

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ŞEVLERDE YANAL YÜKLÜ KAZIKLARIN
LABORATUAR KOŞULLARINDA MODELLENMESİ**

İnşaat Mühendisi Çiğdem ÖZÇELİK

FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında

Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Sönmez YILDIRIM

Jüri Üyeleri: Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN

Prof. Dr. Feyza ÇİNİCİOĞLU

İSTANBUL, 2007

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
KISALTMA LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	viii
ÇİZELGE LİSTESİ	xii
ÖNSÖZ	xiv
ÖZET	xv
ABSTRACT	xvi
1. GİRİŞ	1
2. YATAY YÜKLÜ KAZIKLARIN DAVRANIŞI VE SON TAŞIMA GÜCÜNÜN BULUNUŞU	2
2.1 Kazıklara Etkiyen Yatay Yükler ve Yatay Yükler Altında Kazıkların Davranışı...	2
2.2 Yanal Yüklü Kazıkların Taşıyabilecekleri Son Taşıma Gücünün Bulunması	4
2.2.1 Brinch Hansen (1961) Yöntemi.....	4
2.2.2 Yanal Yatak Katsayısı ve Broms (1964) Yöntemi	6
2.2.2.1 Broms Yöntemi İle Kohezyonsuz Zeminlerdeki Kazık Yanal Direncinin Tahmini	11
3. YATAY YÜKLÜ KAZIKLARDA DEPLASMAN TAHMİNİ	18
3.1 Giriş	18
3.2 Kohezyonsuz Zeminlerde Broms Yöntemi İle Zemin Yüzeyindeki Deplasmanların Tahmini	18
3.3 Yatak Katsayısı Yaklaşımı	20
3.3.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Yatak Katsayısı Yaklaşımı	21
3.4 $p - y$ Analiz Yöntemi.....	28
3.4.1 Kohezyonsuz Zeminler İçin $p - y$ Eğrilerinin Oluşturulması.....	31
3.4.2 $p - y$ Eğrileriyle Yatay Yüklü Kazık Analizi	37
4. YATAY YÜK ETKİSİNDE KAZIK GRUPLARI	39
4.1 Giriş	39
4.2 Yatay Yük Etkisinde Kazık Gruplarının Davranışı	40
4.3 Grup Azaltma Faktörü	42
4.4 Birleştirme Yöntemi	43
4.5 Grup Büyütme Yöntemi, Ooi ve Duncan (1994).....	44
4.6 Winkler Etkileşim Modeli	46
4.7 Değiştirilmiş Birim Yük Transferi Yöntemi.....	46
5. PASİF KAZIK PROBLEMİ.....	47

6.	ŞEVLERİN DURAYLILIĞININ DÜŞEY KAZIKLARLA SAĞLANMASI.....	49
6.1	Tasarım Esasları.....	50
6.2	Şev Duraylılığında Kullanılan Kazıklara Etkiyen Yatay Yüklerin Hesaplanması	52
6.2.1	Yatay Yükleri Etkileyen Etkenler.....	52
6.2.2	Yatay Kuvvetlerin Tahmini	53
6.2.2.1	Ito – Matsui Yöntemi.....	54
6.2.3	Kazıklarla İyileştirilmiş Şevlerin Duraylılık Analizleri	56
6.2.4	Kazık Duraylılığı Analizleri ve Kazık Duraylılığı Analizleri için Temel Eşitlikler	57
6.2.4.1	Elastik Zemine Oturan Sonsuz Kiriş Yöntemi	57
6.2.4.2	Aktif Kazık Çözümü.....	65
6.2.5	Şev Duraylılığı Analizleri.....	66
7.	ŞEV DURAYLILIĞININ DÜŞEY KAZIKLARLA SAĞLANMASI AMACIYLA YAPILMIŞ ÇALIŞMALAR.....	68
7.1	E. Ausilio, E. Conte ve G. Dente Tarafından Yapılmış Bir Çalışma	68
7.1.1	Kazıksız Şevlerin Duraylılık Analizi.....	68
7.1.2	Kazıklarla İyileştirilmiş Şevlerin Analizi	75
7.1.3	Sonuçlar	78
7.2	S. Hassiotis, J. L. Chamenu ve M. Gunaratne Tarafından Yapılmış Bir Çalışma.	85
7.2.1	İyileştirilmiş Şevlerde Güvenlik Sayısı	85
7.2.2	Yanal Yüklü Kazıkların Tasarımı.....	93
7.2.3	Şevin Nümerik Çözümü ve Kazık Tasarım Yöntemi	95
8.	DENEYSEL ÇALIŞMALAR.....	102
8.1	Giriş	102
8.2	Kullanılan Kum Zeminin İndeks Özellikleri	102
8.3	Kullanılan Kazık Grubu ve Kazık Başlığının Özellikleri.....	103
8.4	Deney Düzenine İlişkin Bilgiler	106
8.4.1	Büyük Ölçekli Kesme Kutusu	107
8.4.2	Yağmurlama Sistemi	108
8.4.3	Kullanılan Ölçüm Aygıtları	110
8.5	Deneyin Yapılışı	111
8.6	Deney Sonuçları.....	112
8.7	Amprik Bağıntılar ve LPILE Programı ile Kazık Davranışının Belirlenmesi.....	118
8.7.1	Brinch-Hansen ve Elastik Zemine Oturan Sonsuz Kiriş Yöntemine Göre Elde Edilen Sonuçlar (Etkime Yeri $H/3$).....	119
8.7.1.1	Dr = % 70 için Zemin bilgileri:	119
8.7.1.2	Dr = % 60 için Zemin bilgileri:	125
8.7.1.3	Dr = % 50 için Zemin bilgileri:	131
8.7.2	LPILE Programa Göre Elde Edilen Sonuçlar	138
9.	DEĞERLENDİRMELER.....	140
10.	SONUÇLAR.....	149
	KAYNAKLAR.....	155
	ÖZGEÇMİŞ.....	159

SİMGE LİSTESİ

A_y	Yatay yük için yerdeğiştirme katsayısı
A, B	Statik ve dinamik yükleme durumlarına göre düzeltme katsayıları
B_y	Moment için yerdeğiştirme katsayısı
B	Kazık çapı
c	Kohezyon
c_m	Mobilize olmuş kohezyon
c_u	Drenajsız kayma mukavemeti
C_y, C_m	Ötelenme ve moment büyütme faktörü
D_f	Göreceli sıklık
D_1	Kazık aks aralığı
D_2	Kazıklar arası net mesafe
E_p	Kazık elastisite modülü
E_s	Zemin elastisite modülü
F	Dengeleyici kuvvet
F_r	Kaydırıcı kuvvet
F_d	Direnen kuvvet
F_t	Kazık sırasına iletilen kuvvet
F_p	Bir metre genişlikteki şeve etkileyen kazık kuvveti
G_e	Grup etkinlik faktörü
H	Şev yüksekliği
h	Kayma yüzeyinin üstünde kalan kazık kesiminin yüksekliği
I_p	Kazık kesitinin atalet momenti
K_c, K_q	İçsel sürtünme açısına bağlı katsayılar
K_p	Pasif toprak basıncı katsayısı
k_h	Kohezyonlu zeminlerde yatay yatak katsayısı
k_x	Yatay yatak katsayısı
L	Kazık gömülü boyu
M	Moment

M_g	Kazık başına etkiyen moment
M_u	Taşınabilir maksimum moment
n_h	Kohezyonsuz zeminlerde yatak katsayısı sabiti
N_F	Duraylılık sayısı
P_{xu}	Son zemin direnci
P_v'	Düşey jeolojik efektif gerilme
p	Kazığa etkiyen yatay yayılı yük
p'	Zemin reaksiyonu
R	Kohezyonlu ve aşırı konsolide killer için göreceli rijitlik boyu
r_o	Logaritmik eğri yarıçapı
S	Eğim
T	Kohezyonsuz ve normal konsolide killer için göreceli rijitlik boyu
Q_g	Kazık başına etkiyen yatay yük
Q_u	Taşınabilir maksimum yük
Q_{ug}	Kazık grubu taşıma gücü
y	Kazık yerdeğiştirmesi
y_1	Kritik yüzey üstündeki kazık yerdeğiştirmesi
y_2	Kritik yüzey altındaki kazık yerdeğiştirmesi
y_g	Grup kazık yerdeğiştirmesi
V	Kesme kuvveti
x_F	Şev topuğu ile kazık arasındaki mesafe
x_R	Kritik derinlik
Z	Derinlik katsayısı
$z_{\max}$	Maksimum derinlik katsayısı
γ	Zeminin birim hacim ağırlığı
γ'	Zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı
ϕ	İçsel sürtünme açısı
ϕ_m	Mobilize olmuş içsel sürtünme açısı
$\phi(x)$	Zemin modülü fonksiyonu
λ	Tutululuk derecesi

α, β	Şev açısı
θ_F	Kayma yüzeyi boyunca dayanma yapısının yerini belirleyen açı
η	Düzeltilme oranı

KISALTMALISTESİ

ASTM	American Society For Testing and Materials
LPT	Linear Position Transducer
USC	Unified Soil Classification

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1 Serbest başlı yatay yüklü rijit kazıkta yatay direncin mobilize olma biçimi (Prakash, 1985)	4
Şekil 2.2 K_q ve K_c katsayıları (Brinch Hansen, 1961).....	5
Şekil 2.3 Yatak katsayısının derinlikle değişimi a) aşırı konsolide zemin, b) kohezyonsuz ve normal konsolide zemin, c) kurumuş aşırı konsolide zemin, d) yumuşak yüzey tabakaları (Davisson, 1963)	7
Şekil 2.4 Kohezyonsuz zeminde serbest başlı kısa kazık davranışı (Broms, 1964 b).....	12
Şekil 2.5 Kohezyonsuz zeminde tutulu başlı kısa kazık davranışı (Broms, 1964 b).....	12
Şekil 2.6 Kohezyonsuz zeminlerde kısa kazıkların son yatay taşıma gücü (Broms, 1964 b) ..	14
Şekil 2.7 Kohezyonsuz zeminde serbest başlı uzun kazık davranışı (Broms, 1964 b).....	15
Şekil 2.8 Kohezyonsuz zeminde tutulu başlı uzun kazık davranışı (Broms, 1964 b)	15
Şekil 2.9 Kohezyonsuz zeminlerde uzun kazıkların son yatay taşıma gücü (Broms, 1964 b) .	17
Şekil 3.1 Kohezyonsuz zeminlerde kazık yanal yerdeğiştirmesi (Broms, 1964 b)	19
Şekil 3.2 Yatak katsayısı yaklaşımına göre yatay yüklü kazık davranışı a) elastik zemine oturan kiriş b) winkler idealizasyonu c) zeminde yatay yüklü kazık d) yatay yüklü kazık yaylı ortam, (Prakash ve Sharma, 1989)	20
Şekil 3.3 Kohezyonsuz zeminde tamamen gömülü bir kazıkta Q_g ve M_g etkisinde kazık davranışı (Reese ve Matlock, 1956).....	21
Şekil 3.4 Yatay ötelenme ve momentler için A ve B katsayıları (Reese ve Matlock, 1956) ...	26
Şekil 3.5 Kohezyonsuz zeminlerde tutulu başlı kazıklar için C_y ve C_m katsayıları (Reese ve Matlock, 1956).....	27
Şekil 3.6 Zemin-kazık etkileşimi; p-y dağılımı (Shamem, 1988)	28
Şekil 3.7 Yatay yüklü kazıklar için $p - y$ eğrileri (a) zemin yüzeyinin altında farklı derinliklerde eğrilerin durumu (b) $p - y$ eğrilerinin eksen takımında gösterimi (c) deformayona uğramış kazığın durumu (Matlock, 1970).....	31
Şekil 3.8 Kohezyonsuz zeminde oluşturulan $p - y$ eğrileri (Reese, Cox ve Koop, 1974).....	32
Şekil 3.9 Kritik derinlik, x_R 'nin $p - y$ eğrilerinden elde edilmesi (Prakash, 1989)	33
Şekil 3.10 Zemin göçme tipleri (a) kama göçmesi modeli (b) blok göçme modeli (Reese vd, 1974)	34
Şekil 3.11 Kohezyonsuz zeminlerde statik ve dinamik yükleme durumları için A ve B düzeltme katsayıları, (Reese vd, 1974).....	34
Şekil 4.1 Boussinesq gerilme soğanları ve kazık aralıklarının belirlenmesi (Praskash, 1989)	40

Şekil 4.2 Kazıların grup davranışının zemin üzerindeki etkisi (a) Plan, (b) Kesit (Prakash, 1989)	41
Şekil 4.3 Yanal yük etkisinde kazık grubunun göçmesi (Fleming vd, 1992).....	41
Şekil 6.1 Şev kaymalarının denetimi ve önlenmesi amacıyla uygulanmış yapı türleri.....	50
Şekil 6.2 Bir grup kazığının gösterilişi ve kazığının çevresindeki plastik deformasyon durumu (Ito ve Matsui, 1975)	55
Şekil 6.3 Duraylılık kazıklarını içeren şev duraylılığı analizi	57
Şekil 6.4 Çelik boru kazıklar için mevcut eşitlikler kullanılarak hesaplanmış yerdeğiştirme, kesme kuvveti ve moment dağılımları	64
Şekil 6.5 Yatay yük altındaki kazıklara etkiyen kuvvetler	65
Şekil 7.1 Şev göçme mekanizması	69
Şekil 7.2 Şev açısı $\beta = 45^\circ$ için duraylılık sayısı N_F 'in karşılaştırılması	73
Şekil 7.3 Şev açısı $\beta = 60^\circ$ için duraylılık sayısı N_F 'in karşılaştırılması	74
Şekil 7.4 Hassiotis ve diğ., Hull ve Poulos ve Eşitlik (7.12) kullanılarak elde edilen kritik kayma yüzeyleri	74
Şekil 7.5 Kazık sırası yerleştirilmiş şev stabilitesi problemi	75
Şekil 7.6 Kazıklı ve kazıksız şevde kritik kayma yüzeylerinin karşılaştırılması	78
Şekil 7.7 Kazıklı şev için ele alınan örnek profil	80
Şekil 7.8 $m = 0$ için boyutsuz kuvvet K 'da etkin kazık yeri	80
Şekil 7.9 $m = 1/3$ için boyutsuz kuvvet K 'da etkin kazık yeri.....	81
Şekil 7.10 $m = 1/2$ için boyutsuz kuvvet K 'da etkin kazık yeri	81
Şekil 7.11 Kazıksız şevde güvenlik sayısı ile $\lambda_{c\phi}$ arasındaki ilişki	82
Şekil 7.12 $\lambda_{c\phi}$ 'nin farklı değerleri için $\beta = 30^\circ$ olduğu durumda kritik kayma yüzeyleri	83
Şekil 7.13 $\beta = 30^\circ$ şev açısı için boyutsuz kuvvet K ile $\lambda_{c\phi}$ arasındaki ilişki.....	83
Şekil 7.14 $\beta = 45^\circ$ şev açısı için boyutsuz kuvvet K ile $\lambda_{c\phi}$ arasındaki ilişki.....	84
Şekil 7.15 $\beta = 60^\circ$ şev açısı için boyutsuz kuvvet K ile $\lambda_{c\phi}$ arasındaki ilişki.....	84
Şekil 7.16.a Kazık yerleştirilmemiş şevlerde kuvvetler (derin göçme).....	87
Şekil 7.16.b Kazık yerleştirilmemiş şevlerde kuvvetler (topuk göçmesi)	87
Şekil 7.17 Kazık sırası yerleştirilmiş şevlerde kuvvetler	89
Şekil 7.18 Kazık sırasının konumuna göre yüzeysel şevlerde kritik yüzeyler	91
Şekil 7.19 Yüzeysel şevlerde kazık yerinin güvenlik faktörü üzerindeki etkisi.....	91
Şekil 7.20 Dik şevlerde kazık yerinin güvenlik faktörü üzerindeki etkisi	92
Şekil 7.21 Anakayaya kadar uzanan duraylılık kazıkları	94

Şekil 7.22 Örnek problem için şev-kazık tasarımı	96
Şekil 7.23 D_1 / B ile FS arasındaki ilişki.....	96
Şekil 7.24 4 Sınır koşulu için kazık uzunluğu boyunca yerdeğiştirme dağılımı	98
Şekil 7.25 4 Sınır koşulu için kazık uzunluğu boyunca eğilme momenti dağılımı	98
Şekil 7.26 4 Sınır koşulu için kazık uzunluğu boyunca kesme kuvveti dağılımı.....	99
Şekil 8.1 Kum malzemesine ilişkin elek analizi sonucu	102
Şekil 8.2 Model kazık ayrıntısı.....	104
Şekil 8.3 Model grup kazık	105
Şekil 8.4 Model grup kazık ayrıntısı	106
Şekil 8.5 Deney düzeneği	107
Şekil 8.6 Yağmurlama Sistemi	109
Şekil 8.7 Deney düzeneğinde kullanılan ölçüm aygıtları	110
Şekil 8.8 Deneyin ilk aşamasında üst kutunun alt kutuya göre konumu.....	111
Şekil 8.9 $Dr = \% 70$ için Moment – Derinlik dağılımı.....	113
Şekil 8.10 $Dr = \% 60$ için Moment – Derinlik dağılımı.....	113
Şekil 8.11 $Dr = \% 50$ için Moment – Derinlik dağılımı.....	114
Şekil 8.12 $Dr = \% 70, 60, 50$ için Moment – Derinlik dağılımının karşılaştırılması.....	114
Şekil 8.13 $Dr = \% 70, 60, 50$ için yerdeğiştirmenin derinliğe bağlı değişimi	115
Şekil 8.14 $Dr = \% 70$ için yerdeğiştirmenin zamana bağlı değişimi	115
Şekil 8.15 $Dr = \% 70$ için yük ile yerdeğiştirme arasındaki ilişki.....	116
Şekil 8.16 $Dr = \% 70$ sıklıkta dFr için yük-kesme kutusu yerdeğiştirmesi.....	116
Şekil 8.17 $Dr = \% 70$ sıklıkta dFr 'e bağlı kazık başı yerdeğiştirmesi.....	117
Şekil 8.18 $Dr = \% 70$ için yük ile kazık başı yerdeğiştirmesi arasındaki ilişki.....	117
Şekil 8.19 $Dr = \% 70$ için kesme kutusu – kazık başlığı yerdeğiştirmesi arasındaki ilişki.....	118
Şekil 8.20 $Dr = \% 70$ için moment dengesi.....	121
Şekil 8.21 $Dr = \% 70$ için Brinch – Hansen yöntemine göre moment dengesi.....	122
Şekil 8.22 $Dr = \% 70$ için kayma düzlemi altında kalan kazık kesiminde hesap için izlenen yol.....	124
Şekil 8.23 $Dr = \% 60$ için moment dengesi.....	127
Şekil 8.24 $Dr = \% 60$ için Brinch – Hansen yöntemine göre moment dengesi.....	128
Şekil 8.25 $Dr = \% 60$ için kayma düzlemi altında kalan kazık kesiminde hesap için izlenen yol.....	130
Şekil 8.26 $Dr = \% 50$ için moment dengesi.....	133
Şekil 8.27 $Dr = \% 50$ için Brinch – Hansen yöntemine göre moment dengesi.....	134
Şekil 8.28 $Dr = \% 50$ için kayma düzlemi altında kalan kazık kesiminde hesap için izlenen yol.....	136
Şekil 8.29 $Dr = \% 70, 60, 50$ için LPILE programına göre elde edilen moment derinlik	

dağılımı	138
Şekil 8.30 Dr = % 70 için ölçülen ve LPILE programına göre elde edilen moment derinlik dağılımının karşılaştırılması.....	138
Şekil 8.31 Dr = % 60 için ölçülen ve LPILE programına göre elde edilen moment derinlik dağılımının karşılaştırılması.....	139
Şekil 8.32 Dr = % 50 için ölçülen ve LPILE programına göre elde edilen moment derinlik dağılımının karşılaştırılması.....	139
Şekil 10.1 Köşe kazık ve Orta kazık kesitine gelecek yatay yük değerlerinin karşılaştırılması	154

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 2.1 Farklı sıklıktaki granüler zeminler için n_h değerleri (Terzaghi, 1955).....	8
Çizelge 2.2 Kohezyonlu zeminler için farklı araştırmacılar tarafından önerilen n_h değerleri...	8
Çizelge 2.3 Farklı kıvamdaki killer için k_1 değerleri.....	9
Çizelge 2.4 Normal konsolide kohezyonlu zeminlerde n_h değerleri	9
Çizelge 3.1 Serbest başlı uzun kazıkların elastik çözümü için A katsayıları (Matlock ve Reese, 1961-1962).....	25
Çizelge 3.2 Serbest başlı uzun kazıkların elastik çözümü için B katsayıları (Matlock ve Reese, 1961-1962).....	25
Çizelge 3.3 Kohezyonsuz zeminlerde statik ve dinamik yükleme durumları için A ve B düzeltme katsayıları, (Reese vd, 1974)	35
Çizelge 3.4 Kumlar için elastisite modülü değerleri (statik ve dinamik yüklemeler), (Reese vd, 1974)	35
Çizelge 4.1 Yatay yük yönündeki kazık aralığına göre azaltma faktörleri	42
Çizelge 4.2 Kohezyonsuz zeminde kazık aralığı/çap oranına göre grup etkinlik faktörü	43
Çizelge 6.1 Kazık duraylılığında güvenlik sayısı.....	64
Çizelge 7.1 Farklı yöntemlerle hesaplanan güvenlik sayılarının karşılaştırılması	72
Çizelge 8.1 Kum malzemesinin indeks özellikleri	103
Çizelge 8.2 Kum malzemesi üzerinde yapılmış kesme kutusu deney sonuçları	103
Çizelge 8.3 $D_r = \% 70$ için Brinch-Hansen yöntemi kullanılarak 0.45 m derinlik boyunca yanal gerilmeler	120
Çizelge 8.4 $D_r = \% 70$ için kayma yüzeyinin altındaki yanal gerilmeler.....	121
Çizelge 8.5 $D_r = \% 60$ için Brinch-Hansen yöntemi kullanılarak 0.45 m derinlik boyunca yanal gerilmeler	126
Çizelge 8.6 $D_r = \% 60$ için kayma yüzeyinin altındaki yanal gerilmeler.....	127
Çizelge 8.7 $D_r = \% 50$ için Brinch-Hansen yöntemi kullanılarak 0.45 m derinlik boyunca yanal gerilmeler	132
Çizelge 8.8 $D_r = \% 50$ için kayma yüzeyinin altındaki yanal gerilmeler.....	133
Çizelge 9.1 Deneylerden elde edilmiş sonuçlar.....	140
Çizelge 9.2 Brinch – Hansen yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/3 = 0.15 m$)	140
Çizelge 9.3 LPILE programından elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/3 = 0.15 m$)	141
Çizelge 9.4 Yatak katsayısı yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/3 = 0.15 m$)	141
Çizelge 9.5 Brinch – Hansen yönteminden ($F= 0.32 kN$) elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri	

$H/3 = 0.15 \text{ m}$)	141
Çizelge 9.6 Elastik zemine oturan sonsuz kiriş yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/3 = 0.15 \text{ m}$)	142
Çizelge 9.7 Broms yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/3 = 0.15 \text{ m}$)	142
Çizelge 9.8 Brinch – Hansen yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $5H/12 = 0.1875 \text{ m}$)	143
Çizelge 9.9 LPILE programından elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $5H/12 = 0.1875 \text{ m}$) ..	143
Çizelge 9.10 Yatak katsayısı yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $5H/12 = 0.1875 \text{ m}$)	144
Çizelge 9.11 Brinch – Hansen yönteminden ($F= 0.32 \text{ kN}$) elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $5H/12 = 0.1875 \text{ m}$)	144
Çizelge 9.12 Broms yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $5H/12 = 0.1875 \text{ m}$) ..	144
Çizelge 9.13 Brinch – Hansen yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/2 = 0.225 \text{ m}$)	145
Çizelge 9.14 LPILE programından elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/2 = 0.225 \text{ m}$)	145
Çizelge 9.15 Yatak katsayısı yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/2 = 0.225 \text{ m}$) ..	146
Çizelge 9.16 Brinch – Hansen yönteminden ($F= 0.32 \text{ kN}$) elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/2 = 0.225 \text{ m}$)	146
Çizelge 9.17 Broms yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/2 = 0.225 \text{ m}$)	146
Çizelge 9.18 Brinch – Hansen yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $7H/12 = 0.2625 \text{ m}$)	147
Çizelge 9.19 LPILE programından elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $7H/12 = 0.2625 \text{ m}$) ..	147
Çizelge 9.20 Yatak katsayısı yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $7H/12 = 0.2625 \text{ m}$)	148
Çizelge 9.21 Brinch – Hansen yönteminden ($F= 0.32 \text{ kN}$) elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $7H/12 = 0.2625 \text{ m}$)	148
Çizelge 9.22 Broms yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $7H/12 = 0.2625 \text{ m}$) ..	148

ÖNSÖZ

Kazıklar düşey yüklerin yanısıra yanal toprak hareketi etkisi altında kalabilmektedirler. Bu nedenle kazıklara etkiyen yanal yük ve bu yanal yük etkisi altında kazık kesitinde oluşacak momentler de gözönüne alınarak kazıkları tasarlamak gerekmektedir. Dengede olmayan şevlere kazık sırası gibi dayanma yapılarının yerleştirilmesiyle şevlerin duraylılığı artırılabilir. Kazıklar, istenilen değerde güvenlik sayısını artırmak için gerekli olan dengeleyici kuvveti sağlayacak şekilde tasarlanmalıdır. Bu amaçla çeşitli araştırmacılar tarafından bir çok amprik bağıntı, limit denge yöntemine dayalı çalışmalar ve sonlu elemanlar programı geliştirilmiştir.

Bu çalışma şevlerde, yanal zemin hareketi etkisi altında kalan, kazıkların davranışını belirlemek amacıyla yapılmıştır. Başlangıçta kazıklara etkiyen yatay yükler ve yatay yükler altında kazıkların davranışı ve son taşıma gücünün bulunuşu, yatay yüklü kazıklarda yatak katsayısı yaklaşımına dayalı deplasman tahmini ve $p - y$ eğrileriyle yatay yüklü kazık analizine yer verilmiştir. Bölüm 5’de pasif kazık problemi tanımlanmış, Bölüm 6’da da şevlerin duraylılığının düşey kazıklarla sağlanması amacıyla Ito-Matsui yöntemi ve şev duraylılığı analizleri açıklanmıştır. Bölüm 7’de ise çeşitli araştırmacılar tarafından şev duraylılığını artırmak için yapılmış çalışmalara yer verilmiştir. Son bölümde de yanal zemin hareketi etkisi altında kalan kazıkların davranışını belirlemek amacıyla Yıldız Teknik Üniversitesi Geoteknik Laboratuarında geliştirilmiş olan büyük ölçekli kesme kutusunda model deneyler yapılmış ve kazıkların deplasman ve eğilme momenti davranışları incelenmiş ve elde edilen deney sonuçları amprik bağıntılar ve $p - y$ yöntemine dayalı olan LPILE bilgisayar programı ile elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

Yüksek lisans tez çalışmam sırasında deneyim ve bilgileri benimle paylaşan danışman hocam Prof. Dr. Sönmez YILDIRIM’a, Araş. Gör. Dr. Niyazi Uğur TERZİ’ye, Araş. Gör. Tayfun ŞENGÜL’e ve İnşaat Müh. Pelin KALE’ye teşekkürlerimi sunarım.

ÖZET

Toprak kaymaları sık sık geniş çaplı hasarlara ve bazende can kaybına neden olmaktadır. Doğal ve insan yapımı şevlerin stabilitesini kontrol altına almak, günümüzde hala geoteknik mühendisliğinde temel problem olarak devam etmektedir. Yeni bir saha seçilirken, öncelikle potansiyel kayma bölgesinden kaçınmak gerekir. Aksi halde, drenaj, şevin geometrisini düzeltmek gibi tedbirlerin alınmasının yanısıra dayanma yapıların da kullanımı şevleri göçmeye karşı korumada gerekli olabilir. Dayanma yapılarından olan kazıkların şevin dengesini bozmadan yerleştirilmesinin kolay olmasından dolayı, başarıyla şevlerin stabilitesini sağlamak amacıyla uygulanmaktadırlar ve etkili bir çözüm olduğu da kanıtlanmıştır. Bununla birlikte, şev göçmelerinin düzeltilmesinde, şev duraysızlığının nedenlerinin de göz önüne alındığı duraylılık seçenekleri gereklidir. Doğru tasarım yapıldığı takdirde, şevlerin desteklenmesi ve kazıklı duraylılık sistemleri zayıf zeminlerdeki şev hareketlerini engellemekte etkilidir. Şev göçmelerindeki yatay zemin hareketlerinden dolayı oluşan zemin yüklerinin kazık elemanlarına aktarımı karmaşık bir zemin-yapı etkileşimi sorunudur ve mevcut kazıklı duraylılık tasarım yöntemlerindeki önemli farklılıklar da stabilizasyon mekanizmasının tam olarak anlaşılmadığına işaret etmektedir. Şev göçmelerindeki şevden aşağıya doğru meydana gelen zemin hareketi, duraylılık kazıkları boyunca özgün ve bilinmeyen yatay yükleme dağılımı ortaya çıkarmaktadır. Bu yükleme dağılımlarının güvenilir şekilde tahmini, kazıkların genel şev duraylılığına etkisinin doğrudan kazıkların yükleme durumuna bağlı olması nedeniyle önemlidir.

Bu çalışmada, şevlerin duraylılığını sağlamak amacıyla, şev ortamına yerleştirilen düşey kazıkların yanal toprak hareketi boyunca davranışını gözlemlemek için, Yıldız Teknik Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarında büyük ölçekli bir kesme kutusu imal edilerek, laboratuvar koşullarında model deneyler yapılmıştır. Gözönüne alınan zemin ortamı kum olup, kazıklı şev duraylılığı problemi laboratuvar koşullarında modellenmeye çalışılmıştır. Deneylerde $B = 35$ mm çapında içi boş kesitli alüminyum boru kullanılmış olup et kalınlığı $t = 5.0$ mm'dir. Model kazık boyları 830 mm'dir. Yanal yüke maruz kalacak tutulu başlı kazık grubu tek sıra halinde 4 kazıktan oluşmaktadır. Uygulanan yanal toprak hareketi altında kazık kesitinde oluşan eğilme momenti dağılımı ve kazık başında oluşan yerdeğiştirmeler belirlenmiş ve elde edilen sonuçlar ampirik bağıntılar ve LPILE programı ile karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: şev stabilitesi, yanal toprak hareketi, kazık, büyük ölçekli kesme kutusu.

ABSTRACT

Landslides frequently causes major damages and sometimes even loss of human life. Controlling the stability of natural and man-made slopes is still the main problem of the geotechnical engineering. Avoidance of a potential slide area can be a primary consideration when selecting a new area. Otherwise corrective measures like drainage or improving the slopes geometry must be taken. Retaining walls might be the necessary solution for preventing the failure of the slope. The use of piles as a retaining structure has been applied successfully and proved to be an efficient solution, since piles can often be easily installed without disturbing the equilibrium of the slope. In addition, remediation of slope failures requires stabilization alternatives that address causes of slope instability. Slope reinforcement and pile stabilization systems, if properly designed, are effective in preventing slope movements in weak soils. Soil load transfer to pile elements from the lateral soil movement as occurs in slope failures is a complex soil-structure interaction problem, and the significant differences in existing design procedures of pile stabilization suggest that the stabilizing mechanisms are not fully understood. The downslope soil movement of slope failures induces unique, unknown lateral load distributions along stabilizing piles. The reliable estimation of these load distributions is important, because the influence of piles on the global stability of the slope depends directly on the pile loading condition.

In this study, for the purpose of providing the slope stability and to observe the behaviour of the vertical pile along the lateral soil movement, a large scaled shear box manufactured and model experiments for the laboratory conditions studied at the Yıldız Technical University Geotechnics Laboratory. Considered soil is sand and case of the stability of slope with pile is studied for modelling. In the experiments empty aluminum pile with $B=35$ mm diameter is used and the thickness wall of the pile is $t= 5.0$ mm. Model pile length is 830 mm. Fixed head piles subjected to the lateral loading is in one row and include total 4 piles. Evaluation of the pile behaviour under the subjected lateral movement can be observed and evaluate from strain levels and displacements. Datas derived from the laboratory tests compared with the empirical correlations and LPILE program.

Key Words: slope stability, lateral soil movement, pile, large scaled shear box.

1. GİRİŞ

Bir çok durumda kazıklar yalnızca yanal zemin hareketlerini önlemek için tasarlanmaz. Bunun yanı sıra, örneğin köprü kenar ayaklarında akarsu akıntılarının oluşturduğu yatay yükler, arazide kazık yapımı, kazı veya tünel açma çalışmaları sırasında bunlara yakın olan kazıklı temeller de yatay yükler altında kalabilmektedir. Diğer taraftan, kazıklar olası toprak kaymalarını önlemek veya dengede olmayan şevlerin dengesini sağlamak amacıyla da tasarlanabilir. Zemin hareketinin neden olduğu yanal kuvvetler kazıkta, yapısal dayanım kaybı veya göçmeye neden olmaktadır.

Şevin geometrisini değiştirme, zeminde drenajı sağlama, zemin iyileştirme yöntemlerini kullanma, sürekli yada geçici dayanma yapılarını inşa etme (duvar ya da kazık) gibi farklı yöntemlerin kullanılmasıyla da şevlerin duraylılığı yükseltilebilir. Yapılması gereken ilk önlem göçmeye neden olacak kaydırıcı kuvvetlerin azaltılması, diğeri ise kaymaya direnen kuvvetlerin artırılmasıdır.

Şevlerde kullanılan duraylılık kazıkları tipik pasif kazıklardır ve genellikle bir sıra halinde kullanılırlar. Kazıklar ve kazıkları çevreleyen zeminin etkileşimli davranışı (kazık-zemin etkileşimi) çok karmaşıktır, çünkü sorun üç boyutludur ve hem zeminin hem de kazığın deformasyon ve mukavemet özelliklerine ilişkin pek çok etmenin etkisi altındadır. Daha da ötesi şevlerin kendisi başlı başına çok karmaşık bir olgudur. Bu karmaşık koşullar altında bir çok varsayıma bağlı bir analiz yöntemi geliştirmek kaçınılmazdır.

Çok sayıda laboratuvar ve arazi deneyleri, yanal zemin hareketinin kazıklardaki etkisinin durumdan duruma farklılık gösterdiğini ve pratik amaçlı genel kuralların geliştirilemediğini göstermiştir. Sonuç olarak, bir çok teorik ve amprik metodlar problem tiplerinin çözümü için Ito ve Matsui (1975), Reese ve diğ. (1974), Poulos (1995) tarafından geliştirilmiştir.

Bu çalışmada şevlerde, yanal zemin hareketi etkisi altında kalan, kazıkların davranışını belirlemek amacıyla laboratuvar deneyleri yapılmış ve elde edilen sonuçlar amprik bağıntılar ve bilgisayar programları ile karşılaştırılmıştır.

2. YATAY YÜKLÜ KAZIKLARIN DAVRANIŞI VE SON TAŞIMA GÜCÜNÜN BULUNUŞU

2.1 Kazıklara Etkiyen Yatay Yükler ve Yatay Yükler Altında Kazıkların Davranışı

Kazıklar düşey yüklerin yanısıra yatay yük ve moment etkisi altında da kalabilmektedirler. Bu nedenle kazıklara etkiyen düşey yüklere ek olarak yatay yük ve momentler de gözönüne alınarak kazıkların etkisinde kaldığı bu toplam yükleri güvenli bir şekilde zemine aktarması ve kazık malzemesi olarak bu yükleri güvenli bir şekilde taşıması gerekmektedir.

Liman ve kıyı yapılarında, gemi çarpma ve bağlama yükleri, açık deniz yapılarında rüzgar ve dalga yükleri, yatay toprak basınçları, akarsu akıntılarının köprü ayaklarında oluşturduğu yatay yükler, dayanma yapılarının temelleri kazıkların yatay yüklenmesine örnektir.

Kazık başına etkiyen, yapısal yükler etkisinde kalmış kazıklar “aktif kazık” olarak adlandırılır. Yatay toprak hareketi altında kalan kazıklar ise “pasif kazık” olarak adlandırılır. Pasif yüklemedeki tipik örnekler, derin bodrum kazılarına bitişik olan ve tünel çalışmalarındaki kazıklar, şev duraylılığında kullanılan kazıklar ve toprak dolgulara bitişik olan köprü kenar ayaklarını destekleyen kazıklardır (Pan, Goh, Wong ve Teh, 2000).

Zemin-yapı etkileşimi problemlerinden biri olan yatay yüklü kazıkta birbiriyle ilişkide olan kazık ve zeminde aynı deformasyon ve yerdeğiştirme söz konusudur. Zeminde gerilme-şekil değiştirme davranışı elastik olmadığından yük-moment-ötelenme arasındaki bağıntı güvenli çalışma bölgesinde de doğrusal olmayacaktır. Yatay yükler etkisinde kalan kazıklarda tasarım kriteri son taşıma gücü değil kazıkların maksimum deformasyonudur. Son taşıma gücü ve deformasyonların yanı sıra kazıkta eğilme ile göçme meydana gelme olasılığına karşı güvenlik de gözönüne alınmalıdır.

Bir kazıklı temelde izin verilebilir yanal yük kazık cinsine, zemin durumuna ve kazık başlığının kazığa bağlanma şekline bağlıdır. Uygulamada yatay yüklü kazıklar kazık başlığının göreceli rijitliğine ve birbirlerine bağlı olma biçimlerine göre serbest başlı kazıklar ve tutulu başlı kazıklar olmak üzere 2 gruba ayrılır.

Kazık-zemin etkileşiminde önemli etkenlerden biri kazık uzunluğudur. Kazıkların kısa (rijit) kazıklar ve uzun (bükülebilir) kazıklar olarak iki grupta incelenmesi ve bu duruma bağlı olarak kazığın dönme veya kırılma davranışı göstereceği incelenerek gerekli hesaplamalar yapılır. Bu durumlarla ilgili gerekli bilgiler ileriki bölümde yer alacak Broms Yöntemi (1964)’nde açıklanacaktır.

Yatay yüklü kazıklardaki doğrusal olmayan davranışa neden olan iki etken vardır. Birincisi kazık etrafındaki zeminin yük-deplasman davranışı doğrusal değildir. Yük kazıktan zemine artan bir yüzdeyle iletilirken, deplasman daha büyük bir yüzde ile artmaktadır. Kazığın davranışı doğrusal olmaya devam ederken, kazık-zemin sisteminin davranışı doğrusal olmamaktadır. İkincisi ise kazığın üst kısmındaki zeminin dayanımı sonuç değerine ulaştığı zaman ek yükler dayanımın sonuç değerine aynı derecede ulaşmadığı daha derinlerdeki zeminlere iletilmelidir. Daha derinlere yükleri aktarmak için derinlik boyunca kazık daha fazla deplasman yapar ve zemin direnci derinlik boyunca artar. Dolayısıyla momentler kazık başından etkiyen yüke göre çok daha hızlı artmaktadır. Yapılan analizler, maksimum moment ve zemin direncinin yatay yükün büyük değeri için daha derinlerde oluştuğunu göstermektedir (Duncan vd., 1994).

Zemin yüzeyinde, yatay yüklü kazığın zemine etkisi iki boyutlu aktif ve pasif toprak basıncının meydana getirdiği etkiden farklıdır. Yatay yüklü kazığın deplasmana karşı koyan maksimum birim zemin direnci iki boyutlu durum için hesaplanan maksimum birim pasif dirençten daha büyüktür. 3B ve daha büyük derinliklerde yatay yüklü kazık, tamamen zemine gömülü derin temelin taşıma gücünde olduğu gibi zemini etkiler. Yatay yüke olan zemin direnci bu derinliklerde de iki boyutlu zemin direncinden daha büyük değerlere ulaşır. Zemin yüzeyinden yaklaşık 3B derinliğe kadar olan bölgede ise, bu iki deformasyon şekli arasında geçiş olmaktadır (Davisson, 1970).

Killi zemindeki çevrimli yükler altındaki kazıklarda zemine yakın bölgelerde zemin direncinde azalma olmaktadır. Kayma şekil değiştirmeleri kilin rijitliği ve kayma mukavemetinde azalmaya neden olmaktadır. Eğer çevrimli yüklerden sonra bir süre beklenirse zeminin dayanımında artış olmaktadır. Ancak bu etki kilin konsolidasyonu ve tiksotropik özellikleri ile üzerindeki düşey yüke bağlıdır. Killi zeminlerdeki çakma kazıklarda kazığın yanal direncinin zamanla arttığı görülmektedir.

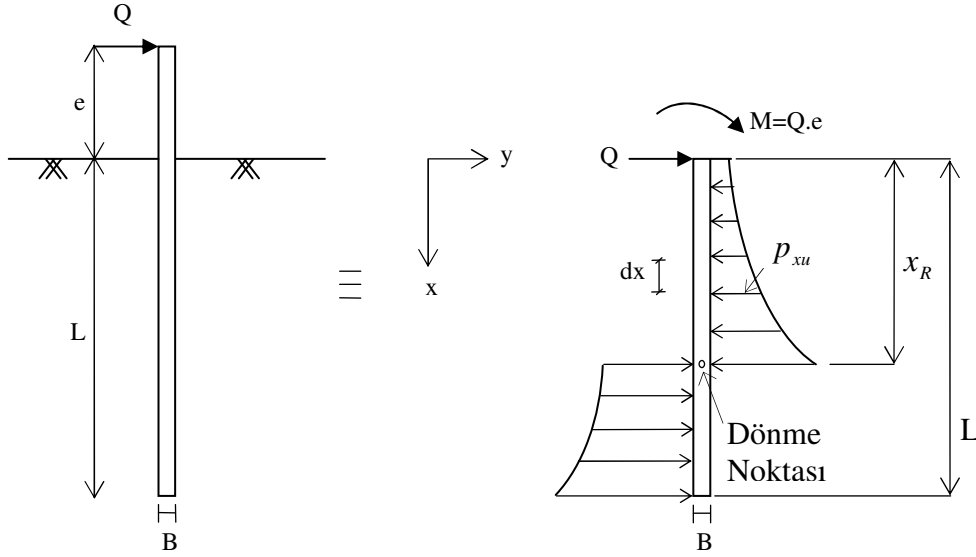
Kumlardaki çevrimli yüklemelerde yatay yüklü kazığın deplasmanı yükün ilk etkisiyle oluşan deplasmanın iki katı olabilir. Eğer kum gevşek yapıda ise, tekrarlı yükler kumun sıkılığını artırır ve deplasmandaki sonradan oluşan artışları düşürür. Yükün büyüklüğündeki değişikliğe benzer bir artış kumun sıkılığında olmaktadır (Prakash, 1989).

2.2 Yanal Yüklü Kazıkların Taşıyabilecekleri Son Taşıma Gücünün Bulunması

2.2.1 Brinch Hansen (1961) Yöntemi

Brinch Hansen yöntemi toprak basıncı kuramına dayalı bir yöntem olup $c - \phi$ zeminler ve tabakalı zeminler için uygulanabilir. Bunun yanısıra sadece kısa kazıklar için uygulanabilir ve dönme noktasının belirlenmesi için deneme yanılma yöntemi uygulanmaktadır.

Serbest başlı yüzen bir kazığın son yatay direncinin en basit tahmin yöntemi ve etkiyen yüklere karşı son zemin direncinin mobilize olma biçimi Şekil 2.1’de gösterilmiştir. Burada kazığa etkiyen Q yatay yükü, M moment ve herhangi bir x derinliğindeki son zemin direnci p_{xu} gösterilmiştir. Taşınabilir maksimum yatay yük Q_u ve moment M_u ile gösterilmiştir.



Şekil 2.1 Serbest başlı yatay yüklü rijit kazıkta yatay direncin mobilize olma biçimi (Prakash, 1985)

Taşınabilir maksimum yatay yük Q_u ve moment M_u son zemin direncinin p_{xu} derinlikle değişiminin belirlenmesi denge şartlarından bulunabilir.

$$p_{xu} = p_v' . K_q + c . K_c \quad (2.1)$$

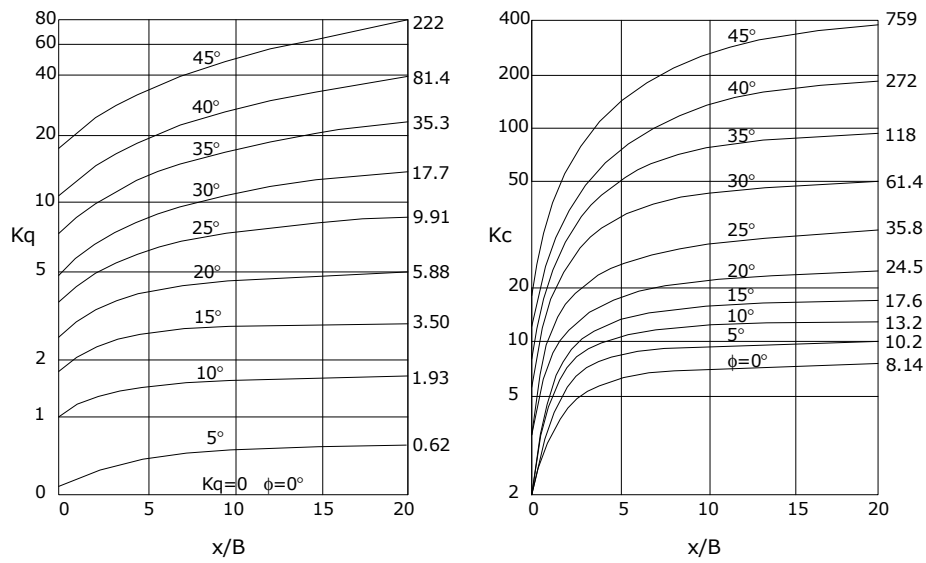
Burada;

p_v' = Gözönüne alınan noktadaki düşey efektif gerilme

c = kohezyon

K_c ve K_q = içsel sürtünme açısı ϕ 'ye ve x/B oranına bağlı olarak Şekil 2.2'den alınacak katsayılardır.

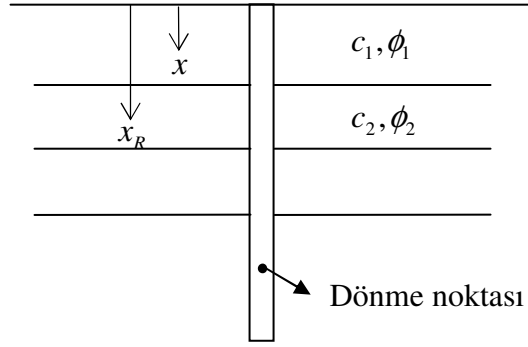
Şekil 2.2'den de görüldüğü gibi suya doymun killi zeminler için ($\phi = 0$) $K_c = 8.14$ ve $K_q = 0$ 'dır. Bu durumda yaklaşık $p_{xu} = 8c$ olarak hesaplanabilir. Değişik içsel sürtünme açıları için K_q ve K_c aşağıdaki grafiklerden alınabilir.



Şekil 2.2 K_q ve K_c katsayıları (Brinch Hansen, 1961)

Brinch Hansen yöntemi şu adımlar izlenerek kolaylıkla uygulanabilir.

1. Tüm tabakalar ayrı ayrı olduğuna göre tabakaların orta noktalarını gözönüne alarak x derinlikleri belirlenirse, c ve ϕ 'den $p_{xu} = p_v' \cdot K_q + c \cdot K_c$ hesaplanır. Böylelikle her tabaka için p_{xu} bulunur.
2. Bir dönme noktası tahmin edilir (x_R).
3. Kazığın tepe noktasına göre moment alınır ve $\sum M = 0$ çıkarsa tahmin edilen x_R dönme noktası doğrudur. Eğer dönme noktası doğru tahmin edilmemişse $\sum M = 0$ olacak şekilde x_R değiştirilerek doğru dönme noktası saptanır.



4. Doğru x_R 'ye göre moment dengesi yazılırsa göçme yükü Q_u hesaplanabilir.

Kısa süreli analizlerde c ve ϕ drenajsız mukavemet parametreleri kullanılmalıdır. Örneğin dalga ve gemi çarpma yüklerine karşı tasarımlar bu gruba girmektedir. Toprak basıncı gibi sürekli yüklere karşı tasarımlarda ise uzun süreli c' ve ϕ' drenajlı mukavemet parametreleri kullanılmalıdır. Uzun süreli analizlerde c', ϕ' analizi yapılmalıdır.

2.2.2 Yanal Yatak Katsayısı ve Broms (1964) Yöntemi

Zemin üstündeki bir kirişin herhangi bir noktasında gerilme (p) ile o noktanın yerdeğiştirmesi (y) arasındaki orana yatak katsayısı denir.

$$k_h = \frac{p}{y} \quad (2.2)$$

Burada, p , birim uzunluktaki zemin reaksiyonu; y , kazık deformasyonudur.

Bu tanımlamada kirişin herhangi bir noktasının yerdeğiştirmesi yani çökmesi yalnızca o noktadaki gerilme etkisinde oluştuğunu varsaymaktadır. Terzaghi (1955) kazıkları düşey kirişler gibi düşünerek bir yatak katsayısı (k_h) tanımlamıştır. Bu katsayı kohezyonlu zeminlerde zeminin serbest basınç direnci ile yaklaşık olarak orantılıdır. Kohezyonsuz ve normal konsolide zeminlerde derinlikle beraber rijitlik ve kayma mukavemeti arttığı için yatak katsayısının da derinlikle birlikte arttığı söylenebilir. Aşırı konsolide killer de ise yatak katsayısı derinlikle değişmez. Buna karşın kuruma ile aşırı konsolide olmuş zeminlerde yatak katsayısı derinlikle azalabilir. Şekil 2.3'de yatak katsayısının farklı zemin ve yük koşulları için değişimi grafik halinde verilmiştir.

Palmer ve Thompson (1948) yatay yatak katsayısını aşağıdaki bağıntı ile açıklamışlardır.

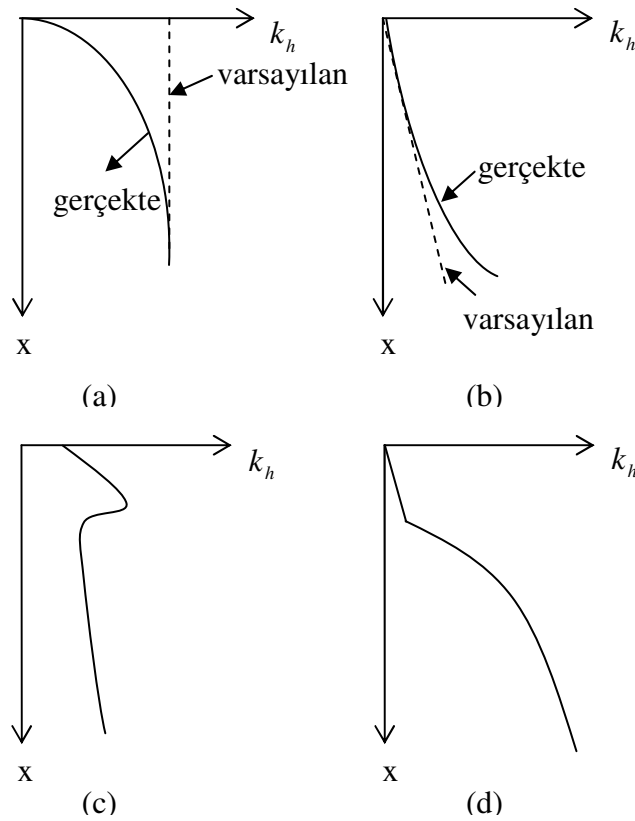
$$k_x = k_h \left(\frac{x}{L} \right)^n \quad (2.3)$$

Burada, k_h , kazık ucunda veya $x=L$ derinliğindeki k_x değeri; x , kazık boyunca herhangi bir derinlik; n , sıfırdan büyük veya eşit bir sabittir.

Kumlar ve normal konsolide killer için uzun dönem yüklemelerinde “ n ” değeri genellikle “1” değerini almaktadır. Aşırı konsolide killer için ise “0” değerini almaktadır. Davisson ve Prakash (1963) drenajsız koşullarda kumlar için $n=1.5$ ve killer için $n=0.15$ değerlerini önermektedir. $n=1$ değeri için k_h ’ın derinlikle değişimi,

$$k_h = n_h \cdot x \quad (2.4)$$

olarak ifade edilir. Burada n_h yatak katsayısı sabitidir ve n_h ’ın kumlu ve kohezyonlu zeminler için aldığı değerler sırasıyla Çizelge 2.1 ve Çizelge 2.2’de gösterilmektedir.



Şekil 2.3 Yatak katsayısının derinlikle değişimi a) aşırı konsolide zemin, b) kohezyonsuz ve normal konsolide zemin, c) kurumuş aşırı konsolide zemin, d) yumuşak yüzey tabakaları (Davisson, 1963)

Çizelge 2.1 Farklı sıklıktaki granüler zeminler için n_h değerleri (Terzaghi, 1955)

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

Çizelge 2.2 Kohezyonlu zeminler için farklı araştırmacılar tarafından önerilen n_h değerleri

Zemin	n_h , (kN/m^3)	Kaynak
Yumuşak Kil	160-3500	Reese-Matlock (1956)
	270-340	Davisson-Prakash (1963)
Organik Zemin	100-270	Peck-Davis (1962)
	100-815	Davisson (1970)
Turba	55	Davisson (1970)
	30-100	Wilson-Hilts (1967)

Yatak katsayısı kohezyonsuz ve normal konsolide killerde derinlikle arttığı için,

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad (2.5)$$

olarak ifade edilir. Burada, n_h , yatak katsayısı sabiti; z , derinlik; B , kazık çapıdır.

Yatay yatak katsayısının hesaplanması için araştırmacılar tarafından geliştirilen ampirik yöntemlerin bir kısmı aşağıdaki eşitliklerde verilmektedir.

- Elson (1984) üst limit değer olarak

$$n_h = 0.19 D_f^{1.16} \quad (2.6)$$

$$k_h = (0.8 - 1.8) E_s \quad (2.7)$$

eşitliklerini önermektedir. Burada D_f göreceli sıklık, E_s zemin elastisite modülüdür.

- Terzaghi (1955) yatay yatak katsayısı k_h 'ın killerde,

$$k_h = \frac{k_1}{1.5B} \quad (2.8)$$

eşitliği ile hesaplanabileceğini belirtmiştir. Farklı kıvamlardaki killeri için k_1 değerleri Çizelge 2.3'de verilmektedir.

Çizelge 2.3 Farklı kıvamdaki killeri için k_1 değerleri

Zemin Türü	k_1 (kN / m^3)
Yumuşak Kil	0-15000
Katı Kil	25000
Çok Katı Kil	50000
Sert Kil	100000

- Davisson (1970) kohezyonlu zeminlerde yatak katsayısının drenajsız kayma dayanımına bağlı olarak,

$$k_h = 67 \frac{c_u}{B} \quad (2.9)$$

alınmasını önermektedir. Burada c_u drenajsız kayma mukavemeti, B ise kazık çapıdır. Daha sonra yapılan araştırmalarda yatak katsayısı için bu eşitliğin oldukça tutucu olduğu belirlendiğinden bu değerin yaklaşık iki katının alınmasının daha doğru olacağı ileri sürülmüştür.

