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots$$

$$a_2 = \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta [1+2(1+\beta H')^3]} \left\{ \begin{array}{l} 15 [2\beta^3 (H')^3 - \beta H' - 6] f_1 \\ -H' [7\beta^3 (H')^3 - 30\beta H' - 30] f_2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots$$

$$a_3 = \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta [1+2(1+\beta H')^3]} \left\{ \begin{array}{l} 5 [5\beta^2 (H')^2 + 12\beta H' + 6] f_1 \\ -H' [9\beta^2 (H')^2 + 20\beta H' + 10] f_2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots$$

$$A = \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta [1+2(1+\beta H')^3]} \left\{ \begin{array}{l} 15(2+\beta H')(3+\beta H') f_1 \\ -H' [7\beta^2 (H')^2 + 27\beta H' + 30] f_2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots$$

$$B = \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta [1+2(1+\beta H')^3]} \left\{ \begin{array}{l} 15 [2\beta^3 (H')^3 - 6\beta H' - 6] f_1 \\ -H' [7\beta^3 (H')^3 - 30\beta H' - 30] f_2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots$$

..... (6,26)

Kayma yüzeyi yukarısındaki ( $M_{1,max}$ ), kayma yüzeyi altındaki

( $M_{z,max}$ ) maksimum eğilme momentleri;

$$\left[ M_{1,max} \right]_{\bar{z}=\bar{z}_1} = -2E_p I_p \left\{ 2a_2 + 6a_3 \bar{z}_1 + \frac{f_1}{2E_p I_p} (\bar{z}_1)^2 + \frac{f_2}{6E_p I_p} (\bar{z}_1)^3 \right\} \quad (-H \leq \bar{z} \leq 0) \quad \dots \quad (6,27)$$

$$\left[ M_{z,max} \right]_{\bar{z}=0} = 2E_p I_p \beta^2 B \quad (\bar{z} \geq 0) \quad \dots \quad (6,28)$$

Burada  $\bar{z}=\bar{z}_1$  anında  $S=0$  olduğundan;

$$\bar{z}_1 = \frac{-f_1 \pm \sqrt{(f_1)^2 - 12E_p I_p a_3 f_2}}{f_2} \quad \dots \quad (6,29)$$

#### 6.4.2.4. Rijit-başlıklı kazık için çözüm

Kazık başındaki ( $\bar{z}=-H'$ ), deplasman ( $y$ ) ve eğilme dönme ( $\theta$ ) sıfırdır;

$$\left. \begin{aligned} \left[ y \right]_{\bar{z}=-H'} = -E_p I_p \left[ y_1 \right]_{\bar{z}=-H'} = 0 \\ \left[ \theta \right]_{\bar{z}=-H'} = \left[ \frac{dy_1}{dz^2} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots \quad (6,30)$$

Denklem 6.14 ve 6.30 'daki altı hal kullanılarak, denklem 6.7 ve 6.8 'deki altı integral sabiti şu şekilde elde edilir;



$$a_0 = \frac{(H')^3}{120E_p I_p [1 + \beta H' [1 + 2(1 + \beta H')^3]]} \left\{ \begin{array}{l} 5(3 + \beta H')^2 f_1 \\ -H' [2\beta^2 (H')^2 + 9\beta H' + 12] f_2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots$$

$$a_1 = \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta [1 + 2(1 + \beta H')^3]} \left\{ \begin{array}{l} 10 [\beta^3 (H')^3 + 3\beta^2 (H')^2 - 6] f_1 \\ -H' [4\beta^3 (H')^3 + 9\beta^2 (H')^2 - 15] f_2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots$$

$$a_2 = \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta [1 + 2(1 + \beta H')^3]} \left\{ \begin{array}{l} 5 [\beta^3 (H')^3 - 9\beta H' - 12] f_1 \\ -H' [(2\beta^3 H')^3 - 12\beta H' - 15] f_2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots$$

$$a_3 = \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta [1 + 2(1 + \beta H')^3]} \left\{ \begin{array}{l} 10 [2 + \beta H'] f_1 \\ -H' [5 + 3\beta H'] f_2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots$$

$$A = \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta [1 + 2(1 + \beta H')^3]} \left\{ \begin{array}{l} 5(3 + \beta H')^2 f_1 \\ -H' [2\beta^2 (H')^2 + 9\beta H' + 12] f_2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots$$

$$B = \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta [1 + 2(1 + \beta H')^3]} \left\{ \begin{array}{l} 5 [2\beta^3 (H')^3 - 9\beta H' - 12] f_1 \\ -H' [2\beta^3 (H')^3 - 12\beta H' - 15] f_2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots$$

..... (6,31)

Kayma yüzeyi yukarısındaki ( $M_{1,max}$ ) kayma yüzeyi altındaki ( $M_{2,max}$ ) maksimum eğilme momentleri;

$$\left[ M_{1,max} \right]_{\bar{z}=H'} = -2E_p I_p \left\{ 2a_2 + 6a_3 H' + \frac{f_1}{2E_p I_p} (H')^2 + \frac{f_2}{6E_p I_p} (H')^3 \right\} \quad (-H \leq \bar{z} \leq 0) \dots\dots (6,32)$$

$$\left[ M_{2,max} \right]_{\bar{z}=0} = 2E_p I_p \beta^2 B \quad (\bar{z} \geq 0) \dots\dots\dots (6,33)$$

#### 6.4.2.5. Kazık stabilite emniyet faktörü

Kazığın deplasmanı, eğilme momenti, dönmesi ve kesme kuvveti yukarıdaki denklemlerden hesaplanır. Kazık stabilite emniyet faktörü ( $F_{s,p}$ ) ise, kazıktaki maksimum eğilme gerilmesi ( $\sigma_{max}$ ) ile mücade edilen (emniyetli) ( $\sigma_{em}$ ) gerilmenin oranı ile elde edilebilir;

$$(F_{s,p}) = \frac{\sigma_{em}}{\sigma_{max}} \dots\dots\dots (6,34)$$

Kazığın emniyet faktörü ( $F_{s,p}$ )  $>1.0$  ise, kazık stabilitesi sağlanmıştır. Kazık başlığının dört bağlanma şekli için, kazık başı deplasmanı azalıyorsa kazık stabilite emniyet faktörü artmaya başlar.

#### 6.4.3. Şev-Stabilite Analizi

Şev stabilite analizi, kayma yüzeyi yukarısındaki zemin kütlelerine etkileyen direnç ( $F_r$ ) ve kaydırıcı ( $F_d$ ) kuvvetlerin karşılaştırılması ile yapılabilmektedir.  $F_r$  direnç kuvveti  $F_{rs}$  ve  $F_{rp}$  direnç kuvvetlerinin toplanması ile elde edilir.  $F_{rs}$  kuvveti, kayma yüzeyi boyunca oluşan kesme direncidir.  $F_{rp}$  kuvveti ise kayma yüzeyi yukarısında bir sıradaki kazıkların reaksiyon kuvvetleridir.

Zemin hareketinden kazıkların etkilenmediği ve bu sırada kazıkların etrafındaki zeminin plastikleşeceği kabul edilmiştir.

Kazık dirençlerini hesaba dahil eden şev-stabilitesi emniyet faktörü  $(F_s)_s$  şöyle elde edilir;

$$(F_s)_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{(F_{rs} + F_{rp})}{F_d} \dots \dots \dots (6.35)$$

$F_{rs}$  ve  $F_d$  değerleri dilim metodu kullanılarak elde edilirler.  $F_{rp}$  kuvveti ise bir kazığın reaksiyonunu  $D_1$  mesafesine bölerek elde edilir.

Şevin emniyet faktörü  $(F_s)_s > 1.0$  ise şev stabilitesi sağlanmıştır [28, 29].

#### 6.5. Çok-Sıralı Kazık Hesap Metodu

Ito and Matsui (1977) ve Ito, Matsui and Hong (1979) tarafından anlatılan tek-sıralı kazık analizinde şevin ve kazığın stabilitesini inceleyen iki cins analiz vardı. Orada stabilite kazıklarını içeren şevin stabilite analizinde kazığa etkiyen yanal kuvvetlerin (veya kayma karşındaki yanal kuvvet reaksiyonlarının) hesaplanması için bir metod sunulmuştur.

Tek sıralı kazıklarda olduğu gibi, çok sıralı kazıklarda da her bir kazığın ve şevin stabilitesi analiz edilir. Çok sıralı analizi kolaylaştırmak için, daha önce Ito and Matsui (1977) ve Ito, Matsui and Hong (1979) tarafından tek-sıralı kazıklar için verilen analiz değiştirilebilir. Bu değişimde, tek-sıralı kazığın analizlerinde düzenleme yapılarak çok sıralı kazık analizine katılmaktadır.

Şayet her bir kazık sırasına etkiyen yükler

biliniyorsa, yanal yüklere maruz stabilite kazıkları için analitik bir metod yapılabilir. Şev stabilitesi içinde, geleneksel bir şev stabilite analizi kullanılabilir ve her bir kazığın toplam yanal kuvvet reaksiyonu, kayma yüzeyi boyunca oluşan kesme kuvvetlerine ilave edilir. Bu yaklaşım, her bir kazık sırasının diğer bir kazık sırasından ayrı olarak yerleştirildiğini ve bunlar arasındaki etkileşim değerlerinin ihmal edildiğini kabul eder. Diğer ayrıntılar ise tamamen tek sıralı kazıklardaki gibidir.

