

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

139648

**ŞEV DURAYLILIĞININ KAZIKLARLA  
İYİLEŞTİRİLMESİ**


139648

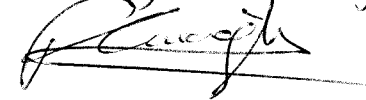
İnşaat Müh. Burak ORAL

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

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Sönmez YILDIRIM**

Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN  


Prof. Dr. S. Feyza Amiroğlu  


**İSTANBUL, 2003**

**TEZ YÖNETİM KURULU  
BAKURBAŞIYIKI MEKANI**

# İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ.....	v
KISALTIMA LİSTESİ .....	viii
ŞEKİL LİSTESİ.....	ix
ÇİZELGE LİSTESİ .....	xi
ÖNSÖZ.....	xii
ÖZET .....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
1. GİRİŞ .....	1
2. ŞEV DURAYLILIĞININ İNCELENMESİ VE TARİHÇESİ .....	3
2.1 Giriş.....	3
2.2 Şev Duraylılığının İncelenmesi İle İlgili Tarihçe .....	4
2.3 Kitle Hareketlerinin Sınıflandırılması.....	6
2.3.1 Düşme .....	6
2.3.2 Devrilme .....	7
2.3.3 Kayma .....	7
2.3.3.1 Dönel Kayma .....	7
2.3.3.1.1 Genel Şekli Kayma .....	7
2.3.3.1.2 Dairesel Kayma.....	7
2.3.3.1.3 Ardışık Kayma .....	8
2.3.3.1.4 Karmaşık Kayma .....	8
2.3.3.2 Düzlemsel Kayma .....	8
2.3.3.2.1 Blok Kayması.....	8
2.3.3.2.2 Kama Kayması.....	8
2.3.3.2.3 Heterojen Yamaçta Kayma .....	8
2.3.3.2.4 Yüzeysel Kaymalar .....	9
2.3.4 Yayılma.....	9
2.3.5 Akma.....	10
2.3.6 Karmaşık Hareket .....	10
2.4 Şev Duraylılığını Etkileyen Etkenler .....	11
2.4.1 Su Etkisi .....	11
2.4.1.1 Yüzey Suları.....	11
2.4.1.2 Yeraltı Suyu .....	12
2.4.1.3 Çatlak Suyu Etkisi.....	15
2.4.2 Deprem ve Diğer Titreşim İvmeleri.....	16
2.4.3 Giderek Kırılma .....	16
2.5 Şev Duraylılığı Analizlerinde Özen Gösterilecek Konular .....	16

2.5.1	Kayma Yüzeyi .....	16
2.5.2	Zemin Kesiti, Zeminin Mekanik ve Fiziksel Özellikleri .....	16
2.5.3	Güvenlik Sayısının Belirlenmesi .....	17
2.5.4	Boşluk Suyu Basınçları.....	19
2.5.4.1	Feratik Yüzey.....	20
2.5.4.2	Piezometrik Yüzey.....	21
2.5.4.3	Negatif Boşluk Suyu Basıncı .....	22
2.6	Şev Duraylılığı Analiz Yöntemleri .....	23
2.6.1	Blok Analiz.....	23
2.6.2	Düzlemsel Yüzey Analizi .....	24
2.6.3	Dairesel Yüzey Analizleri.....	26
2.6.3.1	Dairesel Yay ( $\phi_u = 0$ ) Yöntemi .....	26
2.6.3.2	Sürtünme Dairesi Yöntemi .....	27
2.6.4	Dilim Yöntemi .....	29
2.6.4.1	İsveç Dilim Yöntemi.....	32
2.6.4.2	Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi .....	33
2.6.4.3	Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi .....	34
2.6.4.4	Spencer Yöntemi.....	36
2.6.4.5	Genelleştirilmiş Limit Denge (GLE)Yöntemi .....	36
2.6.4.6	Janbu Genelleştirilmiş Dilim Yöntemi (GPS) .....	39
2.6.4.7	Dilim Yöntemleri İle Elde Edilen Güvenlik Sayılarının Karşılaştırılması .....	39
2.6.5	Negatif Efektif Gerilme Kontrolü.....	40
2.7	Limit Denge Yöntemlerinin Karşılaştırılması: .....	42
3.	PASİF KAZIK PROBLEMİ .....	43
4.	ŞEVLERİN DURAYLILIĞININ DÜŞEY KAZIKLARLA SAĞLANMASI.....	45
4.1	Tasarım Esasları.....	46
4.2	Şev Duraylılığında Kullanılan Kazıklara Etkiyen Yatay Yüklerinin Hesaplanması .....	48
4.2.1	Yatay Yükleri Etkileyen Etkiler.....	48
4.2.2	Yatay Kuvvetlerin Tahmini .....	50
4.2.2.1	Ito ve Matsui Yöntemi .....	50
4.3	Kazıklarla İyileştirilmiş Şevlerin Duraylılık Analizleri.....	52
4.3.1	Kazık Duraylılığı Analizleri .....	53
4.3.1.1	Kazık Duraylılığı Analizi için Temel Eşitlikler.....	53
4.4.1.1.1	Elastik Zemine Oturan Sonsuz Kiriş Yöntemi.....	53
4.4.1.1.2	Aktif Kazık Çözümü.....	61
4.3.2	Şev Duraylılığı Analizleri .....	62
5.	XSTABL PROGRAMINA İLİŞKİN ÖZET BİLGİ.....	64
5.1	XSTABL Menü Yapısı .....	65
5.1.1	Program Ana Menüsü .....	65
6.	İNCELENEN PROBLEMİN TANITIMI.....	67
6.1	Hesaplamalarda Kullanılan Yöntemler.....	71
6.2	Hesaplamalarda Yapılan Varsayımlar .....	71
7.	ANALİZLER .....	73

7.1	Değerlendirmeler .....	89
8.	SONUÇ VE ÖNERİLER.....	94
	KAYNAKLAR .....	97
	EKLER.....	100
Ek 1	30° ve 50°'lik şevlerde duraylılık analizi .....	115
Ek 2	30°'lik şevde iyileştirme kuvvetinin hesaplanması (1).....	123
Ek 3	30°'lik şevde iyileştirme kuvvetinin hesaplanması (2).....	128
Ek 4	Analiz sonuçları .....	133
Ek 5	Kazık maliyet analizi (30 ve 50 derecelik şevler için).....	141
	ÖZGEÇMİŞ .....	129



## SİMGE LİSTESİ

$a_L$	Çatlak suyu kuvveti ile daire merkezi arasındaki dik mesafe (moment kolu) (sol)
$a_R$	Çatlak suyu kuvveti ile daire merkezi arasındaki dik mesafe (moment kolu) (sağ)
$A_L$	Çatlak suyu basıncı kuvveti (sol)
$A_R$	Çatlak suyu basıncı kuvveti (sağ)
$a_0, a_1, a_2, a_3, A, B$	İntegrasyon sabitleri
$b$	Dilim tabanı genişliği
$c$	Kohezyon
$C$	Kayma kuvveti
$c_m$	Mobilize olmuş kohezyon
$C_m$	Kayma yüzeyi boyunca etkiyen kohozif kayma direnci bileşkesi
$c_u, \phi_u$	Drenajsız kayma mukavemeti ve içsel sürtünme açısı
$c'$	Efektif kayma mukavemeti parametresi
$c'_m, \phi'_m$	Mobilize olmuş efektif kohezyon ve içsel sürtünme açısı
$c'_r, \phi'_r$	Efektif rezidüel kayma mukavemeti parametreleri
$d$	Kazık çapı
$D_1$	Kazık merkezleri arası mesafe
$D_2$	Kazıklar arası net mesafe
$e$	$F_p$ uygulama nokta ve kayma yüzeyi arası mesafe
$E_L, E_R$	Dilim sınırındaki normal kuvvetler
$E_p$	Kazık malzemesi elastisite modülü
$E_s$	Zemin elastisite modülü
$F$	Toplam gerilme için güvenlik sayısı
$F_c, F_\theta$	Efektif gerilmeler için güvenlik sayısı kohezyon ve sürtünme bileşeni
$F_d$	Sürükleyici kuvvetler
$F_p$	Kazık sırasından 1m genişliğindeki zemin kütleline iletilen tepki kuvveti
$F_{p1}, F_{p2}$	Kazık sırasından 1m genişliğindeki zemin kütleline iletilen tepki kuvvetleri
$F_r$	Durdurucu kuvvetler
$F_t$	Tek bir kazığa kayan kütlede iletilen yatay kuvvet
$H$	Şev yüksekliği
$h_w$	Kayma yüzeyi tabanı ve feratik yüzey arasındaki düşey uzaklık
$h_1, h_2$	Kayma yüzeyi üzerindeki kazık boyları
$H'$	Kazık başından kayma yüzeyine olan mesafe
$I_p$	Kazık kesiti atalet momenti
$k, k_h$	Yatay deprem (sismik) katsayısı
$K_A$	Aktif zemin itki katsayısı
$K_c, K_q$	Brinch-Hansen yatay itki katsayıları
$K_p$	Pasif zemin itki katsayısı
$k_v$	Düşey deprem (sismik) katsayısı
$L$	Kayma yüzeyi uzunluğu
$L_{ab}$	$ab$ kirişi uzunluğu
$L_{kazık}$	Toplam kazık boyu
$m$	Sürşarj kuvveti moment kolu
$M$	Kazık eğilme momenti
$M_{1,max}$	Kayma yüzeyi üzerinde kazık maksimum eğilme momenti
$M_{2,max}$	Kayma yüzeyi altında maksimum eğilme momenti
$N, N'$	Toplam ve efektif normal kuvvet

$N_\phi$	Akma değeri (katsayısı)
$P_a, P_p$	Aktif ve pasif yatay zemin kuvvetleri
$p(z)$	Yanal basınç
$R$	Dairesel göçme yüzeyi yarıçapı
$R_c$	Göçme dairesi merkezinden kuvvete olan dik uzaklık
$R_f$	Sürtünme dairesi yarıçapı
$r_u$	Boşluk suyu basıncı oranı
$S$	Şev topuğundan itibaren yatay uzaklık
$S_m$	Mobilize olmuş kayma mukavemeti
$S_u$	Drenajsız kayma mukavemeti
$t, t_1, t_2, t_3$	Boru kazık et kalınlıkları
$T_p$	Kazıklar tarafından aktarılan kuvvet
$u, u_w$	Boşluk suyu basıncı
$U_z$	Çatlak suyu basıncı kuvveti
$U_\beta$	Yüzey suyu kuvveti
$U_\alpha$	Boşluk suyu kuvveti
$y$	Kazık deformasyonu
$y_{Fp1}, y_{Fp2}$	$F_p$ uygulama noktası koordinatları
$y_{k1}, y_{k2}$	Kayma yüzeyi koordinatları
$y_{m1}, y_{m2}$	$F_p$ uygulama mesafesi
$y_\xi$	Şev yüzeyi (zemin yüzeyi) koordinatları
$y_1, y_2$	Kayma yüzeyi üst ve altında kazık deplasmanları
$z, \bar{z}, z_p$	Zemin yüzeyinden, kayma yüzeyinden ve kazık başından itibaren derinlikler
$Z_L$	Sol dilim kuvveti
$Z_R$	Sağ dilim kuvveti
$z_w$	Çekme çatlaklarındaki su yüksekliği
$\bar{z}_1$	Mafsallı kazık durumunda kayma yüzeyinden itibaren $M_{1,max}$ 'a olan uzaklık
$\bar{z}_2$	Serbest ve tutulu kazık durumlarında kayma yüzeyinden $M_{2,max}$ 'a olan uzaklık
$q_u$	Zemin serbest basınç mukavemeti
$W, W'$	Toplam ve efektif zemin ağırlığı
$x$	Daire merkezi "O" ile kayan kütle ağırlık merkezi arasındaki dik uzaklık (moment kolu)
$x_L, x_R$	Dilim sınırındaki kesme kuvveti
$x_0$	Kayma yüzeyi altındaki maksimum eğilme momentinin etkiye noktası
$f$	Normal kuvvet moment kolu
$f_0$	Janbu düzeltme sayısı
$f_1, f_2$	Sabit
$\sigma_a$	Kazık izin verilebilir eğilme gerilmesi
$\sigma_A, \sigma_p$	Aktif ve pasif yatay zemin gerilmeleri
$\sigma_L$	Yatay itki (Brinch-Hansen)
$\sigma_n, \sigma'_n$	Toplam ve efektif zemin gerilmeleri
$\sigma_v, \sigma'_v$	Toplam ve aktif düşey zemin gerilmeleri (z derinliğinde)
$\sigma'$	Efektif gerilme
$\theta$	Kazık deformasyon (deplasman) açısı
$\theta_{crit}$	Düzlemsel göçme yüzeyinin eğimi
$\theta_i$	Dilimler arası kuvvet açısı
$\theta_L$	Sol dilim kuvveti açısı
$\theta_R$	Sağ dilim kuvveti açısı
$Q$	Sürşarj yükü

$\phi$	İçsel sürtünme açısı
$\phi'$	Efektif kayma mukavemeti parametresi
$\tau$	Kayma mukavemeti
$\tau_{\text{gerekli}}$	İhtiyaç duyulan kayma mukavemeti
$\alpha$	Şev arkası eğimi (yatayla)
$\beta$	Şev eğimi (yatayla)
$\lambda$	Düşey dilim sınırlarına etkiyen normal ve kayma gerilmeleri oranı
$\gamma_w$	Suyun birim hacim ağırlığı
$\gamma_s$	Kuru birim hacim ağırlığı
$\delta$	Sürşarj yükü açısı
$\eta_p$	Plastik viskozite



## KISALTMA LİSTESİ

b.s.b	Boşluk Suyu Basıncı
FS	Güvenlik Sayısı
GLE	Genel Limit Denge
GPS	Genelleştirilmiş Dilim Yöntemi
Y.A.S.S.	Yer Altı Su Seviyesi



## ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 Düşme.....	6
Şekil 2.2 Devrilme.....	7
Şekil 2.3 Karmaşık kayma.....	8
Şekil 2.4 Düzlemsel kayma.....	9
Şekil 2.5 Yayılma.....	10
Şekil 2.6 Akma.....	10
Şekil 2.7 Karmaşık kayma.....	11
Şekil 2.8 Sondajla bulunan yer altı su seviyelerinden, serbest su profilinin yaklaşık çıkartılması.....	12
Şekil 2.9 Boşluk suyu basınçlarının akım ağları.....	13
Şekil 2.10 Yamaçta boşluk suyu basıncının gösterilmesi.....	13
Şekil 2.11 Boşluk suyu basıncı katsayısı.....	14
Şekil 2.12 Baraj gövdesinde akım ağları ve boşluk suyu basıncı oranı ile gösterim.....	14
Şekil 2.13 $r_u$ değerinin bulunması.....	15
Şekil 2.14 Çatlak suyu basıncının dengeye etkisi.....	15
Şekil 2.15 Limit denge.....	18
Şekil 2.16 Kuvvetler.....	18
Şekil 2.17 Momentler.....	18
Şekil 2.18 Feratik yüzeyden boşluk suyu basınç yüksekliğinin hesaplanması.....	21
Şekil 2.19 Belirlenen piyezometrik yüzey için boşluk suyu basınç yüksekliğinin hesaplanması.....	21
Şekil 2.20 Piyezometrik yüzeyin boşluk suyu basınç katsayısı $r_u$ 'yu saptamak üzere kullanımı.....	22
Şekil 2.21 Düzlemsel göçme yüzeyi.....	25
Şekil 2.22 $\phi=0$ zeminindeki dairesel göçme yüzeyi.....	27
Şekil 2.23 Sürtünme dairesi yöntemi.....	28
Şekil 2.24 Olası kayan kütlelerin dilimlere bölünmesi.....	30
Şekil 2.25 Tipik bir dilime etkiyen kuvvetler.....	30
Şekil 2.26 Bir şevde göçen kütleyle etkiyen kuvvetler.....	32
Şekil 2.27 Göçen kütlede tek dilime etkiyen kuvvetler.....	33
Şekil 2.28 Janbu düzeltme sayıları.....	35
Şekil 2.29 Dilimler arası kuvvet açılarının değişimini göstermek üzere kullanılan fonksiyon örnekleri.....	37
Şekil 4.1 Heyelanların denetimi ve önlenmesi amacıyla uygulanmış yapı türleri.....	46
Şekil 4.2 Bir grup kazığın gösterilişi ve kazığın çevresindeki plastik deformasyon durumu (İto ve Matsui, 1975).....	51
Şekil 4.3 Duraylılık kazıklarının ihtiva eden şevin duraylılık analizi.....	53
Şekil 4.4 Deformasyonun kesme kuvveti ve eğilme momentinin dağılımı.....	60
Şekil 4.5 Yatay yük altındaki kazıklar.....	61
Şekil 6.1 Yatayla 30 ve 50° açı yapan tipik şev kesitleri.....	67
Şekil 6.2 Kazık yerleştirilmiş şevde kritik yüzeyin değişimi.....	69
Şekil 6.3 Şev duraylılığının kazıklarla iyileştirilmesi işlem akış şeması.....	71
Şekil 7.1 1 nolu kritik yüzey (FS=1.099).....	73
Şekil 7.2 Şev yüzeyi düşey koordinatları için benzer üçgenler.....	75
Şekil 7.3 Kazıklara etkiyen yatay zemin itkisi.....	76
Şekil 7.4 2 ve 3 nolu kritik yüzeyler (FS=1.25).....	79
Şekil 7.5 1, 2 ve 3 nolu kritik yüzeyler.....	80

Şekil 7.6 $k_c$ ve $k_q$ katsayıları.....	82
Şekil 7.7 Kayma yüzeyi altındaki yanıl gerilmeler.....	83
Şekil 7.8 Moment dengesi .....	84
Şekil 7.9 0.6 m çaplı kazıkta maksimum eğilme momentleri.....	90
Şekil 7.10 Kazık çapı ve $D_1/d$ oranı değişimi.....	91
Şekil 7.11 Şev güvenliğini 1.25'e çıkarmak için gerekli kazık kuvvetleri.....	91
Şekil 7.12 30° açılı şev için en düşük maliyetin elde edildiği S uzaklığı.....	92
Şekil 7.13 50° açılı şev için en düşük maliyetin elde edildiği S uzaklığı.....	93
Şekil 8.1 Şev duraylılığının kazıklarla iyileştirilmesi tasarım akış şeması.....	96



## ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 Zemin yamaç ve şevlerde denge kayıplarının ayırımı.....	6
Çizelge 2.2 Yamaç dengesinde etkenler .....	11
Çizelge 2.3 Yamaç ve şevlerde güvenlik sayıları .....	17
Çizelge 2.4 Farklı b.s.b tanımlamaları için güvenlik sayısı değerleri.....	22
Çizelge 2.5 Dilimler yöntemi ile bağlantılı eşitlikler ve bilinmeyenler .....	31
Çizelge 2.6 Limit denge yöntemleri ile sağlanan statik denge koşulları .....	31
Çizelge 2.7 Örnek problem için dilim verileri.....	40
Çizelge 2.8 Örnek şev için hesaplanan güvenlik sayısı değerleri.....	40
Çizelge 4.1 Kazık duraylılığında güvenlik sayısı .....	60
Çizelge 6.1 Kullanılan şevlerin özellikleri .....	67
Çizelge 7.1 1 nolu kritik yüzey bilgileri .....	74
Çizelge 7.2 1 nolu kritik yüzeyin konumu ile ilgili noktasal veriler .....	74
Çizelge 7.3 Değişik uzaklıklardaki kazıklar için S ve $L_{01}$ değerleri .....	75
Çizelge 7.4 FS=1.25 olan 2 nolu kritik yüzey özellikleri .....	77
Çizelge 7.5 2 nolu kritik yüzeyin konumu ile ilgili noktasal veriler .....	77
Çizelge 7.6 Değişik uzaklıklardaki kazıklar için S, $y_{k2}$ ve $L_{02}$ değerleri .....	78
Çizelge 7.7 FS=1.25 olan 3 nolu kritik yüzeyin özellikleri .....	79
Çizelge 7.8 3 nolu kritik yüzeyin konumu ile ilgili noktasal veriler .....	79
Çizelge 7.9 Brinch-Hansen yatay gerilme hesap cetveli .....	83
Çizelge 7.10 0.6m çaplı kazığa etkiyen maksimum momentler .....	88
Çizelge 7.11 Değişik çaplar için mafasal başlı kazığa etkiyen maksimum eğilme momenti...89	
Çizelge 7.12 Kazık maliyet analizi (30°'lik şev için).....	92
Çizelge 7.13 Kazık maliyet analizi (50°'lik şev için).....	93

## ÖNSÖZ

Bu zorlu çalışmamın her aşamasında ilgileri, yardımları, uyarıları ve hoşgörülerini esirgemeyerek tezimi tamamlamamda büyük katkıları olan değerli hocam Prof. Dr. Sönmez YILDIRIM'a;

Sabır ve desteğini her zaman hissettiğim müstakbel eşim Filiz DUBAZ'a; canla başla emek veren mesai arkadaşlarım Önder ZOR ve Turgut YILDIZ'a ve aileme sonsuz teşekkürlerimi sunarım.



## ÖZET

Tipik bir şevin duraylılığını artırmak için zemine yerleştirilen düşey kazıkların optimum tasarımı incelenmiştir. Topukla zirve arasında en etkin iyileştirmeyi sağlayacak kazık konumu araştırılmış ve önerilerde bulunulmuştur.

Kitle hareketlerinin sınıflandırılması, şev duraylılığı analiz yöntemleri ve pasif kazık problemi detaylı bir şekilde anlatılmış ve duraylılık analizlerinde kullanılan XSTABL programı hakkında kısa bilgiler verilmiştir.

İncelenen şev, henüz göçmemiş fakat potansiyel kayma yüzeyine sahip; yer altı su seviyesi içermeyen tipik bir şevdir. Şev duraylılığı analizleri için Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi (Yıldırım, 2002), kazıklara etkileyen yatay kuvvetlerin tahmini için ise Ito ve Matsui Yöntemi (1978) kullanılmıştır. Bu kazıklara etkileyen maksimum momentin hesaplanması için iki farklı yöntem kullanılmıştır. Bunlar NAVFAC'ın önerisi doğrultusunda Brinch-Hansen (Yıldırım, 2002) yöntemi ve Elastik Zemine Oturan Sonsuz Kiriş (Ito ve Matsui, 1978) yöntemleridir.

İyileştirme kazıklarının etkisiyle şevde, istenilen güvenlik sayısına sahip yeni kritik yüzeyler oluşmuş ve eskisine göre daha derine ötelenmiştir. Çalışmaların sonucunda, optimum çözüm için kazıkların, şevin topuğu ile orta noktası arasına yerleştirilmeleri gerektiği elde edilmiştir. Şevlerin duraylılığının kazıklarla iyileştirilmesi için tasarım aşamalarını gösteren genel bir işlem akış şeması önerilmiştir.

**Anahtar kelimeler:** Şev duraylılığı, pasif kazık, duraylılık analizleri, iyileştirme kazıkları, kitle hareketleri.

## **ABSTRACT**

The optimum design of vertical piles, which are embedded in the soil in order to increase the stability of a typical slope, was analyzed. The pile position which provides the most effective improvement between the toe and the crest was investigated and suggestions were made.

The classification of soil movements, the analysis methods of slope stability and the passive pile problem were explained in detail and brief information was given on XSTABL program, which is used for stability analysis.

The examined slope has a potential sliding surface but has not failed yet and is a typical slope which does not contain water table. For slope stability analysis, Simplified Bishop Method (Yıldırım, 2002); for the estimation of lateral forces acting on piles, Ito and Matsui Method (1978) were utilized. For the calculation of maximum moment acting on these piles, two different methods were used. These are, Brinch-Hansen Method with respect to the suggestion of NAVFAC and the Infinite Beam Located to the Elastic Ground Method.

Due to the effect of stabilization piles, new critical surfaces with the required factor of safety were formed on the slope and were transferred to more depth when compared with the previous location. As a result of the study, for the optimum solution, the necessity of locating the piles to the soil between the toe and the midpoint was found out. For the improvement of slope stability with piles, a general flowchart with the design steps was suggested.

**Keywords:** Slope stability, passive pile, stability analysis, stabilization piles, soil movements.

## 1. GİRİŞ

Zemin kaymaları Geoteknik Bilim dalının en karmaşık konusunu oluşturmaktadır. Birçok farklı şekilde ve nedenlerle oluşabilen kaymalar, büyük boyutlarda maddi kayıplara ve hatta can kayıplarına neden olmaktadır. Bu nedenle kaymaların incelenmesi ve önlenmesi her zaman güncelliğini koruyan bir problem olarak süregelmektedir.

Bugüne kadar zemin kaymaları birçok araştırmacı tarafından incelenmiş ve birçok tasarım yöntemi geliştirilmiştir. Tüm çalışmalara karşın zemin kaymaları için genel bir tasarım geliştirmek olanağı olmamıştır.

Şev duraylılığının sağlanması ve zemin kaymalarının kontrolünde kazıklı sistemlerin uygulanması geçen yüzyılın ortalarından itibaren başlamıştır. Yerleşim ve endüstri alanlarında arazi kıymetlerinin yükselmesi, geniş çaplı kazıkların süratle imalini olanaklı duruma getiren teknik ve aygıt olanakları ve daha birçok nedenden ötürü kazıkların heyelan kontrolünde kullanımı yaygın hale gelmiştir.

Zemin kaymalarının temel nedenlerinden birisi aşırı boşluk suyu basıncı oluşumudur. Yer altı suyu seviyesinin yükselmesi, boşluk suyu basıncının artması ile efektif gerilmeler azalmakta ve bu da kayma mukavemetinin azalmasına ve kaymalara neden olmaktadır. Bu nedenle mevcut yer altı suyunun uzaklaştırılması, şev duraylılığının iyileştirilmesinde en önemli etkidir. Kayan kütlelerin önüne yapılacak dayanma yapısını drenajla birlikte kullanmak en etkili ve ekonomik hareket tarzıdır.

Sürükleyici kuvvetlerin dengelenmesi amacıyla kayan ve kayması olası kütle önüne bir dayanma yapısı inşa etmek gerekebilir. Klasik duvar büyük miktarlarda kazı gerektirdiği için ekonomik bir çözüm değildir. Ayrıca kazı ile yerinden kaldırılan zemin kütlesi durdurucu kuvvetleri azaltarak şevin göçmesine neden olabilir. Derin bir palplanş perdesi yapımı sırasında ise oluşacak büyük titreşimler şevde güvenliğin azalmasına neden olabilir. Şev duraylılığında foraj tekniği ile hazırlanan betonarme kazıkların tek veya çoklu sıralar halinde oluşturulması ekonomik ve yaygın olarak kullanım alanı bulmuştur. En etken kazık aralığının bulunması ile perdenin sürekliliğinin sağlanması yanında minimum sayıda kazık kullanarak en ekonomik çözüm bulunmuş olacaktır.

Heyelan önlemede kullanılan iyileştirme kazıkları, tipik pasif kazıklardır ve genellikle bir sıra halinde kullanılırlar. Kazıklar ve kazıkları çevreleyen zeminin etkileşimli davranışları çok karmaşıktır, zira sorun üç boyutludur ve hem zeminin hem de kazık malzemesinin

deformasyon ve mukavemet özelliklerine ilişkin pek çok etkenin etkisi altındadır. Zemin kaymasının kendisi başlı başına çok fazla karmaşık bir sorundur. Zemin kaymaları ve kazıklarla önlenmesinde birçok varsayımlara dayanan ve tüm bu etkenleri içeren bir analiz yöntemi geliştirmek zor ama kaçınılmazdır. Basitleştirici varsayımlar nedeniyle bazı önemli noktaları göz ardı etmek gerekebilir, bu nedendir ki henüz kazık etkisini tam olarak göz önüne alacak bir analiz yöntemi geliştirmek olanağı bulunmamıştır. Tüm bu nedenlerle bir çok şev kayması kazık yerleştirmesinden sonra göçmüş yada hareketine devam etmiştir (Merriam, 1960; Broms ve Bennermark, 1967; Broms, 1969; Fukumoto, 1976).