- Navfac (1988), normal konsolide kohezyonlu zeminlerde n_h değerleri için zeminin kıvamına bağlı olarak Çizelge 2.4'deki değerleri önermektedir.

Çizelge 2.4 Normal konsolide kohezyonlu zeminlerde n_h değerleri

Kıvam	n_h (kN / m^3)
Çok Yumuşak	0-300
Yumuşak	300-1500
Orta Katı	1500-3300

Navfac çevrimli uzun yüklemeler için, katı killerde statik yükler için önerilen yatak katsayısı değerinin %25-50'sinin, yumuşak gevşek zeminlerde %25'inin alınmasını önermektedir. Uzun süreli yüklemeler kazığın eğilmesini zamanla arttırmakta ve sonuçta yatak katsayısının azalmasına yol açmaktadır. Bu durumu modellemek için katı killerde başlangıç değerinin %25-50'si, yumuşak killerde %20-30'u ve kumlarda %80-90'ı alınmalıdır.

Broms yöntemi ise toprak basıncı teorisine dayanmakta olup kazık boyunca son zemin direncinin dağılımı için basitleştirici varsayımlar yapılmaktadır. Bu yöntem tümüyle kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminler için uygulanıp, uzun ve kısa kazıklar için uygundur. Serbest ve tutulu başlı kazıklar analiz edilebilmektedir. Ancak Brinch-Hansen yöntemi gibi

$c - \phi$ zeminler ve tabakalı zeminler için uygun değildir.

Kazıklar bu yöntemde kısa (rijit) ve uzun (bükülebilir) kazıklar diye iki grup altında incelenmektedir. Uzun ve kısa kazıkların yük altında davranışlarının farklılık göstermesi nedeniyle kazık uzunluğu/kısalığı önemli bir kriterdir. Bir kazığın kısa veya uzun olduğu göreceli rijitlik boylarına göre şu şekilde belirlenmektedir.

Kohezyonsuz ve normal konsolide killi zeminler için;

$$T = \left(\frac{E_p I_p}{n_h} \right)^{1/5} \quad (2.10)$$

olup $\frac{L}{T} \leq 2$ ise kazık “kısa rijit kazık”, $\frac{L}{T} \geq 4$ ise “uzun bükülebilir kazık”dır.

Kohezyonlu (aşırı konsolide killi) zeminler için;

$$R = \left(\frac{E_p I_p}{k_h B} \right)^{1/4} \quad (2.11)$$

olup $\frac{L}{R} \leq 2$ ise kazık “kısa rijit kazık”, $\frac{L}{R} \geq 3.5$ ise “uzun bükülebilir kazık”dır.

Burada;

T ve R= Göreceli rijitlik boyu

E_p = Kazık malzemesinin elastisite modülü

I_p = Kazık kesitinin atalet momenti

n_h = Granüler zeminlerde yatak katsayısı sabiti (Çizelge 2.1 ve Çizelge 2.2)

k_h = Kohezyonlu zeminlerde yatay yatak katsayısı

B=Kazık çapı

Broms’a göre serbest başlı kısa kazıklar bir nokta etrafında dönerken, tutulu başlı kısa kazıklarda kazığın yanal ötelenmesi beklenmektedir. Oysa uzun kazıklarda dönme veya ötelenme kazığın alt kısımlarında doğması beklenen yüksek pasif gerilme nedeniyle meydana gelmektedir.

Bu tez çalışması kapsamında gözönüne alınan zemin ortamı kohezyonsuz zemin ortamı olduğu için Broms yönteminde de yalnızca kohezyonsuz zeminlerde kazık yanal direncinin tahminine ilişkin açıklamalara yer verilecektir.

2.2.2.1 Broms Yöntemi İle Kohezyonsuz Zeminlerdeki Kazık Yanal Direncinin Tahmini

Kohezyonsuz zeminlerde kazığın yanal direncini hesaplamak için Broms aşağıdaki varsayımları yapmaktadır:

- Kazık arkasından etkiyen aktif gerilmeler gözardı edilmektedir.
- Kazığın önündeki pasif basıncın kazık boyunca dağılımı Rankine'nin plastik denge durumuna göre hesaplanan değer üç katı alınmaktadır.
- Kazık kesitinin şekli son yanal direnç veya toprak basıncı dağılışını etkilememektedir.
- Gözönüne alınan yerdeğiştirmelerin olabilmesi için yanal direncin tümü kullanılmaktadır.

İkinci varsayıma göre L derinliğindeki zemin reaksiyonu,

$$P = 3\sigma_v' K_p = 3B\gamma' L K_p \quad (2.12)$$

ile bulunur.

Burada;

σ_v' = Düşey jeolojik efektif gerilme

B= Kazık çapı

γ' = Zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı

K_p = Pasif toprak basıncı katsayısı

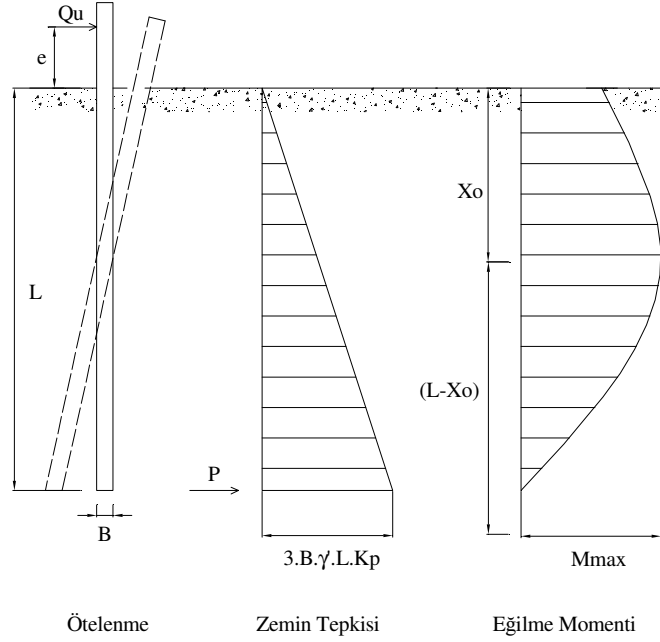
Pasif toprak basıncı katsayısı

$$K_p = \frac{(1 + \sin \phi_d)}{(1 - \sin \phi_d)} \quad \text{ya da} \quad K_p = \tan^2(45 + \phi_d / 2) \quad (2.13)$$

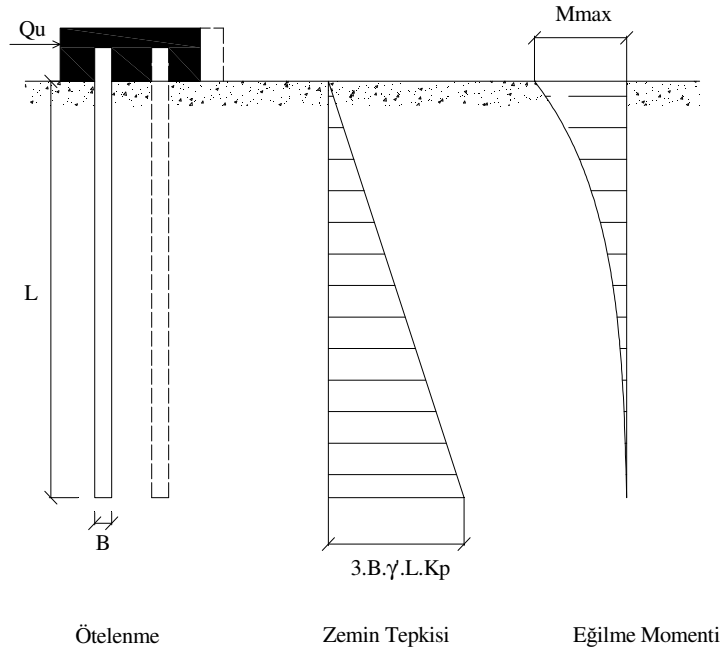
eşitliği ile hesaplanabilir. Burada ϕ_d drenajlı kayma mukavemeti açısıdır.

- **Kohezyonsuz Zeminde Kısa Kazıklar**

Şekil 2.4 ve Şekil 2.5’de serbest ve tutulu başlı kısa kazıkların kohezyonsuz zeminlerde son zemin direnci ve eğilme momentleri gösterilmektedir.



Şekil 2.4 Kohezyonsuz zeminde serbest başlı kısa kazık davranışı (Broms, 1964 b)



Şekil 2.5 Kohezyonsuz zeminde tutulu başlı kısa kazık davranışı (Broms, 1964 b)

Yanal yük etkisi altındaki kazıkların göreceli rijitlik boylarına göre kısa kazık ya da uzun kazık olma durumları bir önceki bölümde incelenmişti (Eşitlik 2.10).

Serbest başlı kısa kazıkta dönmenin kazık ucuna yakın bir yerde oluşacağı varsayılarak ve bu noktada yüksek zemin itkisi oluşacağından bu etki kazık ucuna etkiyen tek bir P kuvveti olarak düşünülmüştür (Şekil 2.4). Bu durumda kazık ucuna göre moment dengesi yazılırsa kısa kazıkların taşıyabileceği maksimum yanal kuvvet;

$$Q_u(e+L) = \frac{3}{2} B \gamma' L^2 K_p \frac{L}{3} \Rightarrow$$

$$Q_u = \frac{0.5 B \gamma' L^3 K_p}{e+L} \quad (2.14)$$

olarak bulunur. Burada, e , yatay yükün uygulandığı yerin zemin yüzeyinden uzaklığı; L , kazığın gömülü boyudur.

Maksimum moment, kesme kuvvetinin sıfır olduğu (zemin yüzünden x_o kadar derinde) yere göre kuvvet dengesi yazılırsa,

$$\sum Q_u = 0$$

$$Q_u = \frac{3}{2} B \gamma' x_o^2 K_p \Rightarrow$$

$$x_o = 0.82 \left(\frac{Q_u}{B \gamma' K_p} \right)^{0.5} \quad (2.15)$$

$$M_{\max} = Q_u(e+L) - Q_u \frac{x_o}{3} \quad (2.16)$$

olarak bulunur.

Tutulu başlı kısa kazıklar da ise göçme ötelenme şeklinde olup maksimum moment başlığın hemen altında oluşmaktadır (Şekil 2.5). Yatay denge durumundan son yanal direnç doğrudan doğruya zeminin pasif direncine eşit olmaktadır.

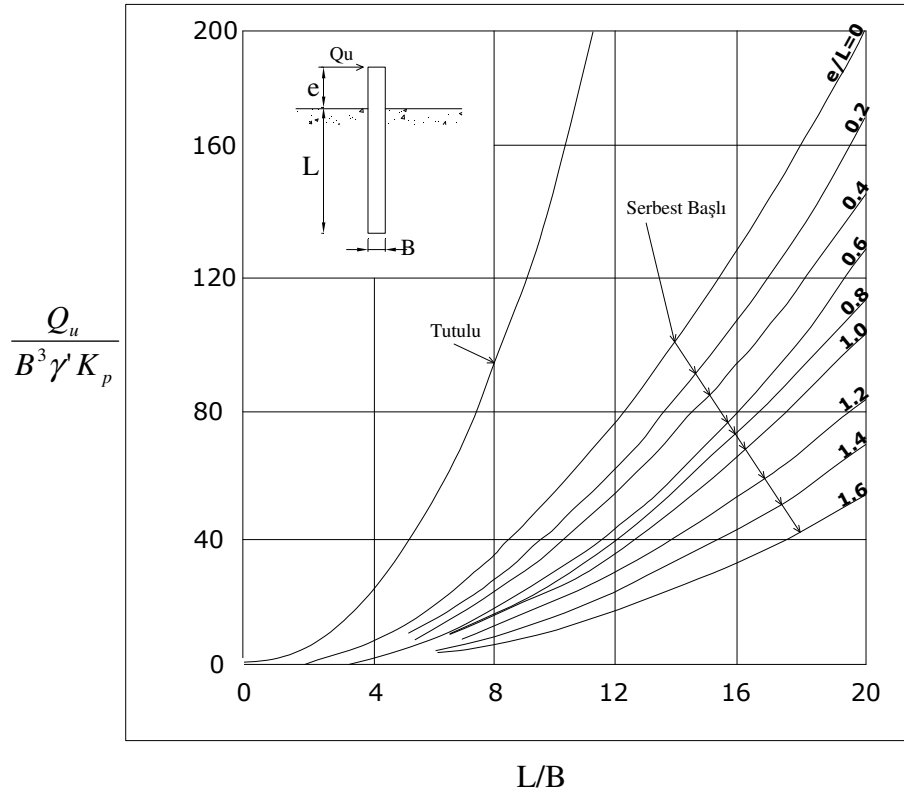
$$Q_u = \frac{3}{2} B \gamma' L^2 K_p \quad (2.17)$$

Maksimum moment ise kazık başına göre moment dengesi yazılırsa,

$$M_u = \frac{2}{3} Q_u L = B \gamma' L^3 K_p \quad (2.18)$$

olarak bulunabilir.

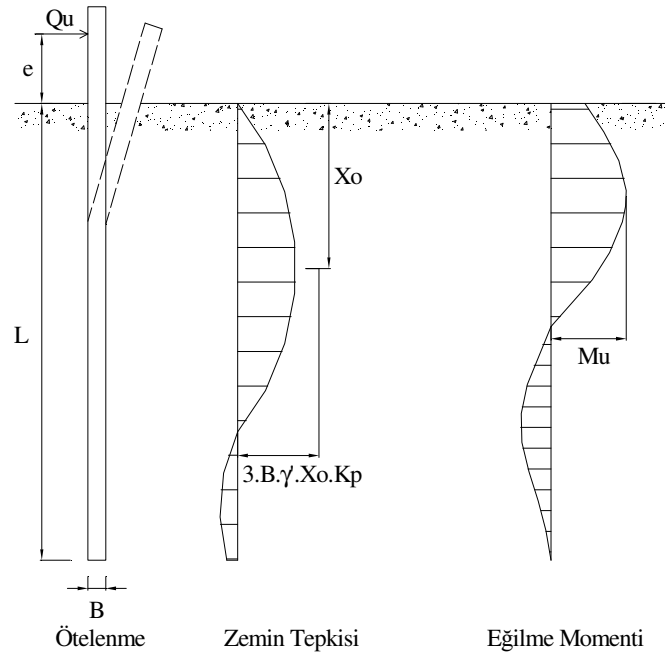
Broms tarafından kısa kazıkların hesabı için L/B ve $Q_u / B^3 \gamma' K_p$ boyutsuz katsayılarına bağlı olarak hazırlanan eğriler Şekil 2.6'da verilmektedir.



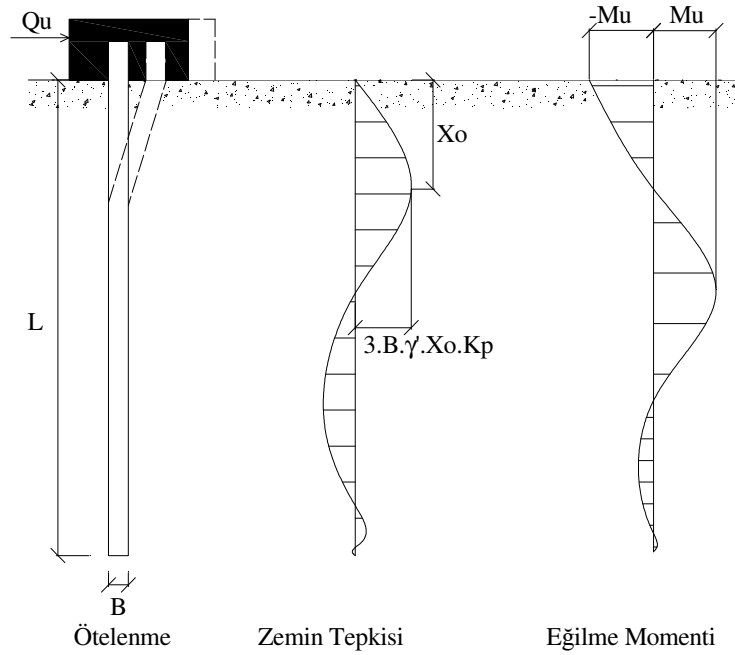
Şekil 2.6 Kohezyonsuz zeminlerde kısa kazıkların son yatay taşıma gücü (Broms, 1964 b)

- **Kohezyonsuz Zeminde Uzun Kazıklar**

Şekil 2.7 ve Şekil 2.8'de ise serbest ve tutulu başlı uzun kazıkların kohezyonsuz zeminlerde son zemin direnci ve eğilme momentleri gösterilmektedir.



Şekil 2.7 Kohezyonsuz zeminde serbest başlı uzun kazık davranışı (Broms, 1964 b)



Şekil 2.8 Kohezyonsuz zeminde tutulu başlı uzun kazık davranışı (Broms, 1964 b)

Kohezyonsuz zeminlerde yanal yük etkisi altında kalan kazıklarda kazığın dönmesinden daha çok kırılması söz konusudur.

Serbest başlı uzun kazık için maksimum eğilme momenti kesme kuvvetinin sıfır olacağı yerde

oluşacağından kısa kazıklar için geçerli olan aynı Eşitlik (2.15) yardımıyla maksimum momentin yeri bulunabilir. x_o derinliğinde bir plastik mafsal söz konusudur. Buradan serbest başlı uzun kazığın son taşıma gücü,

$$M_{\max} = Q_u \left(e + \frac{2}{3} x_o \right) \leq M_u \quad (2.19)$$

(M_u 'a gelmeden önce zeminin göçmesinden önce kazık malzemesi kırılacaktır)

$$Q_u = \frac{M_u}{\left(e + \frac{2}{3} x_o \right)} \Rightarrow$$

$$Q_u = \frac{M_u}{e + 0.84 \left(\frac{Q_u}{\gamma' B K_p} \right)^{0.5}} \quad (2.20)$$

olarak bulunur.

Kohezyonsuz zeminlerdeki tutulu başlı kazıkların göçme biçimi, son zemin direnci ve eğilme momenti Şekil 2.8'de gösterilmektedir. x_o derinliğinde ikinci plastik mafsalın oluşması ile uzun kazık durumu ortaya çıkar. Bu durumda kazık kesitinin son taşıma gücü ise,

$$Q_u = \frac{3}{2} B \gamma' x_o^2 K_p \quad (2.21)$$

$$Q_u \left(\frac{2}{3} x_o \right) = 2M_u \Rightarrow$$

$$Q_u = \frac{2M_u}{\frac{2}{3} x_o} \quad (2.22)$$

olarak bulunur.

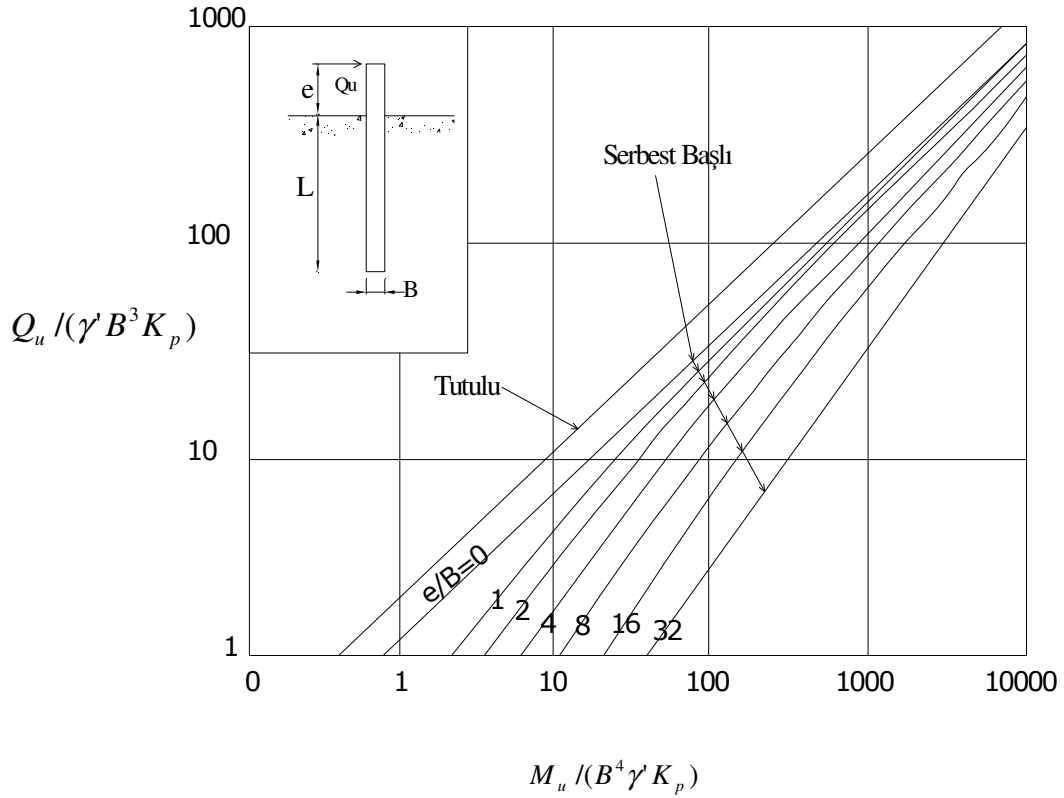
Maksimum momentin oluştuğu derinlik ve değeri ise,

$$x_o = 0.82 \left(\frac{Q_u}{B \gamma' K_p} \right)^{0.5} \quad (2.23)$$

$$M_{\max} = Q \left(e + \frac{2}{3} x_o \right) \quad (2.24)$$

olarak bulunur.

Broms tarafından uzun kazıkların hesabı için $Q_u / (\gamma' B^3 K_p)$ ve $M_u / (B^4 \gamma' K_p)$ boyutsuz katsayılarına bağlı olarak hazırlanan eğriler Şekil 2.9'da verilmektedir.



Şekil 2.9 Kohezyonsuz zeminlerde uzun kazıkların son yatay taşıma gücü (Broms, 1964 b)

3. YATAY YÜKLÜ KAZIKLARDA DEPLASMAN TAHMİNİ

3.1 Giriş

Yatay yüklü kazıkların tasarımında iki kriter vardır. Bunlardan birincisi kazık son taşıma gücü, ikincisi ise uygulanan yükler altında kazığın yaptığı deplasmanların hesaplanmasıdır. Bu bölümde kohezyonsuz zemin ortamında kazıklarda oluşan deplasmanların hesaplanması için kullanılan yöntemler anlatılmıştır.

3.2 Kohezyonsuz Zeminlerde Broms Yöntemi İle Zemin Yüzeyindeki Deplasmanların Tahmini

Yatak katsayısının kohezyonsuz zeminlerde derinlikle beraber arttığı Bölüm 2’de açıklanmış ve Eşitlik (2.5)’de ($k_h = n_h \frac{z}{B}$) derinlikle beraber değişimi verilmişti. Yatak katsayısı sabiti n_h ’ın farklı göreceli sıkılık ve suya doygunluk koşulları için aldığı değerler de Çizelge (2.1)’de verilmişti. Bu durumda boyutsuz derinlik ηL olarak yazılır.

$$\eta = \left(\frac{n_h}{E_p I_p} \right)^{1/5} \quad (3.1)$$

Buradan kazığın zemin seviyesindeki yerdeğiştirmesi Broms tarafından önerilen $y_0 (E_p I_p)^{3/5} (n_h)^{2/5} / QL$ ile boyutsuz ηL arasındaki ilişkiyle Şekil 3.1’deki grafikten hesaplanabilir.

Uygulanan yatay yükler nedeniyle oluşan deplasman ve dönmeler Broms tarafından kazıkların kısa ve uzun, serbest başlı ve tutulu başlı olmaları durumları gözönüne alınarak önerilen eşitlikler aşağıda verilmiştir.

- Serbest başlı kazıklarda deplasman ve dönmeler aşağıdaki eşitliklerden hesaplanabilir.

Kısa kazık ($\eta L > 2.0$) ise,

$$y_0 = \frac{18Q \left(1 + \frac{4}{3} e / L \right)}{L^2 n_h} \quad (3.2)$$

$$\theta = \frac{24Q(1 + 1.5e / L)}{L^3 n_h} \quad (3.3)$$

Uzun kazık ($\eta L > 4.0$) ise,

$$y_0 = \frac{2.4Q}{n_h^{3/5} (E_p I_p)^{2/5}} + \frac{1.6Qe}{n_h^{2/5} (E_p I_p)^{3/5}} \quad (3.4)$$

$$\theta = \frac{1.6Q}{n_h^{2/5} (E_p I_p)^{3/5}} + \frac{1.74Qe}{n_h^{1/5} (E_p I_p)^{4/5}} \quad (3.5)$$

- Tutulu başlı kazıklarda deplasmanlar ise aşağıdaki eşitliklerle hesaplanabilir.

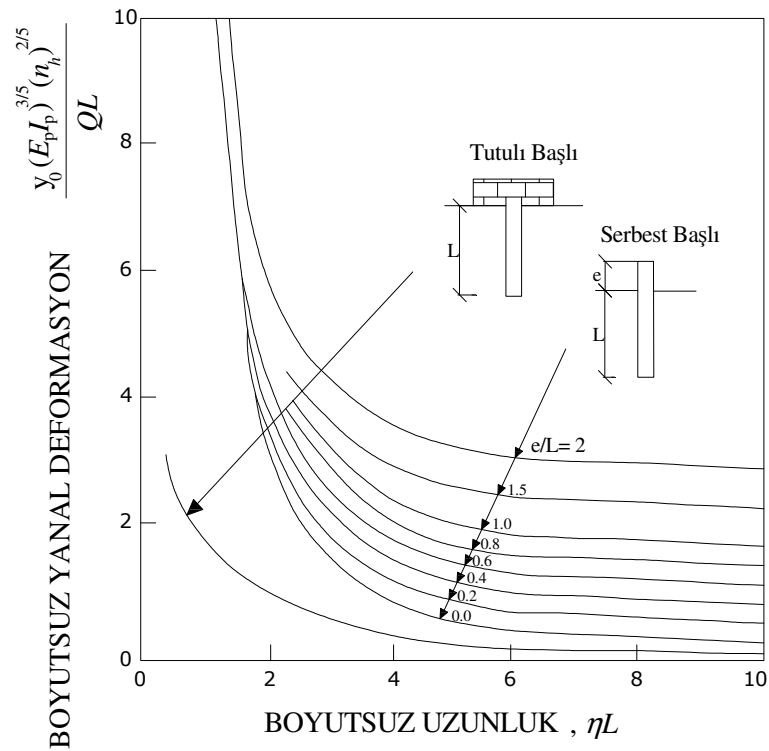
Kısa kazık ($\eta L > 2.0$) ise,

$$y_0 = \frac{2Q}{L^2 n_h} \quad (3.6)$$

Uzun kazık ($\eta L > 4.0$) ise,

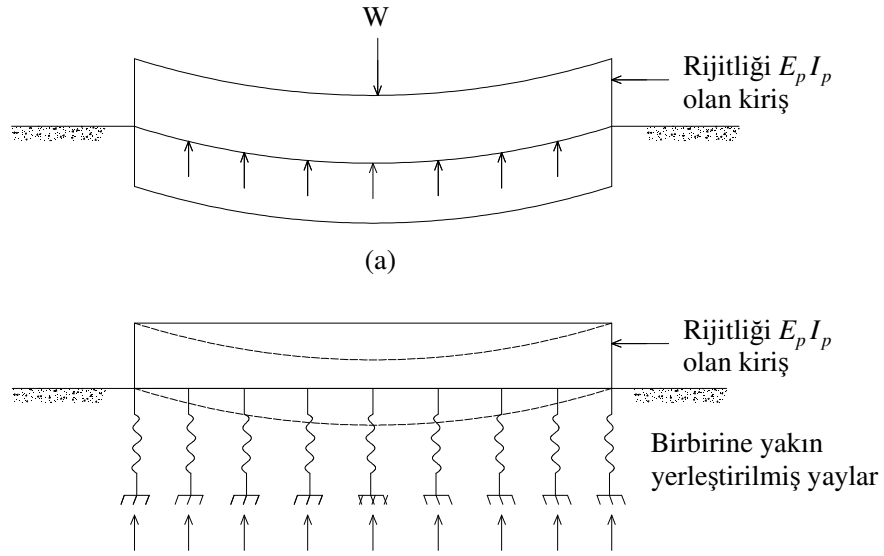
$$y_0 = \frac{0.93Q}{n_h^{3/5} (E_p I_p)^{2/5}} \quad (3.7)$$

Bu eşitliklerde, E_p kazık elastisite modülü, I_p kazık kesitinin atalet momentidir.



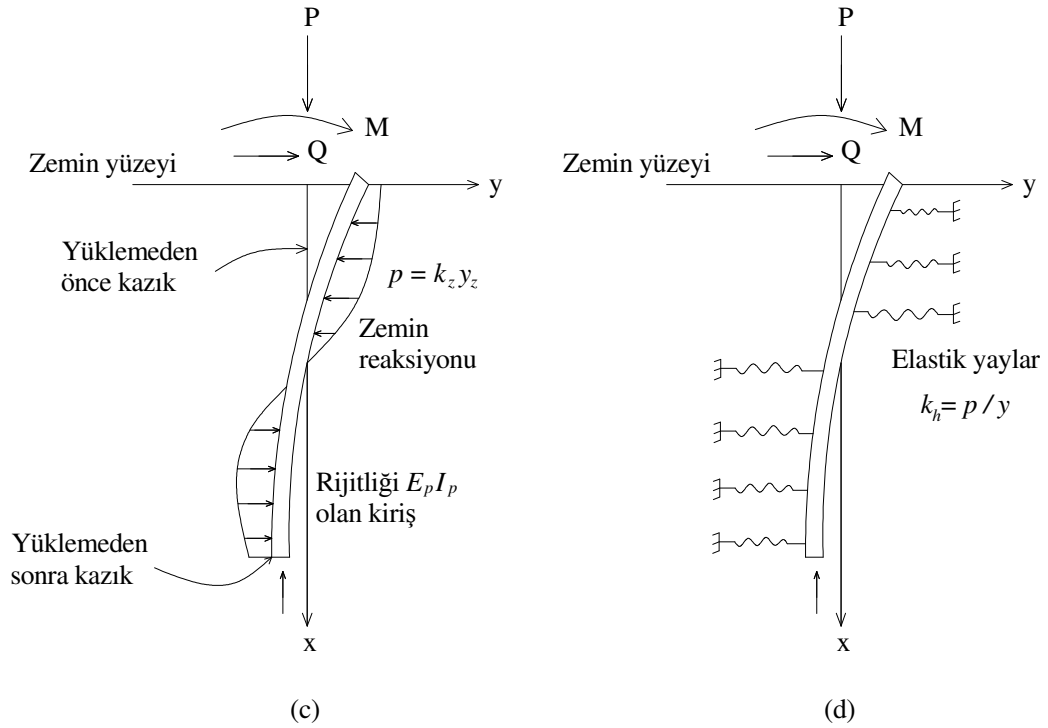
Şekil 3.1 Kohezyonsuz zeminlerde kazık yanal yerdeğiştirmesi (Broms, 1964 b)

3.3 Yatak Katsayısı Yaklaşımı



Yayların yerdeğiştirmesine bağlı olarak
oluşan reaksiyonlar

(b)



Şekil 3.2 Yatak katsayısı yaklaşımına göre yatay yüklü kazık davranışı a) elastik zemine oturan kiriş b) winkler idealizasyonu c) zeminde yatay yüklü kazık d) yatay yüklü kazık yaylı ortam, (Prakash ve Sharma, 1989)

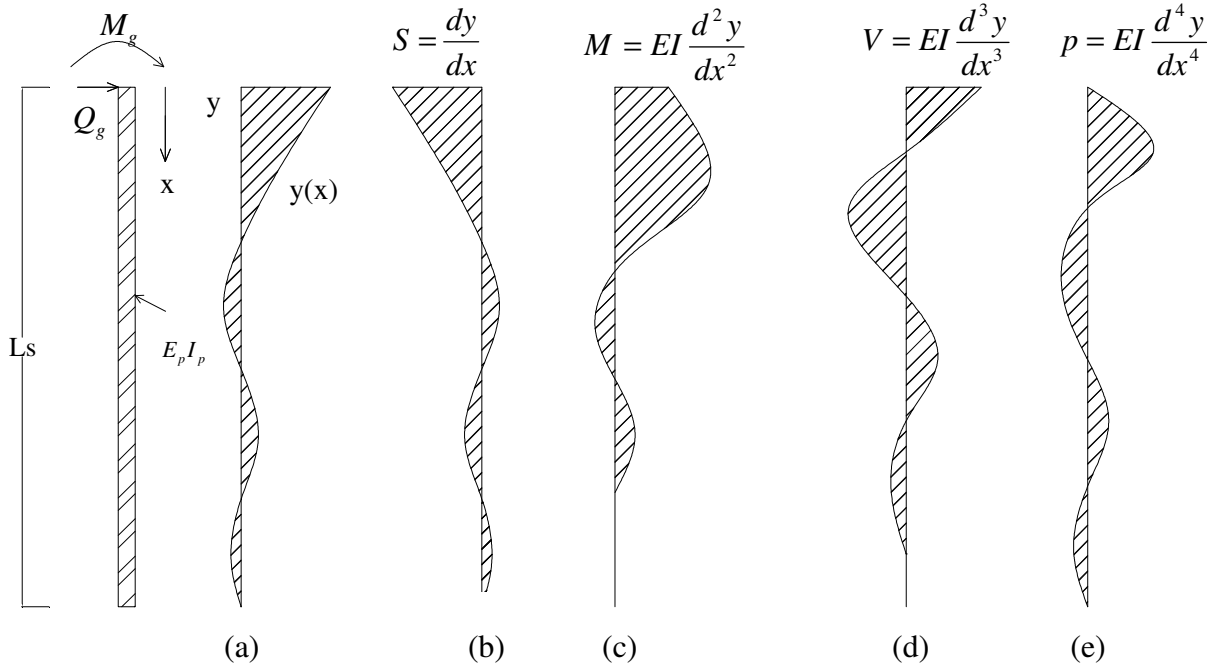
Yatak katsayısı yaklaşımında yatay yüklü kazık elastik zemine oturan kiriş gibi düşünülür. Şekil 3.2.c’de kiriş, Winkler zemin modelinde olduğu gibi elastik zemin ortamı ile desteklenmektedir ve sonsuz sayıda yerleştirilen bağımsız yaylarla modellenmektedir.

Bu yayların sıkılıkları k_h , Bölüm 2’de Brooms yönteminde anlatılan $k_h = p/y$ olarak tanımlanmaktadır.

3.3.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Yatak Katsayısı Yaklaşımı

- Serbest Başlı Kazık

Şekil 3.3’de yatay yükü ve moment etkisinde serbest başlı bir kazıkta kazık deplasmanı y , deplasmanların kazık boyunca değişimi S , moment M , kesme kuvveti V ve zemin reaksiyonunun kazık boyunca değişimi gösterilmektedir.



Şekil 3.3 Kohezyonsuz zeminde tamamen gömülü bir kazıkta Q_g ve M_g etkisinde kazık davranışı (Reese ve Matlock, 1956)

Kazık davranışı,

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{k_h y}{E_p I_p} = 0 \quad (3.8)$$

eşitliği ile gösterilebilir. Bu eşitliğin çözümü

$$y = f(x, T, L, k_h, E_p I_p, Q_g, M_g) \quad (3.9)$$

şeklinde olacaktır. Burada,

x = zemin yüzeyinden derinlik

T = göreceli rijitlik boyu

L = kazık boyu

$k_h = n_h x$ yatay yatak katsayısı modülü

n_h = yatak katsayısı sabiti

B = kazık çapı

$E_p I_p$ = kazık rijitliği

Q_g = kazık başına uygulanan yatay yük

M_g = kazık başına uygulanan moment.

Elastik davranışın kazık boylarına göre küçük deplasmanlar için geçerli olduğu varsayılmaktadır ve süperpozisyon ilkesi geçerlidir. Daha büyük deformasyonlar için ileriki bölümlerde anlatılacak $p - y$ yöntemi kullanılarak analiz yapılabilir.

Q_g yatay kuvvetten dolayı x derinliğinde oluşacak yerdeğiştirme y_A ve M_g momentten dolayı aynı derinlikte oluşacak yerdeğiştirme y_B ayrı ayrı hesaplanıp süperpoze edildiğinde x derinliğinde oluşacak toplam yerdeğiştirme

$$y_x = y_A + y_B \quad (3.10)$$

olacaktır. Burada

$$\frac{y_A}{Q_g} = f_1(x, T, L, k_h, E_p I_p) \quad (3.11)$$

$$\frac{y_B}{M_g} = f_2(x, T, L, k_h, E_p I_p) \quad (3.12)$$

dir. f_1 ve f_2 aynı terimlerin farklı iki fonksiyonunu göstermektedir. Her durum altı terim ve

iki boyut (kuvvet ve uzunluk) içermektedir. Bu nedenle dört bağımsız ve boyutsuz terim tanımlanmaktadır. Sonuçta boyutsuz büyüklükler aşağıdaki eşitliklerle açıklanmıştır.

$$\frac{y_A E_p I_p}{Q_g T^3}, \frac{x}{L}, \frac{L}{T}, \frac{k_h T^4}{E_p I_p} \quad (3.13)$$

$$\frac{y_B E_p I_p}{M_g T^2}, \frac{x}{L}, \frac{L}{T}, \frac{k_h T^4}{E_p I_p} \quad (3.14)$$

Uygun benzerlik durumları için her bir gruptaki benzer modeller eşitlendiğinde aşağıdaki boyutsuz terimler elde edilir.

$$Z = \frac{x}{T} \quad (3.15)$$

Z = derinlik katsayısı

$$Z_{\max} = \frac{L}{T} \quad (3.16)$$

$Z_{\max}$ = maksimum derinlik katsayısı

$$\phi_{(x)} = \frac{k_h T^4}{E_p I_p} \quad (3.17)$$

$\phi_{(x)}$ = zemin modülü fonksiyonu

$$A_y = \frac{y_A E_p I_p}{Q_g T^3} \quad (3.18)$$

A_y = yatay yük için yerdeğiştirme katsayısı

$$B_y = \frac{y_B E_p I_p}{M_g T^2} \quad (3.19)$$

B_y = moment için yerdeğiştirme katsayısı

Sonuç olarak boyutsuz analiz yöntemi ile yatay yüklü bir kazığın y yerdeğiştirmesi, θ dönmesi, M momenti, V kesme kuvveti, p zemin reaksiyonu için aşağıdaki eşitlikler elde edilmiştir.

$$y_x = y_A + y_B = A_y \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} + B_y \frac{M_g T^2}{E_p I_p} \quad (3.20)$$

$$\theta_x = \theta_A + \theta_B = A_\theta \frac{Q_g T^2}{E_p I_p} + B_\theta \frac{M_g T}{E_p I_p} \quad (3.21)$$

$$M_x = M_A + M_B = A_m Q_g T + B_m M_g \quad (3.22)$$

$$S_x = S_A + S_B = A_s \frac{Q_g T^2}{E_p I_p} + B_s \frac{M_g T}{E_p I_p} \quad (3.23)$$

$$V_x = V_A + V_B = A_v Q_g + B_v \frac{M_g}{T} \quad (3.24)$$

$$p_x = p_A + p_B = A_p \frac{Q_g}{T} + B_p \frac{M_g}{T^2} \quad (3.25)$$

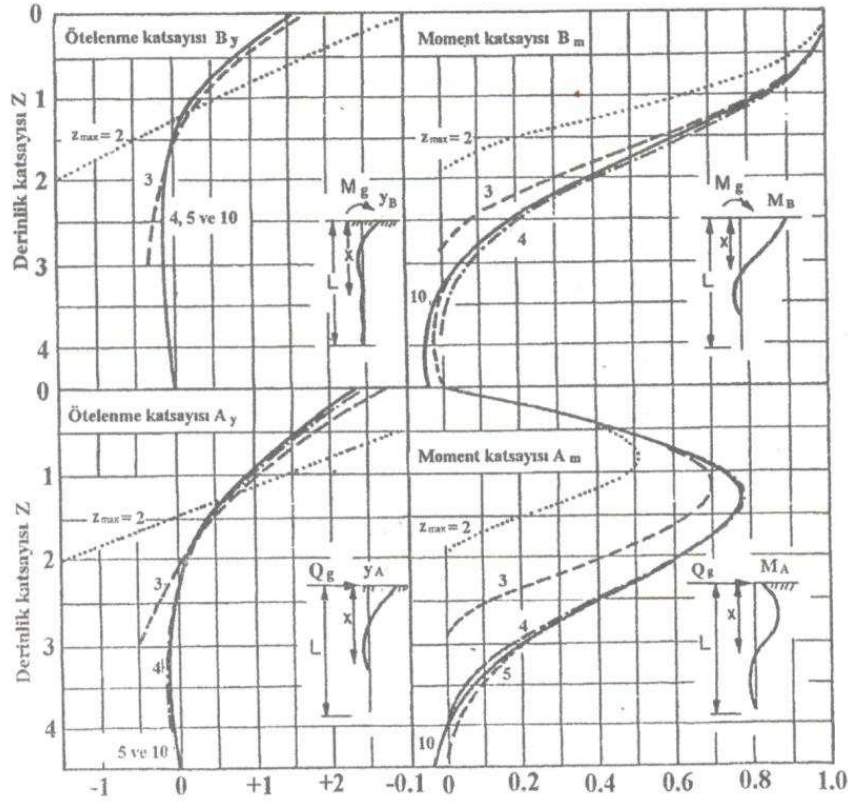
Matlock ve Reese'in bu boyutsuz analiz sonucu A ve B katsayıları için elde ettiği çözümler Şekil 3.4'deki diyagramda, Çizelge 4.1 ve Çizelge 4.2'de gösterilmiştir. $Z_{\max} \leq 2$ için kazıkların rijit bir eleman gibi davranmaktadır. Diğer yandan $Z_{\max} = 5$ ve 10 için deplasman katsayıları aynı bulunmuştur. Bu nedenle $Z_{\max} > 5$ 'den sonra kazık boyu deplasmanları değiştirmemektedir.

Çizelge 3.1 Serbest başlı uzun kazıkların elastik çözümü için A katsayıları (Matlock ve Reese, 1961-1962)

Z	A_y	A_s	A_m	A_v	A_p
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	-0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227
0.2	2.112	-1.603	1.198	0.956	-0.422
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283
3.0	-0.075	0.040	0.225	-0.349	0.226
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.106	0.201
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.013	0.046

Çizelge 3.2 Serbest başlı uzun kazıkların elastik çözümü için B katsayıları (Matlock ve Reese, 1961-1962)

Z	B_y	B_s	B_m	B_v	B_p
0.0	1.623	-1.750	1.000	0.000	0.000
0.1	1.453	-1.650	1.000	-0.007	-0.145
0.2	1.293	-1.550	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.143	-1.450	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	0.752	-1.156	0.960	-0.181	-0.451
0.7	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	0.540	-0.968	0.914	-0.270	-0.432
0.9	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1.0	0.364	-0.792	0.852	-0.350	-0.364
1.2	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.029	-0.354	0.594	-0.477	-0.047
1.8	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2.0	-0.070	-0.155	0.404	-0.456	0.140
3.0	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4.0	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5.0	0.000	0.011	-0.026	0.029	-0.002



Şekil 3.4 Yatay ötelenme ve momentler için A ve B katsayıları (Reese ve Matlock, 1956)

• Tutulu Başlı Kazık

Tutulu başlı kazık için zemin yüzünde eğim sıfırdır. Eşitlik (3.23)

$$S_x = S_A + S_B = A_s \frac{Q_g T^2}{E_p I_p} + B_s \frac{M_g T}{E_p I_p} = 0 \quad (3.26)$$

şeklinde yazılabilir. Buradan $x=0$ için aşağıdaki eşitlik yazılabilir.

$$\frac{M_g}{Q_g T} = -\frac{A_s}{B_s} = -0.93 \quad (3.27)$$

Prakash (1962) tarafından $M_g / Q_g T = -0.93$ terimi boyutsuz tutululuk faktörü olarak tanımlanmıştır. Tutulu başlı kazık için deplasman ve moment eşitlikleri aşağıda belirtildiği gibidir.

Eşitlik 3.20'de M_g yerine $(-0.93 Q_g T)$ yazılırsa,

$$y_x = (A_y - 0.93 B_y) \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} = C_y \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} \quad (3.28)$$

eşitliği elde edilir. Benzer bir şekilde Eşitlik (3.20)'de de M_g yerine $(-0.93Q_g T)$ yazılırsa,

$$M_x = (A_m - 0.93B_m)Q_g T = C_m Q_g T \quad (3.29)$$

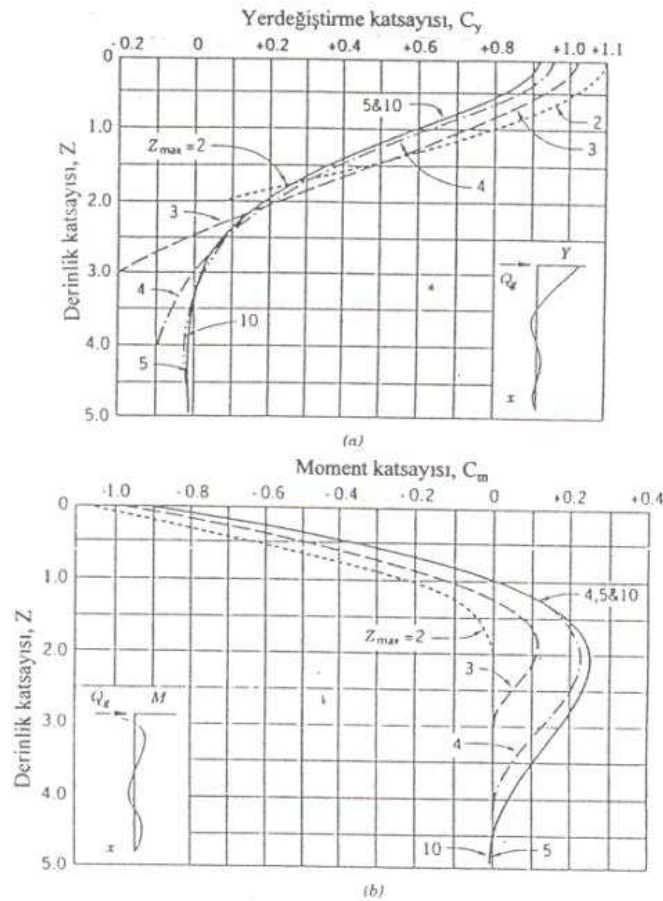
eşitliği elde edilir. C_m ve C_y değerleri Şekil 3.5'den alınabilir.

Kısmen tutulu başlı kazıklar ise kazık başında ve kazık başlığının birleşim yerlerinde bir miktar dönme kuvveti etkisinde kalmaktadırlar. Bu durumda yukarıdaki eşitliklerin kullanılabilmesi için gerekli olan C katsayısı aşağıdaki şekilde değiştirilir.

$$C_y = (A_y - 0.93\lambda B_y) \quad (3.30)$$

$$C_m = (A_m - 0.93\lambda B_m) \quad (3.31)$$

Bu eşitliklerde λ tutululuk derecesidir ve 0~1 arasında değerler alır. Kazık başlığı tutulu değil ise (serbest başlı) $\lambda=0$, yarı tutulu ise $\lambda=0.50$ ve tam tutulu ise $\lambda=1$ olacaktır.

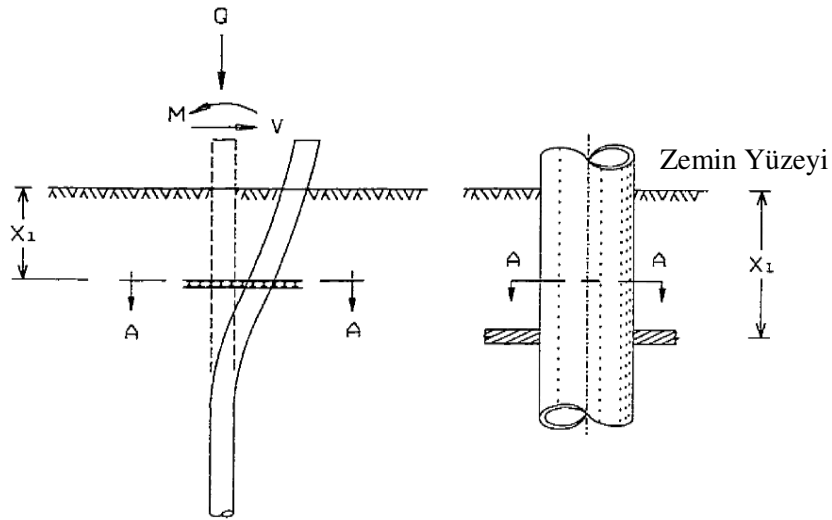


Şekil 3.5 Kohezyonsuz zeminlerde tutulu başlı kazıklar için C_y ve C_m katsayıları (Reese ve Matlock, 1956)

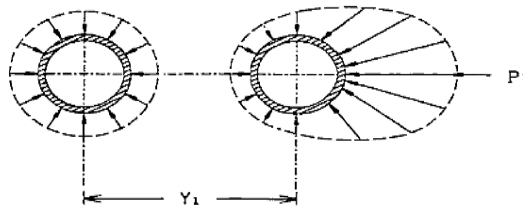
3.4 $p - y$ Analiz Yöntemi

Önceki bölümde anlatılan yatay katsayısı yaklaşımı, kazığın yanal deformasyonlarını elastik bölgede incelemektedir. Ancak çoğu zaman kazıkların yanal yük etkisindeki deformasyon davranışı içinde plastik hareketler de yer alır. Bu nedenle yatay yüklü kazıkların deformasyon analizlerinde plastik davranışı gözönüne alan, Matlock (1970) ve Reese, vd (1974) tarafından geliştirilen $p - y$ analiz yöntemleri kullanılmaktadır. Bu bölümde önce $p - y$ eğrileri yaklaşımının teorisi, kohezyonsuz zeminler için $p - y$ eğrilerinin oluşturulması ve yatay yük altındaki kazıklar için adım adım tasarım yöntemi anlatılacaktır.

Şekil 3.6'da görüldüğü gibi zemin reaksiyonu, kazıkta zemin yüzeyinden herhangi bir x derinlikte meydana gelen y yerdeğiştirmesi neticesinde $p - y$ eğrilerine bağlı olarak tanımlanabilir.



(a) Genel yükleme durumundaki kazık



(b) A-A Kesitinde yatay yüklemenden

(c) A-A Kesitinde yatay yüklemenden

Şekil 3.6 Zemin-kazık etkileşimi; $p - y$ dağılımı (Shamem, 1988)

Şekil 3.6.a’da zemin içerisinde dairesel bir kazık gösterilmiştir. Şekil 3.6.b ve Şekil 3.6.c’de ise yatay yüklemeden önce ve sonra kazık çevresindeki zemin reaksiyonu dağılımını gösterilmektedir. Yatay yüklemeden önce kazık çevresinde gerilme davranışı üniform iken yatay yüklemeden sonra kazığın herhangi bir x derinlikte y yerdeğiştirmesi yapması sonucunda kazık arkasındaki gerilme azalmakta, ön kısımda ise artmaktadır. Bu durumda kazığın birim uzunluğu için p kuvveti oluşur. Bu koşullar altında kazıkta kesme ve eğilme momenti oluşacaktır. p ve y parametreleri yatay yükleme açısından şu anlama gelir; y , kazığın yanal yüklenmesiyle yatay yönde oluşan yanal yerdeğiştirme, p ise kazığın yerdeğiştirmesi sonucu kazığa karşı zeminde ortaya çıkan ve kazık boyunca birim uzunluğuna etkiyen reaksiyon kuvvetidir.

Yatay yüklü kazıklar, lineer elastik davranan kirişler olarak kabul edilirse kazıkların davranışları için aşağıdaki diferansiyel bağıntı tanımlanmaktadır.

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + P \frac{d^2 y}{dx^2} - p = 0 \quad (3.41)$$

Burada, $E_p I_p$, kazık rijitliği; $y = x$ derinlikte kazıkta meydana gelen yerdeğiştirme; P , kazık üzerindeki düşey yük; p , kazık boyunca birim genişlikteki zemin reaksiyonudur.

p , k ve y ’e bağlı olarak şu şekilde ifade edilir.

$$p = ky \quad (3.42)$$

Burada k zemin modülünü ifade etmektedir. Eşitlik 3.41’e sırasıyla integrasyon yapılmasıyla V kesme kuvveti, M kazık eğilme momenti ve S elastik eğrinin eğimi elde edilmiş olur. Bu üç bağıntının eşitlikleri aşağıda verilmiştir.

$$E_p I_p \frac{d^3 y}{dx^3} + P \frac{dy}{dx} = V \quad (3.43)$$

$$E_p I_p \frac{d^2 y}{dx^2} = M \quad (3.44)$$

$$\frac{dy}{dx} = S \quad (3.45)$$

Zemin modülü x ve y ’ye bağlı olarak Eşitlik 3.41’in çözümünden elde edilebilir. Zemin modülünün nümerik açıklaması, p zemin reaksiyonunun y yerdeğiştirmesinin fonksiyonu

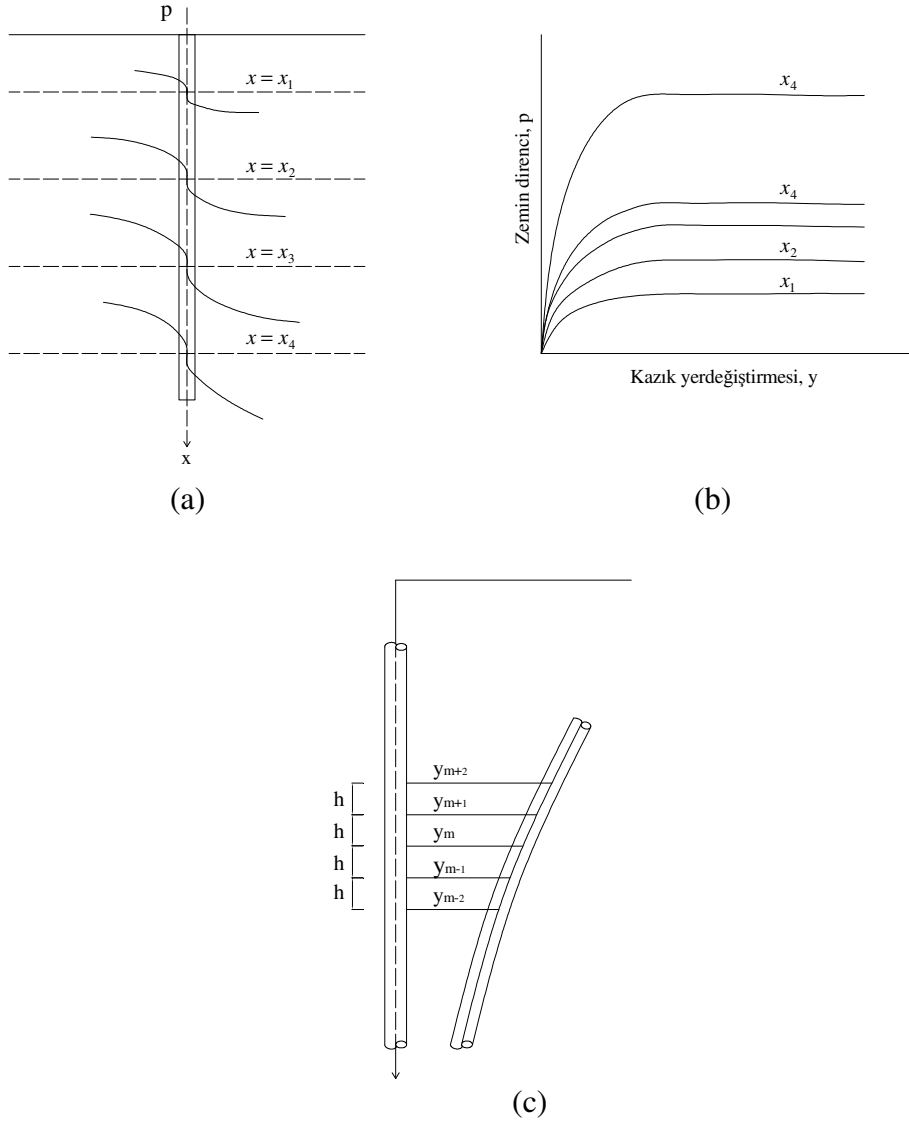
olarak eğrilerle olanaklı olmasıdır (Reese ve Welch, 1975). Bu eğriler genellikle lineer değildir ve derinlik, zemin mukavemet parametresi ve yük tekrar sayısı gibi çok sayıda parametreye bağlıdır. Bu yüzden yatay yüklü kazık probleminin çözümü için $p - y$ eğrilerinin tahmin edilmesi gerekmektedir. Eğer bu eğriler oluşturulursa Eşitlik (3.41) ve (3.42) çözülebilir ve buna bağlı olarak kazık yerdeğiştirmesi, dönmesi, eğilme momenti, kesme kuvveti ve zemin reaksiyonu kolaylıkla belirlenebilir.