#### 6.5.1. Stabilite analizi için kullanılan yanal kuvvet

Yanal kuvvet, kayma kütlesinde bir hareket yok ise sıfırdan itibaren değişir. Bu nedenle stabilite kazıklarında kullanılacak yanal kuvvetin değeri belirlenmelidir. Teorik denklemler, kazıklar arasındaki mesafelere ve sadece kazık etrafındaki zemin için Mohr-Coulomb plastik şartlarını içermektedir (Ito and Matsui, 1975, 1977, 1978). Bu şartlar, tek-sıralı kazıklar ile aynıdır. Ancak, burada yapılacak önemli bir kabul ise, kazıklara etkiyen yanal kuvvetlerin, şevin tamamının denge halini ihmal eden kabul olur. Böylece, mobilize olan yanal kuvvet genellikle, sıfırdan itibaren değişen bir katsayı ile kritik değerın çarpılmasından elde edilir. Bu katsayı ise yanal kuvvetin  $\alpha_m$  mobilizasyon faktörü ile temsil edilir. Pasif kazıkların dizaynında, mobilizasyon faktörü bir parametre olarak görevlendirilir, ve iki değer arasında değişir. Birinci değer, maksimum yanal kuvvetten tanımlanan bir değerdir ve kazık stabilitesinden elde edilir. İkinci değer, kaymayı önlemek için gereken minimum yanal kuvvet reaksiyondan tanımlanır.

#### 6.5.2. Hesap Metodu

Tek sıralı kazıklar için yapılan kazık başlığı şekli,

kayma yüzeyindeki kazık uzunluğu, kazık rijitliği, kazık çapı v.b faktörler üzerine yapılan metod aynen önerilmektedir.

Şev stabilitesi için bu defa her bir kazık-sirasının etkisi hesaba katılacaktır. Bu da, kazığın toplam direnç kuvvetlerinin şev-stabilitesindeki etkisi gözönüne alınarak;

$$(F_s)_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{(F_{rs} + \sum F_{rp})}{F_d} \dots\dots\dots (6.36)$$

şeklinde verilir.

Kazık stabilitesi tek sıralı kazıklarla aynıdır.

#### 6.6. Sonlu Elemanlar Metodu

Fukuoka (1977), şev stabilitesi için kullanılan kazıkların , sonlu elemanlar tekniği ile hesaplanmasında gözönüne tutulacak bazı öneriler sunmuştur. Zemin reaksiyon modülünün (yatak katsayısının) metodu verilen bu önerilerde, kazık hesabı için bazı basitleştirmeler yapılarak zorlukları azaltılmıştır [18].

Aşağıda sunulacak analiz Rowe ve Poulos (1979) tarafından verilmiştir. Şevin davranışı üzerinde kazıkların etkisinin belirlenmesi hedeflenen bu çalışmada, zemin şevinin drenajsız olduğu kabul edilmekte, zemin ve kazık arasındaki etkileşim tesirleri ve kazıklar arasından geçen zeminin akma etkileri hesaba katılmaktadır.

##### 6.6.1.Hesap Metodu

Bir elasto-plastik malzeme için şev-stabilitesinin

sonlu elemanlar metodu ile tahmin edilmesi kolaydır. Ancak, üç boyutlu bir kazık grubu için yapılacak analiz karmaşıktır. Burada iki boyutlu bir düzlem gerilme analizi kabul edileceğinden şu kriterin belirlenmesi gerekecektir;

1. Bir kazık grubunun elastik cevabı ile düzlem gerilme kazığı arasındaki ilişkinin belirlenmesi
2. Bir grup içindeki kazıklar üzerine etkiyen limit basıncın ve düzlem gerilme kazığı boyunca akan zemin miktarının belirlenmesi
3. Bu limit basınca ulaşıldığı bir anda, kazıklar arasındaki ve kazık ötesindeki zeminin akmasına veya kaymasına uygunluğun belirlenmesi
4. Zemin akmaya başladığında gruptaki bir kazığın kesme etkisinin tesirinin belirlenmesi

Önerilen analizde, zemin ve kazık ayrı olarak hesaplanmış, sonra düğüm kuvvetleriyle ilişkileri kurulmuştur. Bir noktada limit basıncın altında bulunuyorsa kazık ve zemin deplasmanları eşittir. Limit basınca ulaşıldığı zaman, kazık etrafındaki zemin akmaya başlayacaktır.

#### 6.6.2. Nümerik Formülasyon

Yapı elemanı elasto-plastik zemin kütlesi içindedir. Bu kompozit eleman, yapı ve zemin olarak iki bileşene ayrılır. Bu iki bileşendeki çekme etkileri düğüm kuvvetleri şeklinde alınarak hesaplanır. Zemin (veya yapı ) üzerine etkiyen düğüm kuvvetlerinin yükleri artığında, düğüm kuvvetleri belirlenebilir. Zemin ve yapı arasında etkiyen  $F_u$  düğüm kuvveti bilinmemektedir.

##### 6.6.2.1. Zemin Analizi

Zemin ve yapı arasına etkiyen artış düğüm kuvvetleri

bilindiğinde zeminin hesabı için başlangıç gerilme yaklaşımı (Zienkiewich et al, 1969) kullanılabilir. Zemin yapı arakesitindeki  $\dot{\rho}_1$  düğüm deplasman vektörü şu formda yazılır;

$$\dot{\rho}_1^{(n+1)} = \dot{\rho}_{1K}^{(n+1)} I_{1E} + \dot{F}_{1u}^{(n+1)} \dots \dots \dots (6,37)$$

Burada;

$\dot{\rho}_{1K}$  = zemin yapı arakesitindeki düğüm deplasmanları vektörüdür. Zemin üzerine etkiyen bilinen düğüm kuvvetlerinden oluşur (başlangıç gerilme formülasyonlarından oluşur artıkları içerir.)

$\dot{F}_{1u}$  = zemin üzerinde bulunan yapılardan dolayı oluşan düğüm kuvvetleri artış vektörüdür.

$I_{1E}$  = tesir katsayıları matrisidir. Başlangıçta belirlenir ve problem geometrisi değişmeden sabit kalırken her bir yük adımı ve iterasyon için sabit kalır.

#### 6.6.2.2. Yapı Analizi

Şayet yapı zeminden ayrılmış ise, deplasmanın çözümü rijit eleman hareketlerinde sabit kalır. Oluşan bu zorluk ise, suni engelleme uygulanarak kaldırılabilir.

Böyle yapıldığı zaman, yapı arakesitinin gerçek  $\dot{\rho}_2$  artış deplasmanları, aşağıdaki gibi, keyfi rijit eleman hareketleri ilave edilir ve serbest haldeki yapının  $\dot{\rho}_{2r}$  deplasmanlarından elde edilir;

$$\dot{\rho}_2 = \dot{\rho}_{2r} + A \dot{\rho} \dots \dots \dots (6,38)$$

Burada;

$\dot{\rho}$  = rijit eleman artış hareketleri vektörüdür.

A = rijit eleman hareketleri için arakesit

deplasmanlarına bağlı (m x p) matrisi  
 p=yapıya uygulanan suni engelleme sayısı  
 m=yapı-zemin arakesitinde serbestlik derecesinin  
 sayısı .

Başlangıç gerilmeleri metodu yapıya uygulanırsa  $\dot{\rho}_{2r}^{(n+1)}$  vektörü şöyle yazılabilir;

$$\dot{\rho}_{2r}^{(n+1)} = \dot{\rho}_{2K}^{(n+1)} I_{2E} + \dot{F}_u^{(n+1)} \dots \dots \dots (6,39)$$

Burada belirlenen  $\dot{\rho}_{2K}^{(n+1)}$  ve  $I_{2E}$  değerleri,  $\dot{\rho}_{1K}^{(n+1)}$  ve  $I_{1E}$ 'ye ile paraleldir.

6.37, 6.38 ve 6.39 denklemleri birleştirilirse, şu değer elde edilir;

$$\begin{aligned} \dot{\rho}_1^{(n+1)} - \dot{\rho}_2^{(n+1)} &= \left[ I_{1E} + I_{2E} \right] \dot{F}_u^{(n+1)} - A \dot{\rho}^{(n+1)} \\ &+ \left[ \dot{\rho}_{1K}^{(n+1)} - \dot{\rho}_{2K}^{(n+1)} \right] \dots \dots \dots (6,40) \end{aligned}$$

Şayet burada, bilinmeyen p rijit eleman hareketleri ve m düğüm kuvvetleri varsa, o zaman 6.40 denklemi (m+p) bilinmeyenindeki m denklemleri ile yer değiştirilir. Kalan denlemler, yapının dengede kalması koşuluyla türetilir. Denge denklemleri, suni engellemelere uygun olarak yazılırsa;

$$A^T (\dot{N}_{\sim 2} - \dot{F}_{\sim u}^{(n+1)}) = 0 \dots \dots \dots (6,41)$$

Burada;

$\dot{N}_{\sim 2}$  = yapıya uygulanan yük artışı ve vektörüdür.



Uygulanan  $\dot{\tilde{N}}_2$  vektörel kuvvetlerinin zemin-yapı arakesitinde yer aldığı kabul edilmiştir. Çok genel hal olarak,  $A^T \dot{\tilde{N}}_2$  çarpımının basit bir değişimi elde edilebilir.

Denklem 6.40 ve 6.41, basit etkileşim denklemi dahilinde şöyle yazılabilir;

$$\begin{bmatrix} I & -A \\ -A & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\tilde{F}}_u^{(n+1)} \\ \dot{\tilde{\theta}}^{(n+1)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dot{\tilde{a}}^{(n+1)} \\ \dot{\tilde{b}}^{(n+1)} \end{bmatrix} \dots (6,42)$$

Burada;

$$\dot{\tilde{a}}^{(n+1)} = \begin{bmatrix} \dot{\tilde{e}}_{2K}^{(n+1)} - \dot{\tilde{e}}_{1K}^{(n+1)} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \dot{\tilde{e}}_2^{(n+1)} - \dot{\tilde{e}}_1^{(n+1)} \end{bmatrix}$$

$$\dot{\tilde{b}}^{(n+1)} = -A^T \dot{\tilde{N}}_2$$

$$I_E = I_{1E} + I_{2E}$$

Kaymanın oluşmadığı bir zemin yapı arakesiti için  $\dot{\tilde{e}}_2^{(n+1)}$  ve  $\dot{\tilde{e}}_1^{(n+1)}$  denklemleri eşit alınır ve 6,42 denklemi,  $\dot{\tilde{F}}_u^{(n+1)}$  ve  $A \dot{\tilde{\theta}}^{(n+1)}$  değerlerinin belirlenmesi için çözülebilir. Bu değerler bilindiği zaman zemin kütlelerinin ve yapının deplasmanları direkt olarak belirlenebilirler. Bu süreç bir noktada birleşim sağlanıncaya kadar tekrarlanır.