Şev kaymalarının kazıklarla iyileştirilmesi için önerilen analiz yöntemlerinin neredeyse tümü, kazık sırası içerisindeki tek bir kazığın davranışını belirlemek ve grup etki faktörü uygulayarak kazık sırasına yansıtmak üzerine kuruludur. Kazıkların sıra halinde teşkil edilmesi nedeniyle kazıklar arası uzaklığın göz ardı edilmesi büyük yanlışlara neden olur. Aktif kazık durumunda kazıklara gelen yükler önceden belirlidir ve bu yüke göre analiz yapılabilir, ancak zemine yerleştirilmiş pasif kazıklarda, kazığın varlığı ve aralığı kazık sırasına etkiyen yatay kuvveti etkiler.

Mevcut ve teorik problemler incelendiğinde sıra halindeki kazıkları etkileyen faktörler; kazıklar arası uzaklık, kazık başı tutululuk koşulu, kayma yüzeyi üzerindeki kazık boyu, kazık çapı ve kazığın rijitliğidir. Tüm bu etkileri göze alabilen tek yöntem Ito ve Matsui (1978) yöntemidir.

Bu çalışmada mevcut şev duraylılığı analiz yöntemleri ve kazık etkisini göz önüne alan Ito ve Matsui (1978) yöntemleri kullanılarak kazık sıralarının yerleştirileceği en etkin konum belirlenmiştir. 30° ve 50°'lik şevlerde farklı noktalarda kazık sırası teşkil ederek duraylılığı iyileştirecek kazık boy, çap ve aralığı belirlenmiştir.

## 2. ŞEV DURAYLILIĞININ İNCELENMESİ VE TARİHÇESİ

### 2.1 Giriş

Bir zemin kitlesinin bir yatay düzleme göre açı yapan herhangi bir yüzeyine şev adı verilir. Eğer şev, insan katkısı olmaksızın doğal olarak oluşmuşsa doğal şev, insan eliyle yarma yada dolgu sonucu oluşmuşsa yapay şev adını almaktadır.

Yol inşaatları ile baraj inşaatlarında zemin kaymaları oldukça sık rastlanan bir durumdur. Yamaçlar üzerine yapılan büyük yapılarda da, bazı durumlarda heyelanlara rastlanır. Zemin kaymaları sonucunda bu yapılarda hasar ciddi seviyelere ulaşabilir. Bunun için kaymaların incelenmesi gerekmektedir.

Şev duraylılığında güçlük, birbirinden çok farklı birçok etkinin göz önüne alınması gerekliliğidir. Doğal ve insan eliyle oluşturulan şevlerde malzeme, doğal koşullar, jeolojik geçmiş, etkileyen gerilmeler, sızıntı suyu etkisi çok farklı değerler alabileceği için doğal ve yapay şevlerin duraylılığı birbirinden farklıdır.

Şev duraylılığı analizlerindeki bir diğer zorluk, şev göçmesindeki karmaşıklık nedeniyle göçme teriminden neyin anlaşılması gerektiğidir. Bir çok durumda kayma veya göçme ile kastedilen, şev yapısında önemli sorunlar olduğu, yapımındaki amaç ile mühendisin beklediği davranış arasında uyumsuzluklar olduğudur. Bir şevin duraylılığını; zemin kütlelerinin tümüne etkileyen dönel bir göçme, daha derin ancak sınırlı bir bölgedeki ötelenme, yavaş gelişen zemin hareketleri veya sığ oluklanma aynı derecede etkileyebilir. Böylesine farklı mekanizmaların etkili olduğu durumlarda ayrı ayrı inceleme yapılarak çözüm önerileri sunulmalıdır.

Günümüzde ne yazık ki şevler için her koşulda uygulanabilecek bir analiz yöntemi bulunmamaktadır. Yapısal analiz yöntemlerinde olduğu gibi (dış yükler altında iç gerilmeler belirlenip, bunlar malzeme dayanımı ile karşılaştırılmaktadır) bir analiz yöntemi, zemin kütlesi iç gerilmelerinin basitleştirici varsayımlar yaparak sürekli ortamlar mekaniği yoluyla tahmin etme yöntemine karşın tam olarak geliştirilememiştir. Bu nedenle limit analiz yöntemleri, geçmiş uygulamalardaki güvenilirlik nedeniyle de uygulanmaya devam edilmektedir. Bu analizlerde tahmin edilen veya gözlenen bir göçme mekanizması kurulmakta, hareketi doğuran kuvvetler analiz edilerek bunlar göçmeye karşı koyan kuvvetlerle (kuvvet ya da moment olarak) karşılaştırılmaktadır. Analiz yöntemlerinin hemen tümü zemin kayma dayanımının basit bir formda (örneğin Mohr-Coulomb) tanımlanmasını gerektirir. Şev duraylılığı analizlerinde, sonlu elemanlar yöntemlerinin, gelecekte uygulamada

daha sık kullanılabilir hale gelmesi beklenmektedir. Bu alanda önemli bir gelişme de şevlerin santrifüj deney tekniği ile fiziksel modellenmesidir (Yıldırım, 1976; Craig ve Yıldırım, 1976).

Bir şevin stabilitesini değerlendirmek için gerekli ana unsurlar şunlardır:

1. Zemin kayma mukavemeti
2. Şev geometrisi
3. Boşluk suyu basınçları yada akım kuvvetleri
4. Yükleme ve çevre koşulları

Şev göçmelerinin en önemli etkenlerinden birisi boşluk suyu basınçları nedeniyle oluşan efektif gerilme değişimidir. Bu değişim kayma zonu boyunca kayma mukavemetini değiştirme eğilimindedir ve eğer kayma yüzeyi başında ince çatlaklara izin verilirse duraylılığı bozucu kuvvetler meydana gelir. Arazi incelemeleri ne kadar az incelikte yapılmışsa o kadar büyük güvenlik sayısı belirlemek gerektiği açıktır. Bu da ekonomi ile doğrudan ilişkilidir.

Bu çalışmada, dairesel kayma yüzeyine sahip olduğu değerlendirilen potansiyel bir heyelan incelenmiştir. Mevcut halde 1.1 olan şev güvenliğini (depremsiz halde) 1.25'e çıkaracak dış kuvvetin tahmini yapılmış ve şevde topuktan zirveye kadar değişik yerlerde teşkil edilecek kazık sıralarının şev güvenliğine katkısı incelenmiştir. Bu tip bir şevde en etkin ve ekonomik çözüm için kazık sıralarının optimum konumu ve aralıkları hakkında önerilerde bulunulmuştur.

## 2.2 Şev Duraylılığının İncelenmesi İle İlgili Tarihçe

Zemin kaymaları uzun zamandan beri önemli bir problem olmuştur. Değişen teknoloji ile birlikte modern kazı makinaları kullanılmaya başlanmış, bunlarla oluşturulan büyük yarma ve dolgularda, büyük kanal inşaatlarında ve toprak barajlarda şev sorunu oldukça önem kazanmıştır. Bazı durumlarda zeminin doğal yapısı aniden değiştirilmekte, zemin içinde istenmeyen hidrostatik basınçlar oluşarak gerilme durumları olumsuz olarak etkilenmekte, arazi kaymaya zorlanmaktadır. Bütün bu etkenler incelenmeden tasarım yapılması halinde, iş bitiminde dengesi bozulan arazi kaymaya başlayacaktır.

Şev duraylılığı ile ilgili çalışmalar 18. yüzyılın sonlarından itibaren başlamıştır. 1773'de Coulomb, daneli ve kohezyonlu zeminler için kohezyon ve sürtünme katsayısı gibi iki önemli kavram geliştirmiştir. Bugün bile bu kavramlarda pek fazla bir değişiklik yapılmamıştır.

Ancak uygulamada kohezyon ve içsel sürtünme açısına verilen anlamlar çok farklıdır. Coulomb'un zemin mekaniğine getirdiği yeniliklerden biri de zemin kütlesi içindeki bir noktadaki gerilme durumunu incelemeyip, doğrudan doğruya bir kayma kamasının dengesini incelemiş olmasıdır. Orada bahsedilen dengenin, zemin ağırlığı, kayma yüzeyini etkileyen kuvvetler ve duvardan gelen tepki ile sağlanmaktadır. Coulomb'un kayma yüzeyi kabulü bu tip çalışmaların temelini oluşturmuştur. 1856'da Rankine zemin kütlesi içinde denge sorununu incelemiş, bulduğu sonuçları pratik problemlere uyarlamıştır.

Heyelan sorunu büyük yol ve kanal yapımlarında çok önem kazanmıştır. Bu sorunu ele alan Fransız mühendis Collin (Çamlıbel, 1982), kaymaların bir eğri yüzey boyunca oluştuğunu saptamıştır. Aynı zamanda Airy de (Çamlıbel, 1982) heyelan sorunu ile ilgilenmiştir. 20. yüzyılın başlarında Almanya'da ve İsveç'te yol ve demiryolu yapımında büyük kaymalar, Amerika'da baraj yıkılmaları ile Panama Kanalı'nda kaymalar olmuş ve bu olaylar mühendislerin dikkatini çekmiştir. Bu olaylardan sonra, maddi kayıpların ciddi boyutlara ulaşması sonucu 1913 yılında İsveç'te kurulan Statens Järnagars Geotekniska Kommission ile Amerika'da kurulan Society of Civil Engineers gibi sorunu inceleyen çeşitli kuruluşlar oluşturulmuştur. Bu kuruluşlar sorunu inceleyerek uygulamada geçerli olan çeşitli yöntemler önermişlerdir.

Daha sonra yapılan araştırmalarda, önceki çalışmalarda "Dilim Yöntemi"nde ihmal edilen yanal kuvvetler hesaba katılmaya başlanmıştır. Janbu, Bishop bu konularda çalışmalar yapmışlardır.

Bu konuda son gelişmeler Bishop ve Morgenstern, Morgenstern, Morgenstern ve Price'ın çalışmalarında görülmektedir (Çamlıbel, 1982). Bu çalışmalarda bir yönden analiz yöntemleri geliştirilirken, diğer yönden de laboratuvar yöntemlerinin geliştirilmesi ve ortaya konan yöntemlerin uygulama sınırlarının genişletilmesi amaçlanmıştır. Bjerrum ve Skempton bu alanda oldukça başarılı sonuçlara ulaşmışlardır (Çamlıbel, 1982).

Günümüzde zemin kayması olayları mühendisler için büyük sorunlar içermektedir. Kayma yüzeyinin belirlenmesi için, kullanılan  $\phi$  sürtünme dairesi ve Dilim Yöntemi aşağı yukarı aynı sonucu vermektedir. Bu yöntemlerden herhangi birinin uygulanması ile yapılan analizlerde güvenlik sayısının oldukça büyük olmasına karşın heyelanlara gene de rastlanılmaktadır.

Fisürlü killerdeki kaymalar da mühendisler için önemli bir konu oluşturmaktadır. Kayma yüzeyini belirleyen geliştirilmiş yöntemler ve problemin çözümünde kullanılabilecek yeni

algoritmalar yerine laboratuvar deneylerinden elde edilen sonuçları ve gözlemlerden elde edilen bilgileri pratikteki problemlere daha iyi uygulama olanakları araştırılmaktadır.

### 2.3 Kitle Hareketlerinin Sınıflandırılması

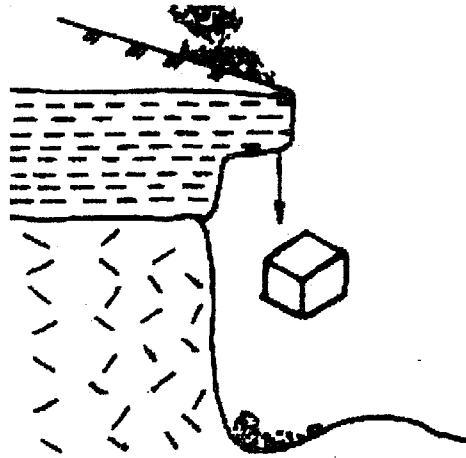
Ortamın özelliği, hareket hızı, yerel şartlar göz önüne alınarak yamaçta duraylılık kaybı altı sınıfa ayrılır. TS 8853' de verilen sınıflandırma Çizelge 2.1'de görülmektedir.

Çizelge 2.1 Zemin yamaç ve şevlerde denge kayıplarının ayırımı

No.	Hareket sınıfı	Zemin Özelliği				
		Tip	İri	Tip	İnce	
1	Düşme	A	Moloz düşmesi	B	Toprak düşmesi	
2	Devrilme		Moloz devrilmesi		Toprak göçmesi	
3	Kayma		Dönel		Moloz kayması	Zemin yayılması
			Düzlemsel			Zemin kayması
4	Yanal yayılma		Moloz yayılması		Zemin (çamur) akması	
5	Akma	Moloz akması	Zemin akması			
6	Karmaşık	İki veya daha fazla yamaç hareketinin birlikte oluşması				

#### 2.3.1 Düşme

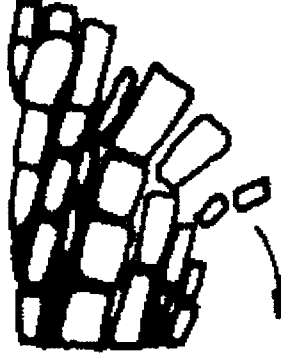
Düşme, düşey veya düşeye yakın yamaçtan makaslama hareketi olmadan kopan parça ve blokların havada hareketidir (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 Düşme

### 2.3.2 Devrilme

Devrilme, yamaç içine eğimli olan süreksizliklerde görülen bir denge kaybı hareketidir. Devrilme olayının nedeni blokların ağırlık vektörünün taban dışına düşmesi ve yanal sürtünme direncinin yenilmesidir. Ayrıca, blokların genişlik/yükseklik oranı devrilme üzerinde etkili olmaktadır (Şekil 2.2).



Şekil 2.2 Devrilme

### 2.3.3 Kayma

Kayma ile denge kaybı, bir veya birkaç yüzey boyunca kitle içinde uyanan kayma mukavemetinin azalması sonucu oluşur. Kayma bir düzlemde olursa, kayan kitlede deformasyon genellikle çok olmamakta, yüzey eğri olursa kayma sonucu kitlede kırılma ve önemli şekil değiştirmeler görülmektedir.

#### 2.3.3.1 Dönel Kayma

Dönel kaymada, kitlenin yamaç yüzüne paralel bir eksen etrafında kabaca dairesel bir hareket oluşur. Bu tür kayma homojen ortamların belirgin bir özelliği olduğundan, dolguların da tipik hareketidir (Şekil 2.3).