$p - y$ analizlerinde, $p - y$ ilişkisinin Şekil 3.7.b'de olduğu gibi derinlikle değişim gösterdiği gözönüne alınmalıdır, $p - y$ eğrilerinin özellikleri Şekil 3.7'de gösterilmiştir Bu eğriler oluşturulurken aşağıdaki varsayımlar yapılmaktadır.

1. $p - y$ eğrileri uygulanan yatay yük altında zemin yatay deformasyonlarının herhangi bir derinlikteki kazık kesiti ile uyum gösterir.
2. Eğriler kazık şekil ve rijitliğinden bağımsız olup zemin kesit alanının denkleştiği derinliğin altında ve üstünde yüklemenden etkilenmemektedir. Bu kabul tam olarak doğruluğu göstermese bile, konuyla ilgili deneyimler göstermiştir ki, pratik yaklaşımlar için kazık deformasyonunun kazığın o derinlikte etkisinde kaldığı zemin direncine bağlı olduğu söylenebilir. Dolayısıyla zemini farklı $p - y$ eğrileri ile Şekil 3.7.b'deki gibi göstermek olanaklıdır.

Şekil 3.7.a'da yanal yüklü bir kazıkta kazık çevresindeki zeminde meydana gelen yatay deformasyonun oluşan yatay basınca göre değişimi verilmektedir. Şekil 3.7.c'de deformasyona uğramış bir kazık ve Şekil 3.7.b'de ise p ve y eksen takımında eğrinin genel durumu gösterilmiştir.

$p - y$ analiz yöntemi, yatay yüklü kazığın lineer olmayan davranışını gözönünde bulundurması nedeniyle oldukça gerçekçi bir analiz yöntemidir. Bununla birlikte gerekli hesapların yapılabilmesi için bilgisayar ortamına gerek vardır ve hesapların yapılması uzun zaman alabilmektedir.



Şekil 3.7 Yatay yüklü kazıklar için $p - y$ eğrileri (a) zemin yüzeyinin altında farklı derinliklerde eğrilerin durumu (b) $p - y$ eğrilerinin eksen takımında gösterimi (c) deformayona uğramış kazığın durumu (Matlock, 1970)

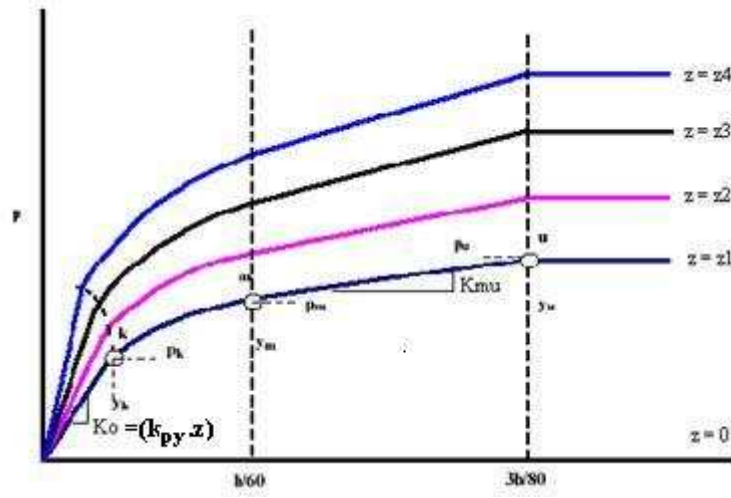
Bölüm 3.4.1’de bu tez kapsamında çalışılan zemin ortamı kohezyonsuz zemin olması nedeniyle kohezyonsuz zeminler için $p - y$ eğrilerinin elde edilmesi anlatılmıştır.

3.4.1 Kohezyonsuz Zeminler İçin $p - y$ Eğrilerinin Oluşturulması

Reese, Cox ve Koop (1974) arazi deneyleri ve bazı temel kuramsal çalışmalar yaparak, kazık boyutlarını ve zemin özelliklerini temel alarak $p - y$ eğrileri arasındaki ilişkiyi tahmin etmeye yönelik çalışmalar yapmışlardır. Bu çalışmalarda statik ve dinamik yüklemeler esas alınmıştır. Temelde $p - y$ eğrileri dört kısımdan oluşmaktadır (Şekil 3.8). k_0 eğimli ilk kısım

k noktasında bir parabol ile kesişmektedir. Parabol m noktasında 3. kısma teğettir. 3. kısım, eğimi k_{mu} olan lineer bir çizgidir. Nihai zemin direncini gösteren son kısım u noktasında 3. kısım ile kesişen yatay bir çizgidir. $p - y$ eğrilerini oluşturmada adımlar k, m, u noktalarını belirlemek ve parabolu tanımlayan parametreleri bulmaktır. Aşağıda verilmiş olan yedi adımla $p - y$ eğrileri oluşturulabilir.

Adım 1: Arazi ve laboratuvar deneylerinden zeminin içsel sürtünme açısı ϕ , birim hacim ağırlığı γ ve kazık çapı B belirlenir (kazık çapı B herhangi bir birimde olabilir).



Şekil 3.8 Kohezyonsuz zeminde oluşturulan $p - y$ eğrileri (Reese, Cox ve Koop, 1974)

Adım 2: Aşağıdaki parametreler hesaplanır.

$$\alpha = \phi / 2 \quad (3.46)$$

$$\beta = 45 + \phi / 2 \quad (3.47)$$

$$K_0 = 0.4 \quad (3.48)$$

$$K_a = \tan^2(45 - \phi / 2) \quad (3.49)$$

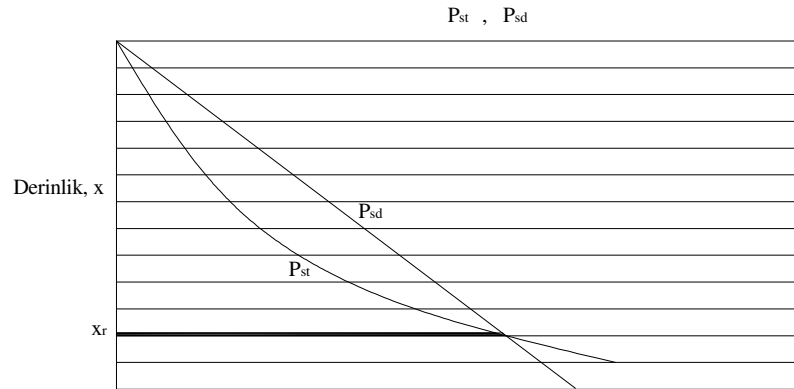
Adım 3: Herhangi bir z derinliğinde kazığın birim uzunluğu boyunca son zemin direnci (p_u) aşağıdaki iki denklem ile belirlenir.

$$P_{st} = \gamma \left[\frac{K_0 \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (B + z \tan \beta \tan \alpha) \right] + K_0 z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a B \quad (3.50)$$

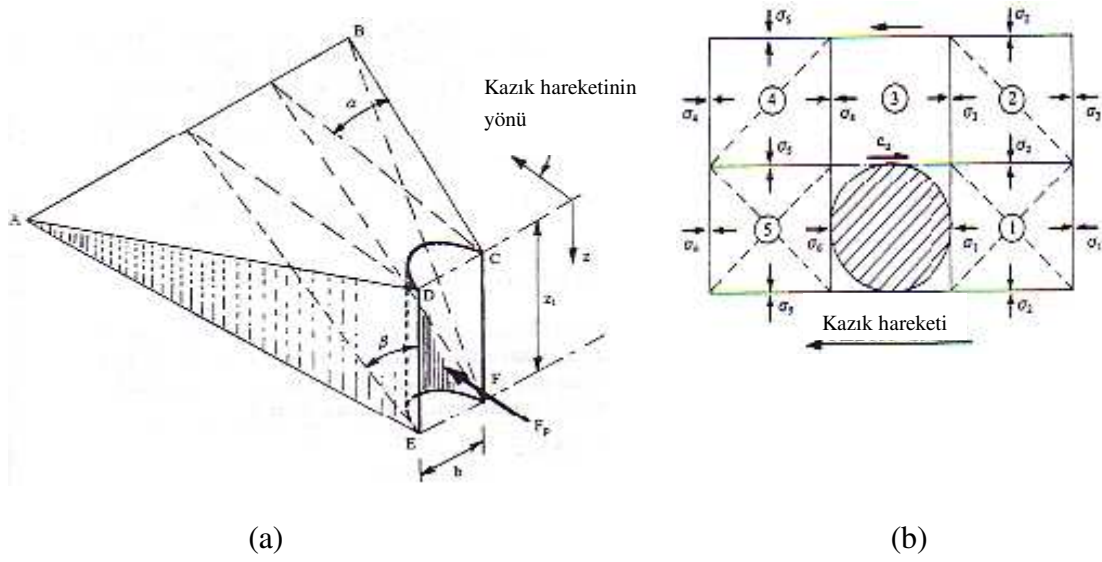
$$P_{sd} = K_a B \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 B \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta \quad (3.51)$$

P_{st} zemin yüzeyinden *kritik derinliğe* kadar olan bölgede, P_{sd} ise *kritik derinliğ*in altındaki bölgede yanal yüklemekten dolayı ortaya çıkan son zemin reaksiyonudur. Şekil 3.9'daki gibi P_{st} ve P_{sd} 'nin aynı eksen takımında çizilmesi durumunda her iki eksenin kesişme noktası *kritik derinlik* olan x_R 'yi vermektedir.

Eşitlik (3.50) Şekil 3.10.a'da gösterilen, varsayılan kama göçme modelinden (zemin yüzeyine yakın derinlikler) elde edilmiştir. Eşitlik 3.51 ise Şekil 3.10.b'de gösterilen, varsayılan blok göçme modelinden (zemin yüzeyinden daha derin derinlikler) elde edilmiştir. Bu iki göçme modeli çok temel olduğundan dolayı yanal yüklü kazık çevresindeki kumun nihai direnci, rasyonel analizlerinde tam bir sonuca varılamamaktadır. Bir sonraki adımda düzeltme faktörleri A ve B katsayılarının statik ve dinamik yükleme durumuna göre (Şekil 3.11) değerleri verilmektedir. Aynı zamanda kohezyonsuz zeminlerde statik ve dinamik yükleme durumları için A ve B düzeltme katsayıları Çizelge 4.3'de verilmiştir (Reese, 1974).



Şekil 3.9 Kritik derinlik, x_R 'nin $p - y$ eğrilerinden elde edilmesi (Prakash, 1989)



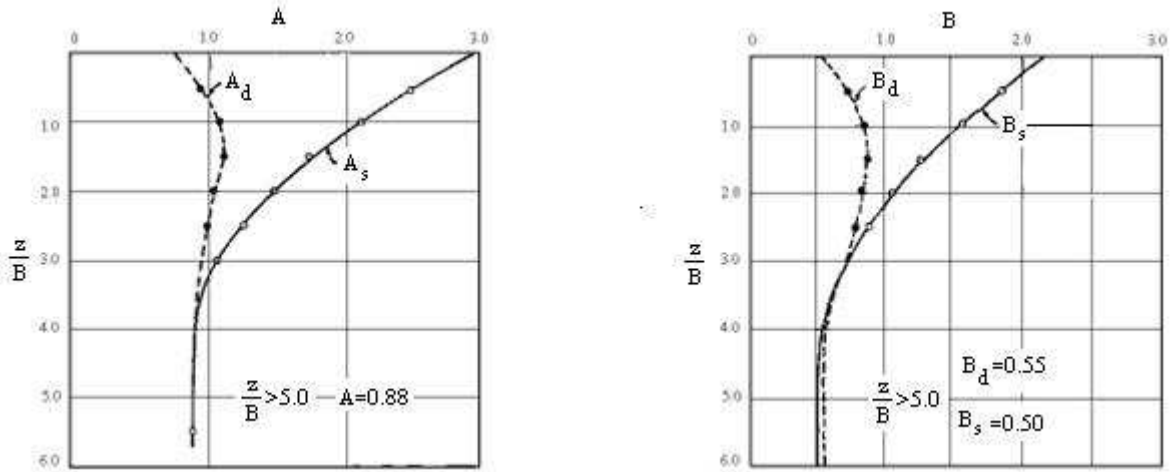
Şekil 3.10 Zemin göçme tipleri (a) kama göçmesi modeli (b) blok göçme modeli (Reese vd, 1974)

Adım 4: u ve m noktaları belirlenir.

$$y_u = 3B/80, \quad p_u = Ap_u \quad (3.52)$$

$$y_m = B/60, \quad p_m = Bp_u \quad (3.53)$$

Burada B kazık çapı, A ve B statik ve dinamik yükleme durumlarına göre düzeltme katsayılarıdır.



Şekil 3.11 Kohezyonsuz zeminlerde statik ve dinamik yükleme durumları için A ve B düzeltme katsayıları, (Reese vd, 1974)

Çizelge 3.3 Kohezyonsuz zeminlerde statik ve dinamik yükleme durumları için A ve B düzeltme katsayıları, (Reese vd, 1974)

x/B	A_1		B_1	
	Statik	Dinamik	Statik	Dinamik
0	2.85	0.77	2.18	0.50
0.2	2.72	0.85	2.02	0.60
0.4	2.60	0.93	1.90	0.70
0.6	2.42	0.98	1.80	0.78
0.8	2.20	1.02	1.70	0.80
1.0	2.10	1.08	1.56	0.84
1.2	1.96	1.10	1.46	0.86
1.4	1.85	1.11	1.38	0.86
1.6	1.74	1.08	1.24	0.86
1.8	1.62	1.06	1.15	0.84
2.0	1.50	1.05	1.04	0.83
2.2	1.40	1.02	0.96	0.82
2.4	1.32	1.00	0.88	0.81
2.6	1.22	0.97	0.85	0.80
2.8	1.15	0.96	0.80	0.78
3.0	1.05	0.95	0.75	0.72
3.2	1.00	0.93	0.68	0.68
3.4	0.95	0.92	0.64	0.64
3.6	0.94	0.91	0.61	0.62
3.8	0.91	0.90	0.56	0.60
4.0	0.90	0.90	0.53	0.58
4.2	0.89	0.89	0.52	0.57
4.4 – 4.8	0.89	0.89	0.51	0.56
>5.0	0.88	0.88	0.50	0.55

Adım 5: $p - y$ eğrisinin başlangıç doğru kısmı belirlenebilir. Kumlar için zemin elastisite modülü, k_{py} değerleri Çizelge (3.4)'den alınabilir.

$$p = (k_{py} \cdot z) y \quad (3.54)$$

Çizelge 3.4 Kumlar için elastisite modülü değerleri (statik ve dinamik yüklemeler), (Reese vd, 1974)

Relatif Sıkılık	Gevşek	Orta	Sıkı
Su seviyesinin üstündeki kumlar için k değeri (MN / m^3)	6.8	24.4	61.0
Su seviyesinin altındaki kumlar için k değeri (MN / m^3)	5.4	16.3	34

Adım 6: $p - y$ eğrisinin parabolik denklemi aşağıdaki eşitlik yardımıyla bulunabilir.

$$p = Cy^{1/n} \quad (3.55)$$

Burada,

$$n = \frac{P_m}{k_{mu} y_m} \quad (3.56)$$

$$k_{mu} = \frac{p_u - p_m}{y_u - p_m} \quad (3.57)$$

$$C = \frac{P_m}{y_m^{1/n}} \quad (3.58)$$

$$y_k = \left(\frac{C}{k_{py} z} \right)^{\frac{n}{n-1}} \quad (3.59)$$

Tüm bu adımlar zemin yüzeyinden belirli bir z derinliği için gerçekleştirildikten ve parametreler belirlendikten sonra,

- Elde edilen y_k ve p_k (hesaplanan y_k değeri Eşitlik (3.55)'de y 'de yerine yazıldığında bulunan değer) değerleri Şekil 3.8'de gösterildiği şekilde işaretlenerek k noktası elde edilir. k noktası orijin ile birleştirilerek düz bir doğru elde edilir.
- Elde edilen y_m ve p_m değerleri Şekil 3.8'de gösterildiği şekilde işaretlenerek m noktası elde edilir. m noktası k noktası ile birleştirilir.
- Elde edilen y_u ve p_u değerleri Şekil 3.8'de gösterildiği şekilde işaretlenerek u noktası elde edilir. u noktası m noktası ile birleştirilir.

Böylece belirli bir z derinliği için $p - y$ eğrisi oluşturulmuş olur. Aynı adımlar farklı derinlikler için tekrarlanarak zemin yüzeyinden itibaren belirli derinlikler için $p - y$ eğrileri elde edilir.

3.4.2 $p - y$ Eğrileriyle Yatay Yüklü Kazık Analizi

Bölüm 3.3’de anlatılan yatay katsayısı yaklaşımı, kazığın yanal deformasyonlarını elastik bölgede incelemektedir. Ancak çoğu zaman kazıkların yük etkisindeki deformasyon davranışı içinde plastik hareketler de yer alır. Dolayısıyla yatay yüklü kazıkların analizinde iki türlü hesap yapmakta her zaman fayda vardır. Kazığın elastik analizinin yapıldığı yöntemde kullanılan zemin modülü ile $p - y$ eğrileri ile yapılan analizde (elasto-plastik davranışın gözönünde bulundurulduğu yöntem) kullanılan zemin modülünün karşılaştırılması gerekmektedir. Bu tür bir kontrol aşağıdaki hesap yöntemiyle yapılabilmektedir.

1. Zemin cinsine, kazık özelliklerine ve yükleme durumuna bakılarak kazık boyunca $p - y$ eğrileri elde edilir.
2. T göreceli rijitlik boyu hesaplanır. Göreceli rijitlik boyu hesabında kullanılacak uygun n_h değeri seçilir.
3. Hesaplanan T göreceli rijitlik boyu ile birlikte kazığa etkiyen yatay yük Q_g ve moment M_g kullanılarak Bölüm 3.3’de anlatılan yatak katsayısı yöntemi yardımıyla kazık boyunca belirli aralıklarla yatay y kazık yerdeğiştirmesi belirlenir.
4. 3. adımda hesaplanan yatay yerdeğiştirmelere karşılık gelen p yatay zemin gerilmesi, 1. adımda belirlenmiş olan $p - y$ eğrileri kullanılarak belirlenir.
5. Elde edilen p ve y değerleri yardımıyla yeni zemin modülü ve T göreceli rijitlik boyu aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$k = \frac{p}{y} \quad (3.61)$$

Zemin modülü kohezyonsuz zeminlerde derinlikle beraber arttığı için $n_h = k/x$ ve

$$T = \left(\frac{E_p I_p}{n_h} \right)^{1/5} \text{ eşitliği ile göreceli rijitlik boyu hesaplanır.}$$

Elde edilen T değeri 2. adımda bulunan T değeri ile karşılaştırılır. Eğer bu değerler birbirini tutuyorsa bulunan T değeri kullanılarak kazık boyunca oluşan yatay yerdeğiştirmeler ve momentler uygun eşitlikler kullanılarak hesaplanabilir. Değerlerin birbirini tutmaması durumunda ise 5. adımdaki n_h değerine yakın yeni değer seçilir ve 3. adımdan başlanarak

işlemler yenilenir ve yeni T değeri elde edilir. Varsayılan ve hesaplanan T değeri birbirini tutana kadar işleme sürdürülür.

4. YATAY YÜK ETKİSİNDE KAZIK GRUPLARI

4.1 Giriş

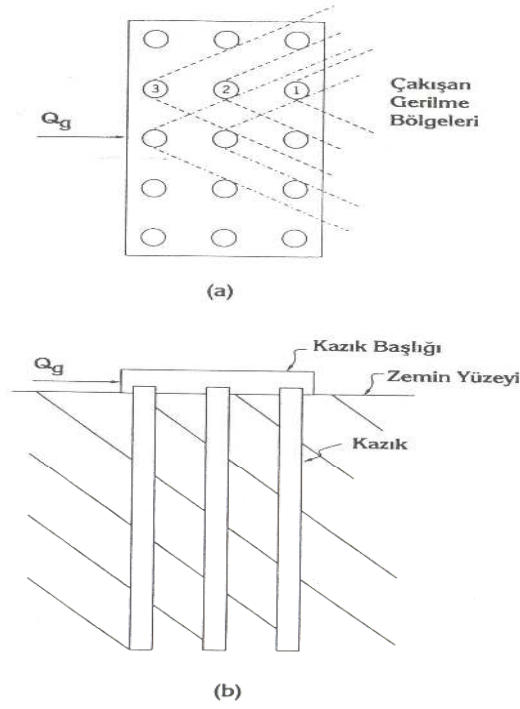
Yatay yüklü kazık gruplarında tek kazıkta olduğu gibi kazıkların yapısal göçmesi, grubun aşırı yer değiştirmesi ve kazıklar etrafındaki zeminde son taşıma gücüne ulaşması nedeniyle göçme olasılığı birlikte göz önüne alınmalıdır. Kazık gruplarıyla ilgili problemlerde genellikle en çok yük alan kazıkta oluşan maksimum eğilme momenti veya yerdeğştirmelerin kritik duruma yol açtığı kabul edilmektedir.

Bir grup içerisindeki yerleşime göre grupları geniş ve dar aralıklı diye ikiye ayırmak olanaklıdır. Geniş aralıklı kazık grubunda bir kazığın yerdeğştirmesi diğerini etkilememekte olup yanal yük kazıklara eşit bölünüp daha sonra tek kazık analizi yapılabilir. Sık aralıklı gruplarda ise kazıklar arası zeminin yerdeğştirmesinden dolayı bir kazığın davranışı diğerini etkilemektedir.

Yanal yük etkisinde, grup içerisindeki herhangi bir kazıktaki yerdeğştirme, kendisini çevreleyen zemin ve kazıkta yer değştirmelerin olmasını sağlayabilir. Bu yüzden kazık grupları, gruptaki bir kazığa gelen yüke eşit bir yükleme etkisindeki tekil kazığa göre daha fazla yerdeğştirmektedir. Bu davranış kazık- zemin-kazık etkileşimi diye adlandırılır. Bu etkileşimle zemin yumuşamış gibi davranmaktadır.

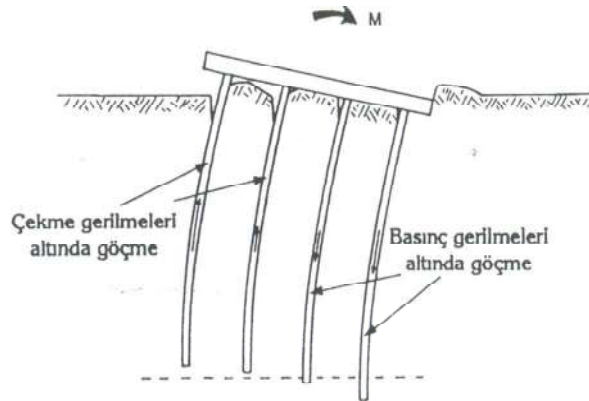
Bu davranışa etki eden diğer etkenler arasında kazık başlığının zeminle ilişkisi ve kazık başlığının varlığı ile onun sağladığı rijitlik sayılabilir. Tek bir kazıkta serbest ve tutulu başlı kazıkta yanal ötelenmede oranın 4:1 olduğu bilindiğinden bir grupta kazık başlığının kazık başlarına sağladığı rijitlik özellikle göz önüne alınmalıdır. Diğer yandan kazığın yerleştirme biçimi (çakma veya delme) zeminin içerisindeki gerilmeleri farklı şekilde değştirdiğinden kazık grubunun davranışında etkili olması beklenir. Kazık gruplarının yanal yükler etkisinde tasarımı için var olan yöntemlerden en çok bilinenleri ileriki bölümlerde özetlenmektedir.

kazıkların deformasyonları nedeniyle örselenen zeminden dolayı 2 ve 3 nolu kazıkların karşılaştıkları zemin direnci azalır.



Şekil 4.2 Kazıların grup davranışının zemin üzerindeki etkisi (a) Plan, (b) Kesit (Prakash, 1989)

Kazık gruplarının göçmesi fazla deformasyon yapması yanında dönmesinden dolayı da oluşmaktadır. Şekil 4.3'de görüldüğü gibi dönme ekseninin arkasındaki kazıklar çekme gerilmelerinden, önündeki kazıklar ise basınç gerilmelerinden dolayı göçmektedir. Bu yüzden kazık grubunun genel duraylılığı için yanal taşıma güçleri yanında düşey taşıma güçleri de önemlidir.



Şekil 4.3 Yanal yük etkisinde kazık grubunun göçmesi (Fleming vd, 1992)

Serbest başlı kazıklı bir kolonun Q_g yatay yükü ile yüklenmesi durumunda oluşacak y yerdeğiştirmesi kazık başında $Q_g L^3 / 3 E_p I_p$ olarak tahmin edilebilir. Ancak kazık başının Q_g yatay yükünü iletebilecek şekilde tutulması durumunda yerdeğiştirme $y/4$ olarak oluşacak yani yanıl yerdeğiştirmede %75 lik bir azalma oluşacaktır. Kazığın içinde bulunduğu zemin türüne göre bu oranın değışmesi sözkonusu olmakla birlikte tutulu başlıklı kazıklarda yanıl yerdeğiştirme 1/2 ile 1/2,5 arasında azaltılması daha doğru bir yaklaşım olacaktır.

4.3 Grup Azaltma Faktörü

Davisson (1970) tarafından kumlar üzerinde yapılan model deneylere göre 8B'den daha fazla aralıkta kazık-zemin-kazık etkileşimi söz konusu değildir. Prakash (1962) tarafından kumlu zeminlerdeki kazık gruplarında yapılan model deneylerinde buna benzer olarak, yük yönünde 6B-8B'den fazla kazık aralığında, kazıklar tekil kazık gibi davranmıştır. Yük yönüne dik doğrultuda kazıkların tek kazık gibi davranması için kazık aralığının en az 2.5B olması gerektiğini Prakash (1981) tarafından saptanmıştır.

Kazık grubunun yatay yük taşıma gücünü bulmak için yatak katsayısı (kumlu zeminlerde, yatak katsayısı sabiti n_h veya killi zeminlerde sabit olan yatak katsayı k_h) yatay yük yönündeki aralığa göre Çizelge 4.1 'deki gibi azaltılmalıdır.

Çizelge 4.1 Yatay yük yönündeki kazık aralığına göre azaltma faktörleri

Yük yönündeki kazık aralığı	n_h veya k_h 'da azaltma faktörü
3B	0.25
4B	0.40
6B	0.70
8B	1.00

Kazıkların yanıl yük taşıma gücünü deplasmanla sınırlamak için yapılacak analiz bu azaltılmış değere göre tek bir kazığın taşıma gücü bulunup grup için tek kazık taşıma güçleri toplanacaktır.

Diğer bir yöntem grubun yanıl taşıma gücünü bulmak için tek kazık taşıma gücü toplamına bir grup etkinlik faktörü uygulamaktır. Kohezyonsuz zeminde Oteo (1972) tarafından yapılan model deneyleriyle Tablo 4.2 deki değerleri önermektedir.

Çizelge 4.2 Kohezyonsuz zeminde kazık aralığı/çap oranına göre grup etkinlik faktörü

S/B	G_e
3	0,50
4	0,60
5	0,68
6	0,70

G_e değerlerinin kohezyonsuz zeminlerde kohezyonlu zeminlere göre daha büyük olduğu belirtilmektedir. G_e değeri, gruptaki kazık sayısı artınca ve kazıklar arası aralık düştükçe azalmaktadır. Düşey yük etkisindeki kazık grubunun etkinlik faktörüyle karşılaştırılırsa daha az olduğu görülmektedir.

4.4 Birleştirme Yöntemi

Focht ve Koch (1973), Poulos'un elastik ortam yöntemi ile doğrusal olmayan $p - y$ analizini birleştirmiştir. Grubun yapacağı yerdeğiştirmenin kazığın hemen yakınında görülecek doğrusal olmayan davranış ile kazıktan uzakta daha az gerilme uygulanacak kesimin doğrusala yakın davranışının birleşiminden meydana geldiğini kabul etmektedir.

Focht ve Koch (1973), doğrusal olmayan zemin davranışından dolayı kazığın hemen yanında oluşan yerdeğiştirmelerin analizi doğrusal olmayan $p - y$ eğrileri kullanarak veya Duncan vd. tarafından önerilen karakteristik yük yöntemiyle yapılmaktadır. Kazık-zemin-kazık etkileşiminden dolayı oluşan ikinci yerdeğiştirme bileşeni Poulos'un (1971) elastik etkileşim katsayıları ile hesaplanmaktadır. Focht ve Koch (1973) tarafından önerilen yöntemde ya $p - y$ ya da karakteristik yük yöntemi kullanılarak kazığın hemen yanındaki zemin ve daha az gerilmeli kazıktan uzaktaki zemini farklı rijitlik değerleri ile temsil edilebilmektedir.

Dunnavant ve O'Neill yatay yüklü kazık grubu deneylerini bu yöntemi kullanarak analiz yapmışlardır. Kazıklar arasındaki yük paylaşımını ampirik rijitlik modeli, kazık grubundaki yerdeğiştirmeler ve momentler için ise birleştirme modelinin daha iyi sonuç verdiği belirtilmektedir.

Kazık grubu tekil bir kazığa göre daha fazla yerdeğişmektedir. Burada tekil kazığa gelen yük, gruptaki kazık başına düşen yüke eşittir. Gruptaki her kazık çevresindeki zeminde yerdeğiştirmelere neden olur. Bu yerdeğiştirmeler de çevre kazıklarda ek yerdeğiştirmelere

sebeptir. Kazık grubundaki yerdeğiştirmenin büyük olması eğilme momentlerinin de büyük olmasına neden olmaktadır.

Tek bir kazığın yanal ötelenmesi ve momenti grup için bir büyütme faktörü ile çarpılıp bulunabilir.

$$y_g = C_y y \quad (4.1)$$

$$M_g = C_m M \quad (4.2)$$

Burada y ve M tek kazık için hesaplanacak yanal ötelenme ve maksimum moment, C_y ve C_m ise ötelenme ve moment büyütme faktörüdür. y_g grup yerdeğiştirmesi, M_g ise grupta oluşan maksimum momenttir. C_y her zaman bire eşit veya büyüktür. Bu faktörler kazık-zemin-kazık etkileşimini ve fore kazık etkisini hesaba katmaktadır (Ooi ve Duncan,1994).

4.5 Grup Büyütme Yöntemi, Ooi ve Duncan (1994)

Grup büyütme yöntemi (Ooi 1991), karakteristik yük yöntemi (Duncan vd. 1994) ve Focht ve Koch (1973) yöntemini kullanarak hazırlanan, kazık gruplarının sayısal analiz sonuçlarından elde edilmiştir. Tek kazık için ötelenme ve momentleri karakteristik yük yöntemi, grup deplasmanı ve momentlerini ise Focht ve Koch (1973) yöntemini kullanan bilgisayar programı (PGROUPD) ile hesaplamışlardır. Bu da birçok kazık grubunda farklı kazık sayısı, farklı kazık aralığı, farklı kazık boyutu, farklı kazık rijitliği ile farklı zemin mukavemet ve rijitliği için kombinasyonlar yapmalarını sağlamıştır. Parametrik çalışmalar sonunda

$$C_y = \frac{A_y + N_{KAZIK}}{B' \left(\frac{S}{B} + \frac{P_s}{CP_N} \right)^{0.5}} \quad (4.3)$$

bulunmuştur. Burada C_y boyutsuz yerdeğiştirme büyütme faktörü, A kilde 16, kumda 9 alınması gereken boyutsuz katsayı, N_{KAZIK} gruptaki kazık sayısı, B' kilde 5.5, kumda 3.0 alınması gereken boyutsuz katsayı, S ortalama kazık aralığı, B kazık çapı, P_s bir kazığa gelen ortalama yük (toplam yük/kazık sayısı), C kumda 16 olan boyutsuz katsayı, P_N kum için $K_p \gamma B^3$ 'dür. γ üstteki $8B$ bölgesinde toplam birim hacim ağırlığı, K_p ise pasif itki katsayısı, ϕ $8B$ bölgesindeki kumun ortalama içsel sürtünme açısıdır.

Eşitlik (4.3) karakteristik yük yöntemi ile birlikte kullanıldığında, zemin davranışını açıklayabilmek için yalnızca zemin mukavemet parametreleri gerekmektedir. Bu yöntemde kullanılan zemin elastisite modülü değerleri kumda ϕ mukavemet parametresi ile ilişkilidir.

Eğer kazık grubu için hesaplanan yanal yerdeğiştirme maksimum sınır değerinden fazla ise kazık çapı, kazık sayısı ve/veya kazık aralığı, grubun yerdeğiştirmesinin sınır değerden küçük veya eşit olacak şekilde ayarlanmalıdır. Eşitlik (4.3) bu parametrelerdeki değişikliklerin etkisinin değerlendirmesini sağlamaktadır.

Brown vd. (1987,1988)'e göre serbest başlı kazıkların grubunda maksimum moment ön sıra kazıkta olmaktadır. Elastisite kuramını temel alan ve Focht ve Koch (1973) yöntemini içeren yöntemler en fazla yükün ise köşe kazıklar tarafından taşındığını tahmin etmişlerdir. Maksimum momentin büyüklüğü ve yeri etkiyen yükün büyüklüğüne ve statik ya da dinamik etki etmesine göre değişmekte olup hiçbir basit yöntemle tam olarak tahmin edilemez.

Focht ve Koch (1973) tarafından önerilen kuram değiştirilerek ön sıra kazıklardaki maksimum eğilme momentinin bulunmasını sağlayan bir yöntem geliştirilmiştir. Focht ve Koch kuramını kullanarak grup yerdeğiştirmesi hesaplanmaktadır. Daha sonra kumlarda ϕ değeri azaltılarak zemin 'yumuşatılır' ve tek kazık deplasmanının grup deplasmanına eşit hale gelmesi sağlanır. Maksimum moment bu yumuşatılmış zemin parametresine göre hesaplanabilir. Böylece hesaplanacak moment, grubun fazla yerdeğiştirmesi ile uyum içinde olacak ve grubun en fazla yüklenen kazığının maksimum momentini verecektir. Böylece moment büyütme faktörü,

$$C_m = (C_y)^n \quad (4.4)$$

olarak elde edilmiştir. Burada

$$n = \frac{P_s}{300P_N} + 0,30 \quad (4.5)$$

Alınmalıdır. Kazık grubundaki maksimum eğilme momentini Eşitlik (4.2) ve (4.4) kullanılarak bulunmaktadır. Böylece uzun yinelenen denemeler yapılmaksızın kazık-zemin-kazık etkileşimi ve zemin yumuşaması etkileri de göz önüne alınarak sonuçlara ulaşılmaktadır (Ooi ve Duncan, 1994).

Grup büyütme yöntemindeki kısıtlamalar:

1. Bu yöntemin üniform aralıklar için geliştirilmesi nedeni ile üniform olmayan aralıklarda ortalama değer olarak hesap yapılabilir.

2. Dairesel gruplar veya eğik kazıklar için uygun değildir.
3. Tek kazık yerdeğiştirmesi ve momentleri hesaplanırken kazık başlığının rijitliği göz önüne alınmalıdır.
4. Kazık grubundaki herhangi bir kazığa etkiyen yük tahmin edilemezken, maksimum eğilme momenti bulunabilmektedir.
5. Yöntem grup içindeki sıralamayı gözetmeksizin aynı sayıdaki kazık grupları için aynı yerdeğiştirme ve moment değerlerini vermektedir. Kuramsal ve deneysel çalışmalar böyle bir farkın doğabileceğini işaret etmekte iseler de fark çok olmadığından bu konu yöntemin olumsuzluğu gibi görülmemelidir.
6. Yöntem üniform zemin koşullarını kabul etmekle birlikte 8B bölgesindeki ortalama değerler kullanmak farklı ortamlar için uygulamada yeterlidir.

4.6 Winkler Etkileşim Modeli

Nogami ve Paulson (1985) ve Harihan ve Kumarasamy (1982) gruptaki kazıkları ve zemini bir yay açı ile temsil etmektedir. Bu yöntem, kazık-zemin-kazık etkileşimini yalnızca yatay yönde olmasına izin vermektedir.

Nogami ve Paulson (1985) tarafından doğrusal olmayan kazık grubu davranışının analizi için transfer matris yöntemini önermiştir. Transfer matris yöntemi zemin ortamını Winkler modelinin genişletilmişi olan ‘kazık grubu için Winkler modeli’ ile idealleşirmiştir. Bu metod kazık-zemin-kazık etkileşimini farklı seviyeler arasında modelleyemez. Bu yaklaşım ile denklemlerdeki bilinmeyenlerin sayısını düşürmüştür (Ooi ve Duncan, 1994).

4.7 Değiştirilmiş Birim Yük Transferi Yöntemi

Bogart ve Matlock (1983) tarafından önerilen değiştirilmiş birim yük transferi yöntemi, kazık grubunu tek kazık gibi kabul ederek grup için $p - y$ eğrilerini belirtmektedir. Değiştirilmiş tek kazığın çapı kazık grubunun genişliğine eşittir ve gruptaki kazıklar ve aralarındaki zemini örneklemektedir. Bu yöntem yumuşak kil içerisindeki dairesel kazık grubu için kullanılmaktadır ve yatay yüke karşı olan direncin bütün kazılar arasında eşit dağıldığı varsayımı yapılmaktadır. Dairesel olmayan kazık grupları için yöntem pek uygun değildir (Ooi ve Duncan, 1994).

5. PASİF KAZIK PROBLEMİ

Kazıklar uygulamada heyelanları önlemede sıklıkla kullanılmaktadır. Heyelanlarda kullanılan duraylılık kazıkları tipik pasif kazıklardır ve genellikle bir sıra halinde kullanılırlar. Kazıklar ve kazıkları çevreleyen zeminin etkileşimli davranışı çok karmaşıktır, zira sorun üç boyutludur ve hem zeminin hem de kazığın şekil değiştirme ve mukavemet özelliklerine ilişkin pek çok faktörün etkisi altındadır. Daha da ötesi heyelanın kendisi başlı başına çok fazla karmaşık bir olgudur. Bu karmaşık koşullar altında bir çok varsayıma bağlı bir analiz yöntemi geliştirmek kaçınılmazdır. Basitleştirici varsayımlar nedeniyle bazı çok önemli noktalar gözden kaçırılabilir. Bu nedenledir ki henüz kazık etkisini tam anlamıyla göz önüne alabilecek bir analiz yöntemi geliştirilememiştir. Tüm bu nedenlerle bir çok şev kayması kazık yerleştirilmesinden sonra göçmüş ya da sürekli olarak hareketine devam etmiştir.

Göz önüne alınamayan ya da gözden kaçırılan önemli noktalardan birisi kazıklar arası aralığın etkisidir. Her ne kadar duraylılık kazıkları bir sıra halinde teşkil ediliyor olsa da, neredeyse tüm tasarım yöntemleri tek kazık için bulunan değerleri kabaca genişleterek kazık sırasına etkileyen kuvveti tahmin etmeye yöneliktir. Böyle bir yaklaşım aktif kazıklara uygulanabilir ancak duraylılık kazıkları gibi pasif kazıklar için geçerli olmayabilir. Zira aktif kazık durumunda etkileyen yatay kuvvetler önceden belirlenir ve kazığın varlığından etkilenmez. Pasif kazık durumunda ise kazığın varlığı kazığa etkiyecek olan yatay kuvveti etkiler. Bu nedenle analizin en başında bir sıra halinde duraylılık kazıklarını ele almak gerekmektedir.

Kazıklar, şev kayması ya da akma türü heyelanlarda olduğu gibi plastik olarak şekil değiştiren zeminlere yerleştirildiklerinde plastik şekil değiştirmeyi önleyici bir etki sergilediği düşünülebilir. Özellikle kazıklar sıra halinde yerleştirildiğinde bu etkinin önemli ölçüde arttığı görülür.

Diğer taraftan, şev duraylılığı problemlerinde kazık sıralarının bir kayma yüzeyinden geçtiği sıklıkla görülür. Bu durumda zemindeki plastik şekil değiştirmenin engellenmesi söz konusudur.

Yukarıda anlatılan tüm koşullar, plastik olarak şekil değiştiren bir zeminden kazığa etkileyen yatay kuvvet durumunda geçerlidir. Kazıkların yatay dayanımı, etkileyen yatay kuvvetin doğrultusu ve büyüklüğünün bilinmesi ile hesaplanabilmektedir. Bu nedenle plastik olarak şekil değiştiren bir zemine yerleştirilen kazığa etkileyen yatay kuvvetlerin tahmin edilmesi çok önemlidir. Kazık-zemin etkileşimi nedeniyle oluşan yatay kuvvetin karışık mekanizması, kazık çevresindeki zeminin viskoz bir sıvı olduğu varsayılarak deneysel yöntemlerle tek bir

kazığa ve kazık sırasına gelen yatay kuvvetler tahmin edilebilir (Ito ve Matsui, 1975).

Pasif kazıklarda çözümleri gereken en önemli noktalardan biri zemin hareketi nedeniyle kazığa etkiyen yatay gerilmenin tam olarak tahmin edilmesidir. Yatay kuvvet kazık duraylılığı ve şev iyileştirmesinde birbirine ters sonuçlar doğurmaktadır. Yatay kuvvetin olduğundan yüksek tahmin edilmesi kazık duraylılığında tutucu sonuçlar vereceği gibi şev duraylılığında da olduğundan büyük güvenlik sayısı doğurmaktadır. Yatay kuvvetin olduğundan düşük tahmin edilmesi ise tam tersi etki yapmaktadır.

Ito ve Matsui (1982) bu konuda bir seri model deneyleri yapmışlardır. Şev duraylılığı analizlerinde kayma yüzeyinin yeri arazi incelemeleri yardımıyla önceden belirlenebilir. Böyle bir şevdeki kazığa etkiyen bir çok etken vardır.

Yapılan çalışmalar sonucunda kazığı etkileyen etkenler; kazıkların uzaklığı, kazık başı tutululuk koşulu, kayma yüzeyi üzerindeki kazık boyu, kazık çapı ve kazıkların rijitliği olarak belirlenmiştir. Tüm bu etkenleri gözönüne alan yöntem Ito ve Matsui yöntemi olarak bilinmektedir.

6. ŞEVLERİN DURAYLILIĞININ DÜŞEY KAZIKLARLA SAĞLANMASI

Duraylılığı bozulmuş doğal ve yapay şevler ile kayma riski yüksek ancak dengede bulunan şevlerin kayma, akma ve çeşitli tür bozulmalarına karşı yeterli güvenliğin sağlanabilmesi için alınabilecek önlemler aşağıdaki gibi sıralanabilir.

- Drenaj
- Şev geometresinin düzenlenmesi
- Dayanma yapıları
- Ankraj
- Zemin iyileştirmesi

Şev kaymalarının denetimi ve önlenmesi için aşağıdaki yapılar oluşturulabilir.

- Konsol veya ağırlık türü dayanma duvarları
- Ankrajlı perdeler
- Kazık perdeleri
- Kazık sıraları
- Kazık grupları
- Ayrık kazıklar
- Ankrajlı kazık perdeleri

Konsol veya ağırlık türü dayanma yapıları ile ankrajlı perdeler şevlerde sadece bir düzlemde inşa edilebilirler ve inşaat sırasında kazı gerektirirler. İnşaat sırasında geçici de olsa kazı yapılması, olduğu durumda limit dengede bulunan şevlerin kaymaya karşı güvenliğinin azalmasına ve dengenin bozulmasına neden olabilir.

Kazıklar ile zemin kaymalarının önlenme ve denetimi uygulamasında en önemli iki etken,

1. Kayma meydana gelen veya olasılığı olan bölgenin genişliği
2. Teşkil edilecek yapıya etkiyen kuvvetlerin büyüklüğüdür.

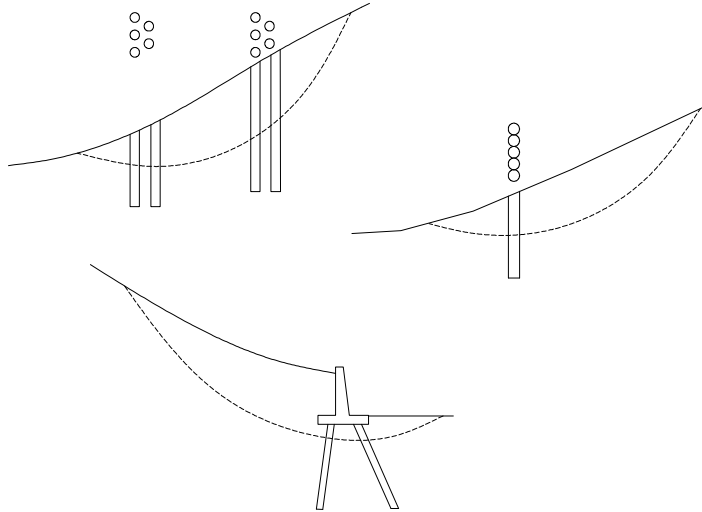
Bu iki etken yapının kesit ve maliyetine dolayısıyla uygulanabilirliğini ortaya çıkarır. Dengesi bozulmuş şevlerde dengenin kontrolü ve olası kayma söz konusu olan şevlerde güvenlik sayısının artırılması için kazık ve kazıklı sistemlerden aşağıdaki özellikleri nedeni ile yararlanılır.

- Kazık veya kazıklı sistemlerin teşkili yeter hızda çalışma olanağı sağlar.
- Kazıklı sistemler diğer dayanma yapılarında olduğu gibi derin kazı gerektirmezler.
- Kazıklara etkiyen kuvvetler dayanma duvarlarına göre daha çabuk mobilize olurlar.
- Kazıklı sistemler derin kaymalarda bile uygulama olanağı verirler, kayma yüzeylerinin

daha derinlere ötelenmesine yol açarlar.

- Zemin içinde kemerlenme etkisinden yararlanma olanağı verdiği için sürekli perde halinde teşkil edilmeleri gerekmez.
- Fiziksel koşulların olanak verdiği durumlarda sadece kayma düzlemi üzerinde ve yeter derinlikte fakat zemin yüzünde görülmeyecek şekilde teşkil olanağı verirler.
- Kayma yüzeyi boyunca birden çok düzlem boyunca veya eşit aralıklarla uygulanma olasılığı vardır.
- Kazıklı sistemler şevde yeraltı suyunun drenajına engel olmayacak şekilde düzenlenebilirler.

Buna göre kazıklar yardımıyla şev kaymalarının kontrolü ve önlenmesi amacıyla uygulanmış yapı türleri Şekil 6.1’de verilmiştir.



Şekil 6.1 Şev kaymalarının denetimi ve önlenmesi amacıyla uygulanmış yapı türleri

6.1 Tasarım Esasları

Yöntem genellikle sığ kaymalarda başarılı olup derin kaymalarda ise çok büyük kaydırıcı kuvvetlerin kazıklarla karşılanması güç olmaktadır. Sert zemin ve kayalar da daha uygun olup yumuşak zeminlerin kazıkların arasından kayma olasılığı vardır.

Kayma yüzeyinin altında yeterli giriş sağlanamamış ise ya da ankrajla geriye bağlanmamışsa, kazıkların yerinden oynayıp yeni kayma yüzeyi oluşmasına neden oldukları gözlenmektedir.

Kazıklarla teşkil edilen sürekli perdeler, kazık sıraları, kazık grupları, ayırık kazı sistemleri söz

konusu kayma yüzeyi için kayan kütle ile altında bulunan zemin tabakaları arasındaki sürtünmeyi artırmak kayan kütlelerden sabit zemin tabakalarına kesme kuvveti aktarmak üzere çözümlenip tasarlanırlar. Burada ana prensip belirli bir kayma yüzeyi boyunca kaymaya karşı koyan kuvvetleri artırmaktır.

Kazıklı bir sistemin tasarımı aşağıdaki adımları kapsar.

1. Kayma yüzeyi boyunca gerekli güvenliği sağlamak üzere gerek duyulan toplam kesme kuvvetinin belirlenmesi,
2. Her bir kazığın ya da sistemin kayan kütleden, sağlam tabakalara aktarabileceği kuvvetin belirlenmesi,
3. Gerekli kazık, tür, sistem, boyut ve yerleşiminin seçilmesi.

Kazıklı perde veya sistemler henüz oluşmamış şev kaymaları için bir önlem olarak tasarlandığı zaman laboratuvarda elde edilen drenajlı kayma mukavemeti parametreleriyle olası kayma yüzeyini tahmin etmek gerekir. Hareket mevcut ise kayma yüzeyinin yeri arazi incelemeleri yardımıyla önceden belirlenmelidir. Uzun şevlerde büyük ölçekte bir kayma durumunda, şevin tüm duraylılığını sağlamak için birkaç sıra kazık uygulanabilir. Kazıkların, drenajın iyileştirilmesi, zemin yükünü oluşturan yapı ya da zeminin kaldırılması gibi önlemlerden sonra yerleştirilmeleri daha doğrudur.

Belli başlı kazık göçmeleri şu şekilde olur,

- Kazığa etkiyen kesme kuvvetleri nedeniyle kesme göçmesi ,
- Konsol etkisi ile eğilme sonucu göçme,
- Kazık çevresi ve gerisinde zemin göçmesi,
- Kazık altı temel zemini göçmesi.

Şev kaymalarında duraylı olmayan kuvvetlerin tahmini yöntemi aşağıdaki durumlara göre ayrılır.

- Şev kaymasının hareket halinde olup olmadığı
- Net olmayan bir hareket içinde olup olmadığı
- Şu an için durağan olup olmadığı

Hareket halindeki zemin kaymalarında kaydırıcı kuvvet, direnen kuvvete eşit varsayılabilir ve güvenlik sayısı “1” alınabilir. Bununla birlikte zemin kayması hareketi kazıklarla durdurulmak isteniyorsa kaydırıcı ve direnen kuvvetler arası farkın çok daha incelikte belirlenmesi gerekir. Eğer kayan zemin kütlelerinin ağırlığı ve kayma yüzeyinin yeri biliniyorsa kaydırıcı kuvvetler göreceli olarak doğruya yakın şekilde belirlenebilir. Öte yandan direnen

kuvvetlerin büyüklüğünü belirlemek kolay değildir. Eğer zemin örnekleri kayma yüzeyinden alınmışsa ve içsel sürtünme açısı ile kohezyon değerleri laboratuarda kesme deneyleri ile belirleniyorsa, sonuçlar deney yöntemi ve ağıta bağlı olarak değişiklik gösterir. Bazı kaya parçaları ve çakıl içeren zeminlere deney yapmak uygun olmayabilir. Kayma yüzeyi çok daha geniş ise ya da zemin tabakaları çok daha karmaşık ise çok sayıda örnek üzerinde deney yapılsa bile doğru zemin parametrelerini belirlemek çok zor olabilir.

Model deneyleri, uygulamalar ve araştırmalar şev kaymalarını önleyici kazıkların göçmesinin esas olarak eğilme nedeniyle gerçekleştiğini göstermektedir. Bu yüzden kazıkların eğilme dayanımlarını artırmak için bir çok çalışma yapılmaktadır. Ahşap, beton ve çelik kazıklar dayanımları oranında kullanılmaktadır. Yüksek eğilme dayanımlı kazıklar kullanıldığında kazık yakınındaki zeminde göçme olduğu ve kazıkların yerinden çıktığı gözlenmiştir. Kazıkların yerlerinden çıkmasını önlemek için kazık başları ankrajlarla sabitlenmelidir.

Kazıkların inşasında en iyi yöntem zemin yükünü azaltmak, dayanma duvarı ya da drenaj uygulaması ile aktif kaymayı durdurduktan sonra kazık inşa etmektir. Bunun olanaksız olduğu durumlarda kazık inşası, yerdeğiştirme hızı en düşük olan yerden ya da kazığa etkiyen kuvvetlerin en küçük olduğu noktadan başlanmalıdır. Kayma hızı yağmurun dinmesiyle azalıyor ise kazık inşası kayma hızının en yavaş olduğu bir zamanda yapılmalıdır. Ayrıca kazık inşa süresini en aza indirmek çok önemli ve gereklidir.

6.2 Şev Duraylılığında Kullanılan Kazıklara Etkiyen Yatay Yüklerin Hesaplanması

6.2.1 Yatay Yükleri Etkileyen Etkenler

Kazıklara gelen yükün büyüklüğüne etki edecek etkenler arasında zemin özelliği, şevin göçmeye karşı güvenliği, kayan kitlenin geometrisi ve kayma hızı, kazık ve zemin arasındaki göreceli yer değiştirme, kazık çap ve uzunluğu, zemin-kazık rijitlikleri oranı, iyileşmeden sonra göz önüne alınan risk ve izin verilebilir zemin yer değiştirmeleri sayılabilir. Bu etkenleri farklı şekilde göz önüne alan farklı kuramsal yaklaşımların sonuçlarının da farklı olması beklenir. Ayrıca yan yana düzenlenen kazıklarda grup geometrisi ve kazık başı tutululuk derecesine bağlı grup etkisi de söz konusudur. Zeminden, kazığa etkiyen gerilme için yaygın kullanılan öneriler Brinch-Hansen (1961), Broms (1964b), De Beer (1977), Viggiani (1981) ve Ito ve Matsui (1975) olarak sayılabilir.