Bu yaklaşımda, bütün yük adımları ve iterasyonlar sabit kaldığı zaman sadece üçgen elastik rijitlik matrisleri (hem zemin ve hem de yapı için) gerekli olmaktadır.

Arakesitte kayma meydana geliyorsa bu metod kullanılarak çözülebilir. Kayma için çok sıradan bir

kriter olan, düğüm kuvvetlerinin özel bir değerde sabit kalması hali kullanılır (bunun çok karmaşık kriterleri Rowe et al. (1978) tarafından hesaplanmıştır) . Bu düğüm kuvvetlerinin  $F_u$  ve buna uygun yük deplasmanlarının  $\rho$  olduğu varsayıldığında, kritik  $\dot{F}_u$  değerine ulaşıldığı bir anda, yüksüz bir durumdan başka oluşacak bütün artışlar sıfır olur. Böylece 6.42 denkleminde bir bilinmeyen eksilir ve  $(\dot{\rho}_2 - \dot{\rho}_1)$  ile yer değiştirir. Zemin ve yapı arasındaki relatif deplasman,  $\dot{F}_u^{(n+1)}$  ve  $\dot{\rho}^{(n+1)}$  değerlerinin elde edilmesiyle çözülebilir.

### 6.6.3. Düzlem gerilme kazık rijitliği ve 3-D arasındaki ilişki

Gerçek bir kazık grubunun elastik cevabı ile idealize edilmiş (düzlem gerilme) kazık grubunun arasındaki yaklaşık bir ilişki şöyle elde edilebilir;

1. Elastik bir kazık grubu analizinden ( mesela Foulos, 1971) gerçek kazık grubunun bir sıradaki yanıl cevabının belirlenmesi.
2. Belli bir rijitlik aralığında, idealize edilmiş düzlem gerilme (sürekli) kazık sırasının yanıl cevabının belirlenmesi (mesala bir elastik sonlu elemanlar analizi kullanılabilir.)
3. Gerçek kazığın yanıl cevabı ile düzlem gerilme kazıklarının eşdeğer rijitliklerini veren idealize edilmiş kazığın yanıl cevabının belirlenmesi.

Düzlem gerilme hali, esnek kazıklar için deplasmanları aşırı olarak tahmin edecektir, ancak orta esnek kazıklar için yapılacak çözüm, elastik kazık sırası çözümüyle tamamen uyumludur.

#### 6.6.4. Kazık ve zemin arasındaki nihai basınçların belirlenmesi

Limit zemin basınçlarının değeri, ayrıık bir kazığın şekline ve derinliğine bağlıdır. Tamamen kohezyonlu bir zemin için Broms (1964) tarafından verilen nihai değerler kullanılabilir. Dairesel kazık için nihai zemin basıncı  $q/c=9$  alınabilir. Ancak kazık şekli ve pürüzlülüğüne göre bu değer 8 ila 12 arasında değişebilmektedir. Derinlikle değişen nihai zemin basıncı halinde, zemin yüzeyinden 3d lik bir derinlikte,  $q/c=2$  'den itibaren arttırılabilir (Bkz.Bölüm 3.).

Böylece, her bir düğüm noktası üzerindeki limit basınçlar açıkça belirlenebilir. Düğümde nihai basınçlara ulaşıldığında, zeminin kazık arkasına aktığı kabul edilir. Nihai basıncın dağılımı serbest olarak kabul edilir.

Bir grubtaki kazıkların örtülme etkilerindeki nihai basınçları, ayrıık bir analiz uygulanmasıyla belirlenebilir. Örnek olarak, bir grup (idealize edilmiş bir plaka olarak) üç sonsuz sıralı düşünülebilir. Bunun için Yegian and Wright (1973) tarafından önerilen teori kullanılır.

$\eta_L$  grup yeterliliği, çökme anında kazığa etkiyen  $q_u$  basıncının, ayrıık kazık üzerine etkiyen  $q_u$  basıncına oranı olarak tanımlanır;

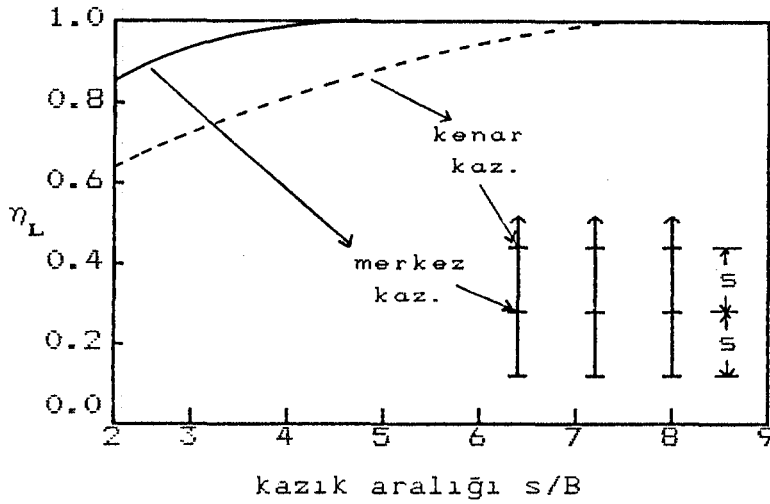
$$\eta_L = \frac{q_u (s/B)}{q_u (s \rightarrow \infty)} \dots \dots \dots (6,43)$$

$s$ =kazıkların merkezden merkeze olan aralığı

$B$ =kazık çapı

3xSonsuz kazık grubunun elasto-plastik analizinden elde edilen yeterlilik değerleri,  $s/B$  aralığı karşısında

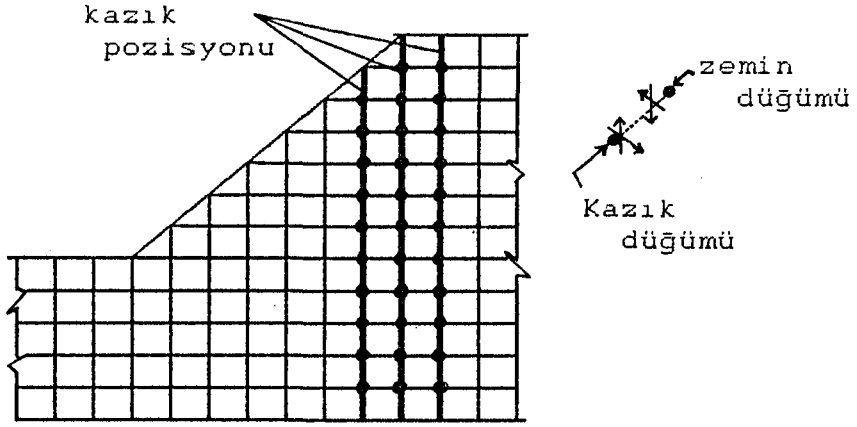
şekil 6,3' te gösterilmiştir (bunun tam ayrıntıları Rowe (1978) tarafından verilmiştir ). Merkez kazıklarının  $\eta_L$  değerleri, kenar kazıkları tarafından örtüldüğünden önemli ölçüde küçüktür.



Şekil 6,3. 3xSonsuz Uzunluklu kazığın grup yeterliliği

#### 6.6.5. Sonlu Elemanlar Idealizasyonu

Sonlu elemanlar idealizasyonu şekil 6.4 de gösterilmiştir. Kazık pozisyonu, çapı, aralıkları, başlık bağlanma şekilleri ve sıra sayısı belirlenir. Ayrık kazıkların  $q_u$  değerleri  $q_c$  alınır ve şekil 6.3 den (yaklaşık olarak)  $\eta_L$  grup yeterlilikleri belirlenir. Zeminde, negatif sürtünme kuvvetlerinin oluşmadığı kabul edilir. Ancak, bunun zemin-kazık performansı üzerine önemli etkiler yapabileceği kanıtlanmıştır.



Şekil 6.4. Sonlu elemanlar idealizasyonu

Problemde, şev göçmesine kazığın etkileri araştırılır. Deplasmanlar için, önce şevin sonrada kazıklı şevin deplasmanları bulunabilir, kazık pozisyonlarına göre optimum emniyet faktörü elde edilebilir, farklı kazık rijitlikleri, sıraları, başlıkları, uzunlukları denenebilir. Şev performansına kazığın etkileri konusunda daha önce yapılan araştırmalarda, kazık, rijitliğinin büyük oranlarda artışından şevin çok az etkilendiği, kazık başlığının bağlanma koşullarında ise şevin ve dolayısıyla emniyet faktörünün hızlı olarak arttığı gözlenmiştir. Kazık eğilme momentlerinin ise zemin profiline ve şevin geometrisine bağlı olduğu göstermiştir [47].

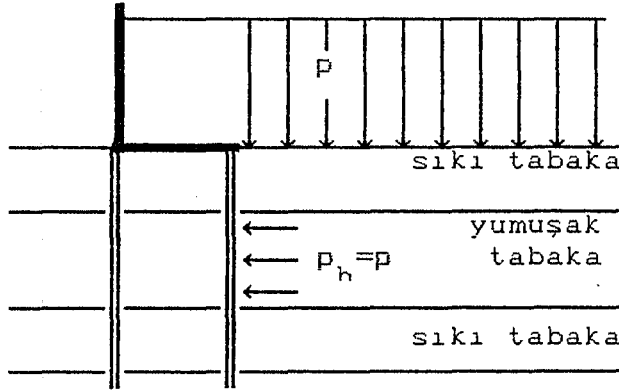
#### 6.7. Yumuşak Zemin Üzerine İnşaa Edilmiş Dolgu Şevleri Civarındaki Kazıklar

Yumuşak zeminlerde inşaa edilen kazıklar, pasif kazıklardır ve yumuşak tabaka üzerindeki sürsaj yüklerinden dolayı yanal bir kuvvete maruz kalırlar. Yumuşak tabakadan gönderilen bu yüklerin değerleri, üzerindeki sürsaj yüklerine kazığın rijitliğine ( $E, I, L$ ) ve zeminin deformasyon kabiliyetine ( $E_s, c, \phi$ ) bağlıdır [18].