##### 2.3.3.1.1 Genel Şekilli Kayma

Genel şekilli kayma, doğal ve yapay yamaçlarda izlenir. Kayma yüzeyi helezondan, birkaç doğruyla gösterilecek şekle kadar değişebilir (Şekil 2.3a).

##### 2.3.3.1.2 Dairesel Kayma

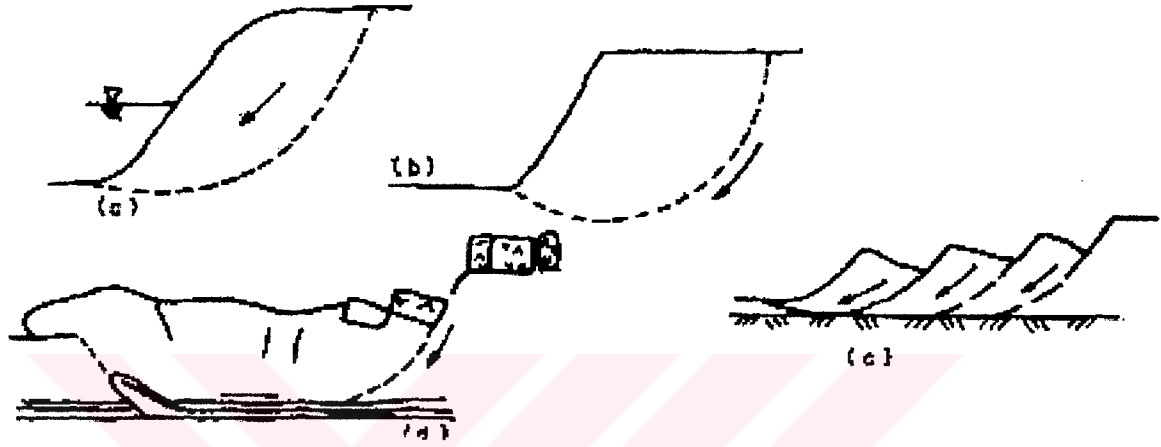
Dairesel kayma, doğada hiçbir zaman oluşmamasına karşın sayısal çözümde kolaylık sağlaması bakımından ifade edilmektedir. Yüksekliğine oranla sonsuz sayılabilecek uzunlukta bir kitle kaydığı anda kayma yüzeyinin silindirik şeklinde oluştuğu varsayılabilir (Şekil 2.3b).

### 2.3.3.1.3 Ardışık Kayma

Ardışık kayma, ayrışma ve yıpranma sürecinin hızlı olduğu aşırı konsolide ve çatlaklı killer ile şeyl gibi ortamlarda oluşur (Şekil 2.3c).

### 2.3.3.1.4 Karmaşık Kayma

Karmaşık kayma, Madde 2.3.3.1.1, Madde 2.3.3.1.2 ve Madde 2.3.3.1.3’de belirtilenlerden iki veya daha fazlasının birlikte izlendiği yamaç hareketidir (Şekil 2.3d).



Şekil 2.3 Karmaşık kayma

### 2.3.3.2 Düzlemsel Kayma

Düzlemsel kayma, genellikle ortamda fay, çatlak gibi süreksizlik, yada sağlam katmanlar arasında kil tabakası gibi zayıf yüzeylerin bulunması durumunda oluşur. Kayma direncinde belirgin farklılıklar gösteren bölgeler de düzlemsel kayma için elverişlidir (Şekil 2.4).

#### 2.3.3.2.1 Blok Kayması

Blok kayması, kilde ve kayaçlarda, harekete olanak sağlayan zayıf tabakanın varlığı, topukta kazı, su düzeyinin yükselmesi gibi nedenlerden ötürü oluşur (Şekil 2.4a).

#### 2.3.3.2.2 Kama Kayması

Kayma kayması, kayaçta iki yada üç çatlak sisteminin uygun biçimde kesişmesiyle oluşur. Blok ve kama kaymasında, kayan kütlede önemsenecek deformasyonların oluşmaması belirgin özelliktir (Şekil 2.4b).

#### 2.3.3.2.3 Heterojen Yamaçta Kayma

Heterojen yamaçta kayma, şevlerde, farklı malzemelerde görülen kayma hareketidir. Tipik örneği, baraj gölünde su seviyesinin hızla düşmesi sonucu, kaya dolgunun kil çekirdek

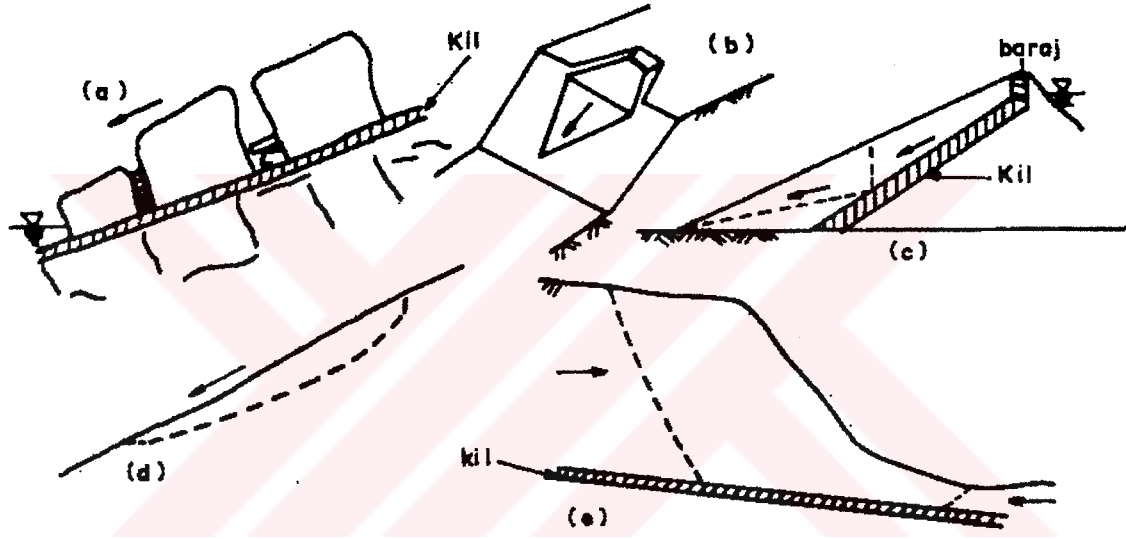
üzerinden kaymasıdır (Şekil 2.4c).

#### 2.3.3.2.4 Yüzeysel Kaymalar

Yüzeysel kaymalar, ayrılmış kil şeyl, kumtaşları ve rezidüel malzemenin ana kayaç veya ayrılmamış tabaka üzerinde hareketi sonucu oluşur (Şekil 2.4d).

#### 2.3.3.2.5 Aktif Blok Kayması

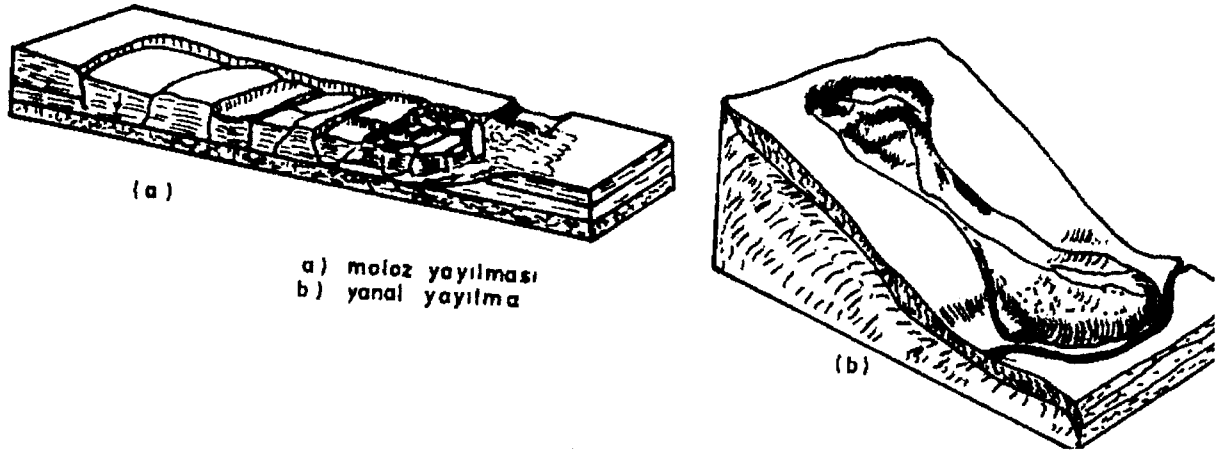
Zayıf tabaka üzerinde bulunan yamaçta bu tabakada ıslanma sonucu kayma direncinde azalma yada topukta kazı ve aşınma sonucu malzeme kaybı Şekil 2.4e'de görülen aktif blok kaymasını oluşturur. Özelliği, sürükleyici kuvvetin aktif toprak basıncı, direnen kuvvetin ise pasif toprak basıncına yakın olmasıdır.



Şekil 2.4 Düzlemsel kayma

#### 2.3.4 Yayılma

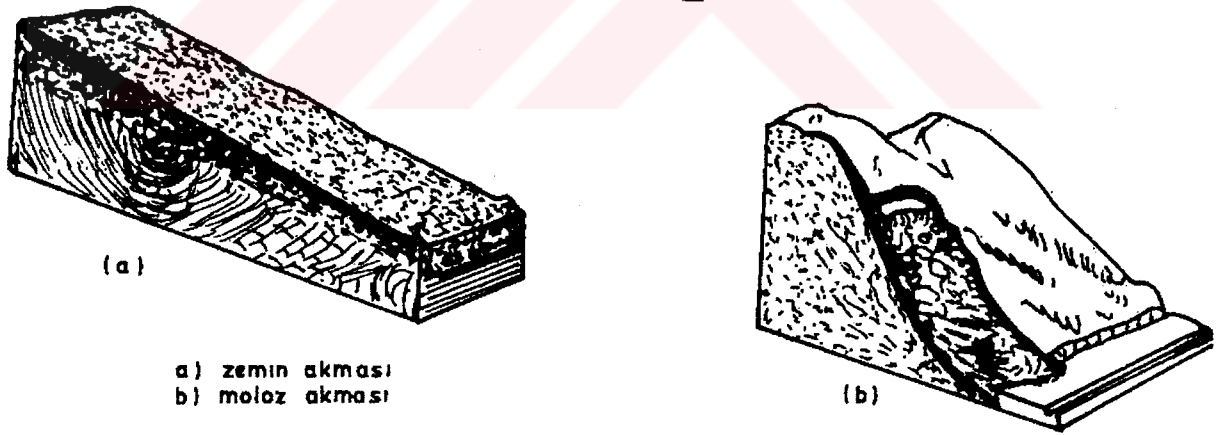
Yayılma, çekme ve makaslama deformasyonlarının birlikte izlendiği heyelan sınıfıdır. Belirgin bir kayma yüzeyi yada bölgesinin bulunmaması tipik özelliğidir. Bu denge kaybı kayaçta, alttaki kil tabakasının, kayma direncinde oluşan azalmayla üstteki kayaç tabakalarının yanlara doğru hareket etmesi, hassas killerde ise, titreşim, su etkisi gibi nedenlerle ortamın sıvılaşarak yayılması sonucu oluşur (Şekil 2.5).



Şekil 2.5 Yayılma

### 2.3.5 Akma

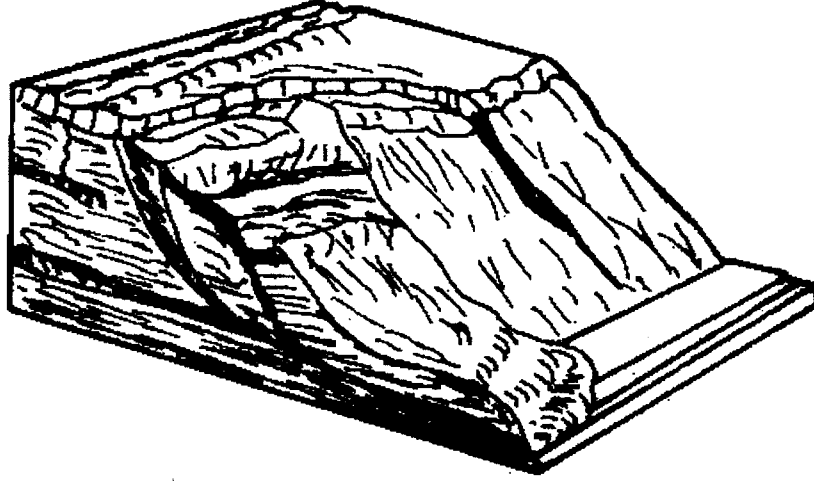
Burada anlatılan hareket, killer ve kayalardaki sünme olayından farklıdır. Konsolide olmamış malzemeler dik yamaçlarda akma hareketi yapar. Akma, kuru veya doygun durumda başlayabilir. Gevşek kum ve moloz su muhtevası azaldıkça yamaç aşağı bazen yuvarlanarak da akar. İnce daneli malzemedeki akma, su muhtevasının doygunluk veya sıvılık indisine doğru yükselmesi sonucunda oluşur (Şekil 2.6).



Şekil 2.6 Akma

### 2.3.6 Karmaşık Hareket

Madde 2.3.1, Madde 2.3.2, Madde 2.3.3, Madde 2.3.4, Madde 2.3.5'de belirtilenlerden iki veya daha fazlasının birlikte izlendiği yamaç hareketidir (Şekil 2.7).



Şekil 2.7 Karmaşık kayma

## 2.4 Şev Duraylılığını Etkileyen Etkenler

Yamaçta denge kaybı, gerilmelerde artış ve ortamın direnme gücünde azalma sonucu oluşur. Bu etkenler Çizelge 2.2’de verilmiştir.

Çizelge 2.2 Yamaç dengesinde etkenler

I. GERİLME ARTIŞI	II. DİRENÇTE AZALMA
1.Yamaç üstünde yük artışı	1.Aşınma,yıpranma
2.Topuğa yakın bölgeden malzeme kaybı	2.Süreksizlik yüzeylerinde su basıncı
3.Deprem ve diğer titreşim ivmeleri	3.Kuru ortamda ani ıslanma ve yapının bozulması
4.Boşluk veya çatlak suyu basınçlarında artış	4.Zaman ve hareket sonucu dirençte maksimumdan kalıcıya düşme
5.Çekme çatlaklarına su dolması	5.Çatlak ve boşluklarda bulunan buz mercceklerinin erimesi
6.Giderek kırılma olayı	6.Çimentolayıcı malzemenin yıkanması
7.Yamaç dışındaki su düzeyinde düşme	

### 2.4.1 Su Etkisi

Yamaç dengesini en fazla etkileyen etken sudur. Yamaca etkiyen hidrostatik kuvvetler, yüzey ve yeraltı suları olarak ayrılabilir.