Kazıkların yeri, aralığı ve diziliş biçimini saptamak oldukça güçtür. Yapılan araştırmalar aralık/çap oranının $S/B > 3$ için tek kazık davranışının beklendiğini göstermektedir.

Kazıklar veya kazıklı sistem tarafından alt tabakaya aktarılması istenen kuvvet büyüklüğü, şevin güvenliğinin ne kadar arttırılacağına bağlıdır. Sommer'e (Yıldırım, 2004) göre kaymış bir şevin güvenliğini yüzde birkaç oranında arttırmak dengenin yeniden sağlanması ve hareketin önlenmesi için yeterlidir. Genel maliyet unsuru da göz önüne alınarak uygulanacak sistemle güvenlik sayısının %10 ile %15 artırılmasının hedef alınması uygun olmaktadır.

Henüz kaymamış, olası kayma veya heyelan durumunun söz konusu olduğu şevlerde varolan güvenlik sayısının belirlenmesi ve hangi oranda arttırılacağı belirsizlikler taşır.

Kazıklar tarafından aktarılan kuvvet $\sum T_p$ yeni durumda istenilen şevin güvenliği ile

$$FS = \frac{\text{Kayma yüzeyi boyunca zemin direnci} + \sum T_p}{\sum \text{Kaymaya neden olan kuvvetler}} \quad (6.1)$$

eşitliğini sağlayacak şekilde hesaplanır.

Kazıkların tasarımı için yanal yüklerin olabildiğince doğru hesaplanması gerekir. Zemin kaymalarına karşı şevlere yerleştirilen kazıkların yaygın olarak kullanılmalarına karşın, kazıklar ve kazıkları çevreleyen zemin arasında etkileşim çok iyi bir şekilde düzenlenememiştir.

Genellikle yatay kuvvetler sıfırdan (zemin kütlelerinde hareket olmadığı durumda) çok büyük değerlere (zemin kaymalarının büyük olduğu durumda) değişebilir. Duraylılık analizleri için yatay yüklerin doğru hesaplanması çok önemlidir. Bu kuvvetler hem kazıkların hem de şevlerin duraylılığına etki ederler. Bu nedenle yatay kuvvetlerin olduğundan fazla hesaplanması güvenli kazık tasarımı, ancak güvenli olmayan şev duraylılığı sonucu doğuracaktır. Buna karşın yanal yüklerin olduğundan az hesaplanması güvenli olmayan kazık tasarımına ancak güvenli şev duraylılığına neden olacaktır.

6.2.2 Yatay Kuvvetlerin Tahmini

Kazıkların kayan tabakadan, kayma yüzeyinin altındaki hareket etmemiş tabakaya aktarabilecekleri kuvvetin değerinin hesap ve tahmini için çok sayıda deneysel ve teorik çalışma yapılmıştır. Yatay kuvvet, kazığın her iki tarafındaki yatay zemin itkisi arasındaki farkı temsil eder. Genelde bu kuvvetin değeri zeminde hiçbir hareket olmaması halinde sıfır, pasif olarak göçecek şekilde hareket eden zeminde son duruma kadar ulaşılabilir. İyileştirme kazıklarının tasarımı için kayan kütlelerin hareketi nedeniyle kayma yüzeyinde varolan kayma direncinin büyük ölçüde azaldığını varsaymak daha doğru bir yaklaşımdır.

6.2.2.1 Ito – Matsui Yöntemi

Ito ve Matsui (1975, 1977, 1978), Ito ve diğ. (1979, 1981) ve Matsui ve diğ. (1982) tarafından geliştirilen analizde, plastik olarak şekil değiştiren zeminde (örneğin zemin kayması gibi) kazıklar daha ileri zemin şekil değiştirmelere engel olabilirler.

Kayan kütlelerin kazık sırasına uygulamış olduğu kuvvet, zemin mukavemet parametrelerinin, kazık çapı, aralığı ve yerinin bir fonksiyonu olarak açıklanabilir. Kayma yüzeyinin üzerindeki kazık kesiminde oluşan bu kuvvet şevin kaydırıcı kuvvetlerine karşı koyar, kazıkların yerleştirilmesinden sonraki şevin güvenlik sayısı da kazık boyutu ve yerinin bir fonksiyonu olarak hesaplanır.

Bu yöntemde, plastik olarak şekil değiştiren zeminde kazıkların daha ileri zemin şekil değiştirmelerinin olmasına engel olduğu varsayılır. Kazıkları tasarlamak amacıyla, yanal kuvvetlerin olabildiğince doğru bir şekilde hesaplanması gerekir. Bu kuvvetler, yine de, kayan kütle hareketinin bir fonksiyonudur. Bu kuvvetler sıfırdan (hareket olmaması durumu) son değere (büyük hareketlerin olması durumu) kadar değişebilmektedir. Ito ve Matsui (1975) tarafından geliştirilen bu kuram, bu iki uç nokta arasındaki yanal kuvvet değerini tahmin etmeye yönelik olup, zemin kayması hareketinin neden olduğu birim şekil değiştirmeden dolayı meydana gelen kayma yüzeyi boyunca kesme mukavemetinde herhangi bir azalmanın olmadığını gözönüne almıştır. Bu nedenle, Mohr-Coulomb kriterini de sağlayarak, plastik denge durumunun sadece kazığı çevreleyen zemin içinde olduğu varsayılmıştır. Sonuç olarak, kazığa etkiyen yanal kuvvet şevin denge durumu gözardı edilerek hesaplanabilir. Bu yaklaşımda kazığı çevreleyen zeminin yumuşak ve plastik şekil değiştirmeye uğrayabileceği düşünülmüştür. Plastik şekil değiştirme kuramı aşağıdaki varsayımlara dayanmaktadır.

- Zemin tabakası şekil değiştirdiği zaman, iki kayma yüzeyi, AEB ve A'E'B', x eksenine ile $((\pi/4) + (\phi/2))$ açısı yapar (Şekil 6.2).
- Mohr-Coulomb kriterinin uygulandığı AEBB'E'A' bölgesinde zemin plastik denge durumundadır.
- Aktif toprak basıncı AA' doğrultusunda etki eder.
- Zemin rijitliği zemin tabakası boyunca sabittir.
- Kazıklar rijittir.
- AEBB'E'A' bölgesindeki zeminde gerilme dağılımı gözönüne alındığında, AEB ve A'E'B'

açısı; γ , zeminin birim hacim ağırlığı; z , zemin yüzeyinden olan derinlik; $N_\phi = \tan^2[(\pi/4) + (\phi/2)]$ ve $A = D_1(D_1/D_2)^{(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1)}$, dir.

Kazığın her birim boyuna etkiyen toplam yanal zemin basıncı, plastik olarak şekil değiştiren zemin tabakası nedeniyle Eşitlik (6.2)'nin integrasyonu ile zemin tabakası derinliği boyunca (veya kritik kayma yüzeyine kadar) elde edilmektedir.

Eşitlik (6.2)'de; granüler zemin olması halinde $c = 0$, kohezyonlu zemin olması durumunda ise $\phi = 0$ alınacaktır.

Granüler zeminlerde ($c = 0$) yanal basınç p , her birim boy için Eşitlik (6.3) elde edilebilir.

$$p = \frac{\gamma}{N_\phi} \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1)} \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right) - D_2 \right] \quad (6.3)$$

Kohezyonlu zeminlerde ise içsel sürtünme ($\phi = 0$) alınarak yanal basınç p , her birim boy için Eşitlik (6.2) elde edilebilir.

$$p = c \left[D_1 \left(3 \log \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma(D_1 - D_2) \quad (6.4)$$

Yukarıda verilen eşitliklerden de görüldüğü gibi plastik şekil değiştirme kuramı her türlü zemine uygulanabilir.

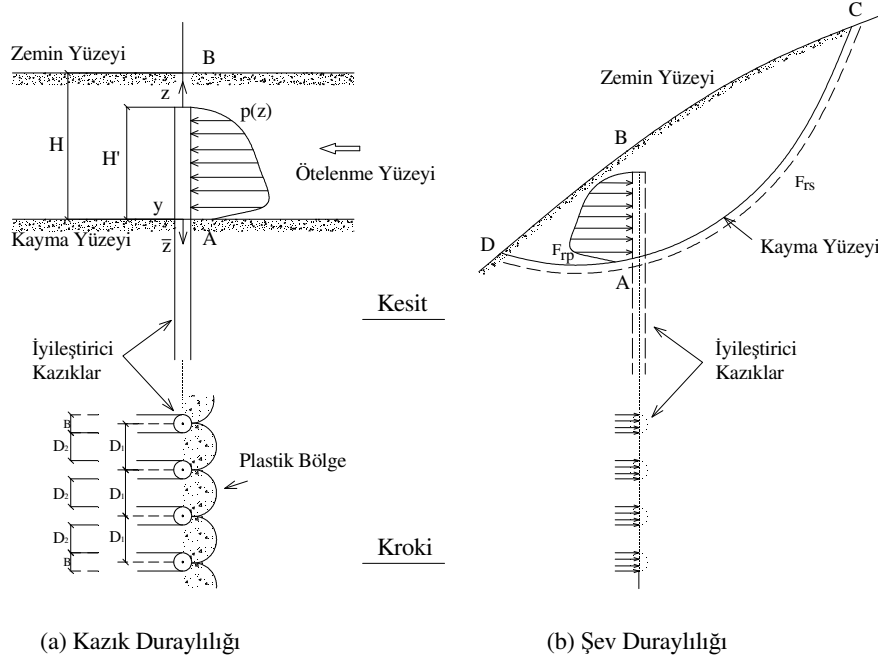
Kazık çevresinde plastik şekil değiştirmeye uğrayan tabakadan dolayı dengeleyici kazığa etkiyen toplam yanal kuvvet, F_t , Eşitlik (6.2)'in zemin tabakasının derinliği boyunca integrasyonu ile edillir. Bu eşitlik rijit kazıklar için geliştirilmiş olmasına karşın, yalnızca kazık çevresindeki şekil değiştirmeler gözönünde bulundurulduğu zaman, esnek kazıklar için de genişletilebilir. Kazık şekil değiştirmeye maruz kalmış olsa bile, böyle bir şekil değiştirmenin olduğu da varsayılabilir. Gerçekleştirilen bir seri arazi ve laboratuvar deneyleri, şekil değiştirmiş zemine gömülü kazıklardaki kuvvetleri yakın tahmin etmede bu kuramın kullanılabileceğini göstermiştir. Tutulu başlı kazıklar için de tahminlerin yakın olduğu bulunmuştur.

6.2.3 Kazıklarla İyileştirilmiş Şevlerin Duraylılık Analizleri

Duraylılık kazıklarının tasarımında önemli olan şev ve kazık duraylılığının sistematik olarak analiz edilmesidir. Çünkü kazık sırası içeren bir şevin tümüyle duraylılığı, kazık ve şevin eş

zamanlı analizi olmadan sağlanamaz.

Ito ve Matsui yöntemiyle önemli noktaları içeren bir analiz yapma olanağı vardır.



Şekil 6.3 Duraylılık kazıklarını içeren şev duraylılığı analizi

Tüm duraylılığı sağlamak için iki tür analiz yapmak gereklidir.

1. Kazık duraylılığı analizi
2. Şev duraylılığı analizi

Eğer kazıklara etkiyen yatay kuvvet biliniyorsa (ya da kayan kütleye kazıktan gelen tepki kuvveti biliniyorsa) kazıkların tasarımı ileriki bölümlerde anlatılacak yöntemlere göre yapılabilir.

6.2.4 Kazık Duraylılığı Analizleri ve Kazık Duraylılığı Analizleri için Temel Eşitlikler

Yatay yayılı yük altındaki pasif kazıkların tasarımında kullanılacak temel eşitlikler ve çeşitli tutululuk koşulları için çözümler Bölüm 6.2.4.1 ve 6.2.4.2’de anlatılmaktadır.

6.2.4.1 Elastik Zemine Oturan Sonsuz Kiriş Yöntemi

Kayma yüzeyinin altında kazıklardaki yanal tepki kuvvetinin kazık deformasyonu ile orantılı olduğu kabul edilen temel eşitlikler aşağıdaki gibi elde edilebilir.

$$\begin{aligned}
E_p I_p \frac{d^4 y_1}{d\bar{z}^4} &= p(\bar{z}) \quad -(-H' \leq \bar{z} \leq 0) \\
E_p I_p \frac{d^4 y_2}{d\bar{z}^4} &= -E_s y_2 \quad -(\bar{z} \geq 0)
\end{aligned} \tag{6.5}$$

Burada $\bar{z}$ (z-H)'a eşittir. H zemin yüzeyinden kayan yüzeye kadar olan derinlik, H' kazık tepesinden kayan yüzeye kadar olan uzaklık, y_1 ve y_2 sırasıyla, kayma yüzeyinin üstündeki ve altındaki kazık şekil değiştirmeleri, $p(\bar{z})$ yayılı yatay yük, $E_p I_p$ kazığın eğilme rijitliği ve E_s zeminin elastisite modülüdür.

Eşitlik (6.5)'de $\bar{z} \rightarrow \infty$ 'da $y_2 = 0$ koşuluna göre çözülür ise kazık şekil değiştirmelerinin genel çözümü aşağıdaki eşitlik ile çözülebilir.

$$\begin{aligned}
y_1 &= a_0 + a_1 \bar{z} + a_2 \bar{z}^2 + a_3 \bar{z}^3 + f(\bar{z}) \\
y_2 &= e^{-\beta \bar{z}} (A \cos \beta \bar{z} + B \sin \beta \bar{z})
\end{aligned} \tag{6.6}$$

Burada a_0, a_1, a_2, a_3, A ve B kazık başı sabitliği ve kayma yüzeyinde kazığın sürekliliği durumları için integral sabitleri, $f(\bar{z}) = p(\bar{z})/E_p I_p$ 'nin dört katlı belirsiz integralindeki a_0, a_1, a_2 ve a_3 integral sabitlerinin dışarıda bırakıldığı durumda çözümün artanı ve β ise $\sqrt[4]{E_s / 4E_p I_p}$ 'dir. Eşitlik (6.5)'deki $p(\bar{z})$ aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$p(\bar{z}) = f_1 + f_2 \bar{z} \tag{6.7}$$

Burada f_1 ve f_2 Eşitlik (6.2)'den elde edilen sabitlerdir. Bu durumda Eşitlik (6.6)'nın ilk kısmı aşağıdaki biçime dönüştürülür.

$$y_1 = a_0 + a_1 \bar{z} + a_2 \bar{z}^2 + a_3 \bar{z}^3 + \frac{f_1}{24E_p I_p} \bar{z}^4 + \frac{f_2}{120E_p I_p} \bar{z}^5 \tag{6.8}$$

Eşitlik (6.8)'in $\bar{z}$ 'e göre diferansiyeli alınırsa,

$$\begin{aligned}
\frac{dy_1}{d\bar{z}} &= a_1 + 2a_2 \bar{z} + 3a_3 \bar{z}^2 + \frac{f_1}{6E_p I_p} \bar{z}^3 + \frac{f_2}{24E_p I_p} \bar{z}^4 \\
\frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} &= 2a_2 + 6a_3 \bar{z} + \frac{f_1}{2E_p I_p} \bar{z}^2 + \frac{f_2}{6E_p I_p} \bar{z}^3 \\
\frac{d^3 y_1}{d\bar{z}^3} &= 6a_3 + \frac{f_1}{E_p I_p} \bar{z} + \frac{f_2}{2E_p I_p} \bar{z}^2
\end{aligned} \tag{6.9}$$

Eşitlik (6.8)'in ikinci kısmının $\bar{z}$ 'e göre diferansiyeli de alınırsa,

$$\begin{aligned}\frac{dy_2}{d\bar{z}} &= -\beta e^{-\beta\bar{z}} [(A-B)\cos \beta\bar{z} + (A+B)\sin \beta\bar{z}] \\ \frac{d^2 y_2}{d\bar{z}^2} &= 2\beta^2 e^{-\beta\bar{z}} (A \sin \beta\bar{z} - B \cos \beta\bar{z}) \\ \frac{d^3 y_2}{d\bar{z}^3} &= 2\beta^3 e^{-\beta\bar{z}} [(A+B)\cos \beta\bar{z} - (A-B)\sin \beta\bar{z}]\end{aligned}\quad (6.10)$$

elde edilir.

Kazığın kayan yüzeydeki süreklilik koşulları aşağıda verilmektedir.

$$\begin{aligned}[y]_{\bar{z}=0} &= [y_1]_{\bar{z}=0} = [y_2]_{\bar{z}=0} \\ [\theta]_{\bar{z}=0} &= \left[\frac{dy_1}{d\bar{z}} \right]_{\bar{z}=0} = \left[\frac{dy_2}{d\bar{z}} \right]_{\bar{z}=0} \\ [M]_{\bar{z}=0} &= \left[\frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=0} = \left[\frac{d^2 y_2}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=0} \\ [S]_{\bar{z}=0} &= \left[\frac{d^3 y_1}{d\bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=0} = \left[\frac{d^3 y_2}{d\bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=0}\end{aligned}\quad (6.11)$$

Burada y kazığın şekil değiştirmesi, θ kazığın şekil değiştirme açısı, M kazığın eğilme momenti ve S kazığın kesme kuvvetidir. Eşitlik (6.9) ve (6.10)'nun Eşitlik (6.11)'e yerine konulmasıyla aşağıdaki sonuçlar elde edilir.

$$\begin{aligned}a_0 &= A \\ a_1 &= -\beta(A-B) \\ a_2 &= -\beta^2 B \\ 3a_3 &= \beta^3(A+B)\end{aligned}\quad (6.12)$$

• Serbest Başlı Kazık Çözümü

Kazık başındaki ($\bar{z} = -H'$) eğilme momenti ve kesme kuvveti sıfır olduğundan dolayı,

$$\begin{aligned}[M]_{\bar{z}=-H'} &= -E_p I_p \left[\frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0 \\ [S]_{\bar{z}=-H'} &= -E_p I_p \left[\frac{d^3 y_1}{d\bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0\end{aligned}\quad (6.13)$$

dır. Kazığın Eşitlik (6.12) ve (6.13)'deki altı durumunu kullanarak Eşitlik (6.16)'daki altı adet integral sabiti elde edilir.

$$\begin{aligned}
 a_0 &= \frac{H'}{12E_p I_p \beta^3} [3(2 + \beta H')f_1 - H'(3 + 2\beta H')f_2] \\
 a_1 &= \frac{-H'}{12E_p I_p \beta^2} [6(1 + \beta H')f_1 - H'(3 + 4\beta H')f_2] \\
 a_2 &= \frac{(H')^2}{12E_p I_p} [3f_1 - 2H'f_2] \\
 a_3 &= \frac{H'}{12E_p I_p} [2f_1 - H'f_2] \\
 A &= \frac{-H'}{12E_p I_p \beta^3} [3(2 + \beta H')f_1 - H'(3 + 2\beta H')f_2] \\
 B &= \frac{-(H')^2}{12E_p I_p \beta^2} [3f_1 - 2H'f_2]
 \end{aligned} \tag{6.14}$$

Kayma yüzeyinin üzerindeki maksimum eğilme momenti $M_{1,\max}$, kazık başında aşağıdaki gibi oluşur.

$$[M_{1,\max}]_{\bar{z}=0} = -E_p I_p \left[\frac{d^3 y_2}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=0} = -2E_p I_p a_2 \quad (-H' \leq \bar{z} \leq 0) \tag{6.15}$$

Kayma yüzeyinin altındaki maksimum eğilme momenti $M_{2,\max}$, $\bar{z}_2$ derinliğinde (kesme kuvvetinin sıfır olduğu derinlik) oluşur.

$$[S]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = -E_p I_p \left[\frac{d^3 y_2}{d\bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = 0 \tag{6.16}$$

Bu durumda,

$$\bar{z}_2 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{A+B}{A-B} \tag{6.17}$$

O halde maksimum moment,

$$[M_{2,\max}]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = -E_p I_p \left[\frac{d^2 y_2}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = -2E_p I_p \beta^2 e^{-\beta \bar{z}_2} (A \sin \beta \bar{z}_2 - B \cos \beta \bar{z}_2) \quad (\bar{z} \geq 0) \tag{6.18}$$

- **Dönmesi Engellenmiş Başlı Kazık Çözümü**

Kazığın şekil değiştirme açısı ve kazık başındaki kesme kuvveti sıfır olduğundan dolayı,

$$\begin{aligned} [\theta]_{\bar{z}=-H'} &= \left[\frac{dy_1}{d\bar{z}} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0 \\ [S]_{\bar{z}=-H'} &= -E_p I_p \left[\frac{d^3 y_1}{d\bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0 \end{aligned} \quad (6.19)$$

dır. Eşitlik (6.12) ve (6.19)'daki altı kazık durumunu kullanarak Eşitlik (6.6)'daki altı adet integral sabiti elde edilir.

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{H'}{48E_p I_p \beta^3 (1 + \beta H')} \left[4(2\beta^2 (H')^2 + 6\beta H' + 3)f_1 - H'(5\beta^2 (H')^2 + 12\beta H' + 6)f_2 \right] \\ a_1 &= \frac{-(H')^2}{24E_p I_p \beta (1 + \beta H')} \left[4(3 + 2\beta H')f_1 - H'(6 + 5\beta H')f_2 \right] \\ a_2 &= \frac{H'}{48E_p I_p \beta (1 + \beta H')} \left[4(2\beta^2 (H')^2 - 3)f_1 - H'(5\beta^2 (H')^2 - 6)f_2 \right] \\ a_3 &= \frac{H'}{12E_p I_p} [2f_1 - H'f_2] \\ A &= \frac{H'}{48E_p I_p \beta^3 (1 + \beta H')} \left[4(2\beta^2 (H')^2 + 6\beta H' + 3)f_1 - H'(5\beta^2 (H')^2 + 12\beta H' + 6)f_2 \right] \\ B &= \frac{H'}{48E_p I_p \beta^3 (1 + \beta H')} \left[4(2\beta^2 (H')^2 - 3)f_1 - H'(5\beta^2 (H')^2 - 6)f_2 \right] \end{aligned} \quad (6.20)$$

Maksimum eğilme momentleri $M_{1,\max}$ ve $M_{2,\max}$ aşağıdaki gibidir.

$$[M_{1,\max}]_{\bar{z}=-H'} = -E_p I_p \left(2a_2 - 6a_3 H' + \frac{f_1}{2E_p I_p} (H')^2 - \frac{f_2}{6E_p I_p} (H')^3 \right) \quad (-H' \leq \bar{z} \leq 0) \quad (6.21)$$

$$[M_{2,\max}]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = -2E_p I_p \beta^2 e^{-\beta \bar{z}_2} (A \sin \beta \bar{z}_2 - B \cos \beta \bar{z}_2) \quad (\bar{z} \geq 0) \quad (6.22)$$

Burada $\bar{z}_2$ Eşitlik (6.17)'de verilen $\bar{z}_2 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{A+B}{A-B}$ değeridir.

- **Mafsal Başlı Kazık Çözümü**

Kazık başındaki şekil değiştirme ve eğilme momenti sıfır olduğundan dolayı,

$$\begin{aligned}
[y]_{\bar{z}=-H'} &= [y_1]_{\bar{z}=-H'} = 0 \\
[M]_{\bar{z}=-H'} &= -E_p I_p \left[\frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0
\end{aligned} \tag{6.23}$$

dır. Eşitlik (6.12) ve (6.23)'deki altı kazık durumunu kullanarak Eşitlik (6.6)'daki altı adet integral sabiti elde edilir.

$$\begin{aligned}
a_0 &= \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta [1 + 2(1 + \beta H')^3]} \left[15(2 + \beta H')(3 + \beta H')f_1 - H'(7\beta^2(H')^2 + 27\beta H' + 30)f_2 \right] \\
a_1 &= \frac{-(H')^2}{120E_p I_p \beta [1 + 2(1 + \beta H')^3]} \\
&\quad * \left[15(2\beta^3(H')^3 + 5\beta^2(H')^2 - 6)f_1 - H'(14\beta^3(H')^3 + 27\beta^2(H')^2 - 30)f_2 \right] \\
a_2 &= \frac{(H')^2}{120E_p I_p [1 + 2(1 + \beta H')^3]} \left[15(\beta^3(H')^3 - \beta H' - 6)f_1 - H'(7\beta^3(H')^3 - 30\beta H' - 30)f_2 \right] \\
a_3 &= \frac{\beta(H')^2}{120E_p I_p [1 + 2(1 + \beta H')^3]} \left[5(5\beta^2(H')^2 + 12\beta H' + 6)f_1 - H'(9\beta^2(H')^2 + 20\beta H' + 10)f_2 \right] \\
A &= \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta [1 + 2(1 + \beta H')^3]} \left[15(2 + \beta H')(3 + \beta H')f_1 - H'(7\beta^2(H')^2 + 27\beta H' + 30)f_2 \right] \\
B &= \frac{-(H')^2}{120E_p I_p \beta^2 [1 + 2(1 + \beta H')^3]} \left[15(\beta^3(H')^3 - 6\beta H' - 6)f_1 - H'(7\beta^3(H')^3 - 30\beta H' - 30)f_2 \right]
\end{aligned} \tag{6.24}$$

Maksimum eğilme momentleri $M_{1,\max}$ ve $M_{2,\max}$ aşağıdaki gibidir.

$$[M_{1,\max}]_{\bar{z}=\bar{z}_1} = -E_p I_p \left(2a_2 + 6a_3 \bar{z}_1 + \frac{f_1}{2E_p I_p} (\bar{z}_1)^2 - \frac{f_2}{6E_p I_p} (\bar{z}_1)^3 \right) \quad (-H' \leq \bar{z} \leq 0) \tag{6.25}$$

$$[M_{2,\max}]_{\bar{z}=0} = 2B\beta^2 E_p I_p \quad (\bar{z} \geq 0) \tag{6.26}$$

Burada $[S]_{\bar{z}=\bar{z}_1} = 0$ 'dan

$$\bar{z}_1 = \frac{-f_1 \pm \sqrt{(f_1)^2 - 12E_p I_p a_3 f_2}}{f_2} \tag{6.27}$$

olarak elde edilir.

• **Tutulu Başlı Kazık Çözümü**

Şekil değiştirme ve kazık başındaki şekil değiştirme açısı sıfır olduğundan dolayı,

$$\begin{aligned} [y]_{\bar{z}=-H'} &= [y_1]_{\bar{z}=-H'} = 0 \\ [\theta]_{\bar{z}=-H'} &= \left[\frac{dy_1}{d\bar{z}} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0 \end{aligned} \quad (6.28)$$

dır. Eşitlik (6.12) ve (6.28)'deki altı kazık durumunu kullanarak Eşitlik (6.6)'daki altı adet integral sabiti elde edilir.

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{(H')^4}{120E_p I_p (1 + \beta H') [2 + (1 + \beta H')^3]} \left[5(3 + \beta H')^2 f_1 - H' (2\beta^2 (H')^2 + 9\beta H' + 12) f_2 \right] \\ a_1 &= \frac{-(H')^3}{120E_p I_p (1 + \beta H') [2 + (1 + \beta H')^3]} \\ &\quad * \left[10(\beta^3 (H')^3 + 3\beta^2 (H')^2 - 6) f_1 - H' (4\beta^3 (H')^3 + 9\beta^2 (H')^2 - 15) f_2 \right] \\ a_2 &= \frac{\beta (H')^3}{120E_p I_p (1 + \beta H') [2 + (1 + \beta H')^3]} \\ &\quad * \left[5(\beta^3 (H')^3 - 9\beta H' - 12) f_1 - H' (2\beta^3 (H')^3 - 12\beta H' - 15) f_2 \right] \\ a_3 &= \frac{\beta^2 (H')^3}{120E_p I_p [2 + (1 + \beta H')^3]} \left[10(2 + \beta H') f_1 - H' (5 + 3\beta H') f_2 \right] \\ A &= \frac{(H')^4}{120E_p I_p (1 + \beta H') [2 + (1 + \beta H')^3]} \left[5(3 + \beta H')^2 f_1 - H' (2\beta^2 (H')^2 + 9\beta H' + 12) f_2 \right] \\ B &= \frac{-(H')^3}{120E_p I_p \beta (1 + \beta H') [2 + (1 + \beta H')^3]} \\ &\quad * \left[5(\beta^3 (H')^3 - 9\beta H' - 12) f_1 - H' (2\beta^3 (H')^3 - 12\beta H' - 15) f_2 \right] \end{aligned} \quad (6.29)$$

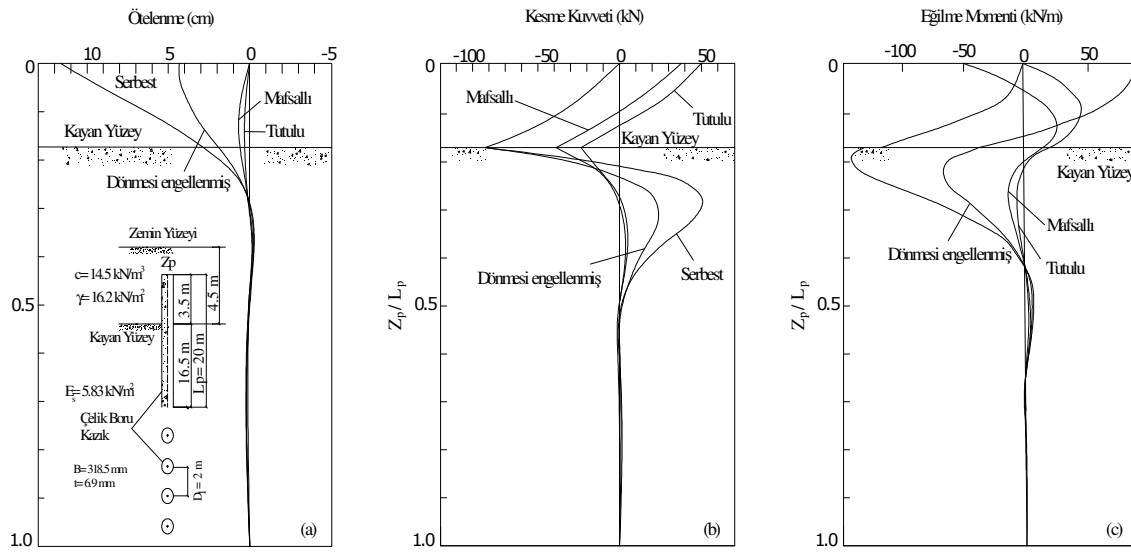
Maksimum eğilme momentleri $M_{1,\max}$ ve $M_{2,\max}$ aşağıdaki gibidir.

$$[M_{1,\max}]_{\bar{z}=-H'} = -E_p I_p \left(2a_2 + 6a_3 H' + \frac{f_1}{2E_p I_p} (H')^2 - \frac{f_2}{6E_p I_p} (H')^3 \right) \quad (-H' \leq \bar{z} \leq 0) \quad (6.30)$$

$$[M_{12\max}]_{\bar{z}=0} = 2B\beta^2 E_p I_p \quad (\bar{z} \geq 0) \quad (6.31)$$

Şekil 6.4'de çelik boru kazıklar için elde edilen eşitlikler kullanılarak hesaplanmış yerdeğiştirme, kesme kuvveti ve moment dağılımları gösterilmiştir. Burada L kazık boyu, Z_p kazık başından başlayan derinliktir. Kazık başı tutululuk koşulları ise serbest başlı (dönme ve yerdeğiştirme var), dönmesi engellenmiş başlı (dönme sınırlanmış, yerdeğiştirebilir), mafsal

başlı (dönme var, yerdeğiştirme sınırlanmış) ve tutulu başlıdır (yerdeğiştirme ve dönme sınırlanmış). İzin verilebilir eğilme ve kesme gerilmeleri $1.57 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ ve $0.98 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ olduğu varsayılan bir kazıkta duraylılık Çizelge 6.1’de gösterilmiştir. Çizelge 6.1’de görüldüğü gibi eğilme momenti için güvenlik sayısı kesme kuvveti için güvenlik sayısından daha küçüktür. Bu nedenle kazık duraylılığında güvenlik sayısı, izin verilebilir eğilme gerilmesi ile etkiyen maksimum eğilme gerilmesinin karşılaştırılması ile elde edildiğinde daha kritik olmaktadır.



Şekil 6.4 Çelik boru kazıklar için mevcut eşitlikler kullanılarak hesaplanmış yerdeğiştirme, kesme kuvveti ve moment dağılımları

Çizelge 6.1 Kazık duraylılığında güvenlik sayısı

Kazık Başının Tutululuk Koşulu	Kazık Duraylılığının Güvenlik Sayısı	
	Eğilme Gerilmesi	Kesme Gerilmesi
Serbest Başlı	0.58	8.52
Yer Değiştirmeli, Dönmesi Engellenmiş Başlı	0.91	8.52
Mafsal Başlı	1.84	10.93
Tutulu Başlı	1.52	12.44

$$(FS)_{kazık} = \frac{\sigma_{izin\ verilen}}{\sigma_{maksimum}} \quad (6.32)$$

Kazıkta kesme göçmesi meydana gelmese bile kazığın etkisinde kaldığı maksimum eğilme gerilmesi incelenmelidir. Eğer Eşitlik 6.32’den elde edilen güvenlik sayısı 1’den büyük ise kazık güvenliği sağlanmıştır.

6.2.5 Şev Duraylılığı Analizleri

Şev duraylılığı analizleri, kayma yüzeyi üzerindeki CADBC (Şekil 6.3) kütlelerine etkiyen kaydırıcı ve direnen kuvvetlerin (F_r ve F_d) karşılaştırılması ile ele alınabilir. Durdurucu kuvvet F_r CAD kayma yüzeyi boyunca zeminde oluşan kayma direnci ve AB düzlemine yerleştirilen kazık sırasına gelen kazık kuvvetinin toplanmasıyla elde edilir. Kazıklar arası bölgede ABCA ve ABDA kütleleri tek bir kütle gibi yer değiştirirler, yalnızca kazık çevresi zemini plastik duruma ulaşır ki bu da gözardı edilebilir.

Şev duraylılığında güvenlik sayısına kazık direnci de katıldığı zaman,

$$(FS)_{şev} = \frac{F_r}{F_d} = \frac{(F_{rs} + F_{rp})}{F_d} \quad (6.33)$$

olarak elde edilir. Burada F_{rs} ve F_d kuvvetleri şev duraylılığı analizlerinden dilim yöntemi gibi herhangi bir yöntemle elde edilebilir. Diğer taraftan, F_{rp} tek bir kazığın tepki kuvvetinin kazıklar arası aralığa (D_1) bölünmesiyle elde edilir. Kazıkta kesme ile göçme oluşursa F_{rp} , kazığın kayma yüzeyindeki kesme dayanımından elde edilmelidir. Eşitlik (6.33)'den elde edilen güvenlik sayısı gerekli olandan büyükse şev güvenliği sağlanmıştır. Şev duraylılığının sağlanması için güvenliğin bir miktar artırılması yeterlidir. Gerekli güvenlik sayısı TS 8853'den (1991) alınabilir.

$P(z)$, Eşitlik (6.2)'den elde edilen, kayan kütleye yerleştirilmiş bir kazığa etkiyen maksimum yatay kuvvettir. Kazık kesitinin yeterli dayanıma sahip olması halinde zeminden kazık sırasına iletilen kuvvet ya da kazık sırasından zemine iletilen tepki kuvveti aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$F_t = \left(\frac{P_{(z=0)} + P_{(z=z)}}{2} \right) Dz \quad (6.34)$$

Burada $P(z)$, zemin kayma dayanımı parametrelerine, D_2/D_1 oranına, kazık çapına, derinliğe bağlı yatay zemin itkisidir. 1 m genişliğindeki şeve etkiyen kazık kuvveti ise şu şekilde elde edilir.

$$F_p = \frac{F_t}{D_1} \quad (6.35)$$

Burada F_t tek kazık yatay kuvveti, D_1 kazıklar arası aralıktır. Kuvvetin etkime noktası ise,

$$y_m = \frac{2 \left(P_{(z=0)} \frac{z^2}{2} + (P_{(z=z)} - P_{(z=0)}) \frac{z}{2} \frac{2z}{3} \right)}{(P_{(z=z)} + P_{(z=0)})} \quad (6.36)$$

şeklinde bulunabilir.

Buradan elde edilen F_t değerine kazık mukavemetinin yeterli gelmediği durumlarda kazıkları çoklu sıralar halinde teşkil etme zorunluluğu doğmaktadır.

Şev duraylılığı analizlerinden elde edilen yatay kuvvet değerleri normal koşullar altında hiç bir zaman bu değerlere ulaşmamaktadır. Daha düşük yatay kuvvetlerin karşılanması için $P(z)$ 'yi azaltmak gerekir. Bu da kazık çapını azaltmak ve kazıklar arası aralığı artırmakla olanaklı olabilmektedir. Kazık kesitinin elverdiği ölçüde minimum sayı ve çapta kazık kullanmak gerektiği açıktır.

7. ŞEV DURAYLILIĞININ DÜŞEY KAZIKLARLA SAĞLANMASI AMACIYLA YAPILMIŞ ÇALIŞMALAR

7.1 E. Ausilio, E. Conte ve G. Dente Tarafından Yapılmış Bir Çalışma

E. Ausilio, E. Conte ve G. Dente (2001) tarafından yapılmış olan ve “Kazıklarla İyileştirilmiş Şevlerin Duraylılık Analizi” adlı çalışmada, kazıklarla iyileştirilmiş şevlerin duraylılık analizinde kinematik limit analiz yaklaşımı kullanılmıştır. Önce kazıksız şevlerin durumu incelenmiş ve şevlerin güvenlik sayısını belirlemede yeni bir yöntem geliştirilmiştir. Sonra, sonuçlar limit denge metodu ve üst ve alt limit sınır analizi çözümleri kullanılarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Daha sonra da kazıklarla iyileştirilmiş şevlerin duraylılığı analiz edilmiştir. Şevin güvenlik sayısını istenilen değere artırmak için gerekli olan kuvvet ve kazıkların istenilen güvenliği sağlayabilmesi için şevde en uygun hangi yere yerleştirilmesi gerektiği ile ilgili yaklaşımlar geliştirilmiştir.

7.1.1 Kazıksız Şevlerin Duraylılık Analizi

Limit analizde, şev duraylılığı probleminin çözümü, genellikle şev sınırındaki bazı kesimlerde ya kritik şev yüksekliğine ya da uygulanan sınır kuvvetinine göre açıklanmaktadır. Eğer sınır yükü yoksa, göçme zeminin kendi ağırlığı altında da gerçekleşebilir.

Şev duraylılığı analizi geleneksel olarak güvenlik sayısı ve zeminin mukavemet parametreleri ile açıklanabilir.

$$FS = \frac{c}{c_m} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m} \quad (7.1)$$

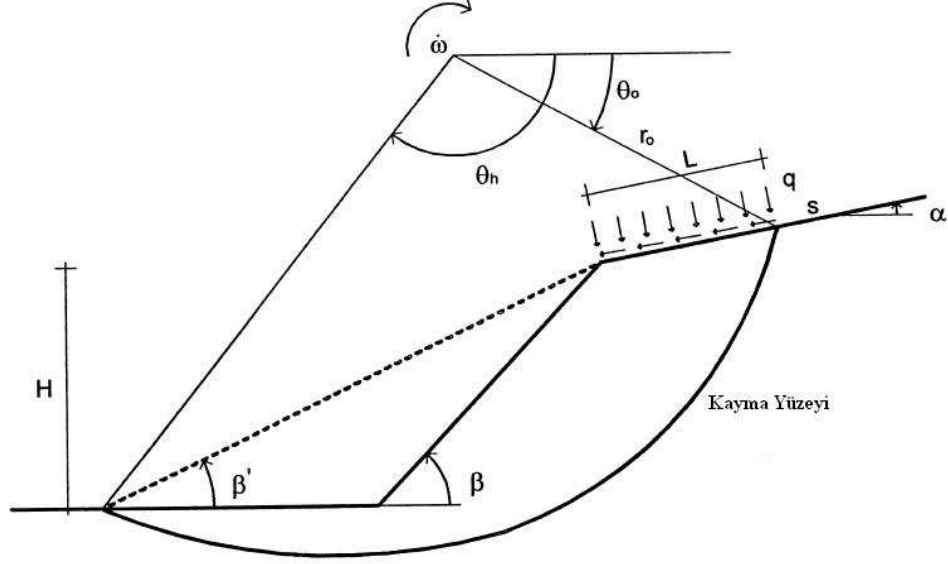
Burada, FS , güvenlik sayısı; c , kohezyon; φ , içsel sürtünme açısı; c_m ve φ_m de mobilize olmuş kohezyon ve içsel sürtünme açısıdır. Karal (1977) ve Donald ve Chen (1997) kinematik limit analiz yaklaşımını kullanarak şevlerin stabilitesini analiz etmek için Eşitlik (7.1)’de tanımlanan güvenlik sayısını kabul etmişlerdir.

Logaritmik spiral eşitliğiyle tanımlanan ve Şekil (7.1)’de gösterilen kayma yüzeyi, kinematik mekanizmayı gözönüne almaktadır.

$$r = r_0 e^{(\theta - \theta_0) \frac{tg\varphi}{FS}} \quad (7.2)$$

Burada, r_0 , θ_0 ’a göre logaritmik spiralın yarıçapıdır. Kayan zemin kütlesi, ω açısal hızıyla

dönme merkezinde rijit bir şekilde döner. Daha önce Chen (1975) tarafından düşünülmüş olan bu mekanizma geometriksel olarak $\beta', \theta_0, \theta_h$ açıları (Şekil 7.1) ve mobilize olmuş içsel sürtünme açısıyla $\left(\frac{tg \varphi}{FS} \right)$ tanımlanır. Şekil (7.1)'de şev geometrisinde H yükseklik ve açılar α ve β ile gösterilmiştir.



Şekil 7.1 Şev göçme mekanizması

Zemin ağırlığı ve sürşarj yüklerinin bileşimi olan dış iş oranı bu aşamada $\dot{W}$ ve $\dot{Q}$ olarak gösterilmiştir. Zemin ağırlığının neden olduğu iş oranı,

$$\dot{W} = \gamma_0^3 \dot{\omega} [f_1 - f_2 - f_3 - f_4] \quad (7.3)$$

$$f_1 = \frac{\{ (3tg \varphi^* \cos \theta_h + \sin \theta_h) \exp[3(\theta_h - \theta_0)tg \varphi^*] - tg \varphi^* \cos \theta_0 - \sin \theta_0 \}}{3(1 + 9tg^2 \varphi^*)} \quad (7.3a)$$

$$f_2 = \frac{1}{6} \frac{L}{r_0} \left(2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha \right) \sin(\theta_0 + \alpha) \quad (7.3b)$$

$$f_3 = \frac{1}{6} \exp[(\theta_h - \theta_0)tg \varphi^*] \left[\sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin(\theta_h + \alpha) \right] x \quad (7.3c)$$

$$\left\{ \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha + \cos \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0)tg \varphi^*] \right\}$$

$$f_4 = \frac{H^2}{r_0^2} \frac{\sin(\beta - \beta')}{2 \sin \beta \sin \beta'} \left[\cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha - \frac{1}{3} \frac{H}{r_0} (\cot g \beta + \cot g \beta') \right] \quad (7.3d)$$

$$(tg \varphi^* = \frac{tg \varphi}{FS})$$

Burada, γ , zeminin birim hacim ağırlığı; $f_1 - f_4$ fonksiyonları Chen (1975) tarafından bulunmuş olup $\theta_0, \theta_h, \alpha, \beta, \beta'$ ve mobilize olmuş içsel sürtünme açısına bağlı fonksiyonlardır.

Şekil 7.1'de de görüldüğü gibi kayma yüzeyi şev topuğunun altından geçmektedir. W için aynı ifade kullanıldığında $f_4 = 0$ ve $\beta' = \beta$ olur.

Şev sürşarj yükü etkisinde kaldığı zaman (Şekil 7.1'de görüldüğü gibi) ise iş oranı,

$$\dot{Q} = q L \omega \left[r_0 \cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{L}{2} \right] + s L \omega r_0 \sin(\theta_0 + \alpha) \quad (7.4)$$

olarak ifade edilir. Burada, L , şevin tepe noktası ile kenarı arasındaki uzaklıktır (Şekil 7.1); q ve s , ise sırasıyla uygulanan normal ve kayma gerilmesidir.

Rijit-blok mekanizmasında kayma yüzeyi boyunca sadece enerji yayılması gözönüne alınır.

Enerji yayılması oranı, $\dot{D}$ Eşitlik (7.5)'daki gibi gösterilebilir.

$$\dot{D} = \frac{c r_0^2}{2 tg \varphi} \dot{\omega} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{tg \varphi}{FS}} - 1 \right] \quad (7.5)$$

Dış iş oranının enerji yayılma oranına eşitlenmesiyle,

$$\dot{W} + \dot{Q} = \dot{D} \quad (7.6)$$

elde edilir. $\dot{W}$, $\dot{Q}$ ve $\dot{D}$ değerleri Eşitlik (7.6)'da yerine konulduğunda,

$$\gamma \frac{H}{A} (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) + q B \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] + s B \sin(\theta_0 + \alpha) = \frac{c}{2 tg \varphi} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{tg \varphi}{FS}} - 1 \right] \quad (7.7)$$

$$A = \frac{\sin \beta'}{\sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{tg \varphi}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \quad (7.8)$$

$$B = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin(\theta_h + \alpha)} - \frac{\sin(\theta_h + \beta')}{\sin(\theta_h + \alpha)\sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{\frac{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \quad (7.9)$$

A ve B değerleri sırasıyla H ve L ile bağlantılı olup Eşitlik (7.10)'daki gibidir.

$$H = A r_0 \quad (7.10a)$$

$$L = B r_0 \quad (7.10b)$$

Burada, L Şekil (7.1)'de gösterilen mesafedir.

FS değeri, şev yüksekliğinin üst-sınırı Eşitlik (7.7)'nin çözümüyle belirlenebilir.

$$H = \frac{A}{\gamma} \frac{c}{2 \tan \varphi} \frac{\left[e^{\frac{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi}{FS}} - 1 \right] - q B \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] - s B \sin(\theta_0 + \alpha)}{(f_1 - f_2 - f_3 - f_4)} \quad (7.11)$$

H için en düşük alt sınır, θ_0, θ_h ve β' 'e göre $H = f(\theta_0, \theta_h, \beta')$ fonksiyonunun minimize edilmesiyle bulunabilir. Ayrıca, bu açılar Eşitlik (7.11)'de yerine konulduğunda şevin kritik yüksekliği elde edilebilir. Bu, istenilen FS değeriyle şevi dengede tutmak için olası maksimum yüksekliktir. Sonra güvenlik sayısının doğru değeri, kritik yüksekliğe eşit oluncaya kadar Eşitlik (7.1)'e göre zeminin kayma mukavemeti parametrelerini değiştirerek tekrarlanan bir yöntemle bulunabilir.

Bir diğer seçenek olarak, güvenlik sayısı doğrudan doğruya Eşitlik (7.12)'de görülen eşitliklerin çözülmesiyle de bulunabilir.

$$\begin{cases} \frac{\partial H}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \theta_h} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \beta'} = 0 \\ H = H_{gerçek} \end{cases} \quad (7.12)$$

Burada, $H_{gerçek}$, şevin gerçek yüksekliğidir. Eşitlik (7.12)'de bilinmeyenler $\theta_0, \theta_h, \beta'$ ve

FS 'dir. Bu nedenle Eşitlik (7.12)'ün çözümü FS 'in değerini ve olası kayma yüzeyinin yerini verir.

Eşitlik (7.12)'den elde edilen FS değerleri ve diğer araştırmacılar tarafından farklı yöntemlerle bulunmuş FS değerlerini karşılaştırmak için Çizelge 7.1 hazırlanmıştır.

Çizelge 7.1 Farklı yöntemlerle hesaplanan güvenlik sayılarının karşılaştırılması

β (oran)	c (kPa)	φ ($^{\circ}$)	FS (analitik yöntem)	FS (yerel FS yöntemi)	FS (Bishop yöntemi)	FS (Eşitlik (7.12))
1:1	25	20	1.81	1.87	1.74	1.73
1:1	20	20	1.60	1.68	1.50	1.51
1:1	15	20	1.39	1.46	1.29	1.28
1:1	10	20	1.17	1.00	1.05	1.04
1:1	30	15	1.81	1.85	1.75	1.76
1:1	25	15	1.60	1.65	1.53	1.55
1:1	20	15	1.40	1.45	1.32	1.34
1:1	15	15	1.19	1.24	1.11	1.12
1:1	10	15	0.98	1.00	0.89	0.89
1:1	25	10	1.40	1.42	1.35	1.38
1:1	20	10	1.20	1.23	1.15	1.17
1:1	15	10	1.00	1.00	0.97	0.96
2:1	20	20	2.01	2.05	2.09	2.07
2:1	15	20	1.76	1.85	1.82	1.81
2:1	10	20	1.51	1.60	1.54	1.53
2:1	5	20	1.24	1.23	1.21	1.21
2:1	25	15	1.98	1.87	2.05	2.05
2:1	20	15	1.74	1.72	1.78	1.79
2:1	15	15	1.49	1.54	1.53	1.54
2:1	10	15	1.25	1.29	1.29	1.27
2:1	5	15	0.99	1.00	0.99	0.98
2:1	15	10	1.23	1.19	1.27	1.27
2:1	10	10	0.99	1.00	1.03	1.02

Çizelge (7.1)'de Eşitlik (7.12)'den elde edilen FS ile Cao ve Zaman (1999)'ın kullanmış oldukları 3 farklı yöntem (Bishop yöntemi (1955), Huang ve Yamasaki (1993) tarafından geliştirilen FS yöntemi, Cao ve Zaman (1999) tarafından yakın zamanda geliştirilmiş olan

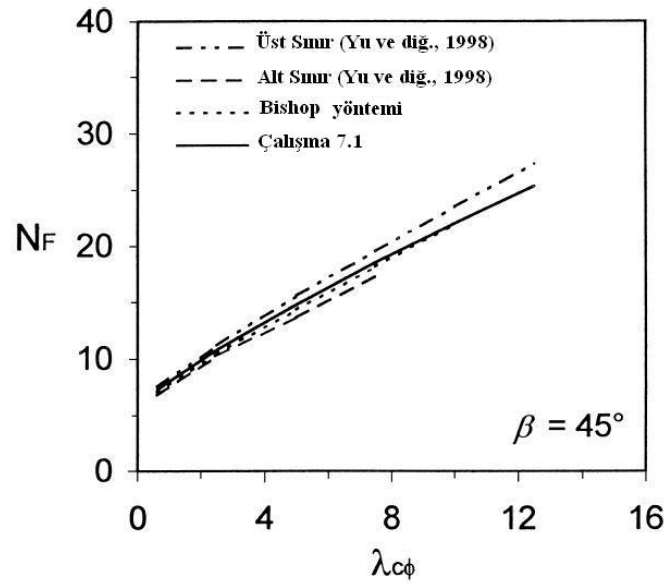
analitik yöntem) sonuçlarının karşılaştırılması görülmektedir. Çizelge (7.1)'de görüldüğü gibi Eşitlik (7.12) ile elde edilen güvenlik sayıları değerleri Bishop yöntemine çok yakın olmakla birlikte Cao ve Zaman (1999)'ın geliştirmiş olduğu yöntemle de iyi bir uyum içerisinde.

Yu ve diğ. (1998), son yıllarda, şevlerin duraylılık analizleri için üst-sınır ve alt-sınır çözümlerini ortaya koymuştur. Bu sonuçlar, lineer programlama tekniklerine ve limit analiz sınır teoremlerinin sonlu elemanlar formülasyonuna dayalı, geliştirilmiş iki yeni nümerik yöntem kullanılarak elde edilmiştir. Karşılaştırma amaçlı, Yu ve diğ. (1998) ayrıca şev güvenlik sayısını hesaplamak için Bishop limit denge yöntemini (1955) de uygulamışlardır.

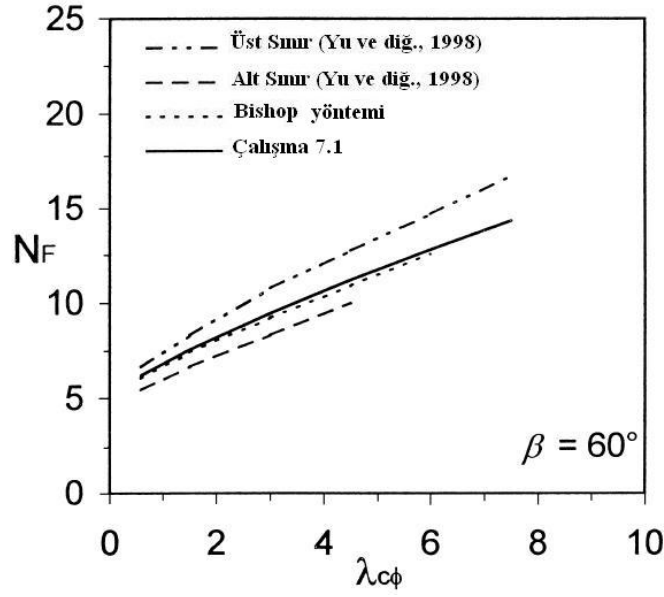
Sonuçlar daha önce Janbu (1954) tarafından geliştirilen boyutsuz $\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H \tan \phi}{c}$ parametresi

ile duraylılık sayısı $N_F = \frac{\gamma H FS}{c}$, in birbiri arasındaki ilişkiyi grafiksel olarak

göstermişlerdir. Şekil (7.2) ve (7.3)'de, şev açısı β 'nin iki değeri için, bu çalışmada elde edilen N_F sayısı ile Yu ve diğ. (1998) tarafından elde edilen sonuçların karşılaştırılması görülmektedir. Görüldüğü üzere, Eşitlik (7.12)'den elde edilen sonuçlar büyük ölçüde Bishop yöntemi ve sonlu elemanlar yönteminin kullanılmasıyla elde edilen sonuçlarla uyum içerisinde. Ayrıca, basit bir rijit-blok mekanizmasına dayanılarak geliştirilen üst-sınır çözümünden sağlanan FS değerlerinin, Yu ve diğ. (1998) tarafından, rijit kitle hareketi ve devamlı şekil değiştirmeleri içeren bir göçme mekanizmasına dayanan, daha karmaşık bir üst-sınır çözümünden elde edilen değerlerden daha küçük olduğu da gözönüne alınmalıdır.