### 6.7.1. Kazıktaki Yanal Yükün Hesabı

Bu metodun ana hatları ilk olarak De Beer and Wallays (1968) tarafından önerilmiştir. Dolgu sevi kenarı düşey ( $\alpha=90^\circ$ ) olduğu zaman, zemine direkt olarak bir dış yanal kuvvet uygulanmaz. Bu durumda kazığa etkiyen  $p_h$  yanal basıncı, zemin üzerindeki düşey  $p$  sürsaj yüküne eşittir (Şekil 6,5);

$$p_h = p \quad \dots \dots \dots (6,44)$$



Şekil 6,5. Yanal basınca maruz pasif kazık

Sev kenarı belli bir eğimde olduğu zaman (Şekil 6,6) zemin bir dış yanal kuvvete maruz kalacaktır. Bu halde, kazığa etkiyen yanal  $p_h$  basıncı şöyledir;

$$p_h = fp \quad \dots \dots \dots (6,45)$$

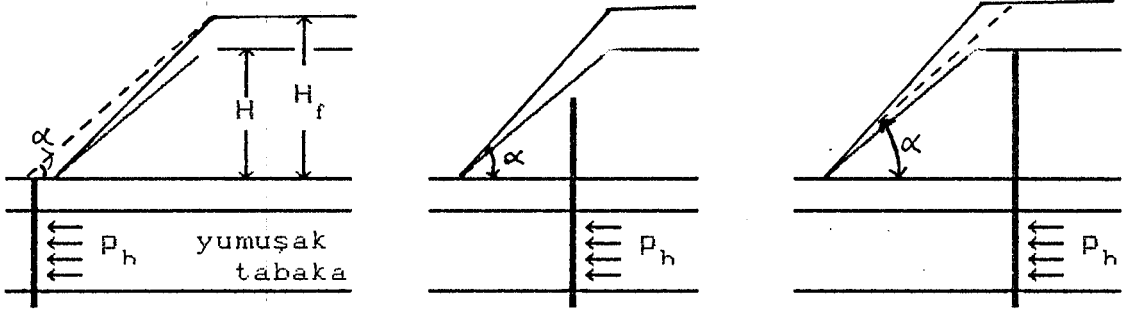
burada kısaltma faktörü olan  $f$ , deneylerden elde edilen değeri şöyle verilmektedir.

$$f = \frac{\alpha - \frac{\phi}{2}}{\frac{\pi}{2} - \frac{\phi}{2}} \quad \dots \dots \dots (6,46)$$

Burada;

$f$ =tabakanın sürtünme açısı

$\alpha$ =fiktif şevin açısı



Şekil 6.6. Bir şev civarındaki kazıklar.

Şevin yüksekliği  $H$  ve dolgunun efektif birim ağırlığı  $\gamma_k$  olarak ifade edilirse  $H_f$  fiktif uzunluğu şu formülle tanımlanır;

$$H_f = H \frac{\gamma_k}{1.8} \dots \dots \dots (6,47)$$

$\alpha \leq \phi/2$  olduğu zaman,  $f$  değeri sıfır veya negatif çıkacaktır.

Bu durumda kazığa etkiyen yanıl  $P_h$  basınçları ihmal edilebilir. Eğilme momentlerini hesaplayabilmek için bazı basit kabuller yapılmalıdır [16,17].

Önerilen bu metod, tamamen deneysel ilişkiler içindedir ve doğrudur. Bu metodta, yumuşak tabaka üzerindeki ve altındaki tabakanın deformasyonuna uğramadığı kabul edilmektedir [10].

### 6.7.2 Emniyet Faktörü

De Beer ve Wallays (1968, 1972) tarafından önerilen bu metod, geniş bir emniyet sınırı içindedir. Teorik

formüller, deneysel değerlerle mukayese edilmiş ve önerilen metod için emniyet faktörü 1.6 dan büyük bulunmuştur. Kazıktaki yüklerin bu emniyet sınırı içinde kalması, teorinin sağlamlığını kanıtlamıştır [16].

Kazığın, nihai yükü ile mevcut yükü arasındaki emniyet faktörü 1.6 dan daha küçük oluyorsa, o zaman Brinch Hansen (1961) tarafından verilen metod kullanılmalıdır [7].



## VII. BÖLÜM

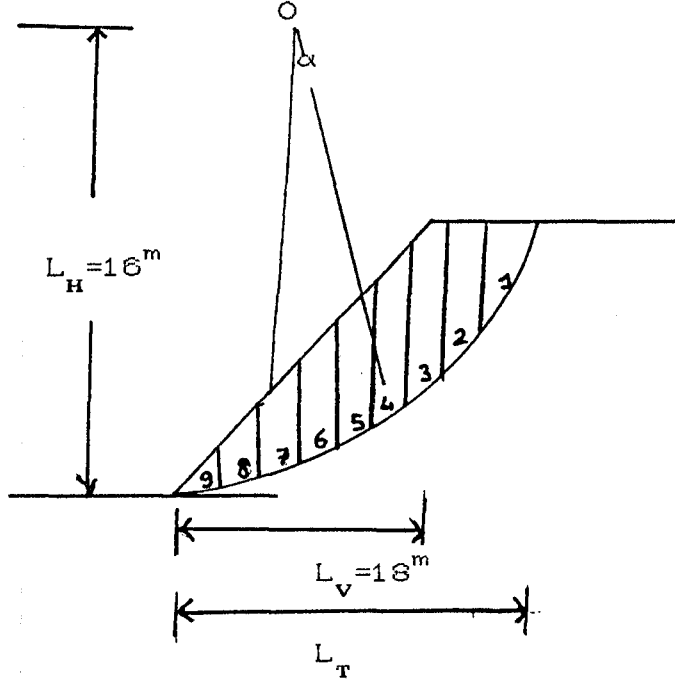
## 7. ÖRNEK ÇÖZÜM

## 7.1. Problemin Tanımlanması

Kritik bir halde bulunan ve şekil 7.1 'de gösterilen bir şevin kritik kayma yüzeyindeki dataları Tablo 7.1 'de gösterilmiştir. İncelenen şev ve kazık için şu parametreler geçerlidir;

- 1-Çelik kazığın elastisite modülü  $E_p=2.1.10^6 \text{ kg/cm}^2$
- 2-Çelik kazığın kabul edilen (emniyetli) gerilmesi  $1600 \text{ kg/cm}^2$  ve kesme gerilmesi  $800 \text{ kg/cm}^2$  dir.
- 3-Zemin modülü  $E_s$ , kayma yüzeyi aşağısında drenajsız kesme mukavemetinin 40 katı olarak alınmıştır (Poulos 1971).
- 4-Kazık uzunluğu sonsuz
- 5-Kayma yüzeyi altındaki  $E_s$  zemin modülü aynı şekilde alınmıştır
- 6-Kazıklar sadece kuşatıldıkları zeminin yanal deplasmaları tarafından oluşturulan yanal kuvvetlere maruzdur.
- 7-Dilimler arasındaki kuvvetler ihmal edilmiştir.
- 8-Zeminin içsel sürtünme açısı  $12^\circ$  dir.
- 9-Zeminin kayma mukavemeti değeri  $3t/m^2$  dir.
- 10-Zeminin birim hacim ağırlığı  $1.9t/m^3$  dür.
- 11-Şev kritik kayma yüzeyi boyunca 9 eşit dilime bölünmüştür.
- 12-Şevde gerilim çatlağının olmadığı varsayılmıştır.
- 13-Kazık dairesel boru kesitlidir, çap. 318,5 mm. et kalınlığı  $E=6.9 \text{ mm}$ . dir.
- 14-Kazık toplam uzunluğu 20 mt. dir.

Şev için minimum emniyet faktörünün 1.5 olması istenmektedir.



Şekil 7.1. Kazıklı şev örnek çözümü

Tablo 7.1. Örnek şevin dilim (İsveç) metodu parametreleri

Dilim No	D. Açısı $\alpha^\circ$	D. Genişliği b (mt)	D. Yüksekliği h (mt)
1	68	3.0	4.00
2	51	3.0	9.10
3	40	3.0	12.20
4	30	3.0	12.80
5	21	3.0	11.60
6	12	3.0	9.85
7	4	3.0	7.60
8	-4	3.0	5.00
9	-12	3.0	1.70

## 7.2. Kazık Etkisiz Şev Stabilitesi

Ekteki bilgisayar program ile yapılan çözüm Tablo 7.2 de gösterilmiştir. Buna göre emniyet faktörü 1,029 çıktığından şev kritik bir halde bulunmakta ve şevin stabilite emniyetinin kazıklarla sağlanması istenmektedir.