#### 2.4.1.1 Yüzey Suları

Yüzey suları yamacı, toplam gerilmelerde oluşturduğu artışlar ve aşındırma olarak etkiler. Duraylılık için toplam veya efektif gerilme analizi yapıldığında yüzey suyu, mukavemet parametreleri  $c=\phi=“0”$  olan bir zemin kabulüyle, kayan kütle sınırlarına etkiyen bir dış yük

olarak göz önüne alınır.

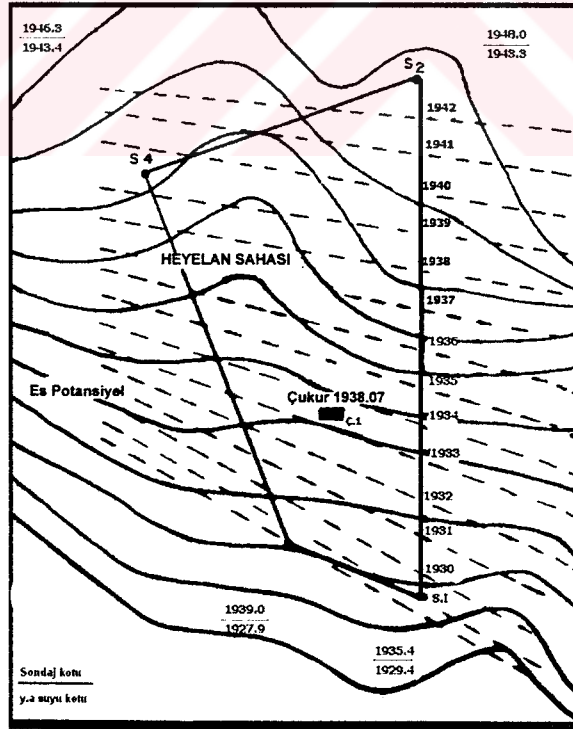
#### 2.4.1.2 Yeraltı Suyu

Yer altı suyunun varlığı ve basıncı, sondajlar veya yamaca yerleştirilen piyezometrelerle belirlenir. Şekil 2.8'de sondajlarda yer altı su kotları okunarak yer altı suyu kesitinin çıkarılması gösterilmiştir. Bu yöntem piyezometre bulunmadığı zamanlarda sadece bir fikir edinmek amacıyla kullanılır. Şekil 2.9'da boşluk suyu basınçlarının akım ağları yardımıyla bulunması gösterilmektedir. Şekil 2.9a'da yer altı suyunun şev yüzünde belirmesi durumu için akım ağı çizilmiştir. Şekil 2.9b'de ise şevin burun bölgesine yerleştirilmiş drenin etkisiyle beliren akım ağı gösterilmektedir. Şekil 2.9c'de ise boşluk suyu basıncının hesaplanması gösterilmektedir. Serbest su yüzeyi eş potansiyel çizgisinin dilim tabanının ortasını kestiği nokta arasındaki yüksekliğin, suyun birim hacim ağırlığıyla çarpılması sonucu dilime etkileyen boşluk suyu basıncı

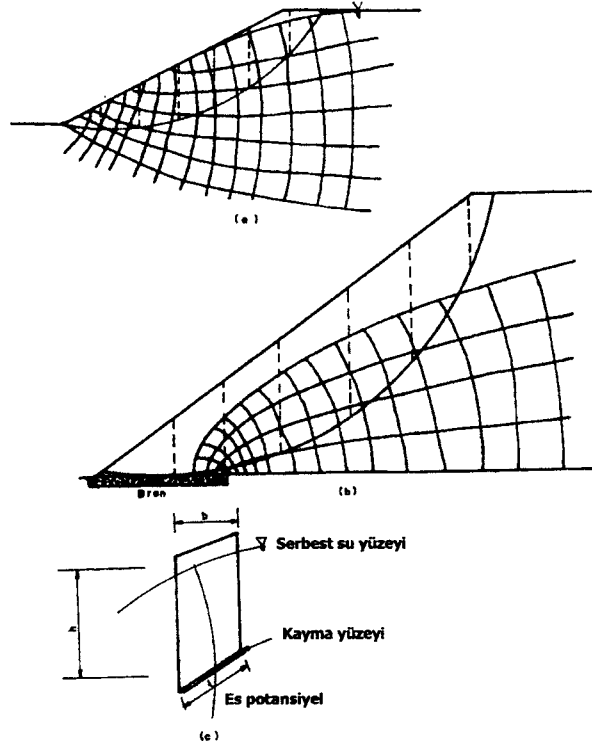
$$U_w = \gamma_w \cdot h$$

(2.1)

eşitliği ile bulunabilir.

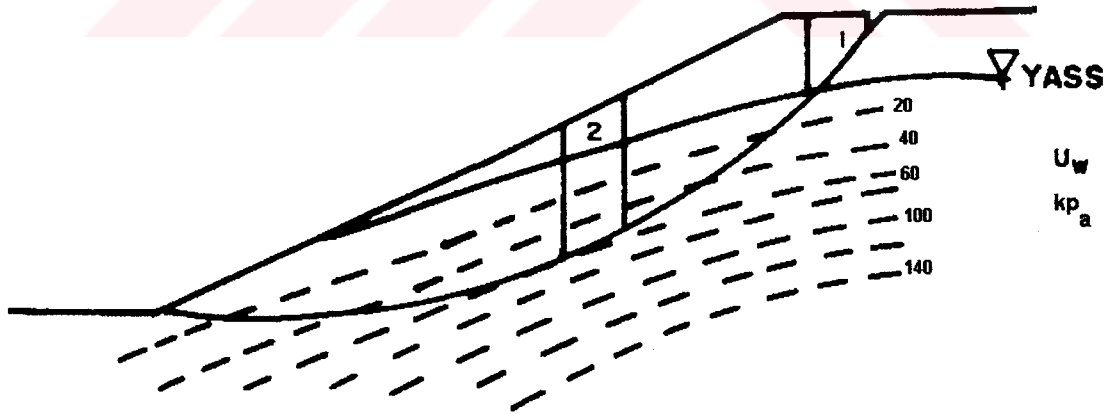


Şekil 2.8 Sondajla bulunan yer altı su seviyelerinden, serbest su profilinin yaklaşık çıkartılması



Şekil 2.9 Boşluk suyu basınçlarının akım ağları

Şekil 2.10'da şevde yapılan sondaj veya yerleştirilen piyezometrelerle boşluk suyu basınçlarının ölçülerek bulunması gösterilmektedir. Burada 1 numaralı dilimde boşluk suyu basıncı sıfır, 2 numaralı dilimde ise 60 kPa olarak doğrudan okunabilir.

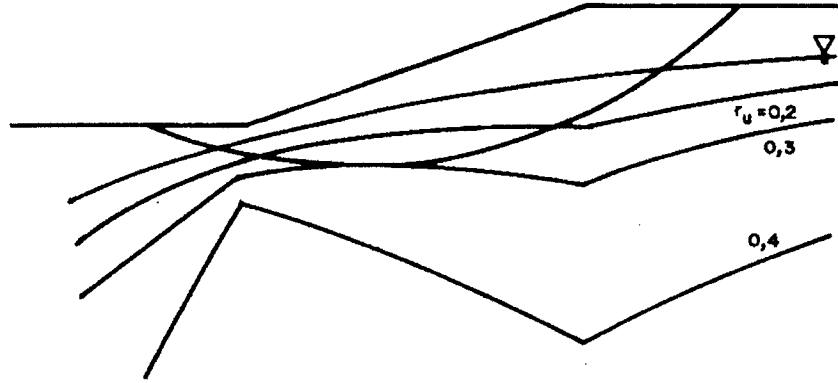


Şekil 2.10 Yamaçta boşluk suyu basıncının gösterilmesi

Şekil 2.11'de ise herhangi bir noktadaki boşluk suyu basıncının zemin yükü eşdeğeri basınca oranı sonucu bulunan boşluk suyu basıncı oranı  $r_u$ 'nun kullanımı ile çizilmiş bir diyagram gösterilmiştir.

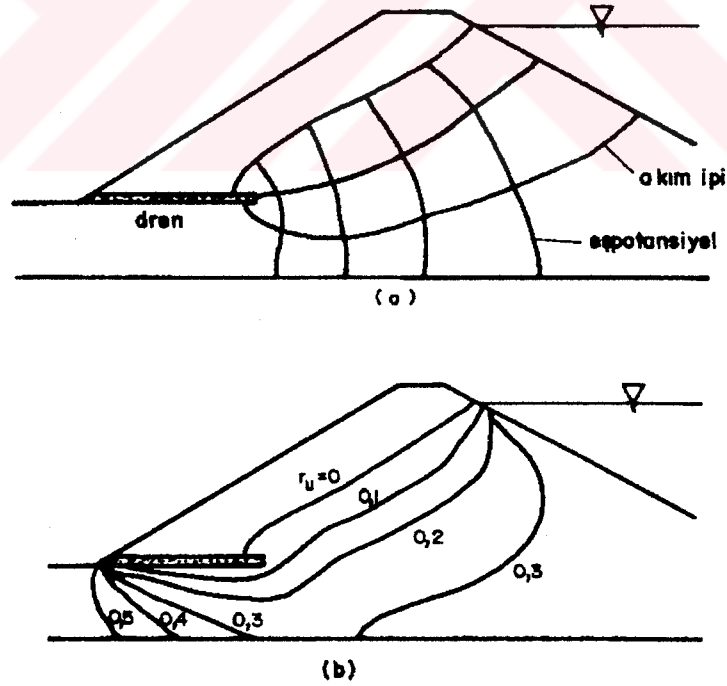
$$r_u = u_w / \gamma \cdot z$$

(2.2)

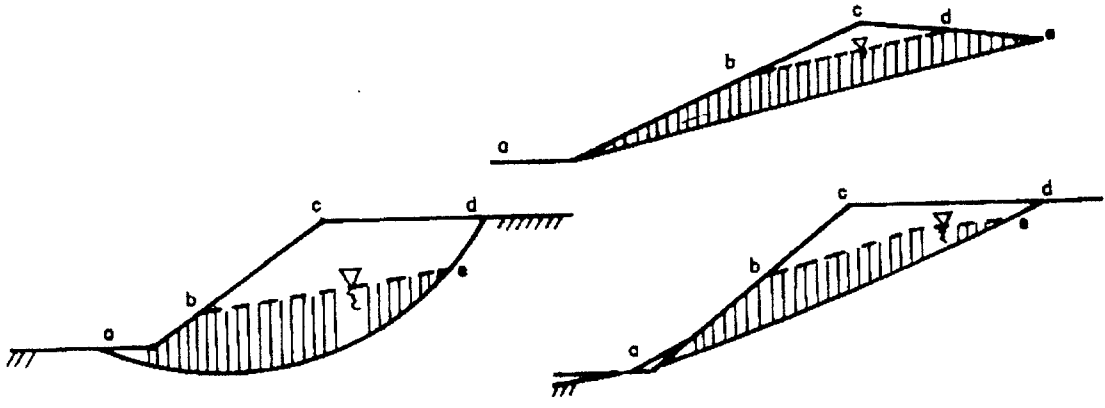


Şekil 2.11 Boşluk suyu basıncı katsayısı

Şekil 2.12a'da baraj gövdesinde boşluk suyu basınçlarının bulunması için akım ağı çizilmiştir. Şekil 2.12b'de ise boşluk suyu basıncı oranı kullanımı gösterilmektedir. Boşluk suyu basıncı oranının ( $r_u$ ) anlamı Şekil 2.13'deki yaklaşık gösterimle belirtilmiştir. Burada zemin birim hacim ağırlığının suyunkinin iki katı olduğu varsayımı yapılmıştır; bu ise hesaplara önemli bir hata getirmemektedir.



Şekil 2.12 Baraj gövdesinde akım ağları ve boşluk suyu basıncı oranı ile gösterim



$$r_u = \frac{\text{ALAN } abc}{\text{ALAN } abcde}$$

$$r_u = \frac{\text{ALAN } abc}{\text{ALAN } 2 (acd)}$$

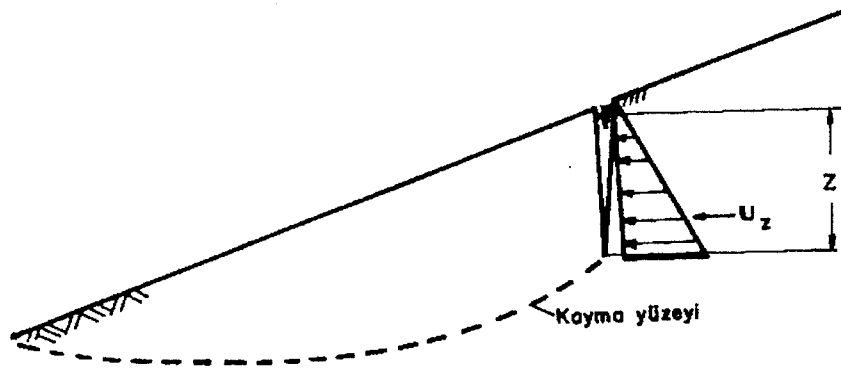
Şekil 2.13  $r_u$  değerinin bulunması

#### 2.4.1.3 Çatlak Suyu Etkisi

Çekme çatlaklarına su dolması, şevde ek hidrostatik kuvvetin doğmasına neden olur. Şekil 2.14'da çatlak suyu etkisi gösterilmektedir.  $z_w$  yüksekliğindeki çatlak suyu basıncı;

$$U_z = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w^2 \quad (2.3)$$

eşitliği ile hesaplanarak kaydırıcı kuvvetlere eklenir.