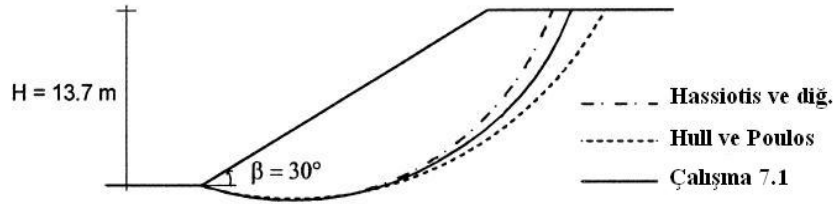


Şekil 7.2 Şev açısı $\beta = 45^\circ$ için duraylılık sayısı N_F 'in karşılaştırılması



Şekil 7.3 Şev açısı $\beta = 60^\circ$ için duraylılık sayısı N_F 'in karşılaştırılması

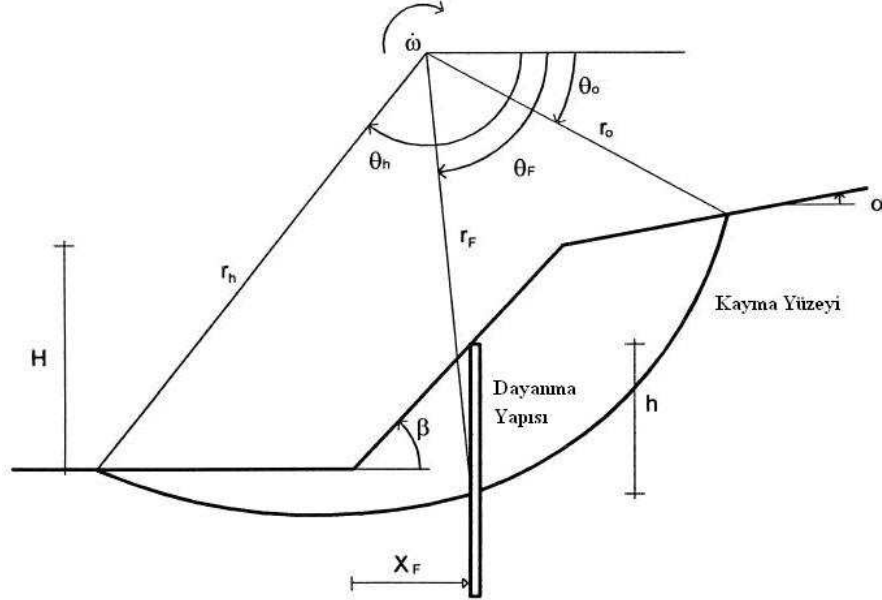
Örnek olarak, $H = 13.7$ m ve $\beta = 30^\circ$ olan bir şev analiz edilmiştir. Zemin parametreleri $c = 23.94$ kPa, $\phi = 10^\circ$ ve $\gamma = 19.63$ kN/m³'dür. Bu örnek Hassiotis ve diğ. (1997) tarafından incelenmiş olup şev için FS değerini 1.08 olarak hesaplamışlardır. Hassiotis ve diğ. (1997) ϕ dairesi yöntemini kullanmışlardır. Bishop yöntemi uygulandığında, Hull ve Poulos (1999) aynı şev örneği için FS değerini 1.12 olarak bulmuştur. Eşitlik (7.12) kullanıldığında ise FS değeri 1.11 olarak bulunmuş olup diğer araştırmacıların bulmuş olduğu değerlerin arasında bir değerdir. Şekil (7.4)'de farklı 3 yöntemin uygulanmasıyla bulunan olası kayma yüzeyleri görülmektedir. Görüldüğü gibi kayma yüzeylerinin yerleri FS değerleri ile uyum içerisindedir.



Şekil 7.4 Hassiotis ve diğ., Hull ve Poulos ve Eşitlik (7.12) kullanılarak elde edilen kritik kayma yüzeyleri

7.1.2 Kazıklarla İyileştirilmiş Şevlerin Analizi

Şevlerin güvenlik sayısının yetersiz olduğu düşünüldüğünde, şev güvenliği Şekil (7.5)'de görülen kazık sırası gibi dayanma yapılarının yerleştirilmesiyle artırılabilir. Kazıklar, istenilen değerde güvenlik sayısını artırmak için gerekli olan dengeleyici kuvveti sağlayacak şekilde tasarlanmalıdır.



Şekil 7.5 Kazık sırası yerleştirilmiş şev stabilitesi problemi

Bu bölümde, şevlerin duraylılığını artırmak için kazıkların sağlamış olduğu ek yükleri belirlemek için kinematik yaklaşım kullanılmıştır. Yanal yük ve momentini hesaplayabilmek için bunların olası kayma yüzeyinin altında uygulandığı kabul edilir. Bu varsayım altında, enerji yayılma oranı Eşitlik (7.13)'teki gibi olur.

$$\dot{D} = \frac{c r_0^2}{2 \tan \varphi} \dot{\omega} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} - 1 \right] + F r_0 \sin \theta_F \dot{\omega} e^{(\theta_F - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} - M \dot{\omega} \quad (7.13)$$

Burada, FS , şevde hedeflenen güvenlik sayısı; θ_F , kayma yüzeyi boyunca dayanma yapısının yerini belirleyen açı (Şekil 7.5); F , dengeleyici kuvvet (zeminin birim genişliği için); M , moment olup kayan yüzeyin üstündeki kazık kesiminde F 'nin derinlikle değişimiyle hesaplanır ve Eşitlik (7.14)'teki gibi gösterilebilir.

$$M = F m h \quad (7.14)$$

Burada, h , kayma yüzeyinin üstünde kalan kazık kesiminin yüksekliği (Şekil 7.5) ve m ise bir katsayıdır. Örneğin F 'in zemin yüzeyi ile kayma yüzey arasında doğrusal bir artış yani dağılım gösterdiği varsayılırsa $m = 1/3$ olarak alınır. $m = 0$ olduğu zaman, şev duraylılığındaki kazıkların varlığı, Poulos (1995) tarafından da varsayıldığı gibi, olası kayma yüzeyi boyunca ek kayma direnciyle açıklanabilir. h yüksekliği, şevin topuğundan ölçülen x_F uzunluğuna göre aşağıda verilen eşitliklerden biri kullanılarak hesaplanır.

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h \quad -D \leq x_F \leq 0 \quad (7.15a)$$

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h + x_F \tan \beta \quad 0 \leq x_F \leq H \tan \beta \quad (7.15b)$$

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h + H + (x_F - H \tan \beta) \tan \alpha \quad x_F > H \tan \beta \quad (7.15c)$$

$$x_F = r_F \cos \theta_F - r_h \cos \theta_h - D \quad (7.16a)$$

$$D = \frac{\sin(\beta - \beta')}{\sin \beta \sin \beta'} H \quad (7.16b)$$

$$r_F = \frac{H}{A} e^{(\theta_F - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} \quad \text{ve} \quad r_h = \frac{H}{A} e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} \quad (7.16c)$$

Seçilen FS değeri için, h , θ_0 , θ_h , β' ve θ_F açılarının bir fonksiyonudur.

Dış iş oranı $\dot{W}$ ve $\dot{Q}$ 'nin toplamına eşittir. Bu tanımlar sırasıyla Eşitlik (7.3) ve (7.4)'de açıklanmıştır. Buna göre dış iş oranının enerji yayılma oranına eşitlenmesiyle Eşitlik (7.17)'de verilen F değeri hesaplanabilmektedir.

$$F = \frac{\frac{\gamma H}{A} (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) + q B \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] + s B \sin(\theta_0 + \alpha) - \frac{c}{2 \tan \varphi} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} - 1 \right]}{\frac{A}{H} \left[\sin \theta_F e^{(\theta_F - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} - m h \frac{A}{H} \right]} \quad (7.17)$$

Eşitlik (7.17) şevin güvenlik sayısını istenilen değere yükseltmek için yerleştirilmiş dayanma yapısıyla sağlanan kuvveti (zeminin birim genişliği için) verir. Eğer dayanma yapısı bir kazık sırası ise her kazığa etkiyen yanal yük kazıkların merkezleri arasındaki aralıkla F 'yi çarparak yaklaşık olarak hesaplanabilir. Bu kuvvet daha gerçekçi şekilde elde edilmek istenirse, komşu kazıklar arasındaki gerilmeler de gözönüne alınmalıdır.

Bir dayanma yapısı şevde yerleştirildiğinde, şevde kazıksız olarak beklenen olası göçme biçimi ve şev güvenlik sayısını değiştiren bu dayanma yapısı nedeniyle, ek dirençler ortaya çıkar. Sonuç olarak diğer olası kayma yüzeyi kazıksız şevde bulunan kayma yüzeyinden daha kritik olabilir. Güvenlik sayısını istenilen değere yükseltmek için gerekli olan en yüksek F değeri en kritik yüzeyi oluşturur. Bu düşünce noktasında, θ_0, θ_h ve β' açılarına göre $F = F(\theta_0, \theta_h, \beta')$ eşitliğinden maksimum değer bulunabilir. Buna göre aşağıda verilen eşitliklerin çözülmesi gerekir.

$$\begin{cases} \frac{\partial F}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial F}{\partial \theta_h} = 0 \\ \frac{\partial F}{\partial \beta'} = 0 \\ x_F = \frac{H}{A} \left[\cos \theta_F e^{\frac{(\theta_F - \theta_0) \tan \varphi}{FS}} - \cos \theta_h e^{\frac{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi}{FS}} \right] - H \frac{\sin(\beta - \beta')}{\sin \beta \sin \beta'} \end{cases} \quad (7.18)$$

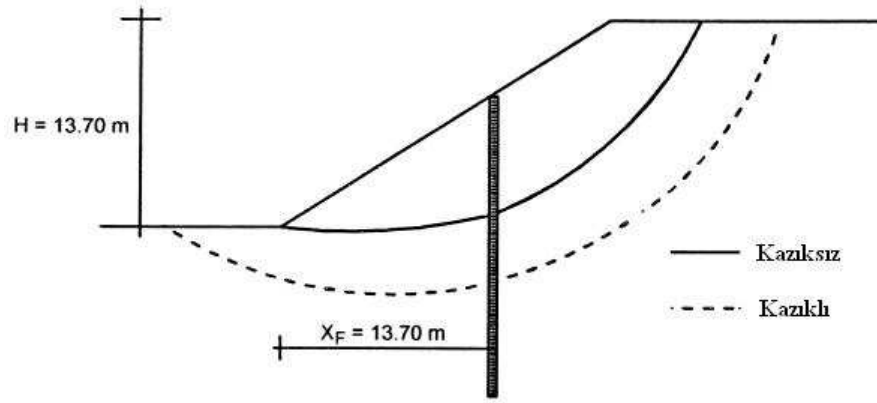
Burada, x_F , şev topuğuna göre kazıkların yerlerini belirler (Şekil 7.5). x_F değerinin kazıksız şevde bulunan kritik kayma yüzeyinde varsayılması gerektiği unutulmamalıdır. Aslında bu yüzey, şev güvenliğini artırmak için yerleştirilen kazıkların yerlerinin aralığını gösterir. Bu kayma yüzeyinden etkilenen zemin bölgesi dışında kalan bir dayanma yapısının şev güvenliğine bir etkisi yoktur.

Eşitlik (7.18)'de bilinmeyenler $\theta_0, \theta_h, \beta'$ ve θ_F 'dir. θ_0, θ_h ve β' açıları olası kritik kayma yüzeyini belirlerler ve Eşitlik (7.17)'de verilen eşitlikte bu açılar yerlerine konulduğunda maksimum F değeri hesaplanır. Bununla birlikte, eğer m sıfırdan farklı ise, F Eşitlik (7.15) ve (7.16)'da $\theta_0, \theta_h, \beta'$ ve θ_F 'nin kullanılmasıyla belirlenebilen x_F değeri ile bağlantılı olan h ifadesine göre Eşitlik (7.18)'in çözülmesi gerektiği açıktır.

F kuvveti hesaplandığında, kazık geometrisi, kazıkların merkezler arası uzaklıkları, kazıklar için yapısal koşullar kazık-zemin etkileşimi analizlerinden belirlenebilir. Kazıktaki maksimum yerdeğiştirme, kesme ve eğilme momentlerinin davranışı, kazık tasarımının uygun ve elverişli olduğundan emin olmak için gözönüne alınmalıdır (bu kavram Çalışma 7.1 için kapsam dışıdır).

Özetlenen yaklaşım, bir önceki bölümde gözönüne alınan şev için de uygulanmış olup Şekil

(7.4)'de gösterilmektedir. Kazıksız şevde güvenlik sayısı 1.1'dir. Kritik kayma yüzeyi de Şekil (7.4)'de görülmektedir. Güvenlik sayısının 1.1 olması yetersiz olduğundan, istenilen değerde güvenlik sayısını artırmak için şeve kazık sırası yerleştirilebilir. Örneğin güvenlik sayısının 1.50 olması istenebilir. Kazıklar $x_F = 13.7$ m'de yerleştirilsin. Şev duraylılığının kazıklarla artırılmasıyla zeminin birim genişliği için sağlanan dengeleyici kuvvet $m = 1/3$ durumunda Eşitlik (7.17) ve (7.18)'den hesaplanabilir.. Bu durumda kuvvet, zemin yüzeyinden kayma yüzeyine kadar doğrusal arttığı varsayılmış ve 515 kN/m olarak hesaplanmıştır. Ayrıca, Eşitlik (7.15)'den kayma yüzeyinin üstündeki kazık kesiminin yüksekliği $h = 12.7$ m olarak bulunmaktadır. Bundan dolayı kazığın toplam boyu başlangıç olarak $L_p \approx 2h = 25$ m olarak alınabilir. Kazıksız şevde olası kayma yüzeyi ve kazıklı şevde olası kayma yüzeyi Şekil (7.6)'da görülmektedir.



Şekil 7.6 Kazıklı ve kazıksız şevde kritik kayma yüzeylerinin karşılaştırılması

Şekil (7.6)'dan anlaşıldığı üzere, kazıklar ile iyileştirilmiş şevde göçme yüzeyi derinlerde ve şev topuğunun altından geçmekte olup bu durum genellikle zeminin içsel sürtünme açısının düşük olduğu zaman veya istenilen güvenlik sayısının büyük olduğu (özellikle şev kritik ise) zaman ortaya çıkmaktadır.

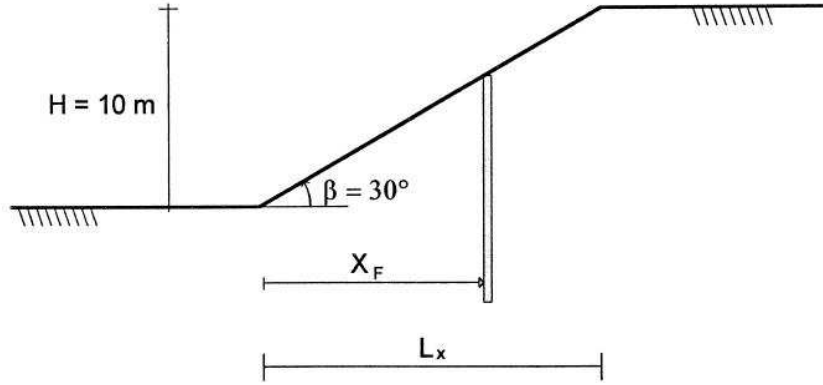
7.1.3 Sonuçlar

Eşitlik (7.17)'de görüldüğü gibi F kuvveti, apsiste x_F 'e eşit ve θ_F açısıyla belirlenmiş olan şevde, kazıkların bulunduğu konuma bağlıdır. Şevde, şev duraylılığını artırmak, kazıkların en etkin olduğu yer kazıklar için en uygun olan yerdir.

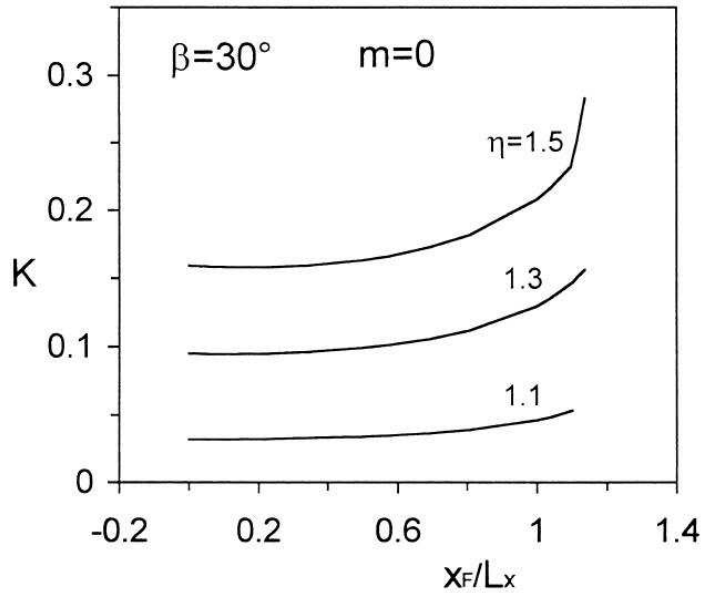
Şevlerde kazıkların en uygun yerini belirlemek amacıyla bir çok çalışma yürütülmüştür. Ancak elde edilen sonuçlar biraz farklıdır ve bazı çalışmalarda tümüyle birbirine terstir.

Ito ve diğ. (1979), kazıkların şevlerin ortasına yerleştirildiği zaman, şev duraylılığında etkisinin en fazla olduğunu belirtmişlerdir. Hassiotis ve diğ. (1997) de aynı sonuca ulaşmışlardır. Hassiotis ve diğ. (1997)'e göre, özellikle şevlerin dik olduğu zaman, maksimum güvenlik sayısını elde etmek için şevlerin tepe noktasına yakın yerlere kazıkların yerleştirilmesi gerektiğini belirtmişlerdir. Lee ve diğ. (1995) yalnızca kohezyonlu şevlerde çalışma yapmışlardır. Araştırmacılar, kazıklar homojen zemin içerisine yerleştirildiğinde, en etkin kazık yerlerinin şevin topuk ve tepe noktası olduğunu bulmuşlardır (tersi durumunda yani kazıkların şevin orta noktasına yakın yere yerleştirildiği durumda güvenlikte çok az etkileri olduğunu belirtmişlerdir). Sıkı bir tabakanın altında yumuşak bir tabakanın olduğu iki tabakalı bir şevde, Lee ve diğ. (1995), şevin tepe noktası ile orta noktası arasına yerleştirildiğinde kazıkların en etkin olduğunu belirtmişlerdir. Bununla birlikte, Lee ve diğ. (1995)'e göre zemin profilinin tersi olduğu durumda şev topuğu ve tepe noktasına yerleştirilen kazıkların yine en etkin durumda olduğu sonucuna varmışlardır. Son zamanlarda, Cai ve Ugai (2000) sonlu elemanlar yöntemini kullanarak, şevde en yüksek güvenlik sayısına ulaşabilmek için kazıkların şevin orta noktasına yerleştirilmesi gerektiğini belirlemişlerdir. Aynı yazarlar, Ito ve Matsui (1975) eşitliğiyle belirtilen, kazıklardan gelen tepki kuvvetini bulmak için Bishop yönteminin geliştirilmiş biçimini uygulamışlardır. Bu yaklaşım kullanılarak, Cai ve Ugai, en iyi sonuçları elde etmek için şevin üst noktasına yakın yerde kazıkların yerleştirilmesi gerektiğini bulmuşlardır.

Şev duraylılığında kazık yerlerinin etkilerini belirlemek amacıyla Şekil (7.7)'de gösterilen örnek gözönüne alınmıştır. Zeminin kayma mukavemeti parametreleri; $c = 4.7$ kPa ve $\phi = 25^\circ$, birim hacim ağırlığı $\gamma = 20$ kN/m³ alınmıştır. Bu şev için güvenlik sayısı Eşitlik (7.12)'den 1.19 olarak bulunmuştur. Güvenlik sayısının en az değerden istenilen değere artırmak için gerekli olan kazıkların şevdeki en uygun yeri belirlenmiştir. Kazıklar şevin topuk ve tepe noktası arasında çeşitli yerlere yerleştirilerek, kazıklarda ortaya çıkan kuvvet Eşitlik (7.17) ve (7.18) kullanılarak hesaplanmış ve yatay ekseninde x_F / L_x 'e göre grafiksel olarak gösterilmiştir ($L_x = H \cot \beta$) (Şekil 7.7). $x_F / L_x = 0$ ve $x_F / L_x = 1$ olduğu zaman sırasıyla kazık yerlerinin şevin topuğunda ve tepe noktasında olduğu anlamına gelmektedir.



Şekil 7.7 Kazıklı şev için ele alınan örnek profil



Şekil 7.8 $m = 0$ için boyutsuz kuvvet K 'da etkin kazık yeri

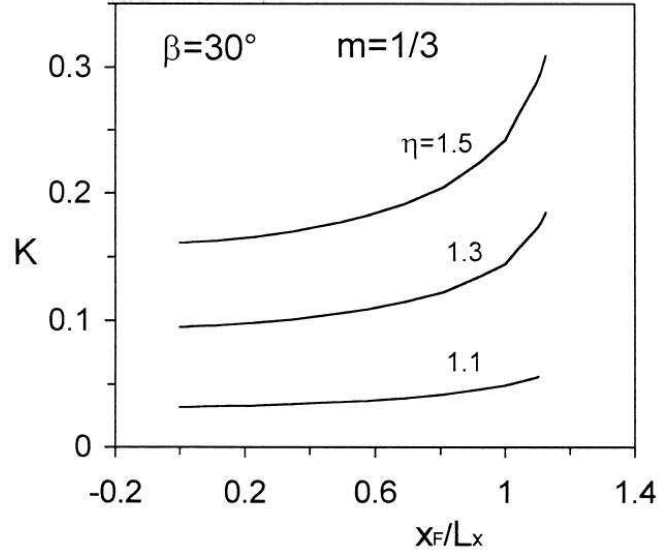
Dengeleyici kuvvet boyutsuz formdaki $K = \frac{F}{\frac{1}{2}\gamma H^2}$ 'den hesaplanabilir. Sonuçlar Şekil (7.8), (7.9) ve (7.10)'da 3 farklı η düzeltme oranının değerleri için verilmiştir.

$$\eta = \frac{FS}{FS_0} \quad (7.19)$$

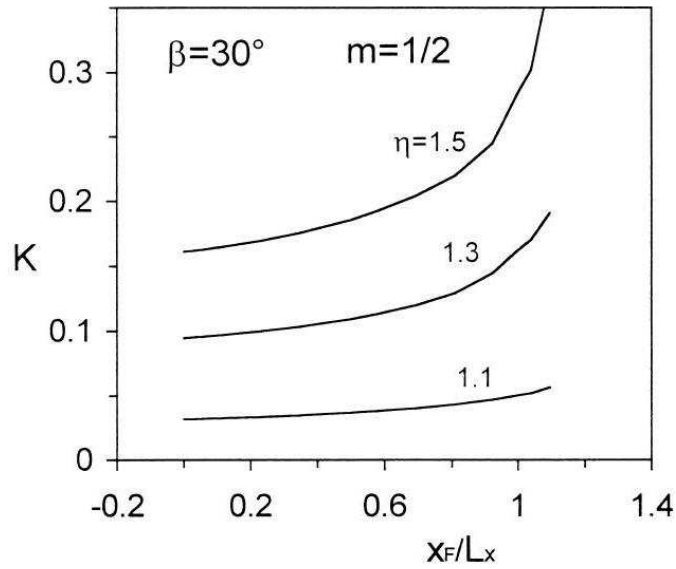
Burada, FS , kazıklı şevdeki güvenlik sayısı; FS_0 , kazıksız şevde güvenlik sayısıdır.

Beklendiği gibi, K değeri η 'nin artmasıyla birlikte artmaktadır. K değerinin artışı, m değeriyle fazla görülmesine de, $m = 1/2$ olduğu zaman en fazladır. Çözümlenen tüm

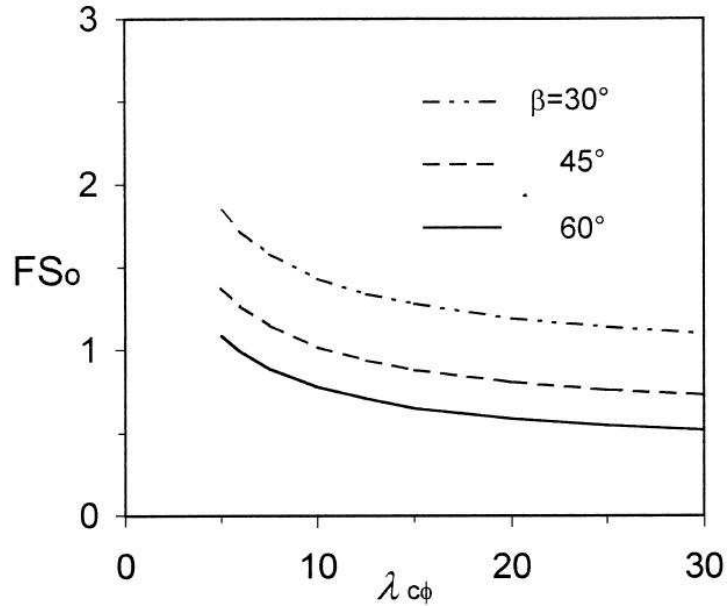
durumlarda kazıkların en uygun yeri şev topuğuna yakın olan yerlerdir. Bu durum şevin üst noktasından alt noktasına kadar artan yarıçapı olan logaritmik eğriye sahip kayma yüzeyinin biçiminden dolayıdır. Şekil (7.5)'de görülen spiral göçme mekanizması için F 'den dolayı oluşan dengeleyici moment (dönme merkezine göre) kolu (kazıkların yerinin şev topuğuna doğru yaklaştıkça artan) vardır ve sonuç olarak F kuvveti azalır. Şekiller ayrıca şunu da göstermektedir ki kazıkların etkin olduğu yer η 'nin artmasıyla azalmaktadır ve şev topuğuna daha yakın yerde olmaktadır.



Şekil 7.9 $m = 1/3$ için boyutsuz kuvvet K 'da etkin kazık yeri



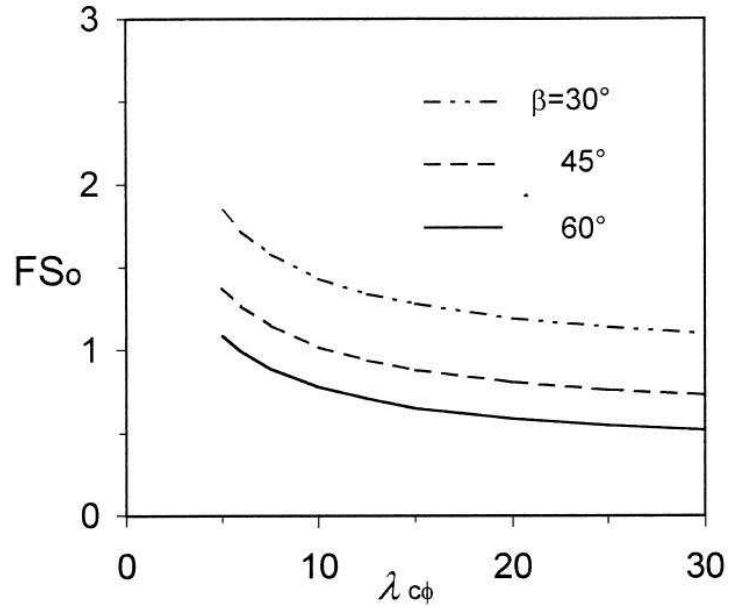
Şekil 7.10 $m = 1/2$ için boyutsuz kuvvet K 'da etkin kazık yeri



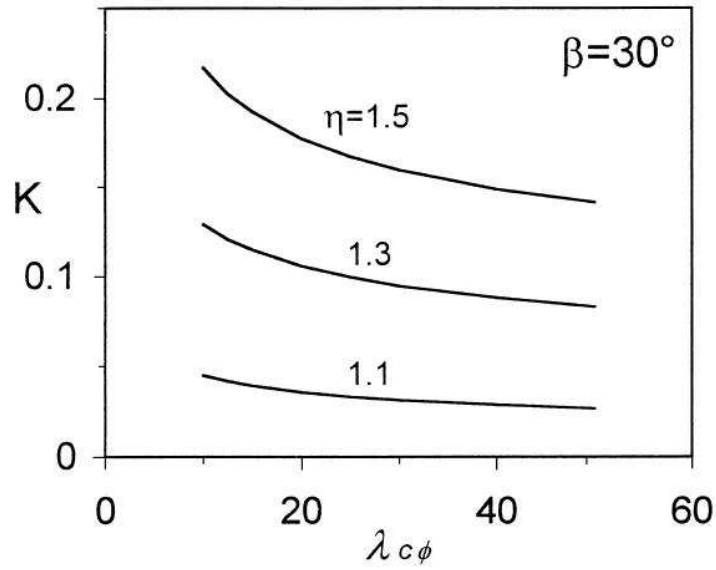
Şekil 7.11 Kazıksız şevde güvenlik sayısı ile $\lambda_{c\phi}$ arasındaki ilişki

Şev güvenliğini artırmak için kazıklarda görülen dengeleyici kuvvette bir çok etkenin etkilerine göre parametrik çalışma sonuçları da gösterilmektedir. Hesaplamalar $\beta = 30^\circ, 45^\circ$ ve 60° olan 3 farklı şev açısı değeri ile gerçekleştirilmiştir. Sonuçlar, şev güvenliğini yeteri kadar artırmak için seçilen η 'nin farklı değerleri için verilmiştir. Tüm hesaplamalarda $m = 1/3$ olarak gözönüne alınmıştır.

Kazıksız şevlerin güvenlik sayısı, FS_0 , Eşitlik (7.12) kullanılarak elde edilen Şekil (7.11)'deki sonuçlardan belirlenebilir. Görüldüğü gibi, içsel sürtünme açısı ve $\lambda_{c\phi}$ (bir önceki bölümde tanımlanmıştır) parametresi arttıkça FS_0 değeri de artmaktadır. $\lambda_{c\phi}$ değeri aynı zamanda kazıklı şevde olası kayma yüzeyinin yerini gösterdiği de bilinmektedir. Duncan ve Wright (1980)'ın belirttiği gibi, $\lambda_{c\phi}$ küçük olduğu zaman kritik kayma yüzeyi derinden geçer ve zeminin içine doğru uzanır (özellikle şevde güvenlik sayısı küçük ise). Aksi durumda, $\lambda_{c\phi}$ değeri büyürse, kritik kayma yüzeyi zemin yüzüne doğru yükselir. Duncan ve Wright (1980) dairesel kayma yüzeyini gözönüne almıştır.

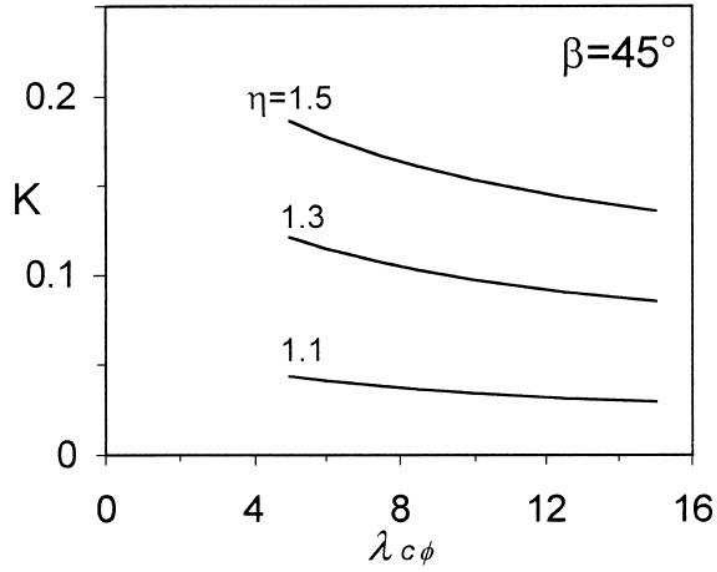


Şekil 7.12 $\lambda_{c\phi}$ 'nin farklı değerleri için $\beta = 30^\circ$ olduğu durumda kritik kayma yüzeyleri

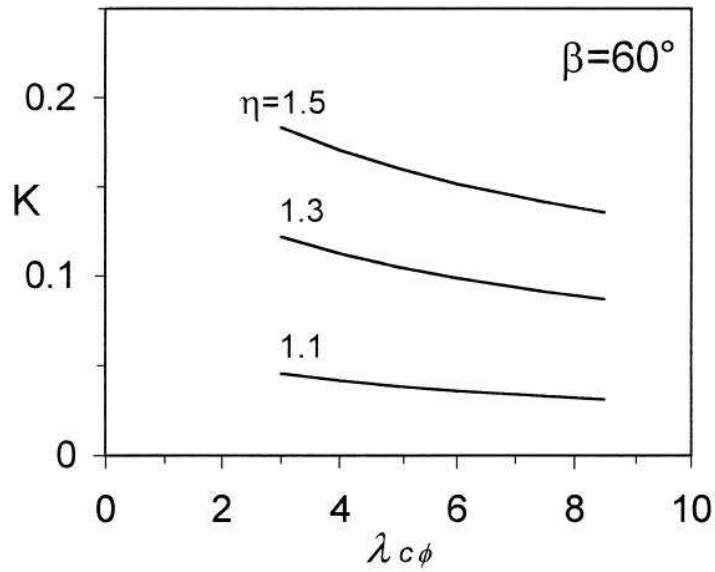


Şekil 7.13 $\beta = 30^\circ$ şev açısı için boyutsuz kuvvet K ile $\lambda_{c\phi}$ arasındaki ilişki

Kazıklar şevlerin en uygun yerine (bu yer şevin orta noktası olarak gözönüne alınmıştır) yerleştirilmelidir. Poulos (1995)'a göre, şev topuğuna veya tepe noktasına yerleştirilen bir dayanma yapısının sadece küçük zemin kütlelerini engelleyebileceği, dayanma yapısının önünde veya arkasında çok fazla, dengede olmayan, zemin kütlesi olacağını belirtmiştir.



Şekil 7.14 $\beta = 45^\circ$ şev açısı için boyutsuz kuvvet K ile $\lambda_{c\phi}$ arasındaki ilişki



Şekil 7.15 $\beta = 60^\circ$ şev açısı için boyutsuz kuvvet K ile $\lambda_{c\phi}$ arasındaki ilişki

Sonuçlar Şekil (7.13), (7.14) ve (7.15)'de gösterilmiştir. Şekiller kazıkların varlığıyla ortaya çıkan dengeleyici kuvvetin η ve $\lambda_{c\phi}$ 'e bağlı olduğunu göstermektedir. Önceden de gözlemlendiği gibi düzeltme oranı arttıkça K değeri de artmaktadır. Tersine, dengeleyici kuvvet Janbu parametresinin artmasıyla azalmakta ve $\lambda_{c\phi}$ (boyutsuz Janbu parametresi) değeri büyük olduğunda K 'nın en küçük değeri oluşmaktadır. Bu, kazık kullanımının özellikle kazıksız

şevlerde kayma yüzeyi zemin yüzeyinde ise şevlerin güvenliğini artırmakta çok etkili olduğu anlamına gelmektedir. Bu durumda, istenilen azaltma oranını elde etmek için kazıklar daha küçük kuvveti sağlamalıdır.

E. Ausilio, E. Conte ve G. Dente (2001) tarafından yapılmış bir çalışma (Çalışma 7.1) kısaca şu şekilde özetlenebilir;

Kazıklarla iyileştirilmiş şevlerin duraylılık analizi için kinematik bir yaklaşım tanımlanmıştır. Bu yaklaşımda ilk adım şevin kritik kayma yüzeyini ve kazıksız şevin güvenlik sayısını bulmayı kapsamaktadır. Bu amaçla bir yöntem geliştirilmiş olup zeminin kayma mukavemeti parametreleri için bir azaltma katsayısı olarak belirlenen güvenlik sayısını içine alan bir çözüm önerilmiştir. Bu yöntemin kullanılmasıyla elde edilen sonuçlar, Bishop yöntemi ve daha karmaşık olan üst-sınır ve alt-sınır limit analiz çözümleri ile bulunan sonuçlarla iyi bir uyum içerisinde.

7.2 S. Hassiotis, J. L. Chamenu ve M. Gunaratne Tarafından Yapılmış Bir Çalışma

S. Hassiotis, J. L. Chamenu ve M. Gunaratne (1997) tarafından yapılmış olan ve “Kazıklı Şevlerin İyileştirilmesi için Tasarım Yöntemi” adlı çalışmada, tek sıra kazıklar ile iyileştirilmiş şevlerin tasarımı için önerilen bir yöntem yer verilmiştir. Bu yöntem, kritik yüzeyin üstündeki kazık kesimindeki yanal kuvvetleri bulmak için kullanılan, plastisite kuramına dayanmaktadır. Öncelikle, kayan şevin neden olduğu kazık sırasındaki yanal kuvvetler Ito-Matsui (1975) tarafından geliştirilen yöntemle tahmin edilmiştir. Bu kesimdeki kuvvetin, şev hareketine karşı mobilize olduğu farzedilmiştir. Sonra, Taylor duraylılık analizine dayanan, kazıkların mevcut olma durumu ve bunların kayma yüzeyindeki yerlerinin etkisini gözönüne alan yeni bir duraylılık sayısı geliştirilmiştir. Hesaplanan yeni kayma yüzeyinden sonra, kazıkların yapısal özellikleri tasarlanmıştır. Kazıklarla iyileştirilmiş şevlerin duraylılığına etki eden kritik parametreler, kazık çapı-aralığı, kazığın şevdeki konumu, gösterilmiştir. Güvenli kriterlere ulaşıncaya kadar eş zamanlı olarak şev ve kazıkların tasarımı için adım adım yöntem uygulanmıştır.

7.2.1 İyileştirilmiş Şevlerde Güvenlik Sayısı

Şev duraylılığı, ϕ dairesi yöntemi, dilim yöntemi gibi bazı limit denge yöntemleriyle araştırılabilir. Bunlardan ϕ dairesi yönteminin, kazıkların yerleştirilmiş olduğu homojen şevleri analiz etmede en uygun yöntem olduğu bulunmuştur.

Limit denge hesaplamaları, gözönüne alınan kayma yüzeyinin geometrisine dayanmaktadır. Güvenlik sayısı, FS , mevcut kayma mukavemetinin, güvenli kayma mukavemetine (limit denge durumundaki şevde kaymayı engelleyecek, istenilen kayma mukavemeti) oranı olarak tanımlanır. Mohr-Coulomb kayma kriterine göre, güvenlik sayısı Eşitlik (7.20)'deki gibi elde edilebilir.

$$FS = \frac{c_a + \sigma_n \tan \phi_a}{c_r + \sigma_n \tan \phi_r} \quad (7.20)$$

Burada, alt indisler mevcut ve güvenli değerleri ifade eder. σ_n ise kayma yüzeyindeki normal kuvvettir.

Kohezyon ve içsel sürtünme açısına bağlı olan F_c ve F_ϕ kullanılarak doğru FS değeri elde edilebilir.

$$F_c = \frac{c_a}{c_r}, \quad F_\phi = \frac{\tan \phi_a}{\tan \phi_r} \quad (7.21)$$

F_c ve F_ϕ 'in FS 'e eşit olması durumunda, güvenli kayma mukavemeti parametreleri de elde edilmiş olur.

$$FS = F_c = F_\phi \quad (7.22)$$

ϕ dairesi yöntemi parametreleri, Şekil (7.16)'de görülen homojen şevlerin analizi için kullanılır. Zemin kütesine etkiyen kuvvetler; ağırlık (W), dengeyi sağlamak için gerekli olan kohezyon (C_r) ve normal ve sürtünme kuvvetlerinin bileşkesi olan (P)'dir. P kuvveti yaklaşık olarak $R \sin \phi_r$ daire yarıçapının tanjantıdır (Şekil 7.16).

Topuk göçmesi için Taylor (1937) tarafından geliştirilmiş duraylılık sayısı Eşitlik (7.24)'deki gibidir.

$$\frac{c_u}{F_c \gamma H} = \frac{(1/2) \cos ec^2 x (y \cos ec^2 y - \cot y) + \cot x - \cot i}{2(1 + \cot v \cot x)} \quad (7.24)$$

Burada, x, y, η , Şekil (7.16)'de gösterilen açılar; i , şev eğim açısı; H , şev yüksekliğidir. Ayrıca η ise şev topuğu ile A noktası arasındaki mesafenin şevin yüksekliğine olan oranıdır.

Kohezyona göre güvenlik sayısı, F_c , x ve y açılarıyla tanımlanan herhangi bir yüzey için Eşitlik (7.23) ve (7.24) kullanılarak elde edilebilir. Şekil (7.25)'de görülen v , ϕ_r ve ϕ_a 'a bağlıdır. Varsayılan herhangi bir yüzeyin gerçek güvenlik sayısı F_c 'nin F_ϕ 'e eşit oluncaya kadar Eşitlik (7.23) ve (7.24)'ün iterasyonu ile elde edilebilir. Kritik yüzey güvenlik sayısının en küçük olduğu yerdir. Bu minimum değer şevin güvenlik sayısıdır.

Bir kazık sırası şeve yerleştirildiği zaman, güvenlik sayısını ve kritik yüzeyi değiştiren kazıklarla, ek dirençler ortaya çıkar. Kazıkların yerleştirilmiş olduğu şevin analizi Şekil (7.17)'de görülmektedir. Şeve uygulanan kuvvetler, kazıklardan birim genişlikteki şeve etkiyen kuvvet (F_p) dışında Şekil (7.16)'dakine benzerdir. Birim genişlikteki şeve etkiyen bu kuvveti elde etmek için, kayan kütle içerisinde kalan kazığın uzunluğu boyunca integre edilerek bulunan kazık sırasından zemine iletilen tepki kuvvetinin (F_t)'nin kazık aks aralığı D_1 'e bölünmesiyle ($F_p = F_t / D_1$) elde edilir.

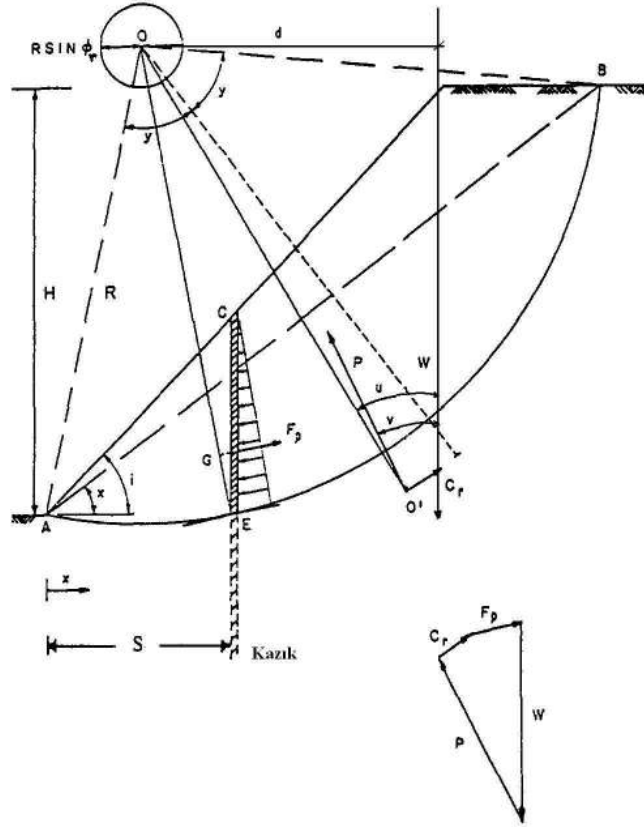
F_p kuvveti, Şekil (7.17)'de görülen kuvvet poligomuna eklenmesiyle, taban ve topuk göçmeleri için iki yeni eşitlik elde edilir.

$$\frac{c_u}{F_c \gamma H} = \frac{(E + 6\eta^2 - 6\eta \sin \phi \cos ec x \cos ec y) - \frac{12F_p}{\gamma H^3} A}{6 \cos ec^2 x \cos ec y \sin \phi \left[\frac{\cos x}{\sin v} + \cos ec (u - v) \cos (x - u) \right]} \quad (7.25a)$$

$$E = 1 - 2 \cot^2 i + 3 \cot i \cot x - 3 \cot i \cot y + 3 \cot x \cot y \quad (7.25b)$$

$$A = \frac{\cos(CEO)}{\sin(v)} \frac{H}{2} \cos ec(x) \cos ec(y) \sin(\phi) + OG \quad (7.25c)$$

$$\frac{c_u}{F_c \gamma H} = \frac{E - \frac{12F_p}{\gamma H^3} \left[\frac{\cos(CEO)}{\sin v} \frac{H}{2} \cos ec x \cos ec y \sin \phi + OG \right]}{6 \cos ec^2 x \cos ec y \sin \phi \left[\frac{\cos x}{\sin v} + \cos ec (u - v) \cos (x - u) \right]} \quad (7.26)$$



Şekil 7.17 Kazık sırası yerleştirilmiş şevlerde kuvvetler

Şeve kazık sırası yerleştirilmediği zaman, $F_p = 0$ olacağından dolayı Eşitlik (7.26)'nın aşağıda verilen eşitlikler ile çözümünden Eşitlik (7.24) elde edilebilir.

$$\frac{c_u}{F_c \gamma H} = \frac{E}{6 \cos ec^2 x \cos ec y \sin \phi \left[\frac{\cos x}{\sin v} + \cos ec (u - v) \cos (x - u) \right]} \quad (7.26a)$$

olur.

$$E \frac{\mathcal{H}^3}{12} = Wd \quad (7.26b)$$

Burada, kayan zemin kütlelerinin ağırlığı Eşitlik (7.26c)'den elde edilebilir.

$$W = \gamma \frac{H^2}{4} \cos ec^2(x) \cos ec^2(y) (y - \sin(y) \cos(y)) + \gamma \frac{H^2}{2} (\cot(x) - \cot(i)) \quad (7.26c)$$

Burada, d , O 'a göre W 'nin moment koludur.

Kazık sırası olmaması durumunda, Şekil (7.16b)'den C_r 'nin O noktasına olan dik uzaklığı ve O ile O' arasındaki düşey aralığı belirlenebilir.

$$ON = \frac{R \sin \phi}{\sin(u-v)} \cos(x-u) \quad (7.26d)$$

$$d_v = d \cot v - \frac{R \sin \phi}{\sin v} \quad (7.26e)$$

$$AB = H \cos ec x \quad (7.26f)$$

$$R = \frac{H}{2} \cos ec x \cos ec y \quad (7.26g)$$

C_r 'nin O noktasına göre momenti, C_r 'nin bileşenlerinin O noktasına göre momentine eşittir.

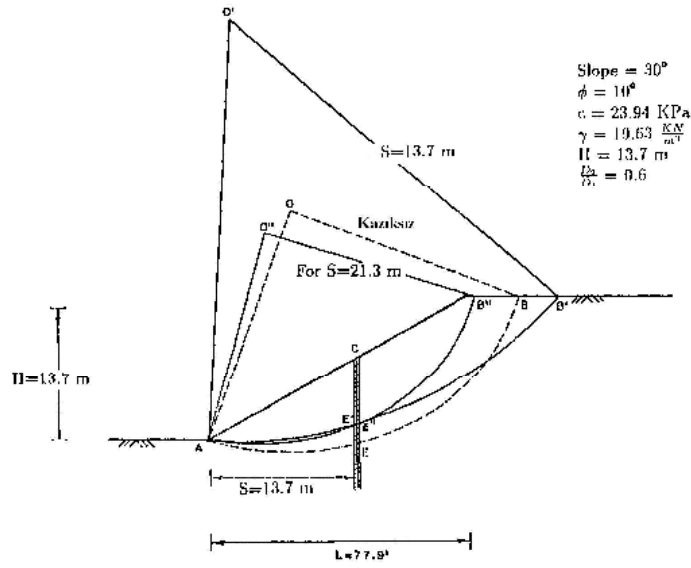
$$\left(d \cot v - \frac{R \sin \phi}{\sin v} \right) (C_r \cos x) + d (C_r \sin x) = \frac{R \sin \phi}{\sin(u-v)} \cos(x-u) (C_r) \quad (7.26h)$$

Burada, (CEO) , F_p 'nin yatayla yaptığı açı; u Şekil (7.17)'de gösterilen açıdır. Eşitlik (7.25) ve (7.26), şevin güvenlik sayısını elde etmek için Eşitlik (7.23) ve (7.24) gibi aynı biçimde kullanılabilir. F_p kuvvetinin büyüklüğü, doğrultusu ve hareket çizgisi olmak üzere 3 yeni parametre vardır. Bunlardan, F_p 'nin doğrultusunun kazığın ile zemin yüzeyinin kesiştiği noktadaki kayma yüzeyine paralel olduğu kabul edilir.

Her denemede yeni bir yüzey seçilir, kayma yüzeyinin üstündeki kazık boyunca (CE) ve bu nedenle de F_p kuvvetinin büyüklüğü değişir (Şekil 7.17). Bunu hesaba katmak için CE uzunluğu, ϕ , x , y ve şeve göre kazığın konumu (S)'nin bir fonksiyonu olarak belirlenir. Böylece, her denemede yeni bir kayma yüzeyi seçilir, yeni bir kazık boyu ve böylelikle yeni bir F_p hesaplanır. Bu kuvvet daha sonra Eşitlik (7.25) ve (7.25)'da kullanılarak yeni bir duraylılık sayısı elde edilir.

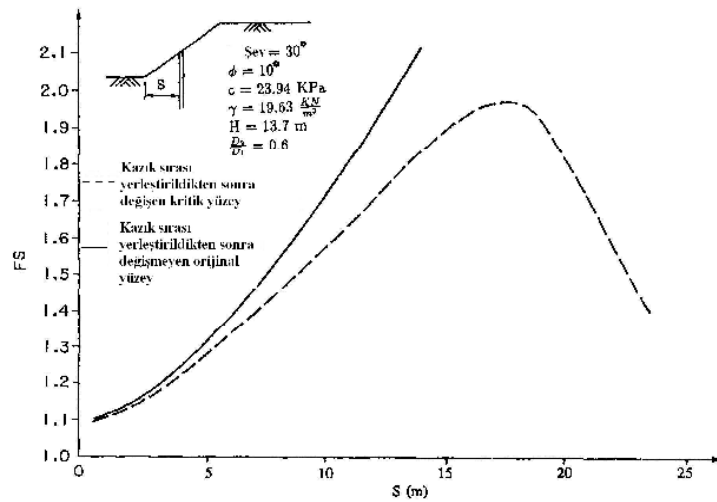
Kazıklar şeve yerleştirildiğinde limit denge eşitliklerinde verilen F_p 'den dolayı kritik yüzeyin

yeri değişir. Bu durum, şev yüksekliği 13.7 m, şev açısı 30° , $c = 23.94 \text{ kPa}$, $\phi = 10^\circ$ ve $\gamma = 19.63 \text{ kN/m}^3$ olan bir şev için Şekil (7.18)'da gösterilmiştir.



Şekil 7.18 Kazık sırasının konumuna göre yüzeysel şevlerde kritik yüzeyler

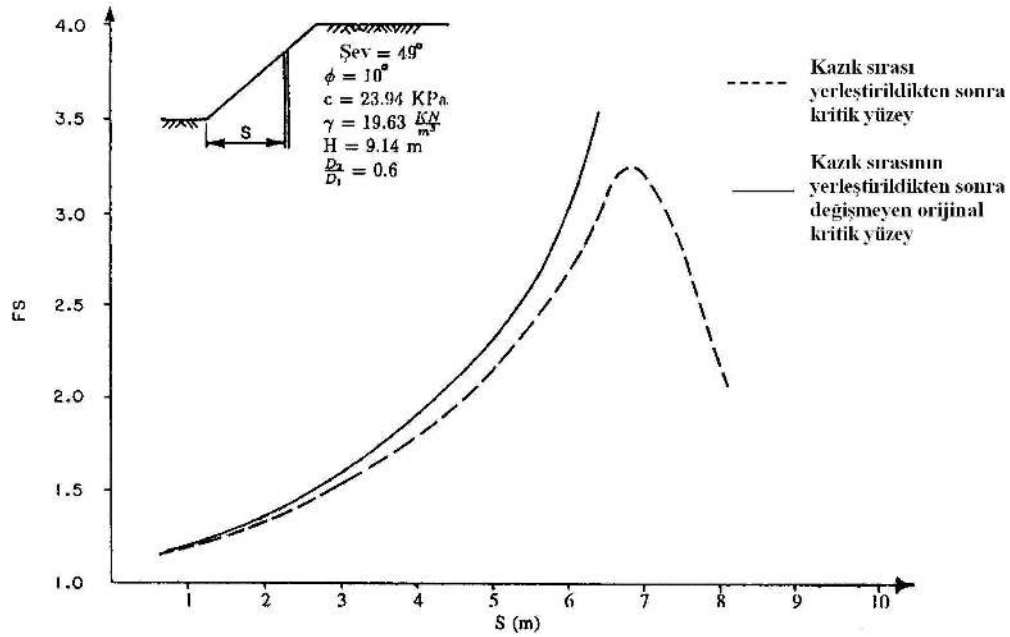
Kazıksız şevin güvenlik sayısı 1.08 ve kritik yüzeyi OAB 'dir. D_1/D_2 oranı 0.6 ve şev topuğuna 13.7 m uzaklıkta yerleştirilen bir kazık sırası olması durumunda şevin yeni güvenlik sayısı 1.82 ve kritik yüzeyi $O'AB'$ olarak değişmiştir. Kazıklar şev topuğundan 23.1 m uzaklığa yerleştirildiğinde ise güvenlik sayısı 1.64 ve kritik yüzeyi $O''AB''$ olarak değişmiştir. Kritik yüzeyin kazık sırasının yerleştirilmesiyle değişmediği bu yaklaşım güvenlik sayısı için tutucu olmayan sonuçlara yol açar.



Şekil 7.19 Yüzeysel şevlerde kazık yerinin güvenlik faktörü üzerindeki etkisi

Kazık sırası konumunun (S), şevin güvenlik sayısı üzerindeki etkisi Şekil (7.19)'da görülmektedir. S 'nin her değeri için orijinal kritik yüzey ve D_1 / D_2 oranı olan kazıkların şeve yerleştirilmesinden sonra bulunan kritik yüzeylerin güvenlik sayıları bulunmuştur. Değişen kritik yüzey için F_p reaksiyon kuvveti daha küçüktür ve böylece gerçek güvenlik sayısı orijinal kritik yüzeye göre hesaplanan güvenlik sayısından daha küçüktür.

Dik bir şeve yerleştirilmiş kazıklı bir şevde güvenlik faktörünün değişimi Şekil 7.20'de görülmektedir. Dik bir şevde kritik yüzeyler yüzeyden geçer ve kazıklar şevin tepe noktasına doğru yaklaştıkça S ile birlikte güvenlik sayısı da artar. Açıkça, en büyük güvenlik sayısını elde etmek için kazık sırasının sıg şevlerden daha çok dik şevlerde tepe noktasına daha yakın yerleştirilmesi gerekir.



Şekil 7.20 Dik şevlerde kazık yerinin güvenlik faktörü üzerindeki etkisi

F_p kuvvetinin olduğundan fazla tahmini şevin tasarımında tutucu olmayan sonuçlara neden olur. Tasarım için daha pratik yaklaşım, mobilize olmuş yanal kuvvet kavramını ortaya çıkarmak içindir. Ito ve Matsui (1975) tarafından yapılmış bu varsayımlara göre, şevin denge durumuna bakmadan, şevdeki kuvvet F_p 'e eşittir. Bu yaklaşıma dayanarak, duraylılık sayısı şöyle ifade edilebilir.

$$\frac{c_a}{F_c \gamma H} = f(F_p) \quad (7.27)$$

Burada öne sürülen mobilize olmuş yanal kuvvet, F_m , kullanılır ve 1'den büyüktür.

$$F_m = \frac{F_p}{a} \quad (7.28)$$

Mobilize olmuş kuvvet şevi analiz etmek için kullanılır, fakat birim genişlik için toplam kuvvet kazıkları tasarlamak için kullanılır. Tutucu olan bu sonuçlar kazıkların ve şevin tasarımı içindir.