DILIM METODU (FELLENİUS)									
DILIM	b	h	W	$\alpha$	$W \cos \alpha$	l	cl	$W \sin \alpha$	
1	3.00	4.00	22.8	68.00	8.5	8.01	24.0	21.1	
2	3.00	9.10	51.9	51.00	32.6	4.77	14.3	40.3	
3	3.00	12.20	69.5	40.00	53.3	3.92	11.7	44.7	
4	3.00	12.80	73.0	30.00	63.2	3.46	10.4	36.5	
5	3.00	11.60	66.1	21.00	61.7	3.21	9.6	23.7	
6	3.00	9.85	56.1	12.00	54.9	3.07	9.2	11.7	
7	3.00	7.60	43.3	4.00	43.2	3.01	9.0	3.0	
8	3.00	5.00	28.5	-4.00	28.4	3.01	9.0	-2.0	
9	3.00	1.70	9.7	-12.00	9.5	3.07	9.2	-2.0	
					$\Sigma$ 355.4			106.6	177.0
EMNİYET FAKTORU=1.029									

Tablo 7.2. Kazık etkisiz şev-stabilite hesabı örneği

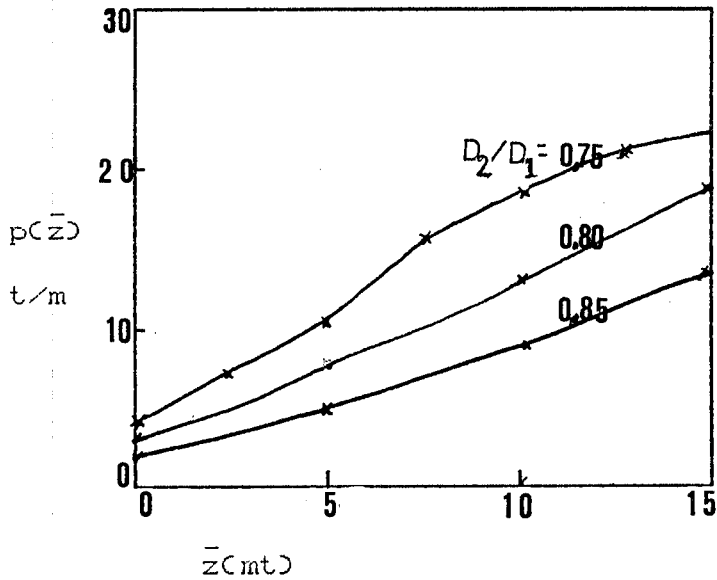
### 7.3. Kazıklar Üzerine Etkiyen Yanal Zemin Basınçları

Kazıktaki yanıl basınçlar, derinliğin bir fonksiyonu olarak (bkz. Denklem 6.9 );

$$p(\bar{z}) = f_1 + f_2 \bar{z}$$

denklemler ile elde edilmiştir. Üç kazık aralığı oranı için elde edilen  $\bar{z}$  ve  $p(\bar{z})$  arasındaki ilişki Şekil 7.2. de verilmiştir.

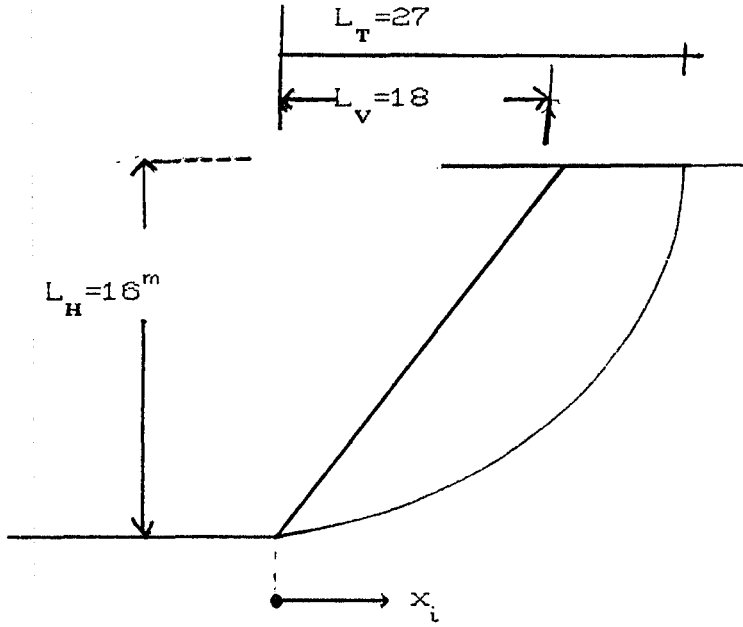
Buna göre kazık mesafeleri arttığında kazığa gelen yanıl  $p(\bar{z})$  kuvvetleri artmaktadır.



Şekil 7.2. Yanıl basınç ve derinlik arasındaki ilişki

#### 7.4. Kazık Pozisyonu ve Yanal Yükler Arasındaki İlişki

Örnek şevde, kazık pozisyonunun etkisi incelenmiş ve şekil 7.3 de görülen farklı kazık pozisyonları için elde edilen yanıl yükler Tablo 7.3. de verilmiştir.



Şekil 7.3. Kazık pozisyonu

Tablo 7.3. Kazık pozisyonu ve yanal yük ilişkisi

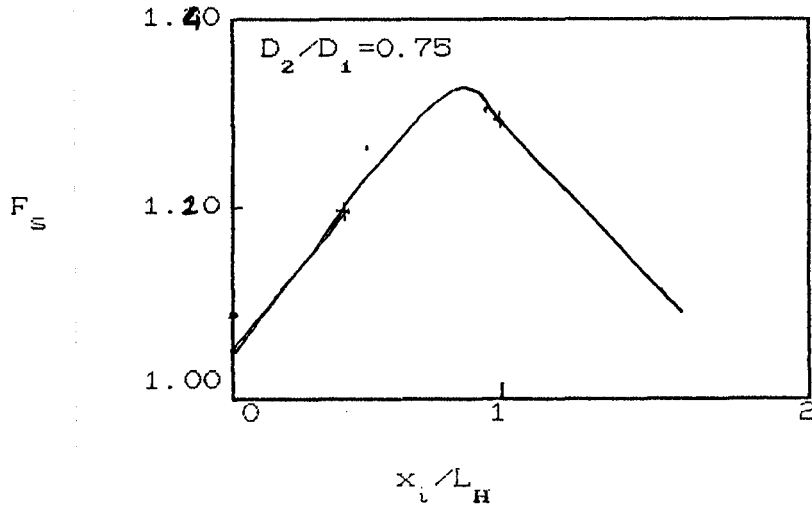
Kazık Pozisyonu $x_i$ (mt)	Max. Yanal Yük $p$ (t/m <sup>2</sup> )
0.0	0.00
1.5	5.92
4.5	10.61
7.5	14.31
10.5	17.51
13.5	20.00
16.5	21.70
19.5	20.85
22.5	16.44
25.5	9.20

#### 7.5. Kazık Pozisyonu ve Şev-Stabilite Emniyet Faktörü Arasındaki İlişkisi

Bu sonuçlar Ito and Matsui tarafından verilen sonuçlara uygundur. Ito and Matsui (1979,1982) tarafından  $x_i/L_H=0.74$  civarında şev emniyet faktörünün maksimum değere ulaşıldığı  $x_i/L_H=1.00$  civarında ise  $F_{S,min}$  değerinin elde edildiği belirtilmiştir.

Tablo 7.4. Kazık etkili şev-stabilitesi

Kazık Pozisyonu $x_i/L_H$	Toplam Yanal Yük P (t)	İlave Direnç Kuvveti (t/m)	Emniyet Faktörü
0.0000	0.00	0.00	1.029
0.0938	6.65	3.33	1.050
0.2813	31.25	15.63	1.119
0.4688	61.56	30.78	1.203
0.6563	95.55	47.78	1.299
0.8438	126.44	63.22	1.385
1.0313	151.04	75.52	1.353
1.2188	138.78	69.39	1.321
1.4063	83.75	41.88	1.266
1.5938	22.24	11.12	1.092



Şekil 7.4. Kazık pozisyonuna göre şev emniyet faktörü

Bu çözümler yine Ito, Matsui and Hong (1985) tarafından verilen teorik çözümler uygundur.

Şev stabilitesinin farklı durumları da yapılabilir.

Kazık çapı, beton veya ahşap kazık, kazık gömülü uzunluğu değiştirilerek optimum çözümlere ulaşılabilir. Böylece, pasif stabilite kazıklarının sistematik analizi için bir çok faktör gereklidir ve denenmelidir.



## VIII. BÖLÜM

## 8. SONUÇLAR

Yanal yüklü kazık temeller üzerine yapılan çalışmaların çoğunda elastik ve yatak katsayısı teorileri kullanılmıştır. Elastik teori ile yapılacak hesaplar karmaşık, buna karşılık yatak katsayısı teorisi ile yapılanlaroldukça basit olmaktadır. Ne varki, günümüzde sonlu elemanlar teorisi ile yapılan hesaplar yaygın olduğundan bu zorlukta giderilmiştir.

Yanal yüklü bir kazığı etkileyen temel faktör zemin cinsi olmaktadır. Zemin cinsine göre lineer veya lineer olmayan bir dağılım seçilerek kazık üzerine etkiyen yükler belirlenir. Homojen veya tabakalı zeminlere göre de çözüm yapılabilmektedir.

Kazık deplasmanları yapının önem derecesine göre sınırlı olmaktadır. Bu nedenle belli kriterler altında kalınması kazığın, cinsini, çapını, boyunu veya teşkil tipini belirlemektedir.

Literatürde, metodlar teorik ve deneysel sonuçlar olarak sunulur, birbiri ile ilişkileri verilir.

Geçmişte, kazık temeller üzerine yapılan çalışmalar basit kabullere dayanmakta, sadece bazı kriterler göz önüne alınmaktaydı. Sonra yapılan çalışmalar, daha detaylı teorileri içermiştir. Zemini elastik kabul eden teori üzerinde yapılan araştırmalar genişletilmiştir. Çünkü yatak katsayısı teorisi çok basit bir hesap yöntemi sunmaktadır.

Yatak katsayısındaki tek zorluk zemini temsil eden yatak katsayısı modülünün belirlenmesidir. Ancak bunun içinde pratik metodlar önerilmektedir.

Elastik yöntem ile yatak katsayısı ile teorinin farklılıkları oldukça düşük bir seviyedir. Mesela  $L/d=25$  için yatak katsayısı değerinden % 2 daha fazla deplasman vermektedir.

Yanal yüklü zemine etkiyen temel faktör zemin cinsi olmaktadır. Kazığa etkiyen yüklerin farklı dağılımları, zemin cinslerine göre yapılmaktadır.

Pasif (stabilite) kazıklarının kullanıldığı en önemli yer toprak, dolgu, yamaçve stabilitesidir. Ancak bu stabilite kazıkları için literatürde tatminkar bir metod yoktur ve açığa çıkarılması gereken bir çok faktör bulunmaktadır.