Şekil 2.14 Çatlak suyu basıncının dengeye etkisi

### 2.4.2 Deprem ve Diğer Titreşim İvmeleri

Suya doygun zeminlerde, deprem sonucu boşluk suyu basınçlarında artış oluşur. Boşluk suyu basıncındaki artış sönümlenemiyorsa efektif gerilmenin azalmasına ve zamanla sıfıra düşmesine neden olarak, zemin dayanımını etkiler. Bunun sonucunda yamaçta önemli deformasyonlar ve akmlar oluşur.

### 2.4.3 Giderek Kırılma

Giderek ilerleyen kırılma mekanizması başlangıçta güvenlikte olduğu hesaplanan bir yamacın uzun veya kısa vadede dengesini kaybetmesidir. Bunun nedeni zeminde gerilmelerin bir noktadan (şevler için topuk noktası) kitle içine yayılmasıdır. Sonuçta, artan deformasyonlar kayma direncini de maksimum düzeyinden kalıcıya düşürdüğünde bir kayma yüzeyi belirlemektedir.

## 2.5 Şev Duraylılığı Analizlerinde Özen Gösterilecek Konular

### 2.5.1 Kayma Yüzeyi

Yapay ya da doğal şevlerde güvenlik, sürükleyici kuvvetler ile durdurucu kuvvetlerin veya momentlerinin oranı olarak tanımlanır. Duraylılığın bozulduğu şevlerde öncelikle kayma düzleminin yeri ve şekli belirlenir. Kayma düzleminin yeri ve şekli; arazide yerinde yapılan gözlemler, sondajlardan alınan örnekler üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri, mikroskobik incelemeler, gözlemler ve sondaj boyunca yapılacak statik veya dinamik sonda deneyleri ile belirlenir. Genel olarak; özellikle killi zeminlerde, kayma yüzeyinde su içeriği ve boşluk oranı yüksek, kayma mukavemeti ve penetrasyon değerleri düşüktür. Mikroskobik yapıda ise danelerin yönlendirilmeleri aynı zemin için farklı tabakalara göre farklılık gösterir.

Duraylılığın henüz bozulmamış olası kaymaların söz konusu olduğu şevlerde ise olası kayma yüzeylerinin tahmin edilmesi gerekir. Ayrıca, sondajlar sırasında yapılacak yer altı suyu gözlemleri ve boşluk suyu basıncı ölçümleri duraylılık analizlerinin doğruluğu açısından oldukça önemlidir.

### 2.5.2 Zemin Kesiti, Zeminin Mekanik ve Fiziksel Özellikleri

Yapılacak analizlere temel oluşturmak üzere zemin kesitinin ve özelliklerinin yeterli doğruluk ve nitelikte belirlenmesi gerekir. Ayrıca zemin tabakalarının mekanik ve fiziksel özelliklerinin bilinmesi, yapılacak analizlerin yeteri kadar incelikte olması açısından önemlidir.

Gözlemler ve deneyler sonucu belirlenen var olan ya da olası yüzeyi boyunca, kayan zemin

kütlesi ile sabit kalan kütle arasındaki kayma direncinin bilinmesi için zeminin kayma mukavemeti parametrelerinin gerçeğe yakın değerleri ile belirlenmesi gerekir.

Mevcut şev kaymaları ve heyelanlar için duraylılık araştırmaları için zeminin mukavemet parametrelerinin belirlenmesinde laboratuvar deney sonuçlarının yanında kaymış şevin kaymaya karşı güvenliğinin  $FS=1.0$  civarında olduğu varsayımı ile söz konusu kayma düzlemi için uygun olan bir şev duraylılığı analiz yöntemi ile geriye doğru analiz yapılarak  $(c'_r, \phi'_r)$  rezidüel kayma mukavemeti parametreleri tahmin edilir. Bu tür analizlerde genellikle  $c'_r=0, \phi'_r \neq 0$  varsayımı tercih edilen bir yoldur. Sonuçta söz konusu bir şev için kayma yüzeyi boyunca durdurucu kuvveler tahmin edilmektedir.

### 2.5.3 Güvenlik Sayısının Belirlenmesi

Genel olarak; ne kadar düşük kalitede bir saha incelemesi yapılırsa o kadar büyük değerde bir güvenlik sayısı belirlemek gerekir. Kuramsal olarak limit dengede bulunan bir şevin güvenliğini %10-15 artırmak güvenliğı sağlamaya yeterlidir. Var olan ya da olası kaymanın niteliğine göre farklı varsayımlar ile güvenlik sayısı belirlenebilir.

Heyelanlar ve şev kaymalarında parametrelerin aşırı değişkenliğı göz önünde tutulduğunda bunların gerçeğe yakınlığı oranında güvenlik sayılarının bire doğru düşürülmesi dahi söz konusu olabilir. Çizelge 2.3'de verilen güvenlik koşullarını sağlayan şev, güvenli olarak kabul edilebilir.

Çizelge 2.3 Yamaç ve şevlerde güvenlik sayıları

Şart	Güvenlik Sayısı F		
	Toplam Gerilme	Efektif Gerilme	Deprem
Dolgularda yapım sonu	1.50	-	-
Yarmalar	1.50	1.25	1.0
Barajda sızıntı	1.50	1.25	-
Barajda ani su düşmesi	1.50	1.10	-
Laboratuvar maksimum direnç parametreleri kullanımı	1.50	1.35	1.0
Kalıcı dirence göre			
Uzun vadede duraylılık	-	1.20	1.0
Yamaç üzerinde yapı bulunması	-	1.20	-
Fisürlü killer	1.80	1.50	1.2
	-	1.50	-

Mevcut yada potansiyel kaymanın niteliğine göre farklı varsayımlar ile güvenlik sayısı belirlenebilir. Aşağıda güvenlik sayısına ilişkin tanımlar verilmektedir.



Şekil 2.15 Limit denge

Şekildeki bir A noktası için güvenlik sayısının tüm yüzey için aynı olduğu varsayılırsa

$$FS = \frac{Su}{\tau_{gerekli}} \quad (\text{toplam gerilme cinsinden}) \quad (2.4)$$

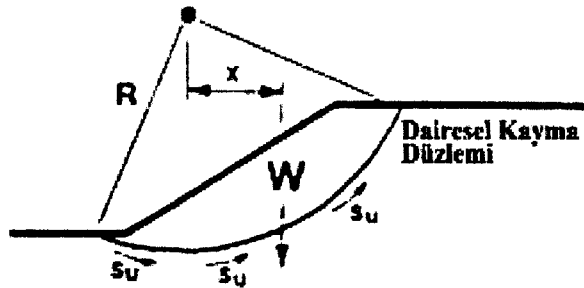
$$FS = \frac{c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'}{\tau_{gerekli}} \quad (\text{efektif gerilme cinsinden})$$

yazılabilir.



Şekil 2.16 Kuvvetler

$$FS = \frac{\text{Direnen kuvvetler toplamı}}{\text{Mobilize olmuş kuvvetler toplamı}} \quad (2.5)$$



Şekil 2.17 Momentler

$$FS = \frac{\text{Direnen moment}}{\text{Döndüren moment}} = \frac{R \int S_u d_s}{w_x} \quad (2.6)$$

$$\tau_{req} = \frac{S_u}{F} \quad (\text{toplam gerilme cinsinden}) \quad (2.7)$$

$$\tau_{req} = \frac{c'}{F_c} + \frac{\sigma' \tan \phi'}{F_\phi} \quad (\text{efektif gerilme cinsinden})$$

$F_c$  ve  $F_\phi$ 'nin farklı değerlerde seçilebilmesi, kayma yüzeyi boyunca mobilize olacak kayma mukavemetinin kohezyon ve sürtünme bileşenlerinin farklı oranlarda belirlemeye olanak tanır. Bununla birlikte, çoğu limit denge yöntemleri,  $F_c=F_\phi$  varsayımı yaparak, kayma yüzeyi boyunca kohezyon (c) ve sürtünme ( $\phi$ ) mukavemetlerinin her ikisinin de aynı oranda mobilize olduğunu göz önüne almaktadır.

Güvenlik sayısının diğer bir tanımı da; düzlemsel göçme yüzeyleri için, toplam durdurucu kuvvetlerin toplam sürükleyici kuvvetlere; dairesel göçme yüzeyleri için ise toplam durdurucu momentlerin toplam yıkıcı momentlere oranıdır.

Otoyol şev tasarımı için gerekli güvenlik sayısı (depremsiz halde) genelde 1.25 ile 1.5 arasındadır. Can kaybı olasılığı yüksek ise (yüksek can kaybı olasılığı varsa) ya da gerekli tasarım parametreleri belirlenmesinde yanlış oranı yüksekse, daha yüksek güvenlik sayısı değerleri seçilebilir. Aynı şekilde güvenilir veriler elde edilebiliyorsa ve inşaat sıkı bir şekilde denetim altında ise daha düşük bir güvenlik sayısı değeri seçilebilir.

#### 2.5.4 Boşluk Suyu Basınçları

Eğer bir efektif gerilme analizi yapılacak (uygulanacak) ise şev içinde uygun noktalarda boşluk suyu basıncı ölçümleri yapılmalı ya da tahmin edilmelidir. Boşluk suyu basınçları genelde yeraltı suyu koşulları yardımıyla belirlenebilir. Bunun için şu yöntemler kullanılabilir:

1. *Feratik yüzey*: Bu yüzey serbest yer altı su seviyesi olarak tanımlanabilir. Arazide gözlem hücreleri olarak kullanılan ağız açık düşey borular kullanılarak belirlenebilir. Bu kullanılan en basit ve en yaygın yöntemdir.

2. *Piyezometrik veri*: Şev içinde farklı noktalarda boşluk suyu basıncı ölçümleri yapılır. İstenilen bir noktada boşluk suyu basıncı tahmini için interpolasyon tekniği kullanılır. Piyezometrik basınçlar

- a. Arazi piyezometreleri
- b. El ile oluşturularak hazırlanmış akım ağları
- c. Sonlu elemanlar yada sonlu farklılıklar kullanılan çözümler ile tanımlanabilir.

Bu yaklaşım az sayıda analiz programı tarafından kullanılıyor olsa da boşluk suyu basıncı dağılımını tanımlayan en iyi yöntemdir.

**3. Piyezometrik Yüzey:** Bu yüzey tek bir göçme yüzeyi için tanımlanır. Bu yaklaşım sıklıkla göçmüş şevin geri analizi için kullanılır. Çünkü piyezometrik ve göçme yüzeyinin birlikteliği tektir. Kritik yüzey taraması yapmak olanağı yoktur. Piyezometrik yüzey Feratik yüzeye aynı şey değildir. İki durum için hesaplanan boşluk suyu basınçları aynı değerleri vermez.

**4. Boşluk suyu basıncı oranı ( $r_u$ ):** Bu ise bir şevde ölçülen boşluk suyu basınçlarını normalize eden en basit ve yaygın yöntemdir. ( $r_u$ )

$$r_u = \frac{u}{\sigma_v} \quad u = \gamma_w \cdot h_w \quad (2.8)$$

$r_u$  oranı kolaylıkla bulunabilir, ancak asıl problem bu parametrenin şevin farklı noktaları için belirlenebilmesidir. Genellikle şevleri farklı  $r_u$  değerlerine sahip büyük parçalara ayırmak gerekir. Bu yöntem doğru kullanıldığında kritik yüzey için tarama yapılmasına olanak verir.

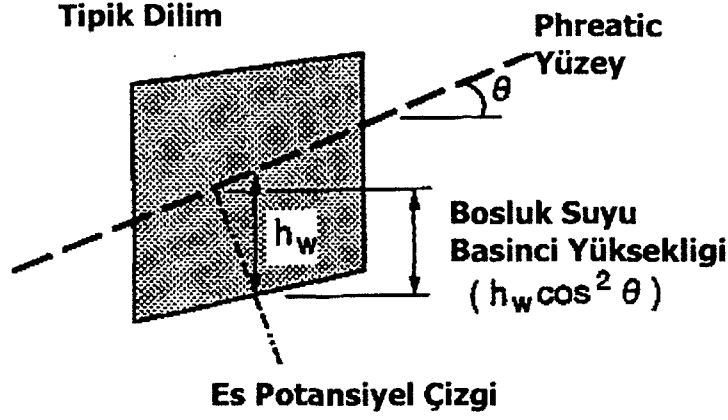
**5. Sabit Boşluk Suyu Basıncı:** Zemin tabakası için sabit bir boşluk suyu basıncı kullanmak istenildiğinde bu yaklaşımı kullanabilir. Konsolidasyon teorisine göre meydana gelen boşluk suyu basınçlarının görüldüğü, yumuşak zemin üzerine yapılan dolguların, inşaat süresince duraylılığını incelemek amacıyla kullanılır.

#### 2.5.4.1 Feratik Yüzey

Bir feratik yüzey tanımladığında: boşluk suyu basınçları., sabit seviyeli permeabiliteye göre hesaplanır ve şu varsayımlara dayanır. (Şekil 2.18)

Tüm eş potansiyel çizgileri düzlemseldir ve şev içindeki herhangi bir dilimden geçen feratik yüzey çizgisine diktir.  $\theta$  feratik yüzey çizgisinin açısı,  $h_w$  kayma yüzeyi tabanı ve feratik yüzey arasındaki düşey aralık olmak üzere boşluk suyu basıncı belirlenebilir.

$$u = \gamma_w \cdot (h_w \cdot \cos^2 \theta) \quad (2.9)$$

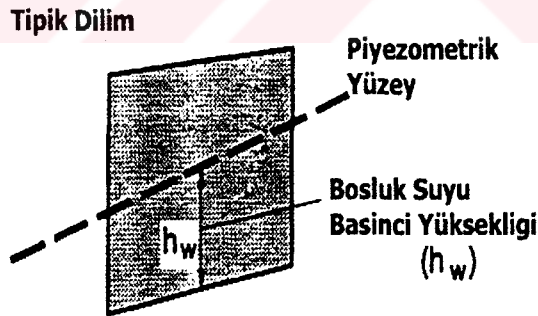


Şekil 2.18 Feratik yüzeyden boşluk suyu basınç yüksekliğinin hesaplanması

#### 2.5.4.2 Piyezometrik Yüzey

Şev içinde tek bir göçme yüzeyi için piyezometrik yüzey tanımlanabilir. Bu özellik tipik olarak boşluk suyu basınçlarının yerinde ölçümlerle belirlendiği göçmüş şevin geri analizi için kullanılır. (Şekil 2.19) Boşluk suyu basınçlarını temsil etmek için kayma yüzeyi ile piyezometrik yüzey arası düşey mesafe alınır.