Bununla birlikte F_p kuvveti, kazıklarla iyileştirilmiş şevin kohezyonuna göre güvenlik sayısı ile hesaplanacağı ($a = F_c$) ileri sürülmüştür. Bu durumda duraylılık sayısı Eşitlik (7.29)'daki gibidir.

$$\frac{c_a}{F_c \gamma H} = f\left(\frac{F_p}{F_c}\right) \quad (7.29)$$

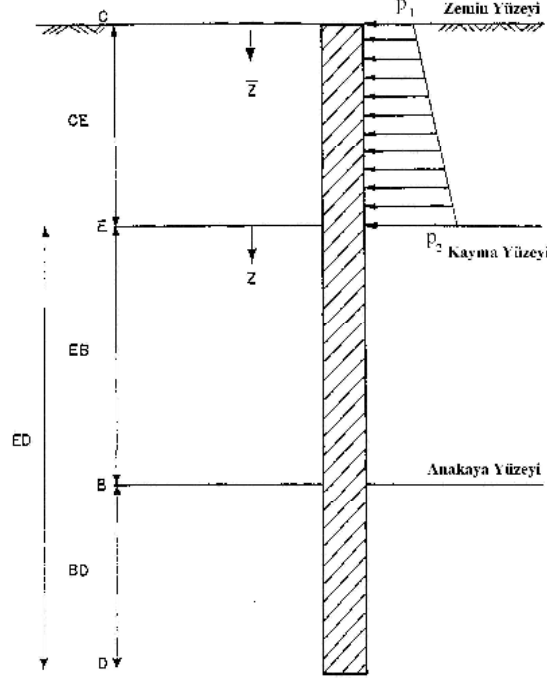
F_c için dolaylı olarak belirtilen bu eşitlik, F_c F_ϕ 'e eşit oluncaya kadar iterasyonla çözülür. Böylece, mobilize olmuş kazık kuvveti güvenlik sayısına bağlı olarak azalır. Pratik olarak, bu yeni başlayan göçme noktasındaki bir şev için F_m F_p 'e eşit olabileceğini belirtir, fakat şev duraylılık derecesi arttığı zaman da azalacaktır. Mobilize olmuş kuvvetin bulunmasıyla belirlenen kritik yüzey, kazıksız olarak elde edilen kritik yüzey ile tümüyle mobilize olmuş kuvveti sağlayan kazıkların olması durumunda elde edilen kritik yüzey arasındadır. S ile güvenlik sayısı arasındaki ilişkiyi gösteren eğriler birbirine benzerdir (Şekil (7.19) ve (7.20)). Bununla birlikte, S ile FS'in artış oranı, tamamen mobilize olmuş kuvvet için olandan daha düşüktür ve pik değer (S'e göre) daha hassas değildir.

7.2.2 Yanal Yüklü Kazıkların Tasarımı

Yanal yüke karşı koyacak kazıkların tasarımında kazık boyunca yerdeğiştirme, eğilme momenti ve kesme kuvvetleri dağılımlarına gerek vardır. Kayma yüzeninin altındaki ve üstündeki kazık kesimleri için ayrı formlardaki kazık yerdeğiştirmesi için ana denklemlerin gözönüne alınması uygundur.

Kritik yüzeyin üstüne kadar uzanan kazık kesiminin analizi için lineer elastik davranan kiriş denkleminin kapalı formdaki çözümü kullanılır (Şekil 7.21).

$$E_p I_p \left(\frac{d^4 y_1}{dz^4} \right) = p(z) \quad (-CE \leq z \leq 0) \quad (7.30)$$



Şekil 7.21 Anakayaya kadar uzanan duraylılık kazıkları

Burada, y_1 , kayma yüzeyinin üstündeki kazık yerdeğiştirmesi; $E_p I_p$, kazık rijitliğidir. $p(z)$ kuvveti zeminin plastik şekil değiştirme prensibi kullanılarak Eşitlik (7.31)'deki gibi hesaplanır.

$$p(z) = p_2 + (p_1 - p_2 / CE)z \quad (7.31)$$

Burada, p_1 ve p_2 Eşitlik (7.30)'da bulunan $p(z)$ 'nin lineer dağılımından elde edilir. Eşitlik (7.30)'un kapalı formdaki çözümü doğrudan integrasyonla kolaylıkla elde edilebilir.

Kritik yüzeyin altında kalan kazık kesiminin analizi (lineer elastik davranan kiriş gibi) için sonlu farklar yöntemi kullanılır.

$$E_p I_p \left(\frac{d^4 y_2}{dz^4} \right) = -E y_2 \quad (z \geq 0) \quad (7.32)$$

Burada, y_2 kritik yüzeyin altındaki kazık yerdeğiştirmesidir. E elastik modülü, $E = B E_s$, zeminin elastik modülü ile ilişkilidir (kayalarda $E = B E_r$). Burada, B kazık çapıdır. Eşitlik

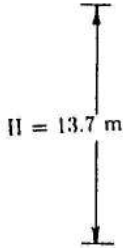
(7.32)'yi çözmek için derinlik boyunca elastisite sabitinin değişimine izin veren sonlu farklar yöntemi kullanılır.

7.2.3 Şevin Nümerik Çözümü ve Kazık Tasarım Yöntemi

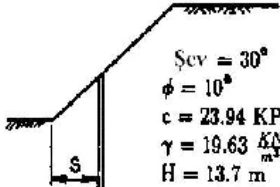
Kazık sırası yerleştirilmiş bir şevin efektif duraylılığı, yalnızca şevlerin duraylılığını sağlamak için değil bununla birlikte kazıkların uygun ve yeterli bir şekilde tasarımını da gerektirir. S. Hassiotis, J. L. Chamenu ve M. Gunaratne (1997) tarafından yapılmış olan bu çalışmada, şev duraylılığını ve kazık tasarımı etkileyen parametreler analiz edilmiştir. Yöntem adım adım, bu parametreleri seçmek ve etkin bir çözüm yöntemini elde etmek için, özetlenmiştir. Şekil (7.22)'de sığ bir şevin güvenliği için yerleştirilen kazık sırası görülmektedir. Şevin güvenlik sayısı, kazık boyunca yerdeğiştirme, eğilme momenti ve kesme kuvveti profili önceki bölümde açıklanmış olan yöntemin kullanılmasıyla hesaplanmıştır. Sonunda, optimum bir tasarım elde etmek için, Şekil (7.22)'deki yapısal bir tasarım örneği üzerinde, çeşitli parametreler değiştirilerek bunların etkileri incelenmiştir.

Şekil (7.22)'de verilen örnekte, şev yüksekliği 13.7 m, şev açısı 30° , zeminin içsel sürtünme açısı 10° , kohezyonu 23.94 kPa ve birim hacim ağırlığı 19.63 kN/m^3 'dir. Kazık olmaması durumunda şevin güvenlik sayısı 1.08 olup bu değer yetersizdir. Bu nedenle şeve bir kazık sırasının yerleştirilmesi gerekmektedir. Aşağıdaki adımlar şev-kazık sisteminin etkin bir tasarımı elde etmek için S. Hassiotis, J. L. Chamenu ve M. Gunaratne (1997) tarafından önerilmiştir.

1. F_p kuvvetinin mobilizasyon derecesini gösteren bir parametre seçilmeli ve şu 2 adımdan biri seçilerek bu parametre elde edilmelidir. (1) F_p 'nin toplam mobilizasyonu veya (2) F_p 'nin kısmi mobilizasyonu. Bu örneklerde, kazıklardan iletilen reaksiyon kuvvetini göstermek için $F_m = F_p / F_c$ kullanılmıştır. Bu yaklaşım kazık sırası yerleştirilmiş şev stabilitesinde uygun bir değerlendirmeyi sağlamaktadır. Uygun bir tasarım için, kuvvetin kısmi mobilizasyon fikri kazıkların analizinde dahil edilebilir.
2. Kazık sırası ile şev topuğu arasındaki yatay uzaklık, S, arazi koşullarına göre belirlenir yada rastgele seçilir. Bu örnekte, S uzaklığı 7.6 m olarak varsayılmıştır. Bu noktaya kazık sırası yerleştirildiği zaman, zemin yüzeyinden yeni belirlenen kritik yüzeye (CE) kadar olan uzaklık 5.0 m'dir.



Kazık
 $EI=16.65 \text{ MN} - m^2$
 $b=0.91 \text{ m}$
 $CE=5 \text{ m}$

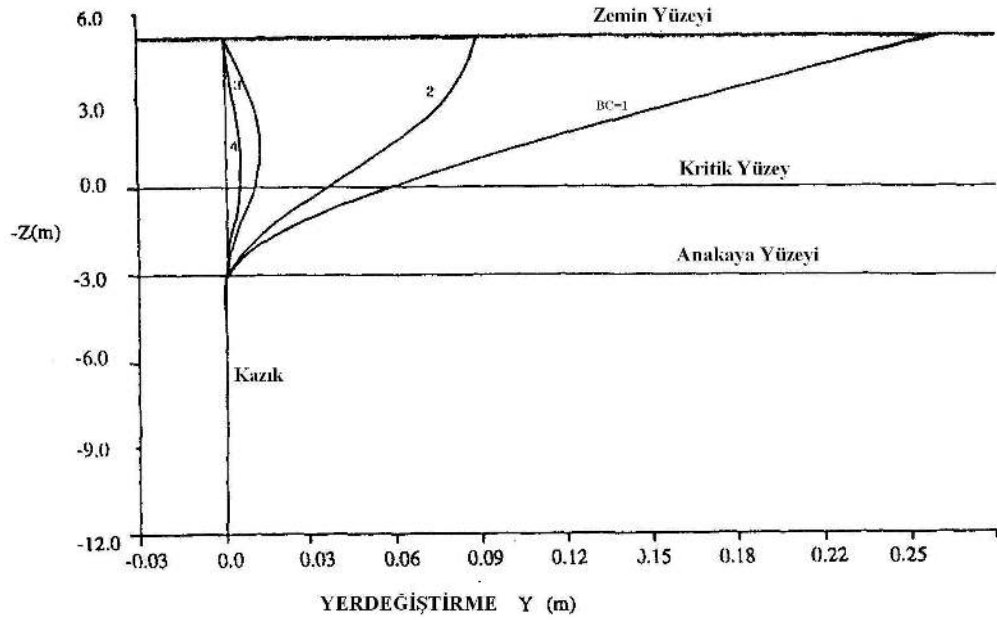


Şekil 7.23 D_1 / B ile FS arasındaki ilişki

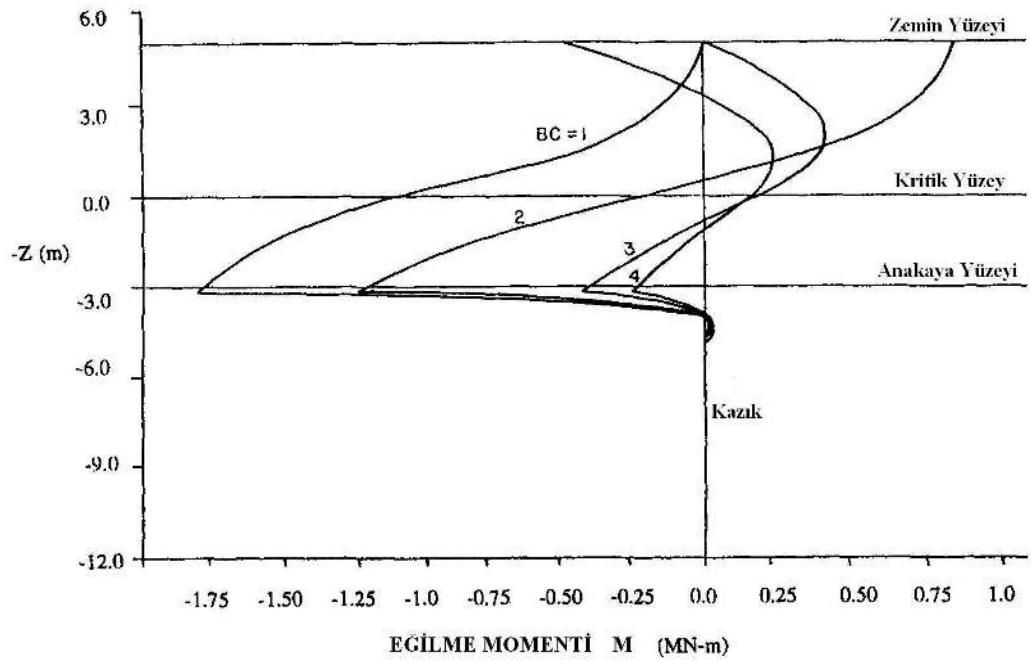
3. Kazık sırasının yerleştirilmesinden sonra şevin yeni güvenlik sayısı, kazık çapı B , kazık aks aralığı D_1 ve kazık sırasının konumu S 'in bir fonksiyonu olarak bulunur. Kazık aralığı ve çapının şevin güvenlik sayısı üzerindeki etkisi, verilen S değeri için, D_1 / B oranı ile FS arasındaki ilişkiyle Şekil (7.23)'de gösterilmiştir.
4. Şev için istenilen güvenlik sayısı seçilir. Bu örnek için istenilen güvenlik sayısı 1.30 olarak seçilmiştir.
5. İstenilen güvenlik sayısı değerine göre Şekil (7.23)'den D_1 / B oranı seçilebilir. Bu örnekte, şev için gerekli olan en küçük 1.30 güvenlik sayısına uygun olan D_1 / B oranı 2.8'den küçük olmalıdır. Bu nedenle, uygun değer olarak 2.5 değeri seçilmiştir.
6. Tasarım başlangıcında rastgele bir kazık çapı seçilir. Bu örnekte, kazık çapları 0.61 m ve kazık aks aralığı 1.5 m ($D_1 / B = 2.5$) olarak seçilmiştir. Kazık rijitliği $E_p I_p$ ise $16.55 \text{ MN} / \text{m}^2$ olarak alınmıştır.
7. Kazığın lineer elastik sonsuz bir kiriş gibi olduğu varsayımı ile, kazık uzunluğu boyunca yerdeğiştirme, eğilme momenti ve kesme kuvveti tahmin edilebilir. Kritik yüzeyin üstündeki kazık kesiminde her birim boy için kazığa etkiyen yanal kuvvet Ito-Matsui yöntemine göre (Eşitlik (6.2)) elde edilir. Kritik yüzeyin altındaki kazık kesiminde her birim boy için kazığa etkiyen yanal kuvvet ise kazık rijitliği ve kazığın oturduğu tabakanın özelliklerine bağlıdır. Bu örnekte zemin yüzeyinden 3.0 m derinliğe kadar kil tabakası ve altında anakaya yer almaktadır. Kil için $E_s = 7.85 \text{ MN} / \text{m}^3$ ve yumuşak kaya olan anakaya için $E_r = 6.28 \times 10^4 \text{ MN} / \text{m}^3$ olarak alınmıştır.

Seçilen parametreler ile ilgili olarak, yerdeğiştirme, eğilme momenti ve kesme kuvveti dağılımları kazık başındaki 4 farklı olası durum için Şekil (7.24), (7.25) ve (7.26)'de verilmiştir (BC=1, serbest başlı; BC=2, dönmesi engellenmiş başlı; BC=3, mafsal başlı; BC=4, tutulu başlı). Şekil (7.25)'de görüldüğü gibi, tutulu başlı durumda (BC=3), diğer koşullara göre (sırasıyla 4, 2, 1), kazıkta en küçük eğilme momenti ortaya çıkmıştır. Buna dayanarak, bir kazık başının (mafsal veya tutulu başlı) olması önerilir. Bununla birlikte, deneysel sonuçlar (Ito ve Matsui, 1975) zeminin plastik şekil değiştirmesinin neden olduğu kazıklara etkiyen yanal yük, kazık başı durumu altında plastik şekil değiştirme kuramıyla en iyi şekilde tahmin edilebileceğini göstermektedir. Bundan dolayı, kazıklara etkiyen kuvveti en doğru şekilde tahmin etmek ve kazıktaki moment ve kesme kuvvetini sınırlandırmak için serbest başlı kazık durumundan kaçınmak gerekir. Tutulu başlı kazık

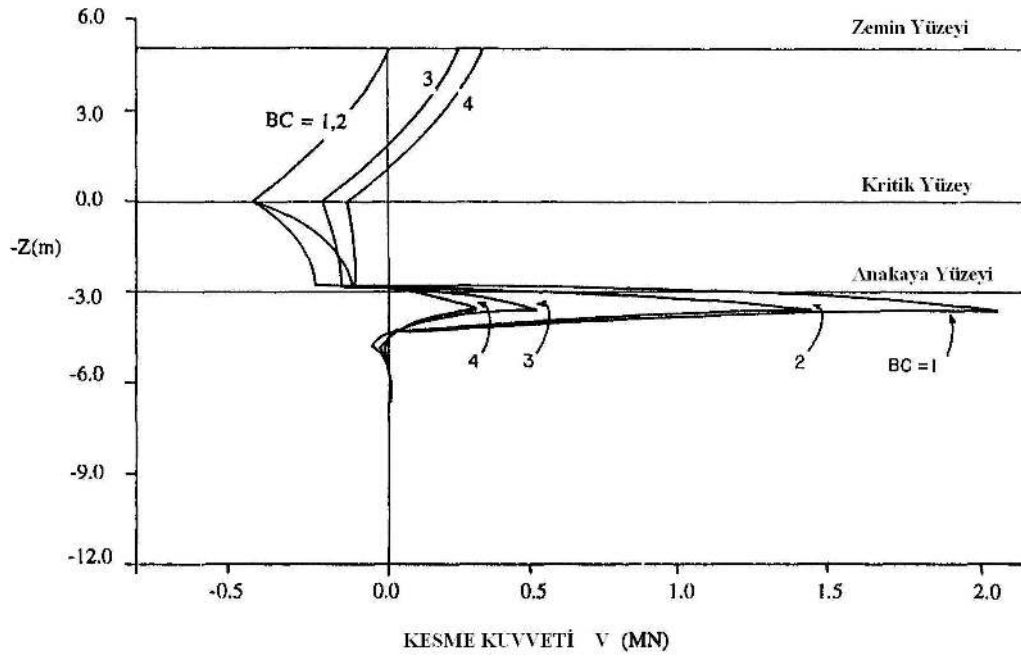
sırası durumunda kazıklar başlık kirişiyle birbirine bağlanmalı ve ankraj gibi bir yapı ile tutulmalıdır. Dönmesi engellenmiş kazık başı durumu, kazık başlarını bir kiriş ile kolaylıkla birleştirilmesiyle elde edilebilir. Bu örnekte tutulu başlı kazık durumu gözönüne alınmıştır.



Şekil 7.24 4 Sınır koşulu için kazık uzunluğu boyunca yerdeğiştirme dağılımı



Şekil 7.25 4 Sınır koşulu için kazık uzunluğu boyunca eğilme momenti dağılımı



Şekil 7.26 4 Sınır koşulu için kazık uzunluğu boyunca kesme kuvveti dağılımı

8. Bu aşamada yapısal kazık analizi yapılabilir. Uygun bir tasarım elde etmek için gözönüne alınması gereken 3 parametre kazığa etkileyen maksimum yerdeğiştirme, eğilme momenti ve kesme kuvvetidir.
9. En uygun tasarımda, şev-kazık sisteminde farklı durumlar için, yapısal maliyetin de minimum düzeyde tutulması gerekir. Kazık çapı (B) ve konumu (S) olmak üzere bu iki parametre değiştirilebilir. Bu örnek için, kazık çapının 0.61 m'den 0.91 m'e çıkmasıyla kazık aralıkları da 1.5 m'den 2.3 m'e çıkmaktadır. Bu durumda, kayan kitlenin uzunluğunun 305 m genişliğinde olması nedeniyle, 0.61 m çapında 200 kazık ya da 0.91 m çapında 134 adet kazık ($FS=1.3$ için) gerekmektedir. S'nin artması da benzer etkiyi gösterir. Bunu göstermek için, $S=12.2$ m için FS ile D_1/B arasındaki ilişki Şekil (7.23)'de gösterilmiştir. $S=12.2$ m için, 1.3 güvenlik sayısında, D_1/B oranı 3.5 değerine eşit olmalıdır. Böylece, 0.61 m kazık çapı için 143 adet veya 0.91 m kazık çapı için 100 adet kazığa gerek duyulur. Yine de, kazık sırasının şev topuğundan 4.6 m uzaklaştırılmasıyla birlikte kritik yüzeyi geçmesi için gerekli olan kazık boyu ve kazığa etkileyen kuvvetler de artar. Bu nedenle ilk çözüm daha ekonomiktir.
10. Sonunda, kazıkların boyu tanımlanabilir. Kazıkların boylarının yeterli ve uygun derinliğe kadar olması önerilmekte olup bu derinlikte eğilme momenti ve kesme kuvvetleri sıfır

olur. Yaklaşık derinliği bulmak için, sonsuz uzunlukta bir kazık analiz edilir ve bu değerlerin sıfır olduğu nokta için kazık boyu belirlenir. Bu noktadan daha derinde kazık boylarının duraylılığına bir etkisi yoktur.

S. Hassiotis, J. L. Chamenu ve M. Gunaratne (1997) tarafından yapılmış bu çalışma kısaca şu şekilde özetlenebilir;

- Şevin denge durumu gözönüne alınmaksızın, kazıklara etkiyen kuvveti tahmin etmek için Ito ve Matsui (1975) tarafından geliştirilmiş olan plastik durum kuramı kullanılmıştır. Bu kuram aslında rijit kazıklar için geliştirilmiştir, fakat küçük deplasman varsayımları altında esnek kazıklar için de bu teori genişletilir. Zeminin yumuşak ve plastik şekil değiştirmeye uğrayabileceği varsayılmıştır. Kazıkların ise birbirine yakın ve bir grup gibi davrandığı varsayılmıştır.
- Kazıklardan şev etkiyen kuvveti gözönüne alan, şev duraylılığı için ϕ dairesi yöntemi değiştirilmiştir. Mobilize olmuş kuvveti elde etmek için, plastik durum varsayımı kullanılarak elde edilen maksimum kuvvetin şevin güvenlik sayısına bölünmesi önerilebilir.
- S. Hassiotis, J. L. Chamenu ve M. Gunaratne (1997) tarafından yapılmış bu çalışma güvenlik sayısı ile kazık çapı, kazık aks aralığı ve kazık sırasının konumu gibi parametreler arasındaki ilişkiyi göstermiştir.
- Kazık boyunca her noktada yerdeğiştirme, eğilme momenti ve kesme kuvvetini hesaplamak için iki kesimde (kritik yüzeyin üstünde ve altında) kazık analiz edilmiştir. Kritik yüzeyin üstündeki kesimde kazığa etkiyen kuvvetin bilinmesi nedeniyle kapalı form çözümü ile üst kesim çözülmüştür. Kritik yüzeyin altındaki kesim ise sonlu farklar yöntemi kullanılarak analiz edilmiştir.
- Şev ve kazıkların tasarımı için adım adım çözüm yöntemleri önerilmiştir. İstenilen güvenlik sayısı ve kazık sırasının yeri seçildiğinde, kazık çapı ve aks aralıkları tanımlanabilir ve şev duraylılığı ve kazık bütünlüğü elde edilir.
- S aralığı arttığı zaman D_2 / D_1 oranına bağlı olarak güvenlik sayısı değişir. Bu oran azaldığı zaman güvenlik sayısı artar. D_2 / D_1 oranı kazıklar birbirine çok yakın ve bir grup gibi davranacak şekilde olmalıdır.

- Maksimum güvenlik sayısı için, kazıklar şevin orta noktası ile tepe noktası arasına yerleştirilmelidir. Genelde, dik şevlerde tepe noktasına yakın yerde yerleştirilmeleri daha uygundur.
- Kazıktaki eğilme momentlerinin ve kesme kuvvetlerinin küçük olması için kazık başlığı tutulu ya da mafsal başlı olmalıdır.

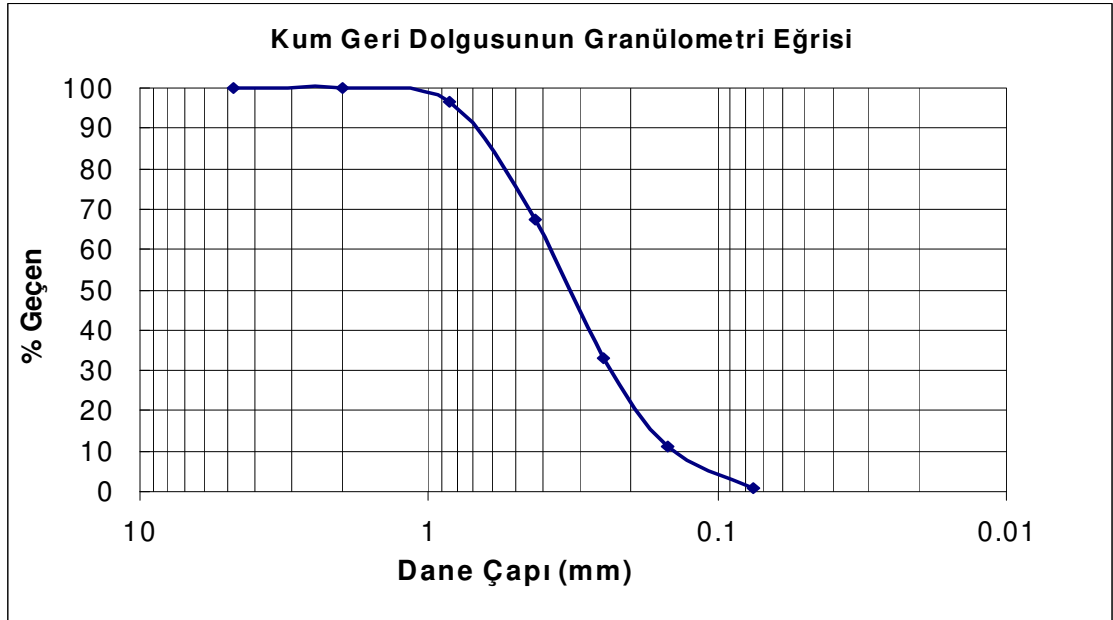
8. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

8.1 Giriş

Bu çalışmada, şevlerin duraylılığını sağlamak amacıyla bir şev ortamına yerleştirilen düşey kazıkların davranışını gözlemlemek için laboratuvar koşullarında model deneyler yapılmıştır. Bu bölümde model deneylerde kullanılan kum zeminin indeks özellikleri, model kazık grubunun özellikleri, bu çalışma için geliştirilmiş büyük ölçekli kesme kutusunun özellikleri, yağmurlama düzeneğinin ve kullanılan ölçüm aletlerinin özellikleri, model grup kazık üzerinde yanal zemin hareketinin nasıl sağlandığı ve deneylerden elde edilen sonuçlar anlatılmıştır.

8.2 Kullanılan Kum Zeminin İndeks Özellikleri

Deneysel çalışmalarda kullanılan ve içerisinde kuvars daneleri içeren kum Şile yöresinden sağlanmıştır. İndeks özelliklerinin belirlenebilmesi için zemin örnekleri üzerinde elek analizleri ve özgül ağırlık deneyleri yapılmıştır. Elek analizi sonuçları Şekil 8.1’de görülmektedir.



Şekil 8.1 Kum malzemesine ilişkin elek analizi sonucu

Elek analizi sonuçlarından görüleceği üzere, deneysel çalışmalarda dolgu malzemesi olarak kullanılan kum üniform bir kum olup, zemin USC Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırmasına

göre kötü derecelendirilmiş kum (SP)'dur.

Kullanılan kum zeminin en büyük ve en küçük boşluk oranı değerlerini belirleyebilmek için Adalıer (1992) tarafından kullanılan yöntemden faydalanılmıştır. İç çapı 152 mm ve derinliği 117 mm olan, 2123 cm^3 hacmindeki, Proktor kabı içerisine etüvde kurutulmuş olan kum malzemesi 10 tabaka halinde yerleştirilmiş ve Proktor kabına yanlardan çekiçle vurularak her bir tabakanın sıkışması sağlanarak en küçük boşluk oranı elde edilmiştir. En büyük boşluk oranı ise kumun aynı Proktor kabı içerisine ASTM standartlarında boyutları verilen bir huni yardımı ile düşük bir yükseklikten dökülmesi sonucu elde edilmiştir. Zeminlerin en küçük ve en büyük boşluk oranı değerleri Çizelge 8.1'de görülmektedir.

Çizelge 8.1 Kum malzemesinin indeks özellikleri

Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sembolü	SP
Özgül Ağırlık, G_s	2.65
En Büyük Boşluk Oranı, $e_{\max}$	0.88
En Küçük Boşluk Oranı, $e_{\min}$	0.53

Bu çalışmada kullanılan kum malzemesinin farklı sıklık değerlerinde kayma mukavemeti açısını belirlemek amacıyla kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Deneyler $D_r = \%70$, $D_r = \%60$ ve $D_r = \%50$ sıklık değerleri için yapılmış olup sonuçlar Çizelge 8.2'de gösterilmiştir.

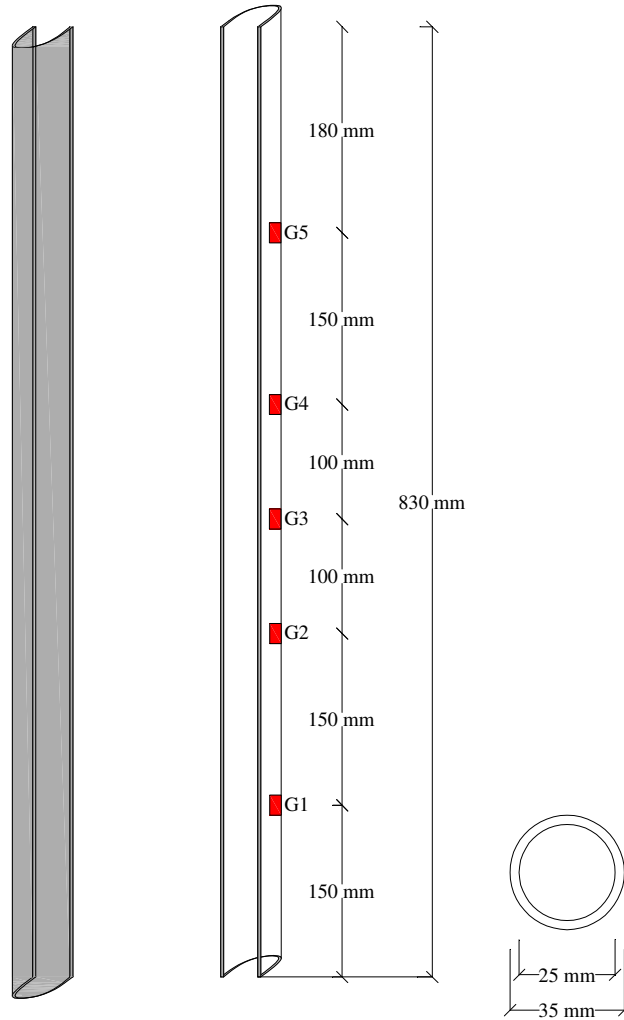
Çizelge 8.2 Kum malzemesi üzerinde yapılmış kesme kutusu deney sonuçları

D_r (%)	Kayma Dayanımı Açısı ($^{\circ}$)
70	36.40
60	36.07
50	35.80

8.3 Kullanılan Kazık Grubu ve Kazık Başlığının Özellikleri

Model deney için, daha önce çeşitli araştırmacılar tarafından da kullanılmış olan, alüminyum kazık malzemesi seçilmiştir. Deneylerde $B = 35 \text{ mm}$ çapında içi boş kesitli alüminyum boru kullanılmış olup et kalınlığı $t = 5.0 \text{ mm}$ 'dir. Model kazık boyları 830 mm 'dir. Yanal yük

etkisinde kalacak kazık grubu tek sıra halinde 4 kazıktan oluşmaktadır. Tutulu başlı olarak tasarlanan kazık grubunda kazık başlığı yüksekliği 3 cm, genişliği 8 cm ve uzunluğu 42 cm'dir (Şekil 8.3). Kazık aks aralığı $D_1 = 95$ mm olup, $S/B \approx 2.7$ ($S = D_1$) için bu değer yanal zemin hareketi etkisinde kalan kazık grupları için uygun bir orandır. Bu kazık grubundaki kazıklardan 2 tanesi 2 parçadan oluşmaktadır. 2 parçadan oluşan bu model kazığa ait ayrıntılar Şekil 8.2'de sunulmaktadır. Model kazıkların alt ucu kapaklar ile kapatılmıştır. Böylelikle yanal toprak hareketi sırasında kumun kazık ucundan içeriye girmesi ve kumun yağmurlama sırasındaki formunun bozulması ve dolayısıyla hatalı sonuçlar ortaya çıkması engellenmiştir. Şekil değiştirme ölçerler kazıkların, (Kazık No 1 ve 3), içerisine aynı eksen doğrultusunda, yanal toprak hareketine dik doğrultuda olacak şekilde yerleştirilmiştir.

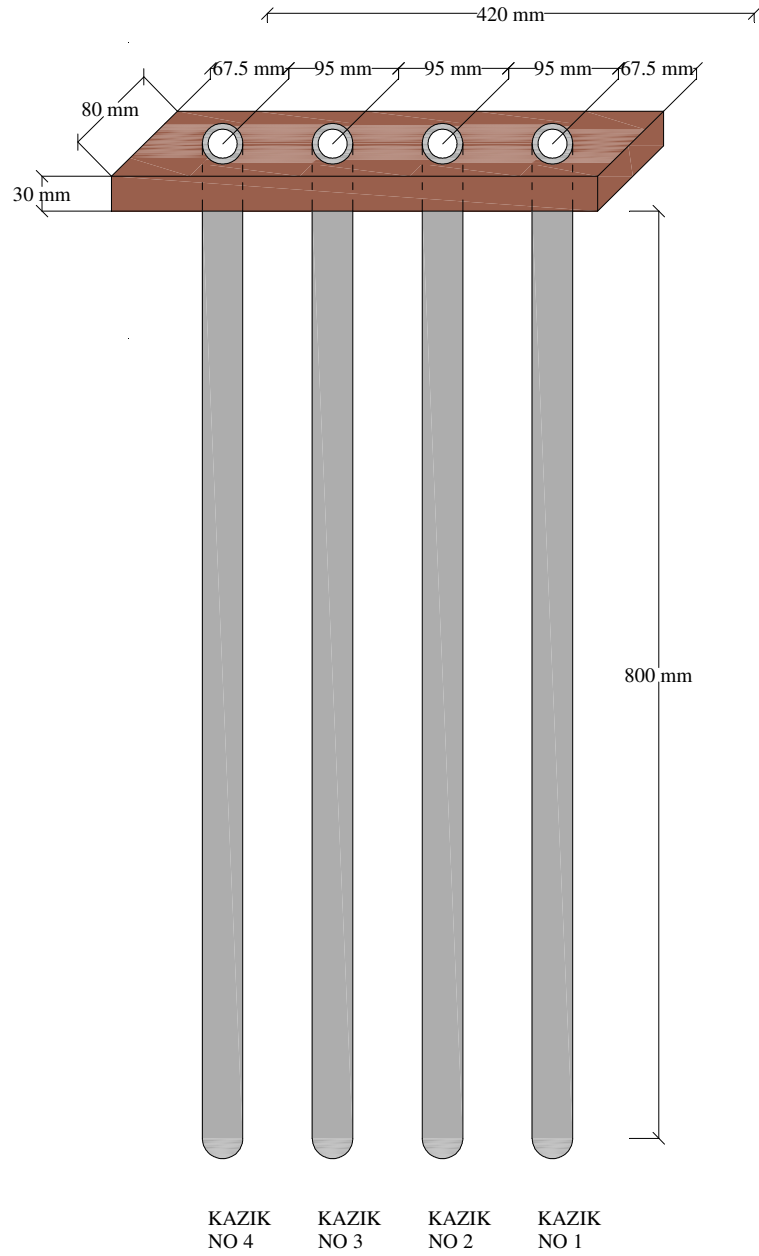


Şekil 8.2 Model kazık ayrıntısı

Şekil 8.2'den de görüldüğü gibi, yanal toprak hareketi sırasında kazıklarda oluşacak şekil değiştirmeleri ölçmek için G1, G2, G3, G4 ve G5 olmak üzere her bir kazığa 5 adet şekil değiştirme ölçer (strain gauge) yerleştirilmiştir. Deney aşamasında, ilerleyen bölümde açıklanacak olan büyük ölçekli kesme kutusunun üst parçasının hareket etmesiyle modellenecek olan yanal zemin hareketiyle bu kesimde kalan kazık boyunun uzunluğu fazla olduğundan dolayı (kazık başlığının altından itibaren 45 cm'lik kesim) bu bölgede 3 adet şekil değiştirme ölçerin konulması uygun görülmüştür.



Şekil 8.3 Model grup kazık

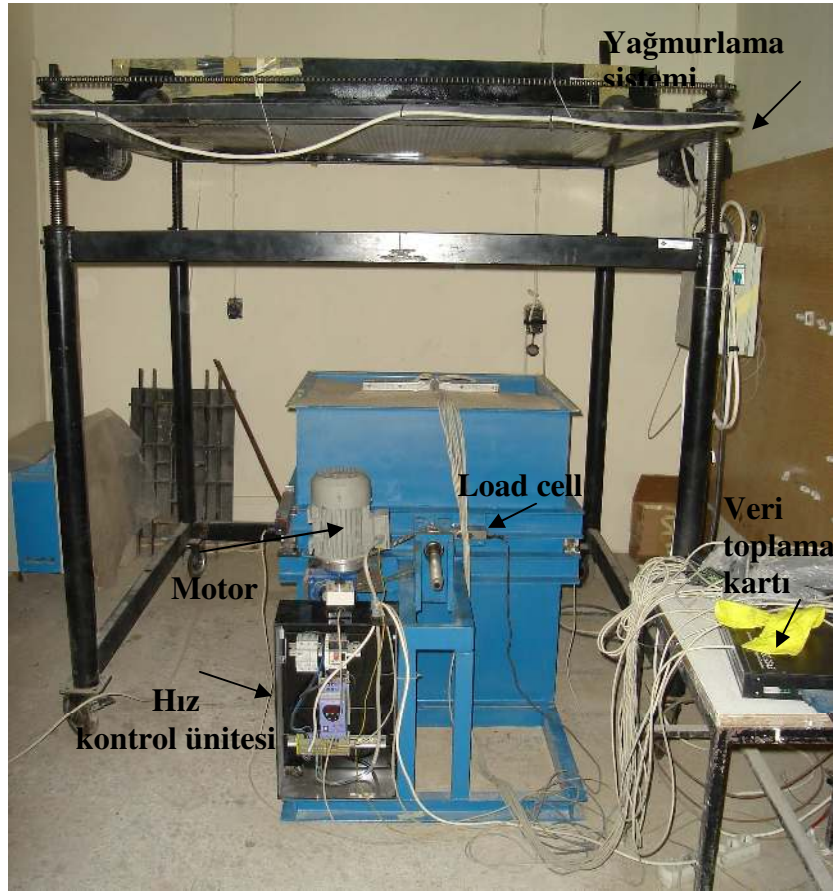


Şekil 8.4 Model grup kazık ayrıntısı

8.4 Deney Düzenine İlişkin Bilgiler

Bu tez çalışmasında yanal zemin hareketi etkisinde kalan düşey kazıkların davranışının incelenmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla YTÜ Geoteknik Laboratuarında büyük ölçekli bir kesme kutusu imal edilerek, kazık sırası yerleştirilmiş şev duraylılığı problemi laboratuar koşullarında modellenmeye çalışılmıştır. Aşağıdaki bölümlerde bu deney düzenine ilişkin ayrıntılarına yer verilmiştir.

8.4.1 Büyük Ölçekli Kesme Kutusu

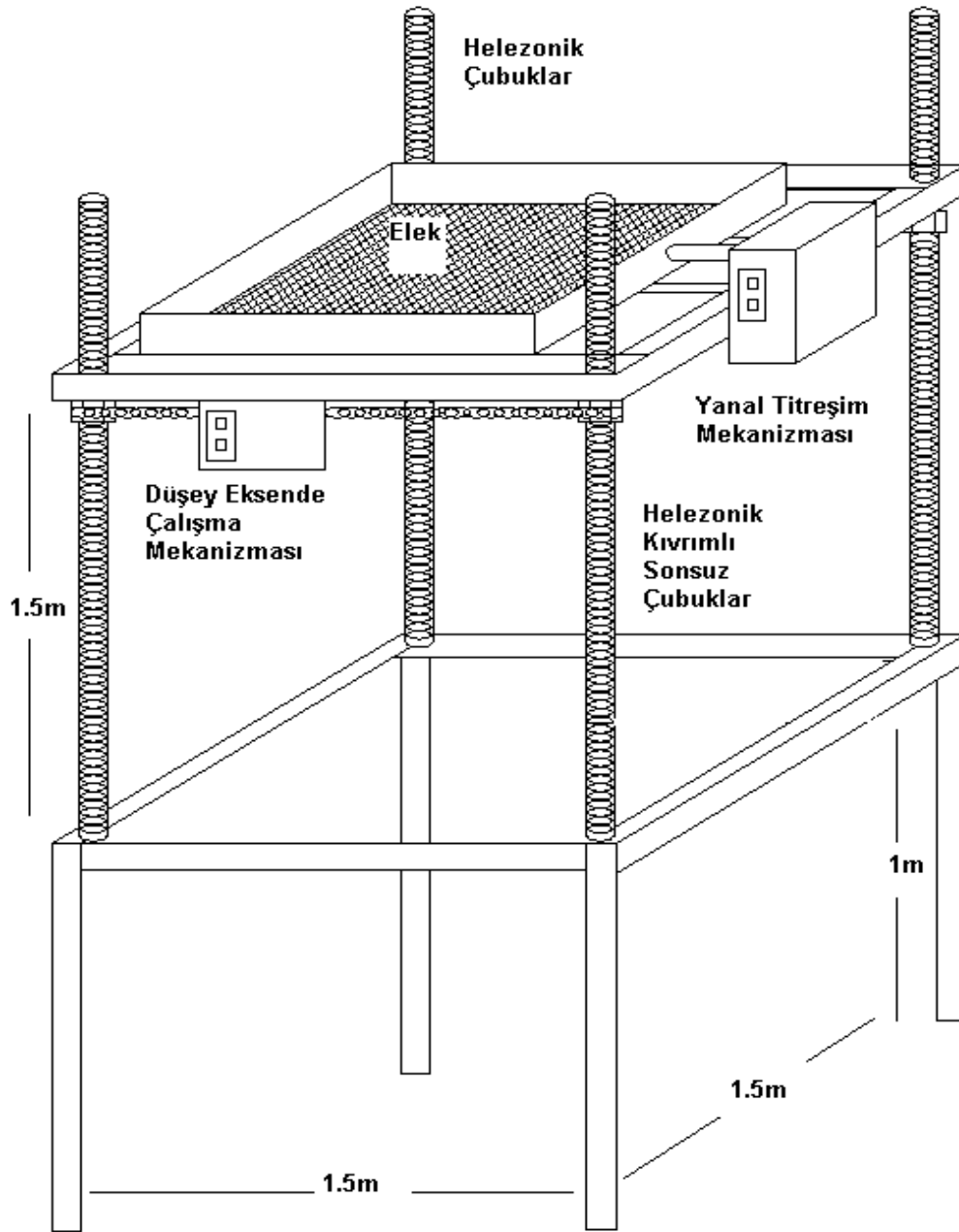


Şekil 8.5 Deney düzeneği

Bu tez çalışması amacıyla Şekil 8.5’de görülen çelik saçtan, büyük ölçekli kesme kutusu imal edilmiştir. Kesme kutusu düzeneği motor, hız kontrol ünitesi, load cell’den oluşmakta olup load cell veri toplama kartına bağlıdır. Kesme kutusu iki ayrı parçadan oluşmaktadır. Alt kutunun boyutları 77 cm x 85 cm x 45 cm (genişlik x uzunluk x yükseklik), üst kutunun boyutları da 77 cm x 70 cm x 45 cm’dir. Üst kutu alt kutu üzerinde iki kenarı boyunca, motor yardımıyla, hareket edebilmektedir. Hareketliliği sağlayan bu iki kenarda sürtünmeyi minimum düzeyde tutan rulmanlar yer almaktadır. Hız kontrol ünitesinden üst kutunun hareketi için gereken hız ayarlanarak hareket sağlanabilmektedir.

8.4.2 Yağmurlama Sistemi

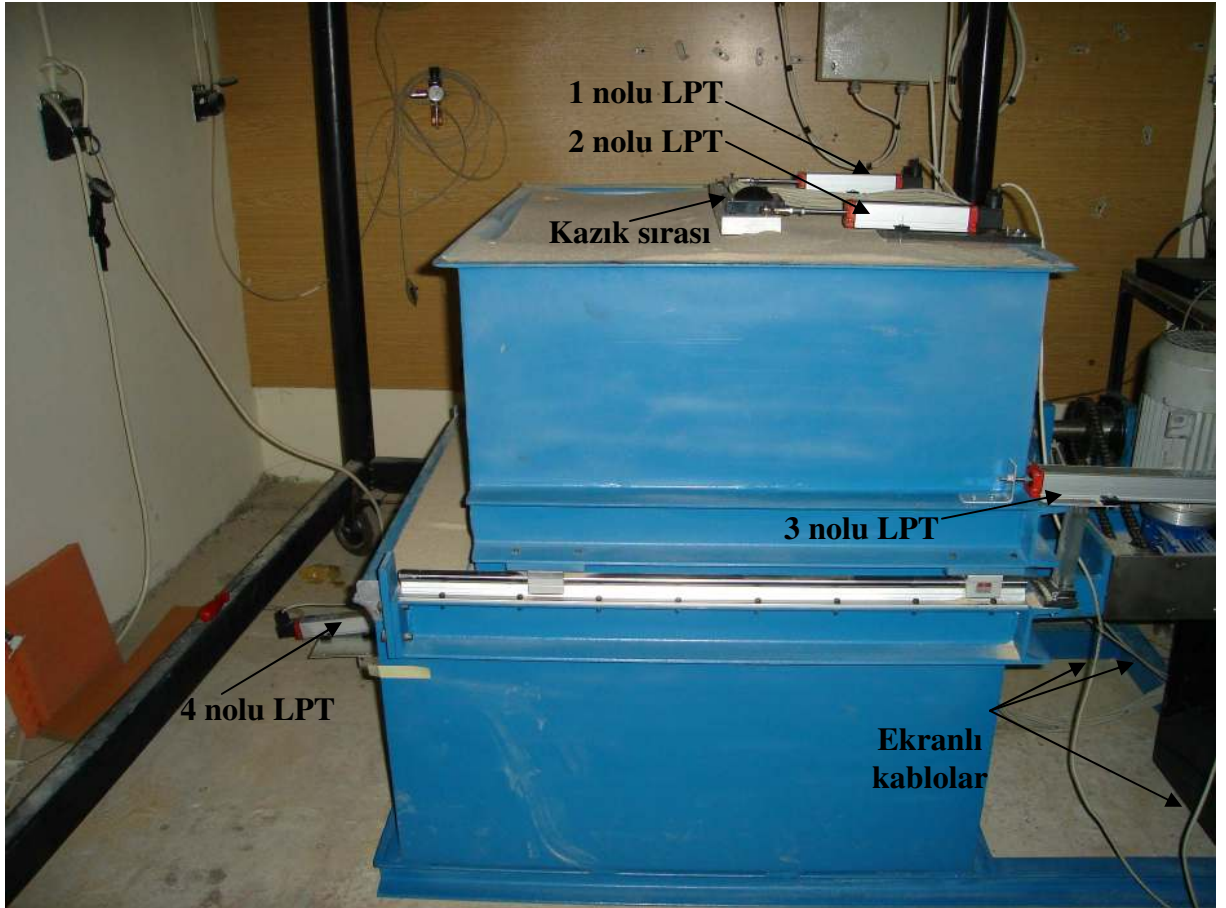
Laboratuar ortamlarında yapılan çalışmalarda zeminin deney kutularına istenilen sıklıkta ve üniform yerleştirilmesi için genellikle yağmurlama sistemlerinden yararlanılmaktadır. Kaynak taramalarından ve daha önceki çalışmalardan edinilen deneyimler ışığında, YTÜ Geoteknik laboratuvarlarında deney kutusu ile birlikte eş zamanlı olarak Şekil 8.6’da görülen yağmurlama düzeneği yapılmıştır. Yağmurlama sistemi tabanda 1500mm x 1500mm x 1000mm boyutlarında bir açıklığı vardır. Farklı elek açıklıklarında düzenlenebilen elek sistemi, hız denetimli bir motor ile helezonik çubuklar üzerinde hareket edebilmektedir. Frekansı ayarlanabilir olan bir titreşim mekanizması elek sistemine bağlanmıştır. Dolgunun hedeflenen sıklık seviyesinde yerleştirilmesi için, elek tablası, denetimli hızda ve istenilen titreşim frekansında çalıştırılmaktadır. Elek tablasının helezonik çubuklar üzerinde yağmurlama süresince yükselmesi ve belirlenen bir frekansta salınım yapması, kum tanelerinin yerleştirme süresince her zaman eşit (h) potansiyel enerjisinde deney kutusuna düşmesine olanak sağlamıştır.



Şekil 8.6 Yağmurlama Sistemi

8.4.3 Kullanılan Ölçüm Aygıtları

Önceki bölümde anlatıldığı gibi Kazık No 1 ve 3'ün içerisine 5'er adet şekil değiştirme ölçer (tek eksenli) yerleştirilmiştir. Şekil değiştirme ölçerler (strain gauge), kazıkların yanal zemin hareketi etkisinde kalması durumunda, kazıklarda oluşacak birim şekil değiştirmelerin belirlenmesi amacıyla yerleştirilmiştir. Kazık başında oluşacak yerdeğiştirmeleri ölçmek için de kazık başının karşılıklı iki kenarına 1 ve 2 nolu LPT , pozisyon transdüseri, kazık ucunda meydana gelecek yerdeğiştirmeyi hesaplamak için de Kazık No 1'e 4 nolu LPT yerleştirilmiştir. Üst kutunun alt kutuya göre göreceli hareketini belirmemek amacıyla da üst kutuya bağlı olan 3 nolu LPT bulunmaktadır. Tüm bu ölçüm aletleri ekranlı kablolar yoluyla veri toplama kartına ve veri toplama kartı da bilgisayara bağlanmaktadır. Tüm deney verileri Labview adlı bir programda toplanmakta ve analizler gerçekleştirilmektedir.



Şekil 8.7 Deney düzeneğinde kullanılan ölçüm aygıtları

8.5 Deneyin Yapılışı

Yapılan deneyler aşağıda aşamalar halinde anlatılmaktadır.

1. Kesme kutusuna, yağmurlama yoluyla, istenilen sıklıkta yerleştirilen kumun ağırlığı, alt kutu ve üst kutu için ayrı ayrı hesaplanır.
2. Üst kutu alt kutunun tam ortasında olacak şekilde konumlandırılır (Şekil 8.8).



Şekil 8.8 Deneyin ilk aşamasında üst kutunun alt kutuya göre konumu

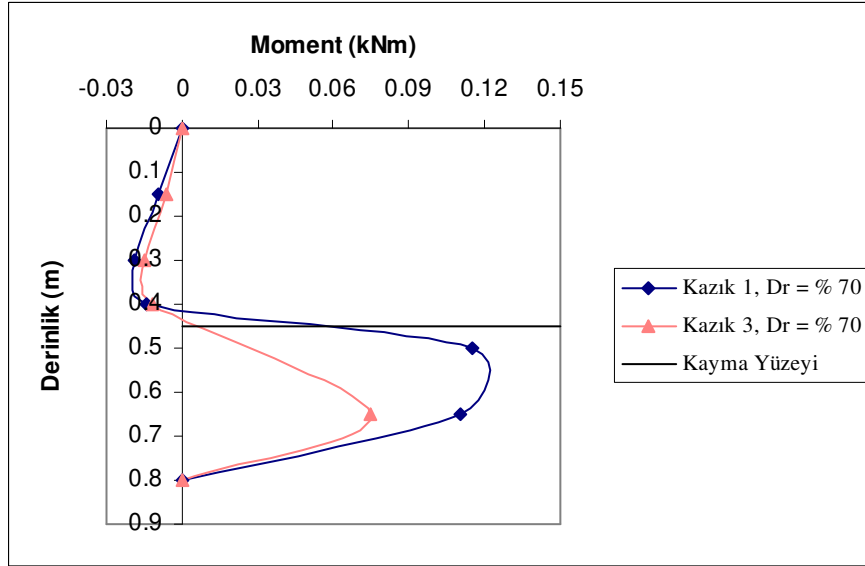
3. Alt kutunun ilk 10 cm derinliği yağmurlama yoluyla doldurulur.
4. Kazık grubu üst kutunun merkezinde olacak şekilde, destek elemanları yardımıyla, yerleştirilir (bu destek elemanlarının boyutları ve yerleştirilme durumu kumun kesme kutusuna yerleştirilmesinde herhangi bir üniformsuzluğa neden olmadığı yağmurlama sırasında gözlenmiştir). Kazıkların dışarıda kalan üst kısımları yağmurlama sırasında kazıkların içerisine kum dolmaması amacıyla kapatılır. Kazıkların kesme kutusuna yerleştirilmesinde, şekil değiştirme ölçerlerin yükün uygulandığı doğrultuda olmasına özen gösterilir.
5. Kazık No 1'in alt ucuna 4 nolu LPT, kutunun alt kısmına açılmış olan küçük bir delikten geçen rijit bir eleman yardımıyla, yerleştirilir (Şekil 8.7).
6. Alt kutu tümüyle dolacak şekilde yağmurlama işlemine devam edilir. Bu aynı zamanda kazık grubunun ilk 35 cm'sinin kum ortamı içerisinde kalması anlamına gelmektedir.

7. Üst kutu yüklemenin yapılacağı doğrultuda alt kutuya tümüyle yaslatılır ve yağmurlama düzeneği bu yeni konuma göre yeniden konumlandırılır.
8. Üst kutu tümüyle dolacak şekilde yağmurlama işlemine devam edilir. Üst kutunun tümüyle dolmasından sonra 1 ve 2 nolu LPT'ler kazık başlığına yerleştirilir (Şekil 8.7).
9. Hız kontrol ünitesi istenilen hız ayarına getirilerek motor çalıştırılır ve böylece kesme işlemine başlanır.