Ayrıca, şev stabilitesinde kullanılan kazıklara ait bir örnek çözülmüştür. Örnekte, kazık olmadan şev stabilite hesabı yapılmış, kayma yüzeyi boyunca kazığa etkiyen yanal kuvvetlerin değerleri hesaplanmış ve bunların emniyet faktörüne olan katkıları araştırılmıştır.

Kazığın şev üzerinde nerede teşkil edileceğinin yani kazık pozisyonun etkisi hesaplanmış ve elde edilen sonuçlar sunulmuştur. Elde edilen sonuçlar, yayınlanmış diğer literatür sonuçlarına uygundur.

Pratik problemlerin hemen hepsinde, en azından yakın gelecekte, yarı-ampririk ve ampririk metodlar kullanılacaktır. Yarı ampririk metodlar için, araştırılacak ileri bir konu, basitleştirilmiş, yanal hareket diyagramlarının tanımlanmasıdır. Böylece kazıktaki eğilme momentlerinin emniyet faktörlerinin elde edilmesi için hazır hesap metodları sunulabilecektir.

## KAYNAKLAR DİZİNİ

- [1]. Abendroth, R.E. and Greimann, L.F., 1990, Pile behavior established from model tests, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 116, 4, 571-588.
- [2]. Alperstein, R. and Leifer, S.A., 1976, Site investigation with static cone penetrometer, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 102, 5, 539-555.
- [3]. Atkinson, J.H., 1981, Foundation and slopes, Mc Graw Hill Book Com., New York, 382 p.
- [4]. Audibert, M.E. and Nyman, K.J., 1977, Soil restraint against horizontal motion of pipes, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 103, 10, 1119-1142.
- [5]. Baguelin, F. and Frank, R., 1980, Theoretical studies of piles using the finite element method, Proceedings Of The Numerical Methods In Offshore Piling, Institution Of Civil Engineers., London, 83-91.
- [6]. Banerjee, P.K. and Davies, T.G., 1980, Analyses of some reported case histories of laterally loaded pile groups, Proceedings Of The Numerical Methods In Offshore Piling, Institution Of Civil Engineers., London, 101-108
- [7]. Begeman, H.K.S. and De Leeuw, E.H., 1972, Horizontal earth pressure on foundation piles as a result of nearby soil fills, Proceedings Of The 5 th European Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering., Madrid, Vol 1, 3-9.
- [8]. Bowles, J.E., 1988, Foundation analysis and design, Mc Graw-Hill Book Com., New York, 1004 p.
- [9]. Bromhead, E.N., 1986, The stability of slopes, Surrey University Press., New York, 373 p.
- [10]. Broms, B.B., 1972, Stability of flexible structures (piles and piles groups) Proceedings Of The 5 th European Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering., Madrid, Vol 2, 239-269.
- [11]. Budhu, M. and Davies, T.G., 1986, analysis of laterally loaded piles in soft clays, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 114, 1, 21-39.
- [12]. Chen, W.W.H., 1978, Discussion: Laterally loaded piles program documentation by L.C. Reese., Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 104, 1, 161-162.

- [13]. Clayton, C.R.I. and Milititsky, J., 1986, Earth pressure and earth-retaining structures, Surrey University Press., Glasgow and London, 300 p.
- [14]. Coyle, H.M. and Bierschwale, M.W., 1983, Design of rigid shafts in clay for lateral load, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 109, 9, 1147-1164.
- [15]. Crowther, G.S., 1990, Analysis of laterally loaded piles embedded in layered frozen soil, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 116, 7, 1137-1152.
- [16]. De Beer, E.E. and Wallays, M., 1972, Forces induced in piles by unsymmetrical sursarges on the soil around the piles, Proceedings Of The 5 th European Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering., Madrid, Vol 1,
- [17]. De Beer, E.E., 1977, Piles subjected to static lateral loads, State-of-the Art Report, Proceedings Of The 9 th International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering., Tokyo, 1-14.
- [18]. De Beer, E.E., 1977, The effects of horizontal loads on piles; due to sursarge or seismic effects, Specialty Session 10, Proceedings Of The 9 th International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering., Tokyo, 547-558.
- [19]. De Beer, E.E., 1977, Discussion: Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles by T. Ito and T. Matsui., Soils And Foundations, Japanese Society Of Soil Mechanics And Foundation Engineering Division, 16, 1, 68-82.
- [20]. Desai, C.S. and Kuppusamy, T., 1980, Application of a numerical procedure for laterally loaded structures, Proceedings Of The Numerical Methods In Offshore Piling, Institution Of Civil Engineers., London, 93-99.
- [21]. Erdoğan, A., 1987, Yamaç ve şevlerin analiz yöntemlerinde ve dayanma yapılarının projelendirilmesiyle bugünkü gelişmeler ve yeni uygulamalar, Yamaç ve şevlerin stabilitesi, Dayanma Yapıları Semineri, DSİ., Samsun, Cilt 2, 10.1-10.21.
- [22]. Foriero, A. and Ladanyi, B., 1990, Finite Element Simulation of behavior of laterally loaded piles in permafrost, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 116, 2, 266-284.
- [23]. Georgiadis, M. and Butterfield, R., 1982, Laterally loaded pile behaviour, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 108,1, 155-165.

- [24]. Hook, E. and Bray, J., 1978, Kaya şev stabilitesi, (çeviren, A.G.Paşaoğlu), Maden Mühendisleri Odası, Ankara, 328 s.
- [25]. Hallam, M.G., Heaf, N.J. and Wootton, L.R., 1978, Dynamics of Marine Structures, Report Urban, Ciria Underwater Engineering Group, London, 328 p.
- [27]. Ito, T. and Matsui, T., 1975, Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles, Soils And Foundations, Japanese Society Of Soil Mechanics And Foundation Engineering Division, 15, 4, 43-59.
- [28]. Ito, T. and Matsui, T., 1978, discussions: Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles, Soils And Foundations, Japanese Society Of Soil Mechanics And Foundation Engineering Division, 18, 2, 41-44.
- [29]. Ito, T. Matsui, T. and Hong, W.P., 1979, design method for the stability analysis of the slope with landing pier, Soils And Foundations, Japanese Society Of Soil Mechanics And Foundation Engineering Division, 19, 4, 43-57.
- [30]. Ito, T., Matsui, T. and Hong, W.P., 1981, design method for stabilizing piles landslide-one row of piles, Soils And Foundations, Japanese Society Of Soil Mechanics And Foundation Engineering Division, 22, 1, 21-37.
- [31]. Ito, T., Matsui, T. and Hong, W.P., 1982, Extended design method for multi-row stabilizing piles landslide-one row of piles, Soils And Foundations, Japanese Society Of Soil Mechanics And Foundation Engineering Division, 22, 1, 1-13.
- [32]. Ito, T., Matsui, T. and Hong, W.P., 1985, Discussion: Extended design method for multi-row stabilizing piles landslide-one row of piles, Soils And Foundations, Japanese Society Of Soil Mechanics And Foundation Engineering Division, 25, 4, 133-134.
- [33]. Kramer, S.L. and Heavey, E.J., 1988, Lateral load analysis of nonlinear piles, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 114, 9, 1045-1049.
- [34]. Kocsis, P., 1978, Discussion: Laterally loaded piles Program documentation by Reese, L.C., 104, 1, 301-302
- [35]. Liou, D.D. and penzien, J., 1980, Mathematical modelling of piled foundations, Proceedings Of The Numerical Methods In Offshore Piling, Institution Of Civil Engineers., London, 69-74.

- [36]. Matsui, T., Hong, P. and Ito, T., 1982, earth pressures on piles in A Row due to lateral soil movements, Soils And Foundations, Japanese Society Of Soil Mechanics And Foundation Engineering Division, 22, 2, 71-81.
- [37]. Meyerhof, G.G., Yalcin, S. and Mathur, S.K., 1983, ultimate pile capacity for eccentric Inclined load, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 109, 3, 408-423.
- [38]. Poulos, H.G., 1975, Torsional Response of Piles, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 101, 10, 1019-1035.
- [39]. Poulos, H.G., 1979, Group factors for pile-deflection estimation, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 105, 12, 1489-1509.
- [40]. Poulos, H.G., 1980, Pile behaviour, Proceedings Of The Numerical Methods In Offshore Piling, Institution Of Civil Engineers., London, 532-560.
- [41]. Poulos, H.G., and Davis, E.H., 1980, pile foundation analysis and sons., New York, 397 p.
- [42]. Poulos, H.G., 1982, Single pile response to cyclic lateral load, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 108, 3, 355-375.
- [43]. Poulos, H.G., and Randolph, M.F., 1983, pile group analysis: A study of two methods, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 109, 3, 355-372.
- [44]. Ramiah, B.K. and Chikkanagappa, L.S., 1978, Stress distribution around batter piles, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 104, 2, 229-247.
- [45]. Randolph, M.F., 1985, Analysis and design of pile groups using a microcomputer, Proceedings fifth international Conference On Numerical Methods In Geomechanics., Nagoya, 1707-1714.
- [46]. Reese, L.C., 1977, laterally loaded piles: Program documentation, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 103, 4, 287-305.
- [47]. Rowe, R.K. and Poulos, H.G., 1979, A method for predicting the effect of piles on slope behaviour, Proceedings third international conference on numerical methods in geomechanics, Aachen, 1073-1085.
- [48]. Smith, T.D., 1987, Pile horizontal soil modulus values, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 113, 9, 1040-1043.