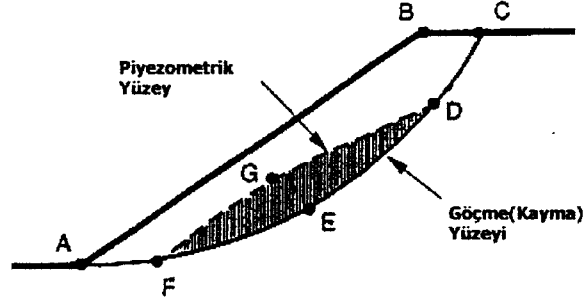
$$u = \gamma_w \cdot h_w \quad (2.10)$$



Şekil 2.19 Belirlenen piyezometrik yüzey için boşluk suyu basınç yüksekliğinin hesaplanması

Tipik bir şev için güvenlik sayısı değerlerinin farklı yöntemler kullanılarak hesaplanan değerleri Çizelge 2.4'te gösterilmiştir.  $r_u$  değerinin hesaplanmasındaki yaklaşım Şekil 2.20'de gösterilmiştir. Göçme yüzeyi AFEDC yayı ile gösterilmiştir. Piyezometrik yüzey ise FGD çizgisi ile gösterilmiştir. Burada boşluk suyu basıncı oranı ( $r_u$ ); taralı alan FGDEF ve kayan kütle ABCDEFA arasındaki oranın fonksiyonudur ve şu şekilde belirtilmiştir.

$$r_u = \frac{\text{Alan (FGDEF)}}{\text{Alan (ABCDEFA)}} \times \frac{\gamma_u}{\gamma_s} \quad (2.11)$$



Şekil 2.20 Piyezometrik yüzeyin boşluk suyu basınç katsayısı  $r_u$ 'yu saptamak üzere kullanımı

Tahmin edilebileceği gibi hesaplanan güvenlik sayısı değeri piyezometrik yüzey yardımıyla elde edilen güvenlik sayısı değeri ile aynıdır.

Çizelge 2.4 Farklı b.s.b tanımlamaları için güvenlik sayısı değerleri

Tür	Güvenlik Sayısı Değeri
Feratik yüzey	1.300
B.s.b (akım ağları)	1.299
Piyezometrik yüzey	1.291
b.s.b. oranı ( $r_u$ )	1.300
Hatalı piyezometrik yüzey	1.233

Sonuç olarak yanlışlıkla piyezometrik yüzeyi tarif etmek için feratik yüzey kullanılırsa tutucu bir değer olan güvenlik sayısı = 1.233 değeri hesaplanmış olmaktadır.

Güvenlik sayısı tahmini için yapılacak efektif analizlerde feratik yüzey kullanımının daha doğru olduğu söylenebilir. Bununla birlikte kritik yüzeyin tamamı için piyezometrik yüzey kullanımından kesinlikle uzak durmalıdır. Bu durumda boşluk suyu basınçları yüksek tahmin edilirse gerçek dışı düşük bir güvenlik sayısı program tarafından hesaplanmaktadır.

#### 2.5.4.3 Negatif Boşluk Suyu Basıncı

Bazı durumlarda şev zemininde, süzülme (sızma vs.) nedeniyle oluşacak görünen kohezif mukavemetin avantajından yararlanmak için negatif boşluk suyu basınçları kullanılmak

istenilebilir. Bazı durumlarda mevcut negatif boşluk suyu basınçları zeminin kayma mukavemetini artırmak için şev analizinde kullanılıyor olabilir. Bu sadece  $(\sigma - u) \text{tg } \phi$  terimi yardımıyla sürtünme bileşenini etkilediği için ve mukavemetin gerçekçi değerini göstermediği için önerilmemektedir.

## 2.6 Şev Duraylılığı Analiz Yöntemleri

### 2.6.1 Blok Analiz

Blok analiz çoğunlukla baraj dolgularının mukavemet parametrelerinin temel zemini mukavemet parametrelerinden büyük olduğu durumlarda güvenlik sayısını hesaplamak için kullanılır. Bu durumda genel uygulama olarak, dolgu içindeki kritik yüzeyleri aramaktan başka temel zemininden geçen bir göçme yüzeyi için duraylılık araştırması yapmak olanağı da vardır. Blok analiz oldukça basit ve açıktır ve hızlı bir şekilde elle hesap yapılabilir.

Analiz için potansiyel göçen blok genellikle üç bölüme ayrılır.

1. Aktif blok (kayma başında)
2. Merkez bloğu
3. Topukta pasif blok

Güvenlik sayısı değerleri şu şekilde hesaplanır:

$$FS = \frac{\text{Yatay direnen kuvvetler}}{\text{Yatay sürükleyici kuvvetler}} \quad (2.12)$$

$$= \frac{P_p + c'_m L + (W - u) \text{tg } \phi'_m}{P_a}$$

Blok analizde kullanılan aktif ve pasif yatay zemin gerilmeleri aşağıdaki eşitlikle tahmin edilebilir.

$$\sigma_{A/P} = K_{A/P} \cdot \sigma'_v + 2c_m \sqrt{K_{A/P}} \quad (2.13)$$

Zemin itki katsayıları Rankine terimlerini kullanarak bulunabilir.

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi_m}{1 + \sin \phi_m} \quad \text{ve} \quad K_P = \frac{1 + \sin \phi_m}{1 - \sin \phi_m} \quad (2.14)$$

Bu eşitlikler şev gerisi yatay ise uygundur. Şev gerisi yatay olmayanlar ayrıca araştırılmalıdır. Eğer aktif ya da pasif bloklar farklı katmanlardan geçiyor ise her katmandan uygun katsayılar ( $K_a, K_p$ ) seçilmelidir.

### 2.6.2 Düzlemsel Yüzey Analizi

Düzlemsel göçme yüzeyleri genellikle üstteki zemine göre daha düşük mukavemete sahip ince tabakalı zeminde oluşan şevlerde görülür.

Bir düzlemsel göçme yüzeyi, göçme düzlemindeki zeminin mukavemet parametreleri ve şev geometrisine bağlı olarak kapalı formdaki çözümle kolaylıkla analiz edilebilir: Şekil 2.21'de gösterilen üç kuvvet: Ağırlık ( $w$ ), mobilize olmuş kayma mukavemeti ( $S_m$ ) ve normal kuvvet (tepki kuvveti) tanımlanmalıdır.

Blok ağırlığı geometriden hesaplanabilir.

$$L = \frac{H}{\sin \beta} \cdot \frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin(\theta - \alpha)} \quad (2.15)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \left[ \frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin^2 \beta} \cdot \frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin(\theta - \alpha)} \right] \quad (2.16)$$

$$N = W \cdot \cos \theta, S_m = W \cdot \sin \theta \quad (2.17)$$

Eğer FS'e ait bileşenler kullanılırsa ( $F_c$  ve  $F_\theta$ )

$$c_m = \frac{c}{F_c} \quad \text{ve} \quad tg \phi_m = \frac{tg \phi}{F_\phi} \quad (2.18)$$

Mohr-Coulomb kriterini kullanarak hesaplanan mobilize olmuş kayma mukavemeti ile (2.18) eşitliğini eşitlersek aşağıdaki ilişki üretilebilir.

$$W \sin \theta = c_m \cdot L + W \cos \theta tg \phi_m$$

$$c_m = \frac{W}{L} [\sin \theta - \cos \theta tg \phi_m]$$



Yukarıdaki eşitlikte  $C_m=C$  ve  $\phi_m=\phi$  (FS=1 için) olarak alınırsa şevin kritik yüksekliği bulunabilir:

$$H_{crit} = \frac{4c}{\gamma} \left[ \frac{\sin \beta \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right] \quad (2.22)$$

Dikey bir şevde ( $\beta=90^\circ$ )  $\phi=0$  olması halinde ( $\phi=0$  zemininde) üstteki eşitlik:

$$H_{crit} = 4c/\gamma \quad (2.23)$$

şekline gelmektedir.

Tipik bir analiz için, C- $\phi$  zemininde güvenlik sayısının kohezyon ve sürtünme bileşenleri ( $F_c$  ve  $F_\phi$ ) eşitleninceye kadar deneme yanılma çözümleri yapılarak ve şu yöntem izlenir.

1.  $F_\phi$  (güvenlik sayısı sürtünme bileşeni) seçilir.
2.  $\phi_m$  değeri hesaplanır.
3. Mobilize olmuş kohezyon değeri (2.19) kullanılarak  $C_m$  hesaplanır.
4.  $F_c=c/c_m$  hesaplanır.
5. 1-4 arası  $F_\phi = F_c$  oluncaya kadar tekrarlanır.

### 2.6.3 Dairesel Yüzey Analizleri

Kritik yüzeyi daireysel olan şevler genellikle homojen malzemeden oluşan şevlerdir. Bir şevin güvenlik sayısını hesaplamak için iki analitik yöntem vardır:

1. Dairesel yay ( $\phi = 0$ ) yöntemi
2. Sürtünme dairesi yöntemi

#### 2.6.3.1 Dairesel Yay ( $\phi_u = 0$ ) Yöntemi

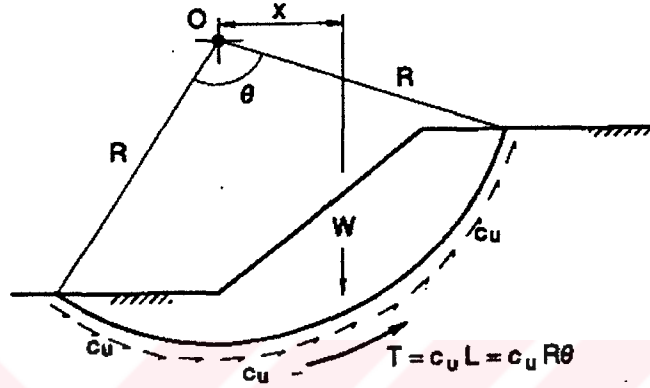
En basit daireysel analiz metodu; göçme yüzeyi boyunca kayma mukavemeti drenajsız kayma mukavemeti olan ve kendi merkezi etrafında dönerek göçen rijit silindirik blok varsayımına dayanan analiz yöntemidir. Drenajsız kayma mukavemeti uygulandığı zaman içsel sürtünme açısının sıfıra eşit olduğu kabul edilir (Buna  $\phi=0$  metodu da denir) . Böyle bir şevde güvenlik sayısı, göçme yüzeyi merkezine göre durduran ve çeviren momentlerin oranı olarak tanımlanabilir. Çeviren ve direnen momentler sırasıyla  $W.x$  ve  $c_u.L.R$  ile verilirse şevin

güvenlik sayısı:

$$FS = \frac{c_u LR}{W \cdot x} \quad (2.24)$$

olarak belirlenir.

Eğer drenajsız kayma mukavemeti göçme yüzeyi boyunca değişiyorsa  $c_u \cdot L$  terimi değiştirilmelidir.

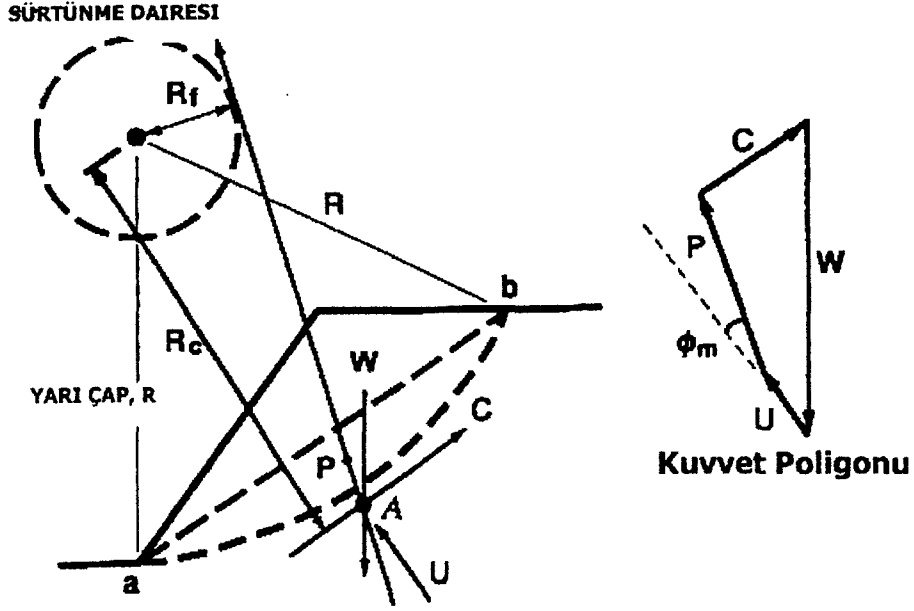


Şekil 2.22  $\phi=0$  zeminindeki dairesel göçme yüzeyi

### 2.6.3.2 Sürtünme Dairesi Yöntemi

Bu yöntem,  $\phi > 0$  olan homojen zeminler için kullanışlıdır. Başka bir deyişle kayma mukavemetinin kohezif ve sürtünme birleşenlerinin her ikisinin de göz önüne alındığı hesaplarda kullanılır. Yöntem homojen zeminler için, hem toplam hem de efektif gerilme analizleri için uygundur.

Kayma yüzeyi boyunca mobilize olan kayma mukavemetinin normal ve sürtünme bileşenlerinin bileşke kuvvetinin yönü tahmin edilerek genel denge sağlanır. Bileşke kuvvetin doğrultusu ( $R_f = R \cdot \sin \phi_m$ ) yarıçapındaki daireye teğettir. Kayma yüzeyi boyunca etkileyen bütün normal gerilmelerin bileşkesi bu noktadaymış gibi varsayılır. Bu varsayım güvenlik sayısı için en küçük değeri garanti eder. Kayma yüzeyi boyunca etkileyen kohezif kayma gerilmelerinin bileşkesi  $C_m$  ab kirişine paralel etkimektedir. (Şekil 2.23)



Şekil 2.23 Sürtünme dairesi yöntemi

Bileşke kuvvetin ise uygulama doğrultusu, şu şekilde belirlenir.

$$R_c = \frac{L_{yay}}{L_{kiriş}} \cdot R \quad (2.25)$$

Gerçek uygulama noktası, A, efektif ağırlık kuvvetinin göçme yüzeyini kestiği noktadır. (Efektif ağırlık kuvveti ağırlık ve herhangi bir boşluk suyu kuvvetinin bileşkesi anlamına gelir.) Normal ve sürtünme kuvvetleri bileşkesi P, A ile sürtünme dairesinin tanjantından geçen doğruya paralel olarak etkir.  $C_m$ 'nin doğrultusu bilindiğine göre kuvvet poligonu kapanabilir ve böylece mobilize olmuş kohezif kuvvetin değeri bulunabilir. Yeniden  $F_\phi = F_c$  varsayımı yapılarak güvenlik sayısı hesaplanabilir.