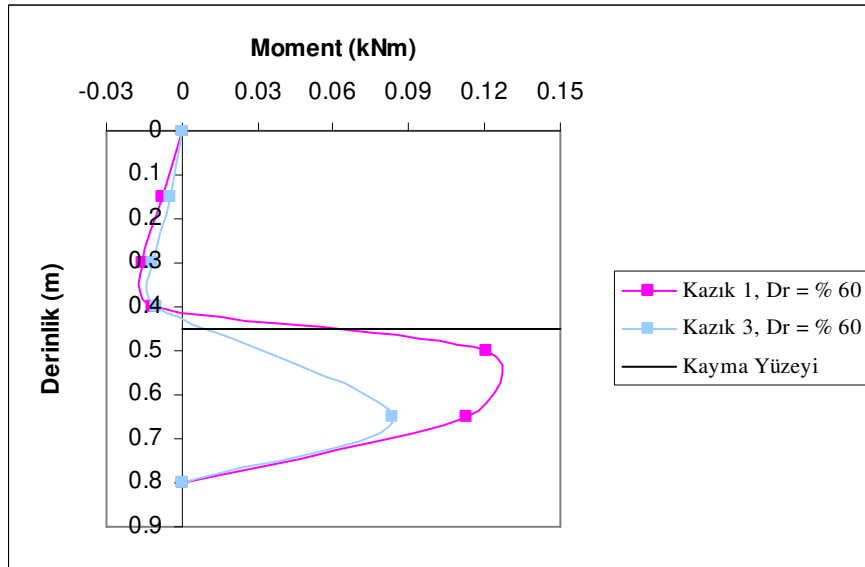
Bu tez çalışması kapsamında %70, %60 ve % 50 sıklıkta kum malzemesi ve kazık grubu yukarıda sıralanan adımlar ile yerleştirilmiş, hız kontrol ünitesi 14 Hz olarak ayarlanmıştır.

8.6 Deney Sonuçları

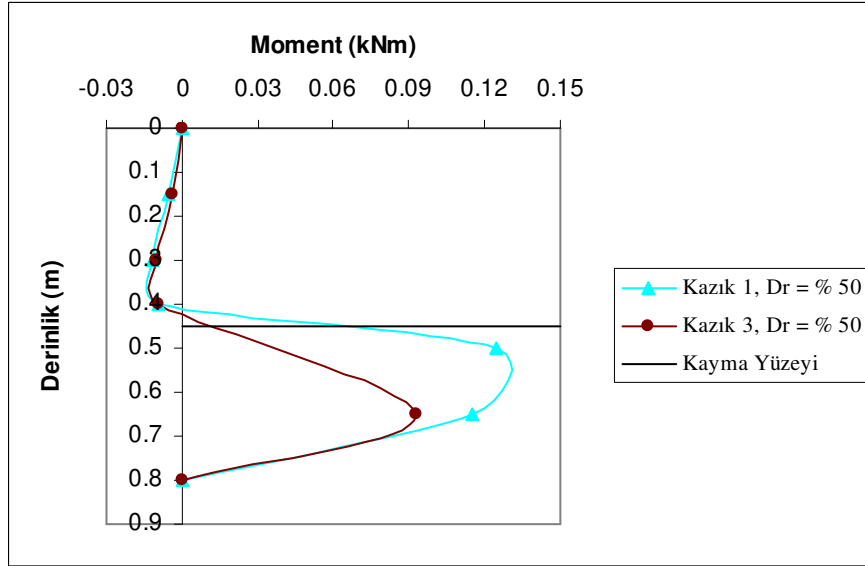
Yapılan deneylerde kazığa yerleştirilen 15, 30, 40, 50 ve 65 cm derinliklerindeki şekil değiştirme ölçerlerden (1 nolu kazığa yerleştirilenler G1-G5, 2 nolu kazığa yerleştirilenler G6-G10) ve kazık başlığına ve ucuna yerleştirilen LPT (lineer position transducer)'lerden okumalar alınmıştır. Şekil değiştirme ölçerler ile düşey yöndeki birim şekil değiştirmeler ölçülmüştür. Kazık başına ve ucuna yerleştirilen LPT'lerden de yanal zemin hareketi boyunca kazıkta meydana gelen yerdeğiştirmeler ölçülmüştür. Elde edilen birim şekil değiştirmelerden (ε) 'den; $\sigma = \varepsilon \cdot E_p$ bağıntısından gerilme, $M = \sigma I_p / y'$ bağıntısından da eğilme momenti değerleri hesaplanmıştır. Burada E_p , kazık malzemesinin elastisite modülü; I_p kazık kesitinin atalet momenti; y ise kazık et kalınlığının yarısıdır ($y' = t/2$). Aşağıda Dr=%70, Dr=%60 ve Dr=%50 için yapılmış olan deneylerden elde edilen sonuçlar ve sonuçların birbirleriyle karşılaştırılması yer almaktadır.



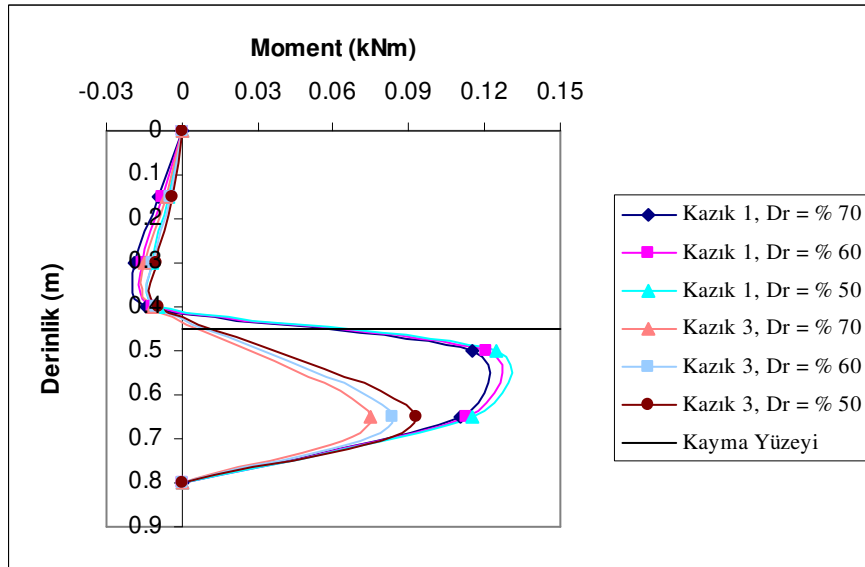
Şekil 8.9 Dr = % 70 için Moment – Derinlik dağılımı



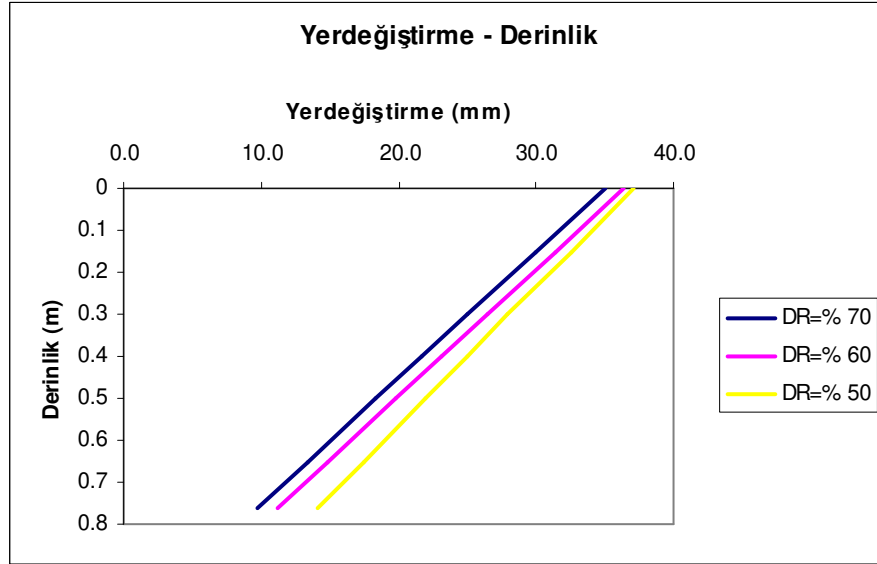
Şekil 8.10 Dr = % 60 için Moment – Derinlik dağılımı



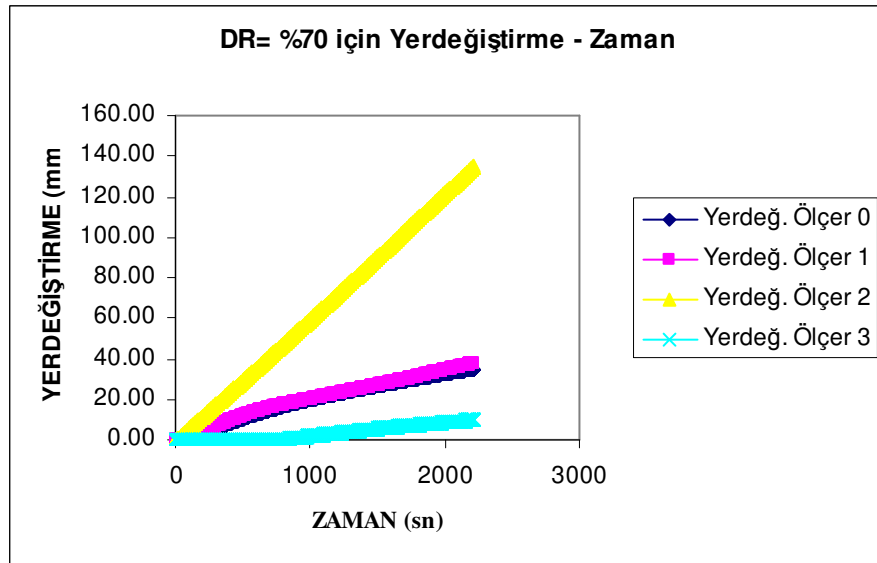
Şekil 8.11 Dr = % 50 için Moment – Derinlik dağılımı



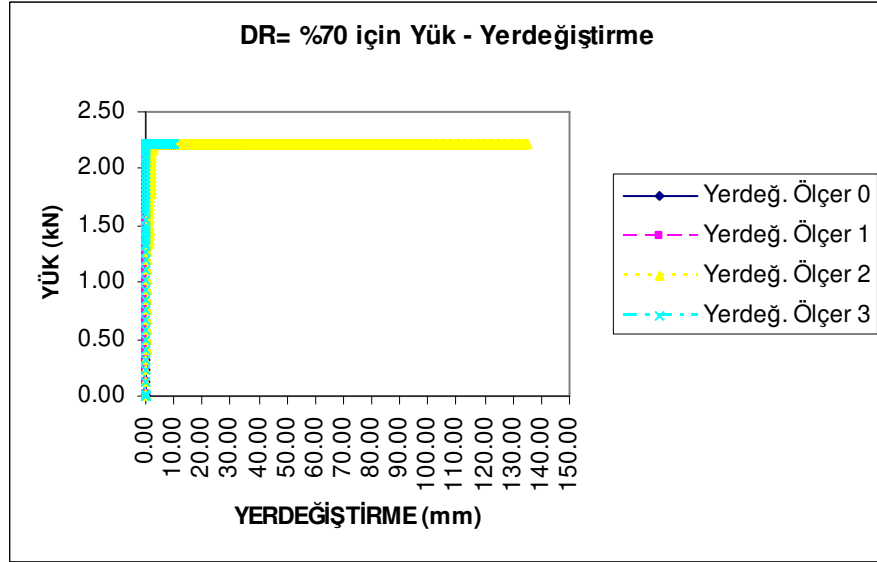
Şekil 8.12 Dr = % 70, 60, 50 için Moment – Derinlik dağılımının karşılaştırılması



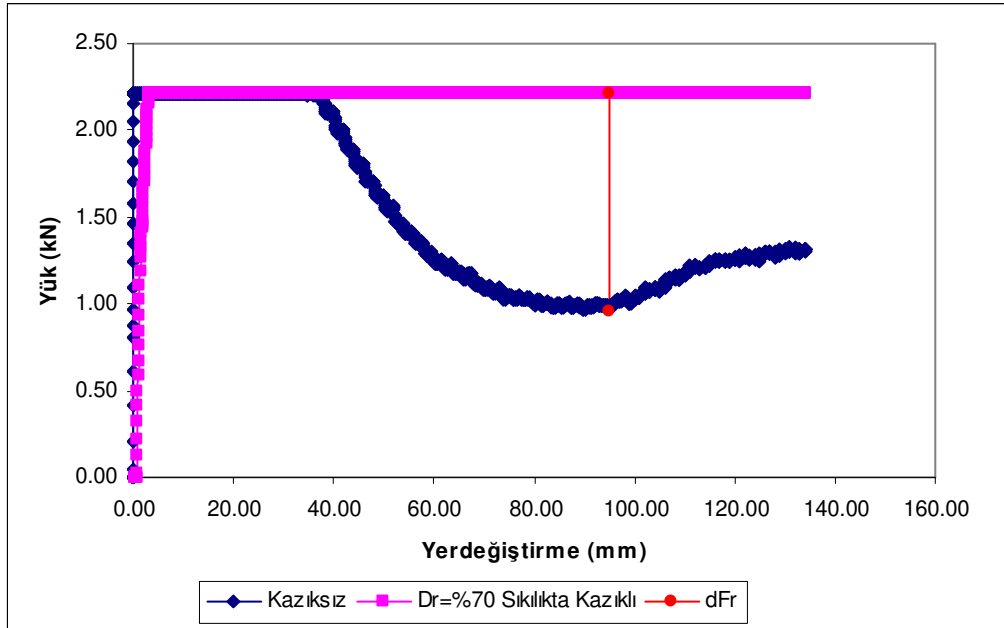
Şekil 8.13 Dr = % 70, 60, 50 için yerdeğiştirmenin derinliğe bağlı değişimi



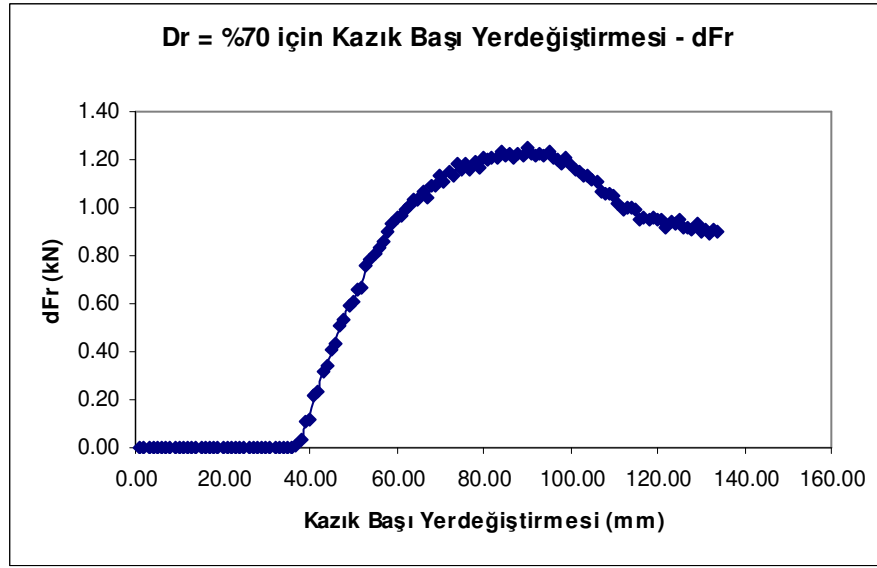
Şekil 8.14 Dr = % 70 için yerdeğiştirmenin zamana bağlı değişimi



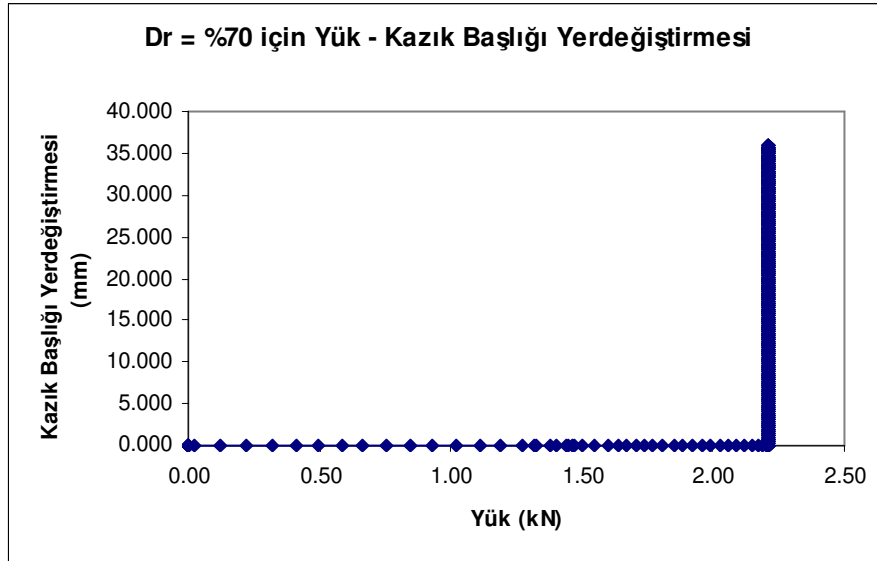
Şekil 8.15 Dr = % 70 için yük ile yerdeğiştirme arasındaki ilişki



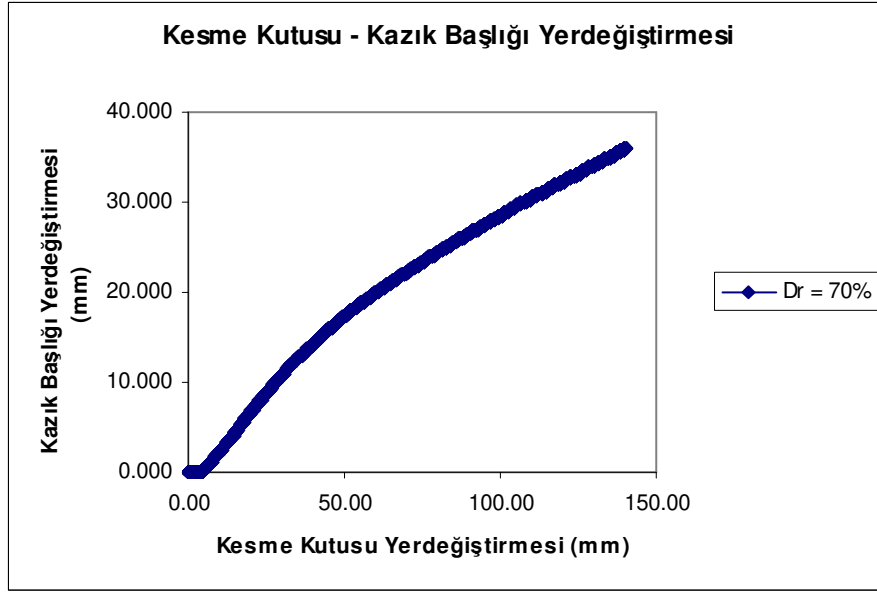
Şekil 8.16 Dr = % 70 sıklıkta dFr için yük-kesme kutusu yerdeğiştirmesi



şekil 8.17 Dr = % 70 sıklıkta dFr'e bağlı kazık başı yerdeğiştirmesi



şekil 8.18 Dr = % 70 için yık ile kazık başı yerdeğiştirmesi arasındaki ilişki



Şekil 8.19 Dr = % 70 için kesme kutusu – kazık başlığı yerdeğiştirmesi arasındaki ilişki

8.7 Amprik Bağıntılar ve LPILE Programı ile Kazık Davranışının Belirlenmesi

Bu bölümde kazık ve zemin bilgilerine bağılı olarak Brinch-Hansen yöntemi, Elastik zemine oturan sonsuz kiriş yöntemi, Yatak katsayısı yöntemi, Broms yöntemi ve $p - y$ yöntemine dayalı olan LPILE programı kullanılarak yanal yüke maruz kalan kazık kesiti analiz edilerek kazık kesitinde meydana gelen maksimum eğilme momenti ve yeri belirlenmiştir. Şekil 8.16'da görüldüğü üzere % 70 sıklılık için kesme kutusunun üst parçası kazık sırası olmaması durumunda 0.96 kN ile itilmekte ve kazık sırasının olması durumunda ise 2.21 kN ile itilmekte olup kazık sırasından şeve uygulanan yanal tepki kuvveti 1.25 kN (dFr)'dur ve tek bir kazık için bu değer yaklaşık olarak 0.32 kN'dur. Tek bir kazık için kazıktan şeve uygulanan yanal tepki kuvveti olan 0.32 kN değerinin kazık kesitinde kayma yüzeyinin üzerinde 0.45 m olan kazık boyunun $H/3$ 'ünde etkiği gözönüne alınarak Brinch-Hansen yöntemi, Yatak Katsayısı yöntemi ve Broms yöntemine göre kazıklar analiz edilmiştir. Bununla birlikte Ito-Matsui yöntemine dayalı olan Elastik Zemine Oturan Sonsuz Kiriş yöntemine göre de kazıklar analiz edilmiştir. Brinch-Hansen yöntemine göre elde edilen ve Şekil 8.22'de de gösterilen, kayma düzlemi altında kalan kazık kesiminde hesap için izlenen yol, geometri ve elde edilen değerler kullanılarak da LPILE programında kazık kesiti analiz edilmiştir. Daha sonra kazıktan şeve etkiyen yanal tepki kuvveti, kazık kesitinde kayma yüzeyinin üzerinde 0.45 m olan kazık boyunun $5H/12$, $H/2$, $7H/12$ 'sinde etkiği

düşünülerek kazıklar tekrar analiz edilmiş ve elde edilen sonuçlar birbiriyle karşılaştırılmıştır.

Kazık bilgileri:

Kazık boyu (gömülü) = 0.8 m

Kazık çapı (B)= 0.035 m

$$D_1 = 0.095 \text{ m}$$

$$D_2 = 0.060 \text{ m}$$

Et kalınlığı (t)= 0.005 m

$$E_p = 6.9 \times 10^7 \text{ kN / m}^2$$

e, yatay yükün uyguladığı yerin zemin yüzeyine uzaklığı= 0.45 m

$$\sigma_{akma} = 160000 \text{ kN / m}^2$$

$$\text{Alan, } A = \frac{\pi}{4} (B^2 - (B - 2t)^2) = 4.71 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Atalet momenti, } I_p = \frac{\pi}{64} (B^4 - (B - 2t)^4) = 5.45 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$\text{Kazık rijitliği, } E_p I_p = 3.7605 \text{ kNm}^2$$

$$\text{Kazık mukavemet momenti, } W_{kazık} = \frac{\pi}{32} \frac{(B^4 - (B - 2t)^4)}{B} = 3.11 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\text{Kazık akma mukavemeti, } M_u = (\sigma_{akma} W_{kazık}) = 0.4979 \text{ kNm}$$

8.7.1 Brinch-Hansen ve Elastik Zemine Oturan Sonsuz Kiriş Yöntemine Göre Elde Edilen Sonuçlar (Etkime Yeri $H/3$)

8.7.1.1 Dr = % 70 için Zemin bilgileri:

$$D_r = 70 \text{ için } \phi = 36.4^\circ$$

$$\gamma_k = 15.9 \text{ kN / m}^3$$

$$n_h = 16000 \text{ kN} / \text{m}^3$$

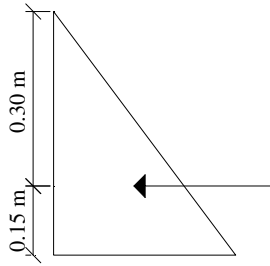
$$N_\phi = K_p = tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 3.92$$

Brinch-Hansen yöntemi kullanılarak 0.45 m derinlik boyunca her 0.09 m’de yanal gerilmeler tahmin edilirse,

Çizelge 8.3 Dr = % 70 için Brinch-Hansen yöntemi kullanılarak 0.45 m derinlik boyunca yanal gerilmeler

z (m)	z/B	K_q	p_v (kPa)	p_L (kPa)
0.00	0.00	8.50	0.00	0.000
0.09	2.57	11.93	1.43	17.072
0.18	5.14	15.82	2.86	45.277
0.27	7.71	18.14	4.29	77.875
0.36	10.29	19.77	5.72	113.163
0.45	12.86	22.73	7.16	162.633

$$\text{Kazığa etkiyen yanal kuvvet; } \left(\frac{0 + 162.633}{2} \right) (0.45) (0.035) = 1.281 \text{ kN} \text{ (bileşke yeri 0.30 m)}$$



$$\text{Kazıkların 1 m genişlikteki zemin dilimine katkısı, } \frac{1.281}{0.095} = 13.484 \text{ kN} / \text{m}$$

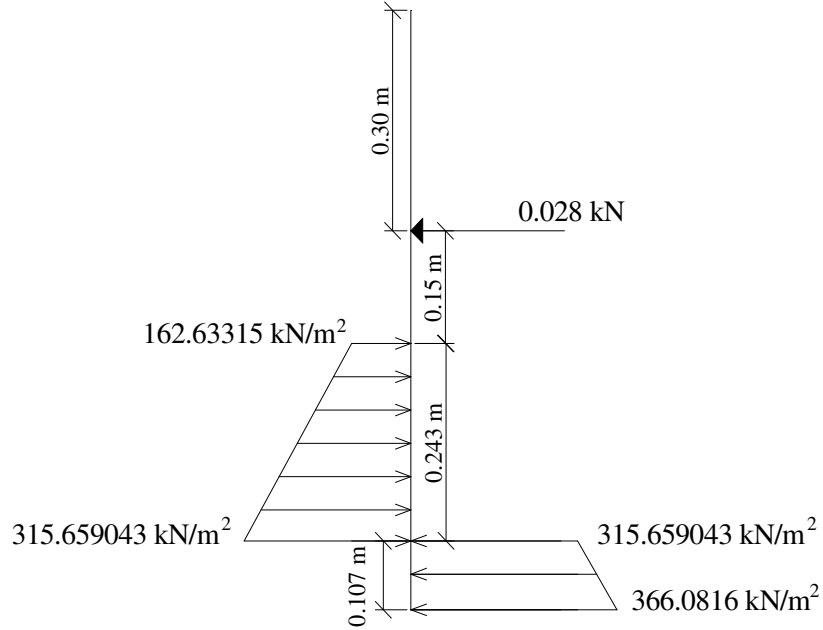
Ito-Matsui yöntemi kullanılırsa;

Eşitlik 6.3’de verilen eşitlikten $p_{(z=0)} = 0$ ve $p_{(z=0.45)} = 3.55 \text{ kN} / \text{m}^2$ elde edilir.

Kazık sırasından zemine iletilen tepki kuvveti, Eşitlik (6.34) yardımıyla $F_t = 0.028 \text{ kN}$ olarak bulunur.

1 m genişlikte şeve etkileyen kazık kuvveti de, Eşitlik (6.35) kullanılarak $F_p = 0.295 \text{ kN/m}$ olarak bulunur.

$F_t = 0.028 \text{ kN}$ için kazık analiz edilirse kesme kuvvetinin sıfır olduğu yer 0.0049 m ve $M_{\max} = 0.00427 \text{ kNm}$ bulunur (Şekil 8.20).



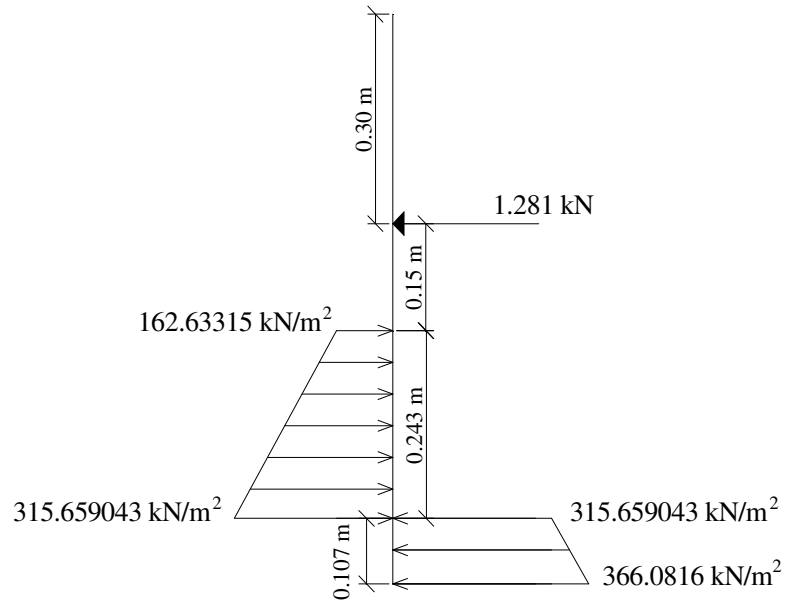
Şekil 8.20 $D_r = \% 70$ için moment dengesi

Kazığın göçme yüzeyi altında 0.35 m'ye uzandığı düşünüldüğünde,

Çizelge 8.4 $D_r = \% 70$ için kayma yüzeyinin altındaki yanal gerilmeler

z (m)	z/B	K_q	p_v (kPa)	p_L (kPa)
0.45	12.85714286	22.73	7.155	162.63315
0.46	13.14285714	23.05	7.314	168.5877
0.47	13.42857143	23.53	7.473	175.83969
0.48	13.71428571	23.83	7.632	181.87056
0.49	14	24.01	7.791	187.06191
0.5	14.28571429	24.31	7.95	193.2645
0.51	14.57142857	24.61	8.109	199.56249
0.52	14.85714286	24.9	8.268	205.8732
0.53	15.14285714	25.17	8.427	212.10759
0.54	15.42857143	25.43	8.586	218.34198
0.55	15.71428571	25.68	8.745	224.5716
0.56	16	25.92	8.904	230.79168

0.57	16.28571429	26.15	9.063	236.99745
0.58	16.57142857	26.39	9.222	243.36858
0.59	16.85714286	26.61	9.381	249.62841
0.6	17.14285714	26.82	9.54	255.8628
0.61	17.42857143	27.04	9.699	262.26096
0.62	17.71428571	27.24	9.858	268.53192
0.63	18	27.44	10.017	274.86648
0.64	18.28571429	27.64	10.176	281.26464
0.65	18.57142857	27.83	10.335	287.62305
0.66	18.85714286	28.03	10.494	294.14682
0.67	19.14285714	28.21	10.653	300.52113
0.68	19.42857143	28.4	10.812	307.0608
0.69	19.71428571	28.59	10.971	313.66089
0.7	20	28.78	11.13	320.3214
0.71	20.28571429	28.78	11.289	324.89742
0.72	20.57142857	28.78	11.448	329.47344
0.73	20.85714286	28.78	11.607	334.04946
0.74	21.14285714	28.78	11.766	338.62548
0.75	21.42857143	28.78	11.925	343.2015
0.76	21.71428571	28.78	12.084	347.77752
0.77	22	28.78	12.243	352.35354
0.78	22.28571429	28.78	12.402	356.92956
0.79	22.57142857	28.78	12.561	361.50558
0.8	22.85714286	28.78	12.72	366.0816



Şekil 8.21 $D_r = \% 70$ için Brinch – Hansen yöntemine göre moment dengesi

Dönme noktası göçme yüzeyinden 0.243 m aşağıda olduğu varsayılarak kuvvetin etkidiği yere göre moment dengesi yazılırsa,

$$\begin{aligned}
 &= (0.035)(162.63315)(0.243)\left(\frac{0.243}{2} + 0.15\right) + (0.035)(315.659043 - 162.63315)\left(\frac{0.243}{2}\right) \\
 &\left(0.243\left(\frac{2}{3}\right) + 0.15\right) - (0.035)(315.659043)\left(\frac{0.107}{2} + 0.15 + 0.243\right)(0.107) - \\
 &(0.035)(366.0816 - 315.659043)\left(\frac{0.107}{2}\right)\left(0.107\left(\frac{2}{3}\right) + 0.243 + 0.15\right) = 0.006901613 \cong 0
 \end{aligned}$$

Böylece moment dengesi yaklaşık olarak sağlanmıştır. Kuvvet dengesi yazılırsa;

$$\begin{aligned}
 &= \left(\frac{315.659043 + 162.63315}{2}\right)(0.243)(0.035) - \left(\frac{366.0816 + 315.659043}{2}\right)(0.107)(0.035) - (1.281) \\
 &= -0.52335786 \cong 0
 \end{aligned}$$

Kesme kuvvetinin sıfır olduğu yer;

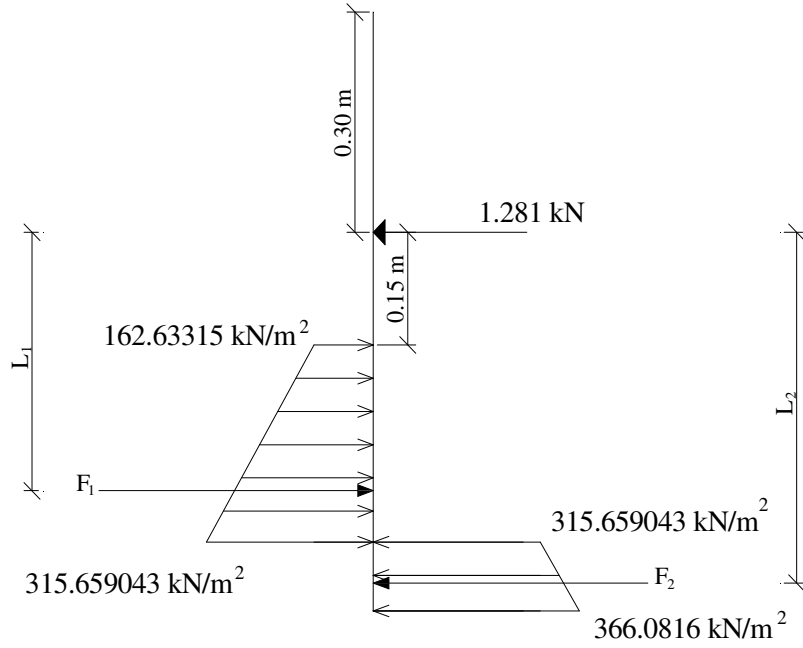
$$\begin{aligned}
 &(0.035)(162.63315)(y) + \left(\frac{315.659043 - 162.63315}{0.243}\right)\left(\frac{y^2}{2}\right)(0.035) = 1.281 \\
 &y = 0.1695 \text{ m} = 16.95 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

olarak bulunur.

- **NAVFAC'a göre çözüm:**

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= (1.281)(0.15 + 0.1695) - (0.035)(162.63315)(0.1695)\left(\frac{0.1695}{2}\right) \\
 &- \left(\frac{315.659043 - 162.63315}{0.243}\right)(0.1695)\left(\frac{0.1695}{2}\right)\left(\frac{0.1695}{3}\right)(0.035) \\
 M_{\max} &= 0.301 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Kazık kesiti bu momente göre kontrol edilir. Yeri ise 0.6195 m'dir.



Şekil 8.22 Dr = % 70 için kayma düzlemi altında kalan kazık kesiminde hesap için izlenen yol

$$\Rightarrow F_1 = \frac{(315.659043 + 162.63315)}{2} (0.243)(0.035) = 2.034 \text{ kN} \Rightarrow L_1 = 0.284 \text{ m}$$

$$\Rightarrow F_2 = \frac{(366.0816 + 315.659043)}{2} (0.107)(0.035) = 1.276 \text{ kN} \Rightarrow L_2 = 0.448 \text{ m}$$

- **Elastik Zemine Oturan Sonsuz Kiriş Yöntemi**

Tasarım parametreleri;

$$D = 0.035 \text{ m}$$

$$E_p = 6.9 \times 10^7 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$D_1 = 0.095 \text{ m}$$

$$D_2 = 0.060 \text{ m}$$

$$H' = 0.45 \text{ m}$$

$$I_p = 5.45 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$E_s = 45000 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (DAS, (1990))}$$

Çözüm:

$$\beta = \sqrt[4]{(E_s / 4E_p I_p)}$$

$$\Rightarrow \beta = 7.4 \text{ m}^{-1}$$

$$p(z) = f_1 + f_2(z)$$

$$z = 0 \text{ için } p(z = 0) = 0 \Rightarrow 0 = f_1 + f_2(0) \Rightarrow f_1 = 0$$

$$z = 0.45 \text{ m için } p(z = 0.45) = 3.55 \text{ kN/m} \Rightarrow 3.55 = 0 + f_2(0.45) \Rightarrow f_2 = 7.889 \text{ kN/m}^2$$

Tutulu başlı kazık çözümü için Bölüm 6'da verilen Eşitlik (6.29)'dan yararlanılır. Bu durumda;

$$a_2 = -2.78 \times 10^{-4}$$

$$a_3 = -7.08 \times 10^{-3}$$

$$B = 5.07358 \times 10^{-6}$$

Kritik yüzey üzerindeki maksimum eğilme momenti, Eşitlik (6.30)'dan, $M_{1,\max} = 0.193712653 \text{ kN/m}$ olarak bulunur. Yeri ise kazık başıdır.

Kritik yüzeyin altında kalan maksimum eğilme momenti, Eşitlik (6.31)'den, $M_{2,\max} = 0.002086324 \text{ kN/m}$ olarak bulunur. Yeri ise kritik yüzeydir.

Mutlak değerce büyük olan değer maksimum eğilme momenti olarak seçilir. O halde kazık kesitine etkiyen maksimum eğilme momentinin yeri $x_o = -0.45 \text{ m}$ ve büyüklüğü $M_{\max} = 0.194 \text{ kNm}$ 'dir.

8.7.1.2 Dr = % 60 için Zemin bilgileri:

$$D_r = 60 \text{ için } \phi = 36.07^\circ$$

$$\gamma_k = 15.6 \text{ kN/m}^3$$

$$n_h = 8000 \text{ kN/m}^3$$

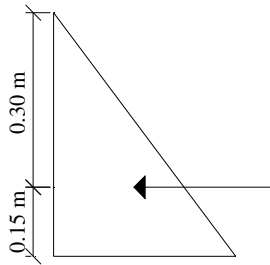
$$N_{\phi} = K_p = tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 3.87$$

Brinch-Hansen yöntemi kullanılarak 0.45 m derinlik boyunca her 0.09 m’de yanal gerilmeler tahmin edilirse,

Çizelge 8.5 Dr = % 60 için Brinch-Hansen yöntemi kullanılarak 0.45 m derinlik boyunca yanal gerilmeler

z (m)	z/B	K_q	p_v (kPa)	p_L (kPa)
0.00	0.00	8.34	0.00	0.000
0.09	2.57	11.59	1.40	16.272
0.18	5.14	15.49	2.81	43.496
0.27	7.71	17.78	4.21	74.889
0.36	10.29	19.40	5.62	108.950
0.45	12.86	21.92	7.02	153.878

Kazığa etkiyen yanal kuvvet; $\left(\frac{0 + 153.8784}{2} \right) (0.45) (0.035) = 1.212 \text{ kN}$ (bileşke yeri 0.30 m)



Kazıkların 1 m genişlikteki zemin dilimine katkısı, $\frac{1.212}{0.095} = 12.758 \text{ kN/m}$

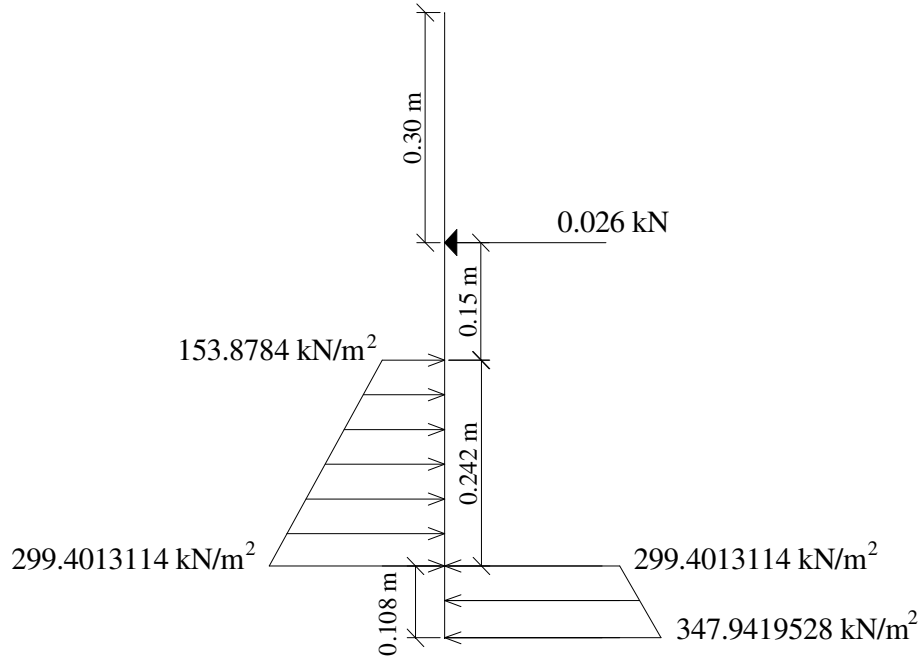
Ito-Matsui yöntemi kullanılırsa;

Eşitlik 6.3’de verilen eşitlikten $p_{(z=0)} = 0$ ve $p_{(z=0.45)} = 3.31 \text{ kN/m}^2$ elde edilir.

Kazık sırasından zemine iletilen tepki kuvveti, Eşitlik (6.34) yardımıyla $F_t = 0.026 \text{ kN}$ olarak bulunur.

1 m genişlikte şeve etkiyen kazık kuvveti de, Eşitlik (6.35) kullanılarak $F_p = 0.274 \text{ kN/m}$ olarak bulunur.

$F_t = 0.026 \text{ kN}$ için kazık analiz edilirse kesme kuvvetinin sıfır olduğu yer 0.0048 m ve $M_{\max} = 0.004 \text{ kNm}$ bulunur (Şekil 8.23).



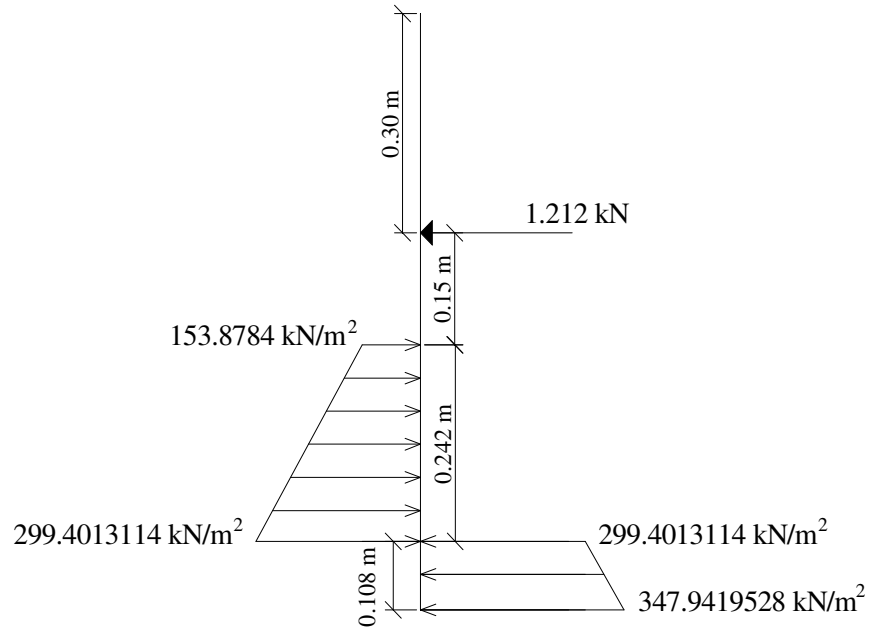
Şekil 8.23 $D_r = \% 60$ için moment dengesi

Kazığın göçme yüzeyi altında 0.35 m 'ye uzandığı düşünüldüğünde,

Çizelge 8.6 $D_r = \% 60$ için kayma yüzeyinin altındaki yanal gerilmeler

$z \text{ (m)}$	z/B	K_q	$p_v \text{ (kPa)}$	$p_L \text{ (kPa)}$
0.45	12.86	21.92	7.02	153.85727
0.46	13.14	22.25	7.18	159.63332
0.47	13.43	22.58	7.33	165.53375
0.48	13.71	22.89	7.49	171.40343
0.49	14.00	23.20	7.64	177.37093
0.5	14.29	23.50	7.80	183.31980
0.51	14.57	23.80	7.96	189.33807
0.52	14.86	24.08	8.11	195.37591
0.53	15.14	24.35	8.27	201.33037
0.54	15.43	24.61	8.42	207.34259
0.55	15.71	24.86	8.58	213.28307
0.56	16.00	25.10	8.74	219.27386
0.57	16.29	25.33	8.89	225.20736
0.58	16.57	25.56	9.05	231.23867
0.59	16.86	25.78	9.20	237.25928
0.6	17.14	25.98	9.36	243.20908

0.61	17.43	26.19	9.52	249.25157
0.62	17.71	26.39	9.67	255.24376
0.63	18.00	26.59	9.83	261.29744
0.64	18.29	26.78	9.98	267.32316
0.65	18.57	26.97	10.14	273.43786
0.66	18.86	27.15	10.30	279.58144
0.67	19.14	27.34	10.45	285.72129
0.68	19.43	27.52	10.61	291.91780
0.69	19.71	27.70	10.76	298.13934
0.7	20.00	27.88	10.92	304.44921
0.71	20.29	27.88	11.08	308.79848
0.72	20.57	27.88	11.23	313.14776
0.73	20.86	27.88	11.39	317.49703
0.74	21.14	27.88	11.54	321.84631
0.75	21.43	27.88	11.70	326.19559
0.76	21.71	27.88	11.86	330.54485
0.77	22.00	27.88	12.01	334.89413
0.78	22.29	27.88	12.17	339.24340
0.79	22.57	27.88	12.32	343.59268
0.8	22.86	27.88	12.48	347.94195



Şekil 8.24 $D_r = \% 60$ için Brinch – Hansen yöntemine göre moment dengesi

Dönme noktası göçme yüzeyinden 0.242 m aşağıda olduğu varsayılarak kuvvetin etkiği yere göre moment dengesi yazılırsa,

$$\begin{aligned}
&= (0.035)(153.8784)(0.242)\left(\frac{0.242}{2} + 0.15\right) + (0.035)(299.4013114 - 153.8784)\left(\frac{0.242}{2}\right) \\
&\left(0.242\left(\frac{2}{3}\right) + 0.15\right) - (0.035)(299.4013114)\left(\frac{0.108}{2} + 0.15 + 0.242\right)(0.108) - \\
&(0.035)(347.9419528 - 299.4013114)\left(\frac{0.108}{2}\right)\left(0.108\left(\frac{2}{3}\right) + 0.242 + 0.15\right) = -0.002264188 \cong 0
\end{aligned}$$

Böylece moment dengesi yaklaşık olarak sağlanmıştır. Kuvvet dengesi yazılırsa;

$$\begin{aligned}
&= \left(\frac{299.4013114 + 153.8784}{2}\right)(0.242)(0.035) - \left(\frac{347.9419528 + 299.4013114}{2}\right)(0.108)(0.035) - (1.212) \\
&= -0.515721074 \cong 0
\end{aligned}$$

Kesme kuvvetinin sıfır olduğu yer;

$$(0.035)(153.8784)(y) + \left(\frac{299.4013114 - 153.8784}{0.242}\right)\left(\frac{y^2}{2}\right)(0.035) = 1.212$$

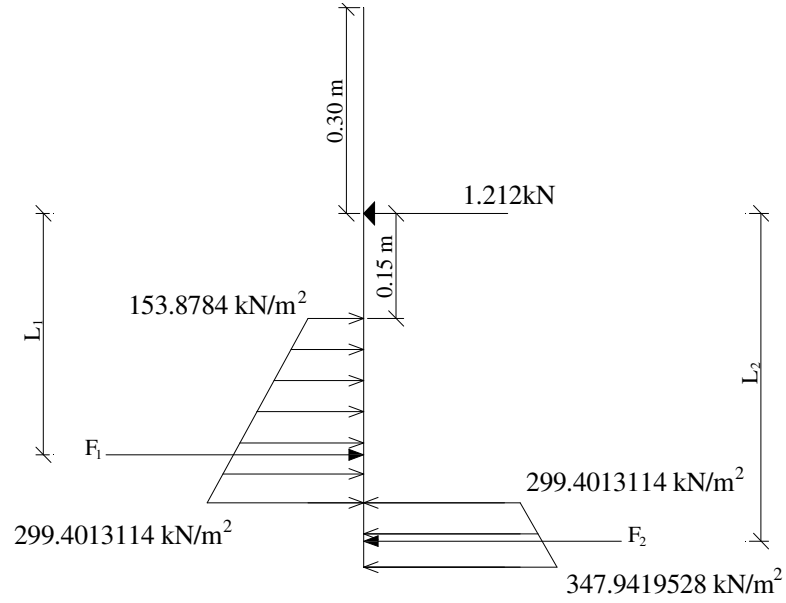
$$y = 0.1692 \text{ m} = 16.92 \text{ cm}$$

olarak bulunur.

- **NAVFAC'a göre çözüm:**

$$\begin{aligned}
M_{\max} &= (1.212)(0.15 + 0.1692) - (0.035)(153.8784)(0.1692)\left(\frac{0.1692}{2}\right) \\
&- \left(\frac{299.4013114 - 153.8784}{0.242}\right)(0.1692)\left(\frac{0.1692}{2}\right)\left(\frac{0.1692}{3}\right)(0.035) \\
M_{\max} &= 0.293 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Kazık kesiti bu momente göre kontrol edilir. Yeri ise 0.6192 m'dir.



Şekil 8.25 Dr = % 60 için kayma düzlemi altında kalan kazık kesiminde hesap için izlenen yol

$$\Rightarrow F_1 = \frac{(299.4013114 + 153.8784)}{2} (0.242)(0.035) = 1.92 \text{ kN} \Rightarrow L_1 = 0.284 \text{ m}$$

$$\Rightarrow F_2 = \frac{(347.9419528 + 299.4013114)}{2} (0.108)(0.035) = 1.22 \text{ kN} \Rightarrow L_2 = 0.447 \text{ m}$$

- **Elastik Zemine Oturan Sonsuz Kiriş Yöntemi**

Tasarım parametreleri;

$$D = 0.035 \text{ m}$$

$$E_p = 6.9 \times 10^7 \text{ kN / m}^2$$

$$D_1 = 0.095 \text{ m}$$

$$D_2 = 0.060 \text{ m}$$

$$H' = 0.45 \text{ m}$$

$$I_p = 5.45 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$E_s = 25000 \text{ kN / m}^2$$

Çözüm:

$$\beta = \sqrt[4]{(E_s / 4E_p I_p)}$$

$$\Rightarrow \beta = 6.39 \text{ m}^{-1}$$

$$p(z) = f_1 + f_2(z)$$

$$z = 0 \text{ için } p(z = 0) = 0 \Rightarrow 0 = f_1 + f_2(0) \Rightarrow f_1 = 0$$

$$z = 0.45 \text{ m için } p(z = 0.45) = 3.31 \text{ kN/m} \Rightarrow 3.31 = 0 + f_2(0.45) \Rightarrow f_2 = 7.356 \text{ kN/m}^2$$

Tutulu başlı kazık çözümü için Bölüm 6'da verilen Eşitlik (6.29)'dan yararlanılır. Bu durumda;

$$a_2 = 3.70 \times 10^{-5}$$

$$a_3 = -6.18 \times 10^{-3}$$

$$B = -9.07823 \times 10^{-7}$$

Kritik yüzey üzerindeki maksimum eğilme momenti, Eşitlik (6.30)'dan, $M_{1,\max} = 0.174132242 \text{ kN/m}$ olarak bulunur. Yeri ise kazık başıdır.

Kritik yüzeyin altında kalan maksimum eğilme momenti, Eşitlik (6.31)'den, $M_{2,\max} = -0.000278248 \text{ kN/m}$ olarak bulunur. Yeri ise kritik yüzeydir.

Mutlak değerce büyük olan değer maksimum eğilme momenti olarak seçilir. O halde kazık kesitine etkiyen maksimum eğilme momentinin yeri $x_o = -0.45 \text{ m}$ ve büyüklüğü $M_{\max} = 0.174 \text{ kNm}$ 'dir.

8.7.1.3 Dr = % 50 için Zemin bilgileri:

$$D_r = 50 \text{ için } \phi = 35.8^\circ$$

$$\gamma_k = 15.2 \text{ kN/m}^3$$

$$n_h = 6000 \text{ kN/m}^3$$

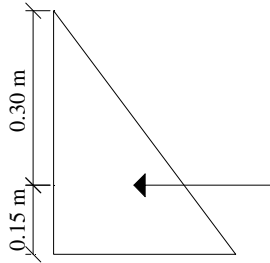
$$N_{\phi} = K_p = tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 3.82$$

Brinch-Hansen yöntemi kullanılarak 0.45 m derinlik boyunca her 0.09 m’de yanal gerilmeler tahmin edilirse,

Çizelge 8.7 Dr = % 50 için Brinch-Hansen yöntemi kullanılarak 0.45 m derinlik boyunca yanal gerilmeler

z (m)	z/B	K_q	p_v (kPa)	p_L (kPa)
0.00	0.00	8.18	0.00	0.000
0.09	2.57	11.26	1.37	15.404
0.18	5.14	15.15	2.74	41.450
0.27	7.71	17.43	4.10	71.533
0.36	10.29	19.04	5.47	104.187
0.45	12.86	21.11	6.84	144.392

Kazığa etkiyen yanal kuvvet; $\left(\frac{0 + 144.392}{2} \right) (0.45) (0.035) = 1.137 \text{ kN}$ (bileşke yeri 0.30 m)



Kazıkların 1 m genişlikteki zemin dilimine katkısı, $\frac{1.137}{0.095} = 11.968 \text{ kN/m}$

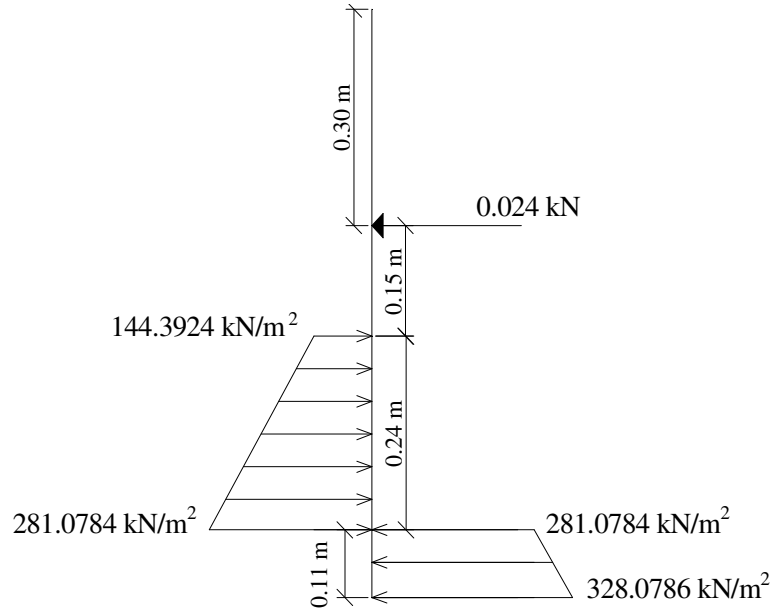
Ito-Matsui yöntemi kullanılırsa;

Eşitlik 6.3’de verilen eşitlikten $p_{(z=0)} = 0$ ve $p_{(z=0.45)} = 3.07 \text{ kN/m}^2$ elde edilir.

Kazık sırasından zemine iletilen tepki kuvveti, Eşitlik (6.34) yardımıyla $F_t = 0.024 \text{ kN}$ olarak bulunur.