- [49]. Sogge, R.L., 1981, laterally loaded pile design, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 107, 9, 1179-1199.
- [50]. Spencer, E., 1978, Earth slopes subject to laterally acceleration, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, 104, 12, 1489-1500.
- [51]. Sullivan, W.R., Reese, L.C. and Fenske, C.W., 1980, unified method for analysis of laterally loaded piles in clay, Proceedings Of The Numerical Methods In Offshore Piling, Institution Of Civil Engineers., London, 135-146.
- [52]. Tan, O., 1987, Şevlerin stabilitesinin kazıklarla sağlanması, Yamaç ve şevlerin stabilitesi, Dayanma Yapıları Semineri, D.S.İ., Samsun, 6.1-6.2.
- [53]. Toğrol, E., 1970, Kazıklı Temeller, Temel araştırma A.Ş. Yayınları No:1, 154 s.
- [54]. Tomlinson, M.J., pile design and construction practice, The British council, 350 p.
- [55]. Toolan, F.E. and Horsnell, M.R., 1980, analysis of the load-deflexion behavior of offshore piles and pile groups, London, 147-155
- [56]. Ulusay, R., 1989, Pratik jeoteknik Bilgiler, Teknomad yayınları., Ankara, 244 s.
- [57]. Whitaker, T., 1976, The design of piled foundation, Pergamon press., Oxford, 222 p.

# EKLER

```

10 INPUT "EKARAN=0 YAZICI=8";KA#
20 KAZ=VAL(KA#):IF KAZ<>8 AND KAZ<>0 THEN BEEP:GOTO 10
30 IF KAZ=8 THEN DIV$="LPT1:" ELSE DIV$="SCRN:"
40 KAZ=1 :OPEN "0",#KAZ,DIV$
50 READ M,W
60 DIM D1(10),D2(10),D1E(9),D1D(9),NF(9),NF1(9)
70 DIM A0(4),A1(4),A2(4),A3(4),AA(4),BB(4)
80 DIM AA1(4),AA2(4),AA3(4),BB1(4),BB2(4),BB3(4)
90 DIM YCM1(4,M+1),YCM2(4,W+1)
100 DIM Y1(4,M+1),Y2(4,W+1),TET1(4,M+1),TET2(4,W+1),MOM1(4,M+1)
110 DIM Y21(4,W+1),Y22(4,W+1),TET21(4,W+1),TET22(4,W+1),MOM21(4,W+1),TET23(4,W+1)
)
120 DIM Y11(4,M+1),Y12(4,M+1),TET11(4,M+1),TET12(4,M+1),MOM11(4,M+1),MOM12(4,M+1)
)
130 DIM PZ(M+1),ZP(M+1),KES1(4,M+1),KES2(4,W+1),MOM2(4,W+1),ZB(M+1),F2(M+1)
140 DIM KES21(4,W+1),KES22(4,W+1),KES23(4,W+1),MOM22(4,W+1)
150 DIM ZZ(W+1),HU1(M+1),HU2(M+1),HU3(M+1)
160 READ C,FI,GAM
170 READ D1,D2
180 NF1=COS (2*(45+FI/2)*.0174533)
190 NF=(1-NF1)/(1+NF1)
200 D1D=D1/D2
210 D1E=(D1-D2)/D2
220 IF FI=0 THEN GOTO 250
230 GOSUB 1630
240 GOTO 280
250 GOSUB 1800
260 GOTO 280
270 REM WIDTH "lpt1:",132:LPRINT " "
280 PRINT #KAZ,NF
290 PRINT #KAZ,D1,D2
300 PRINT #KAZ,D1D,D1E
310 PRINT #KAZ,F1,F2
320 PRINT #KAZ,C,GAM
330 PRINT:PRINT:PRINT:
340 READ H,HU
350 IF H>HU THEN HE=H-HU
360 HU1=HU/M
370 FOR I=0 TO M
380 IF I=0 AND H>HU THEN ZP(I)=HE:HU2(I)=HE:PZ(I)=F1+(F2*HE):GOTO 430
390 IF I=0 AND H<HU THEN ZP(I)=0:HU2(I)=0:PZ(I)=F1:GOTO 430
400 HU2(I)=HU2(I-1)+HU1
410 ZP(I)=HU2(I)
420 PZ(I)=F1+F2*ZP(I)
430 NEXT I
440 FOR I=0 TO M
450 PRINT #KAZ,ZP(I),PZ(I)
460 NEXT I
470 PRINT:PRINT:
480 READ EP,IP,ES,L
490 BET=(ES/(4*EP*IP))^.25
500 K1=12*EP*IP
510 K2=24*EP*IP
520 K4=48*EP*IP

```



```

520 K4=48*EP*IP
530 K5=120*EP*IP
540 PRINT #K4,"bet";BET:PRINT :PRINT :PRINT :PRINT
550 FOR J=1 TO 4
560 IF J=1 THEN GOSUB 1890:GOTO 600
570 IF J=2 THEN GOSUB 1990:GOTO 600
580 IF J=3 THEN GOSUB 2110:GOTO 600
590 IF J=4 THEN GOSUB 2220
600 A0(J)=AA(J)
610 A1(J)=-BET*(AA(J)-BB(J))
620 A2(J)=-BET^2*BB(J)
630 A3(J)=BET^2*(AA(J)+BB(J))
640 NEXT J
650 FOR J=1 TO 4
660 FOR I=0 TO M
670 IF I=0 AND H>HU THEN HU3(I)=-HU:GOTO 700
680 IF I=0 AND H<HU THEN HU3(I)=-H:GOTO 700
690 HU3(I)=HU3(I-1)+HU1
700 ZB(I)=HU3(I)
710 Y11(J,I)=A0(J)+(A1(J)*ZB(I))+(A2(J)*ZB(I)^2)+(A3(J)*ZB(I)^3)
720 Y12(J,I)=(F1*ZB(I)^4)/(K2)+(F2*ZB(I)^5)/(K4)
730 Y1(J,I)=Y11(J,I)+Y12(J,I)
740 TET11(J,I)=A1(J)+2*A2(J)*ZB(I)+3*A3(J)*(ZB(I)^2)
750 TET12(J,I)=(F1*(ZB(I)^3))/(2*K1)+(F2*ZB(I)^4)/(K2)
760 TET1(J,I)=TET11(J,I)+TET12(J,I)
770 MOM11(J,I)=2*A2(J)+6*A3(J)*ZB(I)
780 MOM12(J,I)=(F1*(ZB(I)^2))/(6*K1)+(F2*ZB(I)^3)/(2*K1)
790 MOM1(J,I)=(-EP*IP)*(MOM11(J,I)+MOM12(J,I))
800 KES1(J,I)=(-EP*IP)*(6*A3(J)+(F1*(ZB(I)))/(12*K1)+(F2*ZB(I)^2)/(6*K1))
810 NEXT I
820 NEXT J
830 FOR I=0 TO M
840 PRINT " ";ZB(I)
850 NEXT I
860 FOR J=1 TO 4
870 FOR I=0 TO W
880 HA=L-HU:ZU1=HA/W
890 IF I=0 THEN ZZ(I)=0:GOTO 910
900 ZZ(I)=ZZ(I-1)+ZU1
910 Y21(J,I)=EXP(-BET*ZZ(I))
920 Y22(J,I)=(AA(J)*COS((BET)*ZZ(I)*.174533))+BB(J)*SIN((BET)*ZZ(I))
930 Y2(J,I)=Y21(J,I)*Y22(J,I)
940 TET21(J,I)=-BET*EXP(-BET*ZZ(I))
950 TET22(J,I)=((AA(J)-BB(J))*COS((BET)*ZZ(I)))
960 TET23(J,I)=(AA(J)+BB(J))*SIN((BET)*ZZ(I))
970 TET2(J,I)=TET21(J,I)*(TET22(J,I)+TET23(J,I))
980 MOM21(J,I)=(2*BET^2)*EXP(-BET*ZZ(I))
990 MOM22(J,I)=(AA(J)*SIN((BET)*ZZ(I)*.174533))-BB(J)*COS((BET)*ZZ(I))
1000 MOM2(J,I)=(-EP*IP)*(MOM21(J,I)+MOM22(J,I))
1010 KES21(J,I)=(2*BET^3)*EXP(-BET*ZZ(I))
1020 KES22(J,I)=((AA(J)+BB(J))*COS((BET)*ZZ(I)))
1030 KES23(J,I)=(AA(J)-BB(J))*SIN((BET)*ZZ(I))
1040 KES2(J,I)=(-EP*IP)*(KES21(J,I)*(KES22(J,I)-KES23(J,I)))

```

```

1040 KES2(J,I)=(-EP*IP)*(KES21(J,I)*(KES22(J,I)-KES23(J,I)))
1050 NEXT I
1060 NEXT J
1070 PRINT #KAZ,"":PRINT #KAZ,""
1080 PRINT #KAZ,"kayma yuzeyi ustü":PRINT
1090 PRINT #KAZ,"":PRINT #KAZ,""
1100 FOR J=1 TO 4
1110 PRINT #KAZ,"":PRINT #KAZ,""
1120 IF J=1 THEN PRINT #KAZ,"SERBEST BASLI KAZIK"
1130 IF J=2 THEN PRINT #KAZ,"ANKASTRE BASLI KAZIK"
1140 IF J=3 THEN PRINT #KAZ,"MAFSAL BASLI KAZIK"
1150 IF J=4 THEN PRINT #KAZ,"RIJIT BASLI KAZIK"
1160 PRINT
1170 PRINT #KAZ," zp pz zb Y donme M V"
1180 FOR I=0 TO M
1190 YCM1(J,I)=Y1(J,I)*1000
1200 REM PRINT ZP(I);ZB(I);PZ(I);Y1(J,I);TET1(J,I);MOM1(J,I);KES1(J,I)
1210 PRINT #KAZ,USING "###.##";ZP(I);
1220 PRINT #KAZ," ";
1230 PRINT #KAZ,USING "###.##";PZ(I);
1240 PRINT #KAZ," ";
1250 PRINT #KAZ,USING "###.##";ZB(I);
1260 PRINT #KAZ," ";
1270 PRINT #KAZ,USING "####.####";YCM1(J,I);
1280 PRINT #KAZ," ";
1290 PRINT #KAZ,USING "####.####";TET1(J,I);
1300 PRINT #KAZ," ";
1310 PRINT #KAZ,USING "####.####";MOM1(J,I);
1320 PRINT #KAZ," ";
1330 PRINT #KAZ,USING "####.####";KES1(J,I);
1340 PRINT #KAZ,""
1350 NEXT I
1360 NEXT J
1370 PRINT #KAZ,"":PRINT #KAZ,""
1380 PRINT #KAZ,"kayma yuzeyi alti"
1390 FOR J=1 TO 4
1400 PRINT #KAZ,"":PRINT #KAZ,""
1410 IF J=1 THEN PRINT #KAZ,"SERBEST BASLI KAZIK"
1420 IF J=2 THEN PRINT #KAZ,"ANKASTRE BASLI KAZIK"
1430 IF J=3 THEN PRINT #KAZ,"MAFSAL BASLI KAZIK"
1440 IF J=4 THEN PRINT #KAZ,"RIJIT BASLI KAZIK"
1450 PRINT #KAZ," ZB donme Y M V"
1460 FOR I=0 TO W
1470 YCM2(J,I)=Y2(J,I)*100
1480 REM PRINT ZZ(I);Y2(J,I);TET2(J,I);MOM2(J,I);KES2(J,I)
1490 PRINT #KAZ,USING "###.##";ZZ(I);
1500 PRINT #KAZ," ";
1510 PRINT #KAZ,USING "####.####";YCM2(J,I);
1520 PRINT #KAZ," ";
1530 PRINT #KAZ,USING "####.####";TET2(J,I);
1540 PRINT #KAZ," ";
1550 PRINT #KAZ,USING "####.####";MOM2(J,I);
1560 PRINT #KAZ," ";