Çözümü sonuçlandırmak için birkaç hesaplama yapılıyor olsa da çözüm prosedürü genelde grafiksel olarak takip edilir.

Genel bir kullanım kolaylığı için şu geliştirilmiş yöntem önerilir.

1. Kayan kütle için ağırlığının hesaplanması, W
2. Boşluk suyu basınç kuvveti bileşkesinin yönü ve büyüklüğünün hesaplanması. (U kayan kütle için dilimlere ayırmak gerekebilir.)
3.  $C_m$  etkime çizgisinin merkeze olan dik uzaklığının hesaplanması.

4. Efektif bileşke kuvveti ( $W'$ ) nün bulunması ( $W - U$ ) ve A noktasında  $C_m$  etkime çizgisiyle kesişimi.

5.  $F_\phi$  için bir değer atanması

6. Mobilize olmuş sürtünme açısının hesaplanması

$$\phi_m = \text{tg}^{-1} (\text{tg}\phi / F_\phi ) \quad (2.26)$$

7. Yarıçapı  $R_f = R$ .  $\text{Sin } \phi_m$  olan sürtünme dairesi çizilmesi

8. A noktasından geçecek şekilde ve uygun eğimde  $W'$  yardımıyla kuvvet poligonunun çizilmesi.

9. Sürtünme dairesine teğet doğrultuda P nin yönünün çizilmesi.

10. Dairesel göçme yüzeyi iki uç noktasını birbirine bağlayan kirişin eğimine uygun olarak  $C_m$  nin yönünün çizilmesi.

11. Kapalı poligon  $C_m$  değerini verecektir.

12.  $C_m$  değerini kullanarak

$$F_c = (c \cdot L_{yay}) / C_m \quad (2.27)$$

hesaplanır.

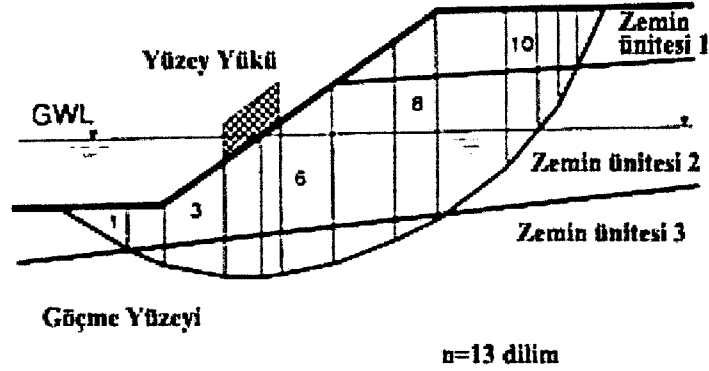
13. 5-12 arası adımları  $F_c \approx F_\phi$  oluncaya kadar yinelenir.

#### 2.6.4 Dilim Yöntemi

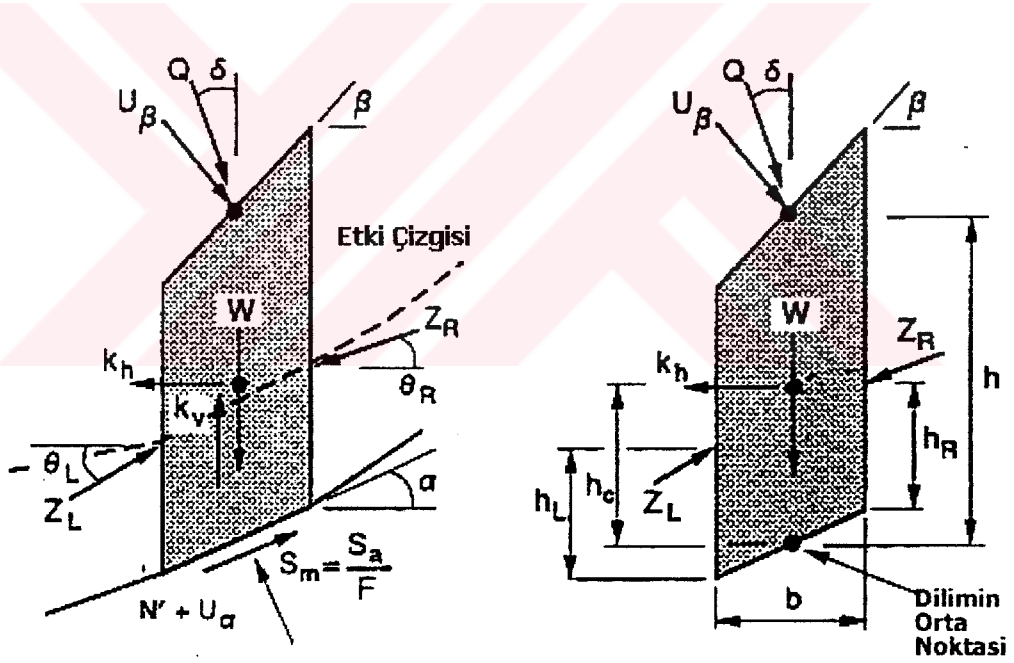
Şimdiye kadar ele alınan yöntemlerin hiçbirisi kayma yüzeyi boyunca etkiyen efektif normal gerilme dağılımını göz önüne almamaktadır. Bununla birlikte eğer herhangi bir  $c - \phi$  zemini için mobilize olmuş kayma mukavemeti hesaplanacak ise kayma yüzeyi boyunca efektif normal gerilme dağılımı mutlaka bilinmelidir. Bu durum kayan şev kütlesini küçük dilimlere ayırmak ve her bir dilimi tek bir kayan blok olarak ele almak suretiyle analiz edilebilir. Dilim yöntemi; karmaşık şev geometrileri, çeşitli zemin koşulları ve sürsarj yüklerini kolaylıkla analizlere dahil edebildiği için çoğu bilgisayar programı tarafından kullanılmaktadır.

Bütün Limit Denge Yöntemlerinde, Şekil 2.24 deki gibi kayan kütle  $n$  adet küçük dilime bölünmektedir. Her dilim Şekil 2.25' de gösterildiği gibi genel bir kuvvet sisteminden etkilenir. Şekil 2.25'de gösterilen etki çizgisi dilimler arası kuvvetlerin ( $Z_i$ ) etkime

(uygulama) noktalarını birleştiren doğrudur. Etki çizgisinin konumu geliştirilmiş Janbu yönteminde olduğu gibi varsayılabilir ya da tüm dengeyi sağlayan bir geliştirilmiş analiz yöntemiyle tanımlanabilir. Yaygın basitleştirilmiş analiz yöntemleri dilimler arası kuvvetleri gözardı ederler. Zira kayan kütle için tüm denge sağlanamamaktadır.



Şekil 2.24 Olası kayan kütle için dilimlere bölünmesi



Şekil 2.25 Tipik bir dilime etkiyen kuvvetler

Bu sistem için  $(6n-2)$  adet bilinmeyen vardır (Çizelge 2.5). Ayrıca sistemin limit dengesi için sadece  $4n$  adet eşitlik yazılabileceği için çözüm belirsizdir. Bununla birlikte bazı basitleştirici varsayımlar yapılarak bilinmeyenlerin sayısı düşürülebilir ve denklem belirli duruma getirilebilir. Yaygın varsayımlardan birisi dilim tabanına etkiyen normal kuvvetin tam orta noktaya etkiğidir. Böylece bilinmeyen sayısı  $(5n-2)$  ye düşer. Sonrasında problemi belirli

yapmak için  $(n-2)$  adet varsayım yapmak gerekir. Bu  $(n-2)$  adet varsayım, analiz yöntemlerini birbirinden ayıran farkı doğurur.

Çizelge 2.5 Dilimler yöntemi ile bağlantılı eşitlikler ve bilinmeyenler

Denklemler	Koşul
N	Her bir dilim için moment dengesi
2n	İki doğrultuda kuvvet dengesi(Her bir dilim için)
N	Kayma mukavemeti ve normal etkili gerilme arasında Mohr-Coulomb ilişkisi
4n	Toplam denklem sayısı
Bilinmeyenler	Değişkenler
1	güvenlik sayısı
N	Her bir dilimin tabanındaki normal kuvvet, $N'$ için
N	Normal kuvvetin yeri, $N'$
N	Her bir dilimin tabanındaki kayma kuvveti,
n-1	Dilimler arası kuvvet, $Z$
n-1	Dilimler arası kuvvetin eğimi
n-1	Dilimler arası kuvvetin yeri,(etki çizgisi)
6n-2	Toplam bilinmeyen sayısı

Çizelge 2.6 Limit denge yöntemleri ile sağlanan statik denge koşulları

Yöntem	Kuvvet Dengesi		Moment Dengesi
	x akseni	y akseni	
Basit Dilim Yöntemi	Hayır	Hayır	Evet
Bishop'un Basitleştirilmiş Yöntemi	Evet	Hayır	Evet
Janbu'nun Basitleştirilmiş Yöntemi	Evet	Evet	Hayır
Mühendisler Birliği	Evet	Evet	Hayır
Lowe ve Karafiath	Evet	Evet	Hayır
Jabu'nun genelleştirilmesi	Evet	Evet	Hayır
Bishop incelikli	Evet	Evet	Evet
Spencer'in Yöntemi	Evet	Evet	Evet
Sarma'nın Yöntemi	Evet	Evet	Evet
Morgenstern-Price Yöntemi	Evet	Evet	Evet

Çizelge 2.6 yaygın olarak kullanılan analiz yöntemlerini ve güvenlik sayısını hesaplamak için sağlamış oldukları statik denge koşullarını göstermektedir. Bazı yöntemlerin, eşitliği belirli hale getirmek için yapmış oldukları varsayımlar ayrıca aşağıda özetlenmektedir.

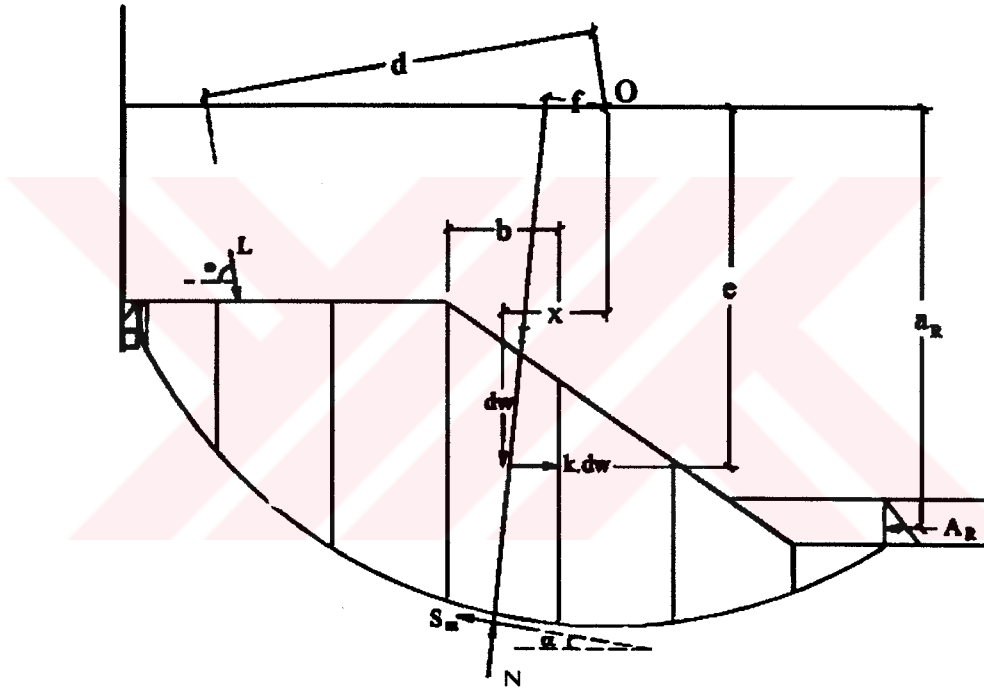
### 2.6.4.1 İsveç Dilim Yöntemi

Dilimler arası kuvvet bileşkesinin dilim tabanına paralel olduğunu varsayan bu yöntemde bir dilime etkiyen kuvvetler (n-1) nci dilim için aşağıdaki gibidir.

Dilimler arası kuvvetler için yapılan n-1 adet varsayım n-2 belirsizlikten fazla olduğu için tüm statik kurallarının sağlanmaması sonucu doğmaktadır. İç kuvvetlerin taban eğimine bağlı bu değişikliğin Newton'un etki-tepki eşitliği kuramına aykırıdır. Dilim tabanına dik doğrultu (n-n) da kuvvetlerin dengesi yazılırsa

$$\Sigma F_n=0 \quad N=dW.\cos\alpha-kdw.\sin\alpha \quad (2.28)$$

elde edilir.



Şekil 2.26 Bir şevde göçen kütleye etkiyen kuvvetler

Şekil 2.26'da görülen şev için güvenlik sayısı için O gibi bir noktaya göre moment dengesi yazılırsa (özel durumda göçme yüzeyi daire olup n-n doğrultuları O'dan geçecektir).

$$\Sigma M_o=0$$

$$\Sigma dW.x+\Sigma k.dW.e+A_L.a_L-A_R.a_R+Ld=\Sigma Nf+\Sigma S_m.r \quad (2.29)$$

Mobilize olmuş kayma dayanımı için

$$S_m = \frac{S}{FS} = \frac{(N - ub \sec \alpha) \operatorname{tg} \phi'}{FS} + \frac{c' b \sec \alpha}{FS} \quad (2.30)$$

olduğu yazılabilir. Burada  $c'$ ,  $\phi'$  efektif gerilmeler cinsinden kayma mukavemeti parametreleri,  $u$  dilim tabanında boşluk suyu basıncıdır. Sonuçta  $S_m$  için (2.30)'daki eşitlikler (2.29)'da yerine konulursa