1 m genişlikte şeve etkiyen kazık kuvveti de, Eşitlik (6.35) kullanılarak $F_p = 0.253 \text{ kN/m}$ olarak bulunur.

$F_t = 0.028 \text{ kN}$ için kazık analiz edilirse kesme kuvvetinin sıfır olduğu yer 0.0048 m ve $M_{\max} = 0.00366 \text{ kNm}$ bulunur (Şekil 8.26).



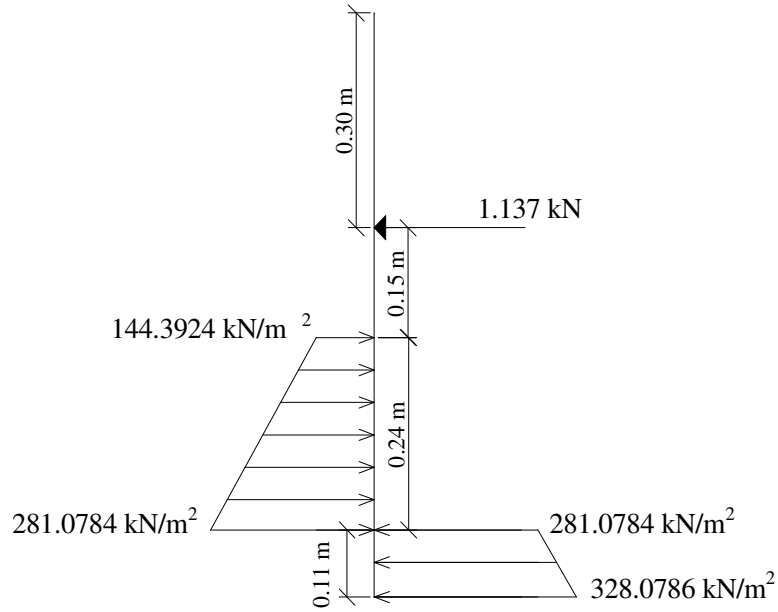
Şekil 8.26 $D_r = \% 50$ için moment dengesi

Kazığın göçme yüzeyi altında 0.35 m 'ye uzandığı düşünüldüğünde,

Çizelge 8.8 $D_r = \% 50$ için kayma yüzeyinin altındaki yanal gerilmeler

$z \text{ (m)}$	z/B	K_q	$p_v \text{ (kPa)}$	$p_L \text{ (kPa)}$
0.45	12.86	21.11	6.84	144.3924
0.46	13.14	21.44	6.992	149.90848
0.47	13.43	21.77	7.144	155.52488
0.48	13.71	22.08	7.296	161.09568
0.49	14.00	22.4	7.448	166.8352
0.5	14.29	22.69	7.6	172.444
0.51	14.57	22.99	7.752	178.21848
0.52	14.86	23.28	7.904	184.00512
0.53	15.14	23.54	8.056	189.63824
0.54	15.43	23.8	8.208	195.3504
0.55	15.71	24.04	8.36	200.9744
0.56	16.00	24.28	8.512	206.67136
0.57	16.29	24.5	8.664	212.268
0.58	16.57	24.73	8.816	218.01968
0.59	16.86	24.94	8.968	223.66192
0.6	17.14	25.15	9.12	229.368

0.61	17.43	25.35	9.272	235.0452
0.62	17.71	25.54	9.424	240.68896
0.63	18.00	25.73	9.576	246.39048
0.64	18.29	25.91	9.728	252.05248
0.65	18.57	26.1	9.88	257.868
0.66	18.86	26.28	10.032	263.64096
0.67	19.14	26.46	10.184	269.46864
0.68	19.43	26.63	10.336	275.24768
0.69	19.71	26.8	10.488	281.0784
0.7	20.00	26.98	10.64	287.0672
0.71	20.29	26.98	10.792	291.16816
0.72	20.57	26.98	10.944	295.26912
0.73	20.86	26.98	11.096	299.37008
0.74	21.14	26.98	11.248	303.47104
0.75	21.43	26.98	11.4	307.572
0.76	21.71	26.98	11.552	311.67296
0.77	22.00	26.98	11.704	315.77392
0.78	22.29	26.98	11.856	319.87488
0.79	22.57	26.98	12.008	323.97584
0.8	22.86	26.98	12.16	328.0768



Şekil 8.27 $D_r = \% 50$ için Brinch – Hansen yöntemine göre moment dengesi

Dönme noktası göçme yüzeyinden 0.24 m aşağıda olduğu varsayılarak kuvvetin etkidiği yere göre moment dengesi yazılırsa,

$$\begin{aligned}
&= (0.035)(144.3924)(0.24)\left(\frac{0.24}{2} + 0.15\right) + (0.035)(281.0784 - 144.3924)\left(\frac{0.24}{2}\right) \\
&\left(0.24\left(\frac{2}{3}\right) + 0.15\right) - (0.035)(281.0784)\left(\frac{0.11}{2} + 0.15 + 0.24\right)(0.11) - \\
&(0.035)(328.0768 - 281.0784)\left(\frac{0.11}{2}\right)\left(0.11\left(\frac{2}{3}\right) + 0.24 + 0.15\right) = -0.01802909 \cong 0
\end{aligned}$$

Böylece moment dengesi yaklaşık olarak sağlanmıştır. Kuvvet dengesi yazılırsa;

$$\begin{aligned}
&= \left(\frac{281.0784 + 144.3924}{2}\right)(0.24)(0.035) - \left(\frac{328.0768 + 281.0784}{2}\right)(0.11)(0.035) - (1.137) \\
&= -0.52273655 \cong 0
\end{aligned}$$

Kesme kuvvetinin sıfır olduğu yer;

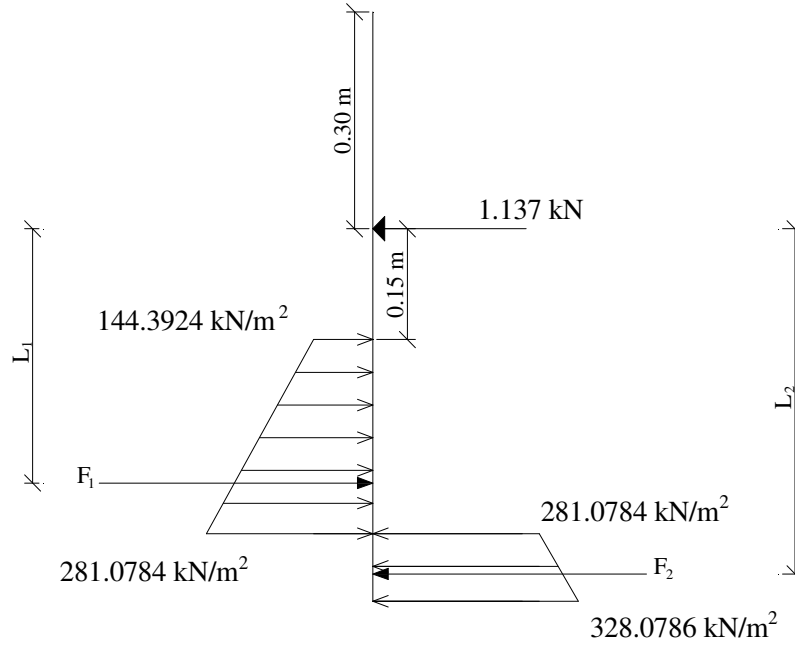
$$\begin{aligned}
&(0.035)(144.3924)(y) + \left(\frac{281.0784 - 144.3924}{0.24}\right)\left(\frac{y^2}{2}\right)(0.035) = 1.137 \\
&y = 0.169 \text{ m} = 16.9 \text{ cm}
\end{aligned}$$

olarak bulunur.

- **NAVFAC'a göre çözüm:**

$$\begin{aligned}
M_{\max} &= (1.137)(0.15 + 0.169) - (0.035)(144.3924)(0.169)\left(\frac{0.169}{2}\right) \\
&- \left(\frac{281.0784 - 144.3924}{0.24}\right)(0.169)\left(\frac{0.169}{2}\right)\left(\frac{0.169}{3}\right)(0.035) \\
M_{\max} &= 0.275 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Kazık kesiti bu momente göre kontrol edilir. Yeri ise 0.619 m'dir.



Şekil 8.28 Dr = % 50 için kayma düzlemi altında kalan kazık kesiminde hesap için izlenen yol

$$\Rightarrow F_1 = \frac{281.0784 + 144.3924}{2} (0.24)(0.035) = 1.787 \text{ kN} \Rightarrow L_1 = 0.283 \text{ m}$$

$$\Rightarrow F_2 = \frac{328.0768 + 281.0784}{2} (0.11)(0.035) = 1.173 \text{ kN} \Rightarrow L_2 = 0.446 \text{ m}$$

- **Elastik Zemine Oturan Sonsuz Kiriş Yöntemi**

Tasarım parametreleri;

$$D = 0.035 \text{ m}$$

$$E_p = 6.9 \times 10^7 \text{ kN / m}^2$$

$$D_1 = 0.095 \text{ m}$$

$$D_2 = 0.060 \text{ m}$$

$$H' = 0.45 \text{ m}$$

$$I_p = 5.45 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$E_s = 20000 \text{ kN / m}^2$$

Çözüm:

$$\beta = \sqrt[4]{(E_s / 4E_p I_p)}$$

$$\Rightarrow \beta = 6.04 \text{ m}^{-1}$$

$$\bar{p}(z) = f_1 + f_2(z)$$

$$z = 0 \text{ için } p(z = 0) = 0 \Rightarrow 0 = f_1 + f_2(0) \Rightarrow f_1 = 0$$

$$z = 0.45 \text{ m için } p(z = 0.45) = 3.07 \text{ kN/m} \Rightarrow 3.07 = 0 + f_2(0.45) \Rightarrow f_2 = 6.822 \text{ kN/m}^2$$

Tutulu başlı kazık çözümü için Bölüm 6'da verilen Eşitlik (6.29)'dan yararlanılır. Bu durumda;

$$a_2 = 1.41 \times 10^{-4}$$

$$a_3 = -5.58 \times 10^{-3}$$

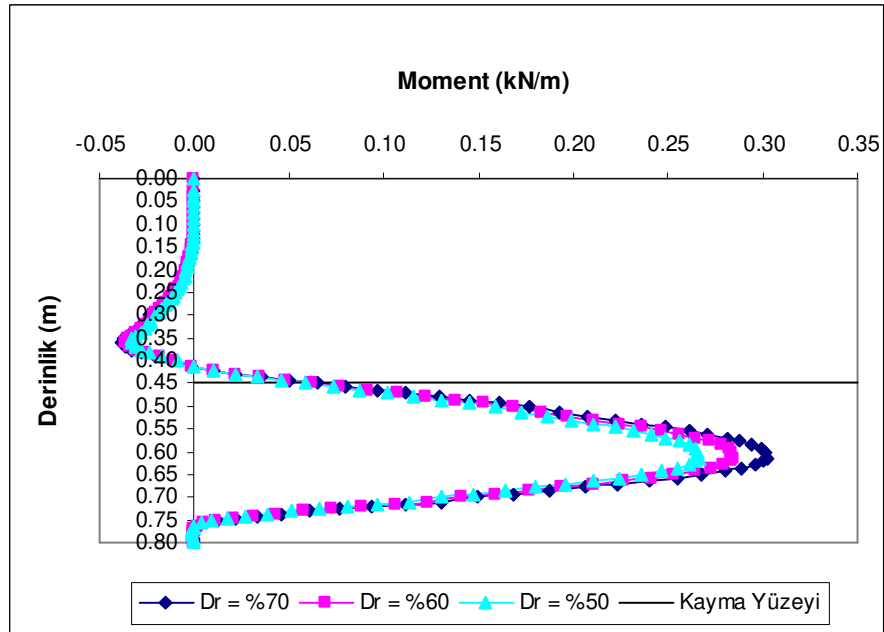
$$B = -3.86186 \times 10^{-6}$$

Kritik yüzey üzerindeki maksimum eğilme momenti, Eşitlik (6.30)'dan, $M_{1,\max} = 0.15912168 \text{ kN/m}$ olarak bulunur. Yeri ise kazık başıdır.

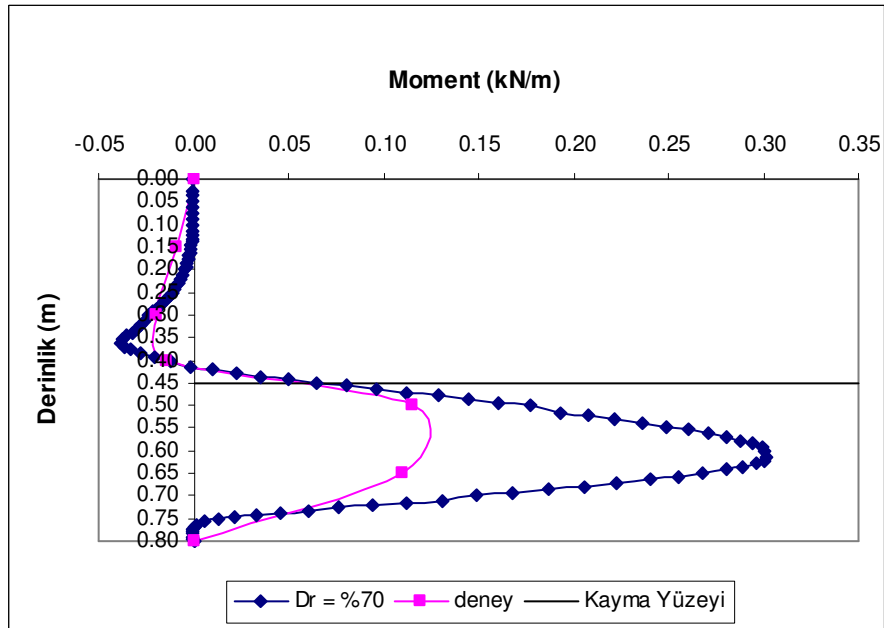
Kritik yüzeyin altında kalan maksimum eğilme momenti, Eşitlik (6.31)'den, $M_{2,\max} = -0.001058698 \text{ kN/m}$ olarak bulunur. Yeri ise kritik yüzeydir.

Mutlak değerce büyük olan değer maksimum eğilme momenti olarak seçilir. O halde kazık kesitine etkiyen maksimum eğilme momentinin yeri $x_o = -0.45 \text{ m}$ ve büyüklüğü $M_{\max} = 0.159 \text{ kNm}$ 'dir.

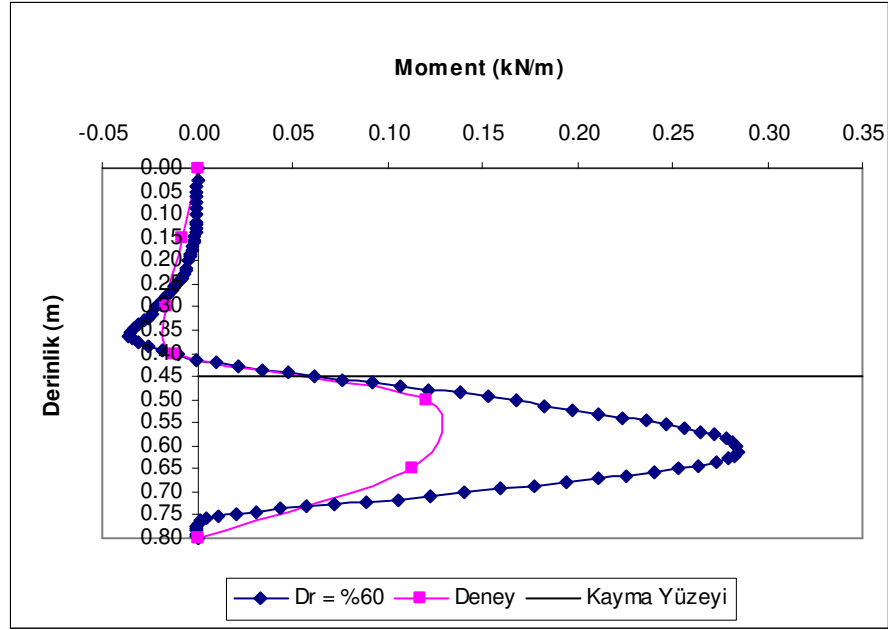
8.7.2 LPILE Programına Göre Elde Edilen Sonuçlar



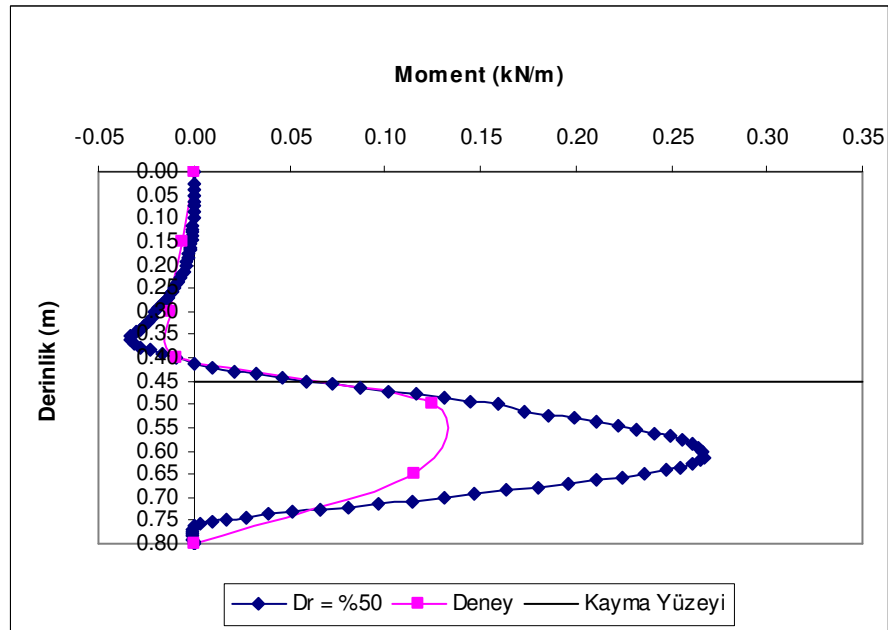
Şekil 8.29 Dr = % 70, 60, 50 için LPILE programına göre elde edilen moment derinlik dağılımı



Şekil 8.30 Dr = % 70 için ölçülen ve LPILE programına göre elde edilen moment derinlik dağılımının karşılaştırılması



Şekil 8.31 $Dr = \% 60$ için ölçülen ve LPILE programına göre elde edilen moment derinlik dağılımının karşılaştırılması



Şekil 8.32 $Dr = \% 50$ için ölçülen ve LPILE programına göre elde edilen moment derinlik dağılımının karşılaştırılması

9. DEĞERLENDİRMELER

Tek bir kazık için kazıktan şeve uygulanan yanal tepki kuvveti olan 0.32 kN değerinin kazık kesitinde kayma yüzeyinin üzerinde 0.45 m olan kazık boyu (H)'nın $H/3 = 0.15 m$ 'de etki ettiği gözönüne alınarak Bölüm 8.7.1 ve 8.7.2'de belirtilmiş olan Brinch-Hansen yöntemi, Elastik Zemine Oturan Sonsuz Kiriş yöntemi ve LPILE programından elde edilmiş sonuçlar ile Yatak Katsayısı yöntemi ve Broms yönteminden elde edilmiş sonuçlar aşağıdaki tablolarda özet halinde sunulmaktadır.

Çizelge 9.1 Deneylelerden elde edilmiş sonuçlar

	Deneyleden Elde Edilmiş Sonuçlar				
	$M_{\max,1}$ (kNm)	Yeri (m)	$M_{\max,3}$ (kNm)	Yeri (m)	y_x (mm)
Dr = % 70	0.123	0.55	0.075	0.65	35.00
Dr = % 60	0.128	0.55	0.083	0.65	36.34
Dr = % 50	0.130	0.55	0.093	0.65	37.05

Çizelge 9.2 Brinch – Hansen yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/3 = 0.15 m$)

	Brinch – Hansen Yöntemi			
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	$M_{\max,1}$ için yatay yük (kN)	$M_{\max,3}$ için yatay yük (kN)
Dr = % 70	0.310	0.6195	0.620 (yeri: 0.55 m)	0.410 (yeri: 0.52 m)
Dr = % 60	0.293	0.6192	0.632 (yeri: 0.55 m)	0.440 (yeri: 0.52 m)
Dr = % 50	0.275	0.6190	0.635 (yeri: 0.55 m)	0.480 (yeri: 0.54 m)

Çizelge 9.3 LPILE programından elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/3 = 0.15\text{ m}$)

	LPILE Sonuçları		
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	y_x (mm)
Dr = % 70	0.302	0.563	2.33
Dr = % 60	0.285	0.561	2.21
Dr = % 50	0.267	0.557	2.06

y_x = Kazık başı yerdeğiştirmesi

Çizelge 9.4 Yatak katsayısı yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/3 = 0.15\text{ m}$)

	Yatak Katsayısı Yöntemi			
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	$M_{\max,1}$ için yatay yük (kN)	$M_{\max,3}$ için yatay yük (kN)
Dr = % 70	0.0688	0.60 ($y_x = 3.12\text{ mm}$)	0.572 (yeri: 0.60 m) ($y_x = 5.58\text{ mm}$)	0.349 (yeri: 0.60 m) ($y_x = 3.40\text{ mm}$)
Dr = % 60	0.0734	0.62 ($y_x = 4.45\text{ mm}$)	0.558 (yeri: 0.62 m) ($y_x = 7.76\text{ mm}$)	0.362 (yeri: 0.62 m) ($y_x = 5.03\text{ mm}$)
Dr = % 50	0.0756	0.632 ($y_x = 5.17\text{ mm}$)	0.551 (yeri: 0.632 m) ($y_x = 8.90\text{ mm}$)	0.394 (yeri: 0.632 m) ($y_x = 6.36\text{ mm}$)

Çizelge 9.5 Brinch – Hansen yönteminden (F= 0.32 kN) elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/3 = 0.15\text{ m}$)

	Brinch – Hansen Yöntemi (F= 0.32 kN)	
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)
Dr = % 70	0.0564	0.502
Dr = % 60	0.0569	0.504
Dr = % 50	0.0574	0.507

Çizelge 9.6 Elastik zemine oturan sonsuz kiriş yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/3 = 0.15 \text{ m}$)

	Elastik Zemine Oturan Sonsuz Kiriş Yöntemi	
	$M_{\max} \text{ (kNm)}$	Yeri (m)
Dr = % 70	0.194	0.45
Dr = % 60	0.174	0.45
Dr = % 50	0.159	0.45

Çizelge 9.7 Broms yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/3 = 0.15 \text{ m}$)

	Broms Yöntemi			
	$M_{\max} \text{ (kNm)}$	Yeri (m)	$M_{\max,1}$ için yatay yük (kN)	$M_{\max,3}$ için yatay yük (kN)
Dr = % 70	0.115	0.764	0.337	0.230
Dr = % 60	0.116	0.769	0.345	0.247
Dr = % 50	0.117	0.775	0.347	0.267

Tek bir kazık için kazıktan şeve uygulanan yanal tepki kuvveti olan 0.32 kN değerinin kazık kesitinde kayma yüzeyinin üzerinde 0.45 m olan kazık boyunun $5H/12 = 0.1875 \text{ m}$ 'de etkiği gözönüne alınarak yapılan analiz sonuçları aşağıdaki tablolarda özet halinde sunulmaktadır.

Çizelge 9.8 Brinch – Hansen yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $5H/12 = 0.1875 \text{ m}$)

	Brinch – Hansen Yöntemi			
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	$M_{\max,1}$ için yatay yük (kN)	$M_{\max,3}$ için yatay yük (kN)
Dr = % 70	0.358	0.6195	0.536 (yeri: 0.54 m)	0.348 (yeri: 0.51 m)
Dr = % 60	0.338	0.6192	0.549 (yeri: 0.54 m)	0.386 (yeri: 0.514 m)
Dr = % 50	0.317	0.6190	0.552 (yeri: 0.55 m)	0.414 (yeri: 0.53 m)

Çizelge 9.9 LPILE programından elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $5H/12 = 0.1875 \text{ m}$)

	LPILE Sonuçları		
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	y_x (mm)
Dr = % 70	0.362	0.548	3.97
Dr = % 60	0.340	0.546	3.75
Dr = % 50	0.313	0.545	3.49

Çizelge 9.10 Yatak katsayısı yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $5H/12 = 0.1875 m$)

Yatak Katsayısı Yöntemi				
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	$M_{\max,1}$ için yatay yük (kN)	$M_{\max,3}$ için yatay yük (kN)
Dr = % 70	0.0781	0.60 ($y_x = 3.47$ mm)	0.504 (yeri: 0.60 m) ($y_x = 5.47$ mm)	0.307 (yeri: 0.60 m) ($y_x = 3.33$ mm)
Dr = % 60	0.0828	0.62 ($y_x = 4.92$ mm)	0.495 (yeri: 0.62 m) ($y_x = 7.61$ mm)	0.321 (yeri: 0.62 m) ($y_x = 4.93$ mm)
Dr = % 50	0.0849	0.632 ($y_x = 5.69$ mm)	0.490 (yeri: 0.632 m) ($y_x = 8.71$ mm)	0.350 (yeri: 0.632 m) ($y_x = 6.22$ mm)

Çizelge 9.11 Brinch – Hansen yönteminden ($F= 0.32$ kN) elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $5H/12 = 0.1875 m$)

Brinch – Hansen Yöntemi ($F= 0.32$ kN)		
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)
Dr = % 70	0.0684	0.502
Dr = % 60	0.0689	0.504
Dr = % 50	0.0694	0.507

Çizelge 9.12 Broms yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $5H/12 = 0.1875 m$)

Broms Yöntemi				
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	$M_{\max,1}$ için yatay yük (kN)	$M_{\max,3}$ için yatay yük (kN)
Dr = % 70	0.127	0.764	0.312	0.210
Dr = % 60	0.128	0.769	0.320	0.227
Dr = % 50	0.129	0.775	0.324	0.246

Tek bir kazık için kazıktan şeve uygulanan yanal tepki kuvveti olan 0.32 kN değerinin kazık kesitinde kayma yüzeyinin üzerinde 0.45 m olan kazık boyunun $H/2 = 0.225 m$ 'de etki ettiği gözönüne alınarak yapılan analiz sonuçları aşağıdaki tablolarda özet halinde sunulmaktadır.

Çizelge 9.13 Brinch – Hansen yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/2 = 0.225 m$)

	Brinch – Hansen Yöntemi			
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	$M_{\max,1}$ için yatay yük (kN)	$M_{\max,3}$ için yatay yük (kN)
Dr = % 70	0.406	0.6195	0.470 (yeri: 0.53 m)	0.302 (yeri: 0.50 m)
Dr = % 60	0.384	0.6192	0.483 (yeri: 0.53 m)	0.346 (yeri: 0.508 m)
Dr = % 50	0.360	0.6190	0.486 (yeri: 0.54 m)	0.363 (yeri: 0.52 m)

Çizelge 9.14 LPILE programından elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/2 = 0.225 m$)

	LPILE Sonuçları		
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	y_x (mm)
Dr = % 70	0.428	0.539	5.09
Dr = % 60	0.400	0.536	4.82
Dr = % 50	0.365	0.532	4.52

Çizelge 9.15 Yatak katsayısı yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/2 = 0.225\text{ m}$)

	Yatak Katsayısı Yöntemi			
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	$M_{\max,1}$ için yatay yük (kN)	$M_{\max,3}$ için yatay yük (kN)
Dr = % 70	0.0875	0.60 ($y_x = 3.83\text{ mm}$)	0.450 (yeri: 0.60 m) ($y_x = 5.38\text{ mm}$)	0.275 (yeri: 0.60 m) ($y_x = 3.29\text{ mm}$)
Dr = % 60	0.0922	0.62 ($y_x = 5.38\text{ mm}$)	0.445 (yeri: 0.62 m) ($y_x = 7.49\text{ mm}$)	0.289 (yeri: 0.62 m) ($y_x = 4.86\text{ mm}$)
Dr = % 50	0.0943	0.632 ($y_x = 6.21\text{ mm}$)	0.441 (yeri: 0.632 m) ($y_x = 8.56\text{ mm}$)	0.316 (yeri: 0.632 m) ($y_x = 6.13\text{ mm}$)

Çizelge 9.16 Brinch – Hansen yönteminden ($F = 0.32\text{ kN}$) elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/2 = 0.225\text{ m}$)

	Brinch – Hansen Yöntemi ($F = 0.32\text{ kN}$)	
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)
Dr = % 70	0.0804	0.502
Dr = % 60	0.0809	0.504
Dr = % 50	0.0814	0.507

Çizelge 9.17 Broms yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $H/2 = 0.225\text{ m}$)

	Broms Yöntemi			
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	$M_{\max,1}$ için yatay yük (kN)	$M_{\max,3}$ için yatay yük (kN)
Dr = % 70	0.139	0.764	0.290	0.194
Dr = % 60	0.140	0.769	0.298	0.210
Dr = % 50	0.141	0.775	0.300	0.228

Tek bir kazık için kazıktan şeve uygulanan yanal tepki kuvveti olan 0.32 kN değerinin kazık kesitinde kayma yüzeyinin üzerinde 0.45 m olan kazık boyunun $7H/12 = 0.2625 \text{ m}$ 'de etkiği gözönüne alınarak yapılan analiz sonuçları aşağıdaki tablolarda özet halinde sunulmaktadır.

Çizelge 9.18 Brinch – Hansen yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $7H/12 = 0.2625 \text{ m}$)

	Brinch – Hansen Yöntemi			
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	$M_{\max,1}$ için yatay yük (kN)	$M_{\max,3}$ için yatay yük (kN)
Dr = % 70	0.454	0.6195	0.416 (yeri: 0.52 m)	0.264 (yeri: 0.493 m)
Dr = % 60	0.429	0.6192	0.429 (yeri: 0.52 m)	0.289 (yeri: 0.500 m)
Dr = % 50	0.402	0.6190	0.432 (yeri: 0.525 m)	0.319 (yeri: 0.507 m)

Çizelge 9.19 LPILE programından elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $7H/12 = 0.2625 \text{ m}$)

	LPILE Sonuçları		
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	y_x (mm)
Dr = % 70	0.521	0.528	8.03
Dr = % 60	0.486	0.526	7.64
Dr = % 50	0.446	0.522	7.20

Çizelge 9.20 Yatak katsayısı yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $7H/12 = 0.2625 m$)

Yatak Katsayısı Yöntemi				
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	$M_{\max,1}$ için yatay yük (kN)	$M_{\max,3}$ için yatay yük (kN)
Dr = % 70	0.097	0.60 ($y_x = 4.18 \text{ mm}$)	0.407 (yeri: 0.60 m) ($y_x = 5.32 \text{ mm}$)	0.248 (yeri: 0.60 m) ($y_x = 3.24 \text{ mm}$)
Dr = % 60	0.101	0.62 ($y_x = 5.85 \text{ mm}$)	0.404 (yeri: 0.62 m) ($y_x = 7.38 \text{ mm}$)	0.262 (yeri: 0.62 m) ($y_x = 4.79 \text{ mm}$)
Dr = % 50	0.104	0.632 ($y_x = 6.73 \text{ mm}$)	0.402 (yeri: 0.632 m) ($y_x = 8.46 \text{ mm}$)	0.287 (yeri: 0.632 m) ($y_x = 6.04 \text{ mm}$)

Çizelge 9.21 Brinch – Hansen yönteminden ($F= 0.32 \text{ kN}$) elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $7H/12 = 0.2625 m$)

Brinch – Hansen Yöntemi ($F= 0.32 \text{ kN}$)		
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)
Dr = % 70	0.0924	0.502
Dr = % 60	0.0929	0.504
Dr = % 50	0.0934	0.507

Çizelge 9.22 Broms yönteminden elde edilmiş sonuçlar (etkime yeri $7H/12 = 0.2625 m$)

Broms Yöntemi				
	$M_{\max}$ (kNm)	Yeri (m)	$M_{\max,1}$ için yatay yük (kN)	$M_{\max,3}$ için yatay yük (kN)
Dr = % 70	0.151	0.764	0.270	0.179
Dr = % 60	0.152	0.769	0.278	0.194
Dr = % 50	0.153	0.775	0.280	0.212

10. SONUÇLAR

Bu çalışmada, şevlerin duraylılığını sağlamak amacıyla, şev ortamına yerleştirilen düşey kazıkların yanal zemin hareketi boyunca davranışını gözlemlemek için, Yıldız Teknik Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarında büyük ölçekli bir kesme kutusu imal edilerek, laboratuvar koşullarında model deneyler yapılmıştır. Gözönüne alınan zemin ortamı kum olup, $D_r = \%70$, $\%60$ ve $\%50$ sıklıkta yerleştirilmiş olan kum içerisinde bulunan kazık sırası yanal zemin hareketi etkisinde bırakılmış ve kazık kesitinde derinlik boyunca oluşan eğilme momenti davranışı gözlenmiştir.

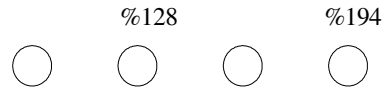
Yapılan deneyler sonunda elde edilen sonuçlar Brinch-Hansen yöntemi, LPILE programı, Elastik zemine oturan sonsuz kiriş yöntemi, Yatak katsayısı yöntemi ve Broms yönteminden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

Yapılan deneylerde aşağıda belirtilen sonuçlar elde edilmiştir.

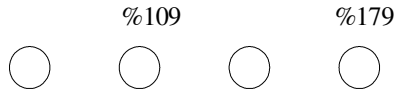
- I. Deneysel olarak elde edilen sonuçlardan zeminin sıklık değerinin azalmasıyla birlikte kayma yüzeyinin altında kalan kazık kesitinde oluşan maksimum moment değerinin arttığı gözlenmiştir. Aynı şekilde Brinch – Hansen Yöntemi ($F=0.32$ kN), Yatak Katsayısı Yöntemi ve Broms Yönteminde de aynı eğilimin olduğu görülmüştür.
- II. Köşe kazıkta (Kazık 1) oluşan maksimum moment değerinin Orta (Kazık 3) kazığın maksimum moment değerine göre daha yüksek olduğu gözlenmiş olup bu sonuç yanal zemin hareketi etkisindeki kazık grupları için beklenen bir sonuçtur.
- III. Kazık başına yerleştirilmiş olan yer değiştirme ölçerlerden (LPT 1 ve LPT 2) alınan okumalar arasında çok az bir fark olup bu fark gözardı edilebilir düzeydedir ve deneysel olarak elde edilen kazık başı yerdeğiştirmesinin diğer yöntemlere göre daha fazla olduğu ölçülmüştür.
- IV. Kazık grubuna gelen toplam 1.25 kN'un her bir kazığa eşit oranda etki ettiği ve tek bir kazık için bu yükün 0.32 kN olduğu gözönüne alınarak yapılan analizlerde kayma yüzeyinin üst kısmında etkiyen yükün yerinin farklı uzaklıklarda olabileceği düşünülerek kazık kesiti analiz edilmiştir. Bu sonuçlardan da kazık grubuna gelen yatay yükün tek bir kazık için kazık grubundaki kazık sırasına bölünmesinin pek doğru bir yöntem olmadığı görülmüş olup Kazık 1 ve Kazık 3 kesitine gelmesi beklenen yükler şu şekilde elde edilmiştir.

Etkime yerinin alttan $H/3$ 'de olması durumunda deneysel olarak elde edilen sonuçlar ile amprik olarak elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında;

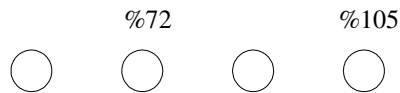
Brinch-Hansen yönteminde % 70 sıklıkta Kazık 1 için $M_{\max,1}$ değerini veren yatay yükün 0.62 kN, Kazık 3 için $M_{\max,3}$ değerini veren yatay yükün de 0.41 kN olduğu görülmektedir. Bu durumda kazıklara gelmesi beklenecek yükün gerçekte gelen yüke oranları Kazık 1 ve Kazık 3 için aşağıdaki gibidir.



Yatak katsayısı yönteminde % 70 sıklıkta Kazık 1 için $M_{\max,1}$ değerini veren yatay yükün 0.572 kN, Kazık 3 için $M_{\max,3}$ değerini veren yatay yükün de 0.349 kN olduğu görülmektedir. Bu durumda kazıklara gelmesi beklenecek yükün gerçekte gelen yüke oranları Kazık 1 ve Kazık 3 için aşağıdaki gibidir.

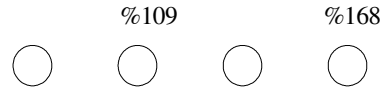


Broms yönteminde ise % 70 sıklıkta Kazık 1 için $M_{\max,1}$ değerini veren yatay yükün 0.337 kN, Kazık 3 için $M_{\max,3}$ değerini veren yatay yükün de 0.230 kN olduğu görülmektedir. Bu durumda etkinlik faktörü değeri Kazık 1 ve Kazık 3 için aşağıdaki gibidir.

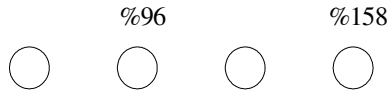


Etkime yerinin alttan 5H/12’de olması durumunda deneysel olarak elde edilen sonuçlar ile amprik olarak elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında;

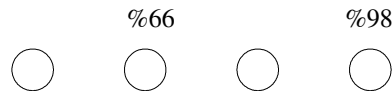
Brinch-Hansen yönteminde % 70 sıklıkta Kazık 1 için $M_{\max,1}$ değerini veren yatay yükün 0.536 kN, Kazık 3 için $M_{\max,3}$ değerini veren yatay yükün de 0.348 kN olduğu görülmektedir. Bu durumda kazıklara gelmesi beklenecek yükün gerçekte gelen yüke oranları Kazık 1 ve Kazık 3 için aşağıdaki gibidir.



Yatak katsayısı yönteminde % 70 sıklıkta Kazık 1 için $M_{\max,1}$ değerini veren yatay yükün 0.504 kN, Kazık 3 için $M_{\max,3}$ değerini veren yatay yükün de 0.307 kN olduğu görülmektedir. Bu durumda kazıklara gelmesi beklenecek yükün gerçekte gelen yüke oranları Kazık 1 ve Kazık 3 için aşağıdaki gibidir.

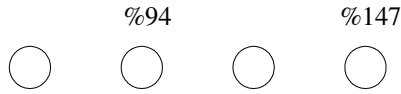


Broms yönteminde ise % 70 sıklıkta Kazık 1 için $M_{\max,1}$ değerini veren yatay yükün 0.312 kN, Kazık 3 için $M_{\max,3}$ değerini veren yatay yükün de 0.210 kN olduğu görülmektedir. Bu durumda kazıklara gelmesi beklenecek yükün gerçekte gelen yüke oranları Kazık 1 ve Kazık 3 için aşağıdaki gibidir.

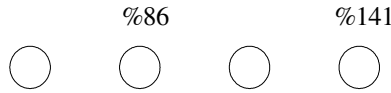


Etkime yerinin alttan $H/2$ 'de olması durumunda deneysel olarak elde edilen sonuçlar ile amprik olarak elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında;

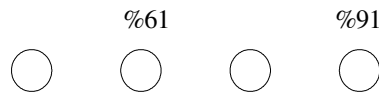
Brinch-Hansen yönteminde % 70 sıklıkta Kazık 1 için $M_{\max,1}$ değerini veren yatay yükün 0.470 kN, Kazık 3 için $M_{\max,3}$ değerini veren yatay yükün de 0.302 kN olduğu görülmektedir. Bu durumda kazıklara gelmesi beklenecek yükün gerçekte gelen yüke oranları Kazık 1 ve Kazık 3 için aşağıdaki gibidir.



Yatak katsayısı yönteminde % 70 sıklıkta Kazık 1 için $M_{\max,1}$ değerini veren yatay yükün 0.450 kN, Kazık 3 için $M_{\max,3}$ değerini veren yatay yükün de 0.275 kN olduğu görülmektedir. Bu durumda kazıklara gelmesi beklenecek yükün gerçekte gelen yüke oranları Kazık 1 ve Kazık 3 için aşağıdaki gibidir.

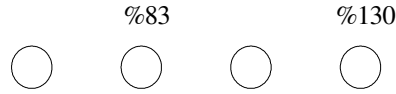


Broms yönteminde ise % 70 sıklıkta Kazık 1 için $M_{\max,1}$ değerini veren yatay yükün 0.290 kN, Kazık 3 için $M_{\max,3}$ değerini veren yatay yükün de 0.194 kN olduğu görülmektedir. Bu durumda kazıklara gelmesi beklenecek yükün gerçekte gelen yüke oranları Kazık 1 ve Kazık 3 için aşağıdaki gibidir.

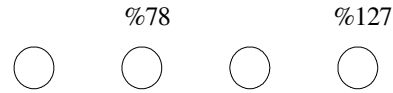


Etkime yerinin alttan $7H/12$ 'de olması durumunda deneysel olarak elde edilen sonuçlar ile amprik olarak elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında;

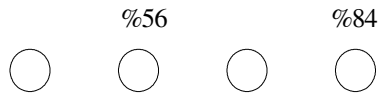
Brinch-Hansen yönteminde % 70 sıklıkta Kazık 1 için $M_{\max,1}$ değerini veren yatay yükün 0.416 kN, Kazık 3 için $M_{\max,3}$ değerini veren yatay yükün de 0.264 kN olduğu görülmektedir. Bu durumda kazıklara gelmesi beklenecek yükün gerçekte gelen yüke oranları Kazık 1 ve Kazık 3 için aşağıdaki gibidir.



Yatak katsayısı yönteminde % 70 sıklıkta Kazık 1 için $M_{\max,1}$ değerini veren yatay yükün 0.407 kN, Kazık 3 için $M_{\max,3}$ değerini veren yatay yükün de 0.248 kN olduğu görülmektedir. Bu durumda kazıklara gelmesi beklenecek yükün gerçekte gelen yüke oranları Kazık 1 ve Kazık 3 için aşağıdaki gibidir.

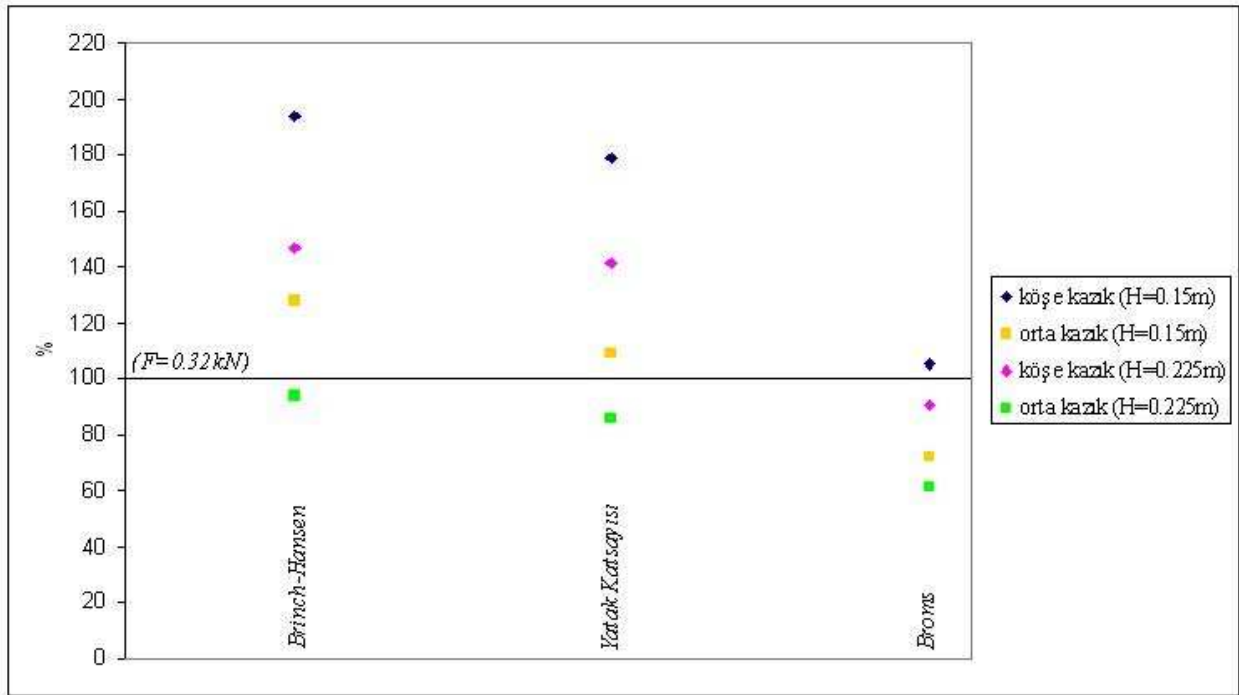


Broms yönteminde ise % 70 sıklıkta Kazık 1 için $M_{\max,1}$ değerini veren yatay yükün 0.270 kN, Kazık 3 için $M_{\max,3}$ değerini veren yatay yükün de 0.179 kN olduğu görülmektedir. Bu durumda kazıklara gelmesi beklenecek yükün gerçekte gelen yüke oranları Kazık 1 ve Kazık 3 için aşağıdaki gibidir.



Kesme kutusunun kazıksız ve kazık grubu olması durumunda itilmesi sonucunda, kazık sırasından şeve uygulanan yanal tepki kuvveti 1.25 kN olarak ölçülmüş ve tek bir kazık için bu değerin yaklaşık olarak 0.32 kN olduğu kabul edilmiştir. Bununla birlikte yanal zemin hareketine maruz kalan kazık grubunda köşe kazık ve orta kazık için deneysel olarak elde edilen (ölçülen) moment değerleri ve bu moment değerlerini veren yatay yükler Brinch-Hansen, Yatak katsayısı ve Broms yöntemlerine göre kayma yüzeyinin üstündeki kazık kesitinde farklı uzaklıklarda etkiyebileceği düşünülerek hesaplanmıştır. Kazıkların kayma yüzeyinin altında analizinde aşağıdaki genel sonuçlar çıkarılabilir.

- Broms yöntemi ile genelde daha az yük tahmin edilmektedir. Bu yargı yükün etkime yerinden bağımsızdır.
- Yatak katsayısı yöntemi orta kazık için doğruya yakın sonuç verirken köşe kazık için %80 daha fazla yük gelebileceği düşünülmelidir.
- Brinch-Hansen yöntemi genelde fazla yük tahmin etmekte olup şev için güvensiz durumlar doğurabilecek bir yöntem olarak görülmektedir. Bununla birlikte kazıkların kırılmaya karşı güvenliği ise ekonomik olmayan çözümler doğmasına yol açabilecektir.



Şekil 10.1 Köşe kazık ve Orta kazık kesitine gelecek yatay yük değerlerinin karşılaştırılması

KAYNAKLAR

- Ausilio, E., Conte, E., Dente, G, "Stability Analysis of Slopes Reinforced with Piles", Computers and Geotechnics, 28 (2001), pp. 591-611
- Beer, E. D., (1977), "Piles Subjected to Static Lateral Loads", Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 14 July 1977 , Tokyo, pp. 1-14.
- Bishop AW. (1955), "The use of slip circle in the stability analysis of earth slope", Geotechnique 1955; 5(1): 7–17.
- Bogart, D. ve Matlock, H., (1983), "Procedures for Analysis of Laterally Loaded Pile Group in Soft Clay", Proc. Conf. on Geotech. Practice in Offshore Engrg., ASCE, New York, N.Y., pp. 499-535.
- Brinch Hansen, J., (1961), "The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces", Danish Geotechnical Institue Bull. No.12, Copenhagen, p.5-9.
- Broms, B.B, (1964 b), "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 90, No. SM3, pp. 123-156.
- Brown, D.A., Morrison, C., ve Reese, L.C., (1988), "Lateral Load Behaviour of Pile Group in Sand", J. Geotech.Engrg., Vol.114, No.11, pp. 1261-1276.
- Cai F, Ugai K. (2000), "Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles", Soils and Foundations 2000; 40(1): 73–84.
- Cao J, Zaman MM. (1999), "Analytical method for analysis of slope stability", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 1999; 23: 439–49.
- Chen WF. (1975), Limit analysis and soil plasticity. Amsterdam (The Netherlands): Elsevier Science, 1975.
- Das, B.M., (1990), "Principles of Foundation Engineering", PWS-Kent Series in Engineering, Boston.
- Davission, M.T. ve Prakash, S., (1963), "A Review of Soil-Pile Behavior", High Res. Rec., No. 39, pp. 25-48
- Davisson, M.T., (1970), "Lateral Load Capacity Piles", Highway Research Record Washington,D.C., pp. 104-112.
- Donald IB, Chen Z. (1997), Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods.Canadian Geotechnical Journal 1997;34:853–62.
- Duncan JM, Wrigth SG. ,1980, The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis. Engineering Geology 1980;16:5–17.
- Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F., Elson,W.K., (1992), "Pilling Engineering", Blackie A&F, Glasgow.
- Foch, J.A. ve Koch, K.J., (1973), "Rational Analysis of the Lateral Performance of Offshore Pile Groups", Fifth Annual Offshore Technology Conference, Vol. 2, Houston, Texas, pp. 701-708.
- Hassiotis S, Chameau JL, Gunaratne M. (1997), "Design method for stabilization of slopes with piles", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 1997; 123(4):

314–23.

HuangSL, Yamasaki K. (1993), "Slope failure analysis using local minimum factor-of-safety approach", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 1993; 119(12): 1974–87.

Hull TS, Poulos HG. (1999), "Design method for stabilization of slopes with piles (discussion)", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 1999; 125(10): 911–3.

Hynes-Griffin, M.E. ve Franklin, A.G., (1984), "Rationalizing the Seismic Coefficient Method", *Miscellaneous Paper GL*, 84-13, US Army Engineer Waterways Exp. St. Mississippi.

Ito T, Matsui T, HongWP. (1979), "Design method for the stability analysis of the slope with landingpier", *Soils and Foundations* 1979; 19(4): 43–57.

Ito, T. ve Matsui, T., (1975), "Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles", *Soils and Foundations*, 15(4), pp. 43-59.

Ito, T. ve Matsui, T., (1977), "The Effects of Piles in a Row on the Slope Stability", *Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 14 July 1977, Tokyo, pp. 81-86.

Ito, T. ve Matsui, T., (1978), "Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles", *Soils and Foundations*, 18(2), pp. 41-44.

Ito, T., Matsui, T. ve Hong, W. P., (1979), "Design Methods for the Stability of the Slope with Landing Piles", *Soils and Foundations*, 19(4), pp. 21-23.

Ito, T., Matsui, T. ve Hong, W. P., (1981), "Design Method for Stabilizing Piles Against Landslide-One Row of Piles", *Soils and Foundations*, 21(1), pp. 21-37.

Ito, T., Matsui, T. ve Hong, W. P., (1982), "Extended Design Method for Multi-Row Stabilizing Piles Against Landslide", *Soils and Foundations*, 22(1), pp. 1-13.

Janbu N. (1954), "Stability analysis of slopes with dimensionless parameters", *Harvard Soil Mechanics Series* no. 46

Karal K. (1977), Energy method for soil stability analyses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE 1977;103(GT5):431–45.

Lee CY, Hull TS, Poulos HG. (1995), "implified pile-slope stability analysi", *Computers and Geotechnics* 1995; 17: 1–16.

Matlock, H. (1970), "Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", *Preceeding Offshere Technology Conference*, Paper No: OTC 1204, Houston.

Matlock, H. ve Reese, L.C., (1961), "Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures", *Proceeding Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, pp. 91-97, Paris.

Matlock, H. ve Reese, L.C., (1962), "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles", *Transactions of the American Society of Civil Engineering*, Vol. 127, Part 1, pp. 1220-1247.

Matsui, T., Hong, W. P. ve Ito, T., (1982), "Earth Pressure on Piles in a Row due to Lateral Soil Movements", *Soils and Foundations*, 22(2): pp. 71-81.

NAVFAC Design Manuals 7.1 and 7.2 (1988), "Foundations and Earth Structures", Department of the Navy, Alexandria, VA

Nogami, T., ve Paulson, S.K., (1985), "Transfer matrix approach for nonlinear pile group response analysis", International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, Vol. 9, No.4, pp. 299-316.

Ooi, P.S.K., ve Duncan, M.J., (1994), "Lateral Load Analysis of Groups of Piles and Drilled Shafts", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 3, pp. 429-447.

Oteo, C.S., (1972), "Displacement of a Vertical Pile Group Subjected to Lateral Loads", Proc. 5th, EC.S.M.F.E., Madrid, Vol.1, pp. 397-405.

Palmer, L.A. ve Thompson, J.B., (1948), "The Earth Pressure and Deflection Along the Embedded Lengths of Piles Subjected to Lateral Thrusts", Proc. 2nd Int. Conf. S. M. and F. E., Rotterdam, Vol. 5, pp. 156-161.

Poulos HG. (1995), "Design of reinforcing piles to increase slope stability", Canadian Geotechnical Journal 1995; 32(5): 808–18.

Poulos, H.G., (1971), "Behavior of Laterally Loaded Piles: I-Single Piles", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.97, No. SM5, Proc. Paper 8093, May, 1971, pp.711-731.

Poulos, H.G., (1973), "Analysis of Piles in Soil Undergoing Lateral Movement", ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Divisions, 99 (SM5), pp. 391-406

Prakash, S.,(1962), "Behaviour of Pile Groups Subjected to Lateral Loaded Piles", Ph. D. Thesis, University of Illinois, Urbana.

Praskash, S. ve Saran, D., (1967), "Behaviour of Laterally Loaded Piles in Cohesive Soils", Proc. 3rd Asian Reg. Conf. on SMFE, Haifa (Israel), pp. 235-238.

Praskash, S. ve Sharma, H., (1989), "Pile Foundation in Engineering Practice", John Wiley & Sons Inc., New York.

Reese L.C., Matlock, H., (1956), "Non-dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth", Proceeding 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, pp. 1-45

Reese, L.C., Cox, W.R. ve Koop, F.D., (1974), "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand", Preceeding Offshore Technology Conference, Paper No: OTC 2080, pp. 473-48, Houston.

Taylor, D. W. (1937), "Stability of earth slopes", J. Boston Soc. Of Civil Engineers, 24(3), 337-386

Terzaghi, K., (1955), "Evaluation of Coefficients of Sub-Grade Reaction", Geot., Vol.5

TS 8853, (1991), Yamaç ve Şevlerin Dengesi ve Hesap Metodları-Zeminde, TSE Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Viggiani, C, (1981), "Ultimate Lateral Load on Piles Used to Stabilize Landslides", Proc. 10th I.C.S.M.F.E, Stocholm, 3: pp. 555-560

Yıldırım, S., (2004), "Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı", Birsen Yayınevi, İstanbul, 471sf.

Yu HS, Salgado R, Sloan SW, Kim JM. (1998), "Limit analysis versus limit equilibrium for slope stability", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 1998; 124(1): 1–11.

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 12.10.1981

Doğum yeri Tunceli

Lise 1992-1998 Rezzan Has Lisesi

Lisans 1999-2004 İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fak.
İnşaat Mühendisliği Bölümü (Bölüm Birincisi)

Yüksek Lisans 2004-2007 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Geoteknik Anabilim Dalı

Çalıştığı kurum(lar)

2005 - Yıldız Tek. Üniv. İnşaat Fak. Geoteknik ABD.
Araştırma Görevlisi