```

```

1560 PRINT #KAX, " ";
1570 PRINT #KAX, USING "####.####";KES2(J,I);
1580 PRINT #KAX, " "
1590 NEXT I
1600 NEXT J
1610 GOSUB 2340
1620 END
1630 REM ALT PR.1
1640 NF2=NF^.5
1650 G1=NF^.5*(TAN (FI*.0174533))+NF-1
1660 G2=NF*TAN (FI*.0174533)*TAN ((22.5+FI/4)*.0174533)
1670 G3=2*TAN (FI*.0174533)+2*NF^.5+NF^-,.5
1680 F11=C*D1*(D10)^G1
1690 F12=1/(NF*TAN (FI*.0174533))
1700 F13=EXP (D1E*NF*TAN (FI*.0174533)*TAN ((22.5+FI/4)*.0174533))
1710 F14=2*NF^.5*TAN (FI*.0174533)
1720 F15=G3/G1
1730 F16=C*(D1*(G3/G1)-2*D2*NF^-,.5)
1740 F1=F11*((F12*(F13-F14-1))+F15)-F16
1750 F21=GAM/NF
1760 F22=D1*(D10)^G1
1770 F23=EXP (D1E*NF*TAN (FI*.0174533)*TAN ((22.5+FI/4)*.0174533))
1780 F2=F21*(F22*F23-D2)
1790 RETURN
1800 REM FI=0
1810 F1=C*(D1*(3*LOG (D10)+D1E*TAN (22.5*.0174533))-2*(D1-D2))
1820 F2=GAM*(D1-D2)
1830 RETURN
1840 DATA 10,10
1850 DATA 14.5,0,16.2
1860 DATA 2,1.682
1870 DATA 4.5,3.5
1880 DATA 2.06E8,6.78E-4,5.88E3,20
1890 REM SERBEST BASLI
1900 REM
1910 REM
1920 AA1(J)=HU/(K1*(BET^3))
1930 AA2(J)=(3*(2+BET*HU)*F1-HU*(3+2*BET*HU)*F2)
1940 AA(J)=AA1(J)*AA2(J)
1950 BB1(J)=-((HU)^2)/(K1*BET^2)
1960 BB2(J)=(3*F1-2*HU*F2)
1970 BB(J)=BB1(J)*BB2(J)
1980 RETURN
1990 REM ANKASTRE BASLI
2000 REM
2010 REM
2020 AA1(J)=(HU)/(K4*(BET^3)*(1+BET*HU))
2030 AA2(J)=4*(2*(BET^2)*(HU)^2+6*BET*HU+3)*F1
2040 AA3(J)=HU*(5*(BET^2)*(HU)^2+12*BET*HU+6)*F2
2050 AA(J)=AA1(J)*(AA2(J)-AA3(J))
2060 BB1(J)=- (HU)/(K4*(BET^3)*(1+BET*HU))
2070 BB2(J)=4*(2*(BET^2)*(HU)^2-3)*F1
2080 BB3(J)=HU*(5*(BET^2)*(HU)^2-6)*F2

```

```

2080 BB3(J)=HU*(5*(BET^2)*(HU)^2-6)*F2
2090 BB(J)=BB1(J)*(BB2(J)-BB3(J))
2100 RETURN
2110 REM mafsai   BASLI
2120 REM
2130 AA1(J)=(HU)^3/(K5*BET*(1+2*(1+BET*HU)^3))
2140 AA2(J)=15*(2+BET*(HU))*(3+BET*HU)*F1
2150 AA3(J)=HU*(7*(BET^2)*(HU)^2+27*BET*HU+30)*F2
2160 AA(J)=AA1(J)*(AA2(J)-AA3(J))
2170 BB1(J)=- (HU^2)/(K5*(BET^2)*(1+2*(1+BET*HU)))
2180 BB2(J)=15*((BET^3)*(HU)^3-6*BET*HU-6)*F1
2190 BB3(J)=HU*(7*(BET^3)*(HU)^3-30*BET*HU-30)*F2
2200 BB(J)=BB1(J)*(BB2(J)-BB3(J))
2210 RETURN
2220 REM rijit   BASLI
2230 REM
2240 REM
2250 AA1(J)=(HU)^4/(K5*(1+BET*HU)*(2+(1+BET*HU)^3))
2260 AA2(J)=5*F1*(3+BET*(HU))^2
2270 AA3(J)=HU*(2*(BET^2)*(HU)^2+9*BET*HU+12)*F2
2280 AA(J)=AA1(J)*(AA2(J)-AA3(J))
2290 BB1(J)=- ((HU)^3)/(K5*(BET)*(1+BET*HU)*(2+((1+BET*HU)^3)))
2300 BB2(J)=5*((BET^3)*(HU)^3-9*BET*HU-12)*F1
2310 BB3(J)=HU*(2*(BET^3)*(HU)^3-12*BET*HU-15)*F2
2320 BB(J)=BB1(J)*(BB2(J)-BB3(J))
2330 RETURN
2340 REM
2350 REM
2360 REM
2370 PRINT #KAZ,"":PRINT #KAZ,""
2380 PRINT #KAZ,"":PRINT #KAZ,""
2390 PRINT #KAZ," DILIM METODU (FELLENIUS) "
2400 DIM HN(33),AL(33),O(33),L(33),S1(33),S2(33),S3(33),WK(33)
2410 READ N
2420 FOR I=1 TO N
2430 READ HN(I)
2440 NEXT
2450 FOR I=1 TO N
2460 READ AL(I)
2470 NEXT
2480 READ BB,O,CC,GAM
2490 FOR I=1 TO N
2500 WK(I)=HN(I)*BB*GAM
2510 NEXT
2520 FOR I=1 TO N
2530 L(I)=BB/COS(AL(I))*3.141593/180)
2540 NEXT
2550 FOR I=1 TO N
2560 S1(I)=CC*L(I)
2570 NEXT
2580 FOR I=1 TO N
2590 S2(I)=WK(I)*COS(AL(I))*3.141593/180)
2600 NEXT

```

```

2600 NEXT
2610 FOR I=1 TO N
2620 T(I)=WK(I)*SIN(AL(I)*3.141593/180)
2630 NEXT
2640 FOR I=1 TO N
2650 S1T=S1T+S1(I)
2660 NEXT
2670 FOR I=1 TO N
2680 S2T=S2T+S2(I)
2690 NEXT
2700 S=S1T+(S2T*TAN(0*3.141593/180))
2710 FOR I=1 TO N
2720 TT=TT+T(I)
2730 NEXT
2740 F=S/TT
2750 PRINT #KAZ,"":PRINT #KAZ,""
2760 PRINT #KAZ,"C=";CC;"T/M2 ";CHR$(237);"003:3
2770 PRINT #KAZ,CHR$(235);"=";GAM
2780 PRINT #KAZ," "
2790 PRINT #KAZ,"DILIM b h W ";CHR$(224);" Wcos";CHR
$(224);" l cl Wsin";CHR$(224);" "
2800 PRINT #KAZ," _____"

2810 FOR I=1 TO N
2820 PRINT #KAZ,USING "###";I;
2830 PRINT #KAZ," ";
2840 PRINT #KAZ,USING"###.###";BB;
2850 PRINT #KAZ," ";
2860 PRINT #KAZ,USING"###.###";HN(I);
2870 PRINT #KAZ," ";
2880 PRINT #KAZ,USING"####.#";WK(I);
2890 PRINT #KAZ," ";
2900 PRINT #KAZ,USING"###.###";AL(I);
2910 PRINT #KAZ," ";
2920 PRINT #KAZ,USING"####.#";S2(I);
2930 PRINT #KAZ," ";
2940 PRINT #KAZ,USING"###.###";L(I);
2950 PRINT #KAZ," ";
2960 PRINT #KAZ,USING"####.#";S1(I);
2970 PRINT #KAZ," ";
2980 PRINT #KAZ,USING"####.#";T(I)
2990 NEXT
3000 PRINT #KAZ," ";
3010 PRINT #KAZ," ";CHR$(228);
3020 PRINT #KAZ,USING"####.#";S2T;
3030 PRINT #KAZ," ";
3040 PRINT #KAZ,USING"####.#";S1T;
3050 PRINT #KAZ," ";
3060 PRINT #KAZ,USING"####.#";TT
3070 PRINT #KAZ," _____"

3080 PRINT #KAZ,"EMNIYET FAKTORU=";USING"#.###";F
3090 PRINT #KAZ," _____"

3100 DATA 9
3110 DATA 4,9.1,12.2,12.8,11.6,9.85,7.6,5,1.7
3120 DATA 68,51,40,30,21,12,4,-4,-12
3130 DATA 3,12,3,1.9
3140 RETURN

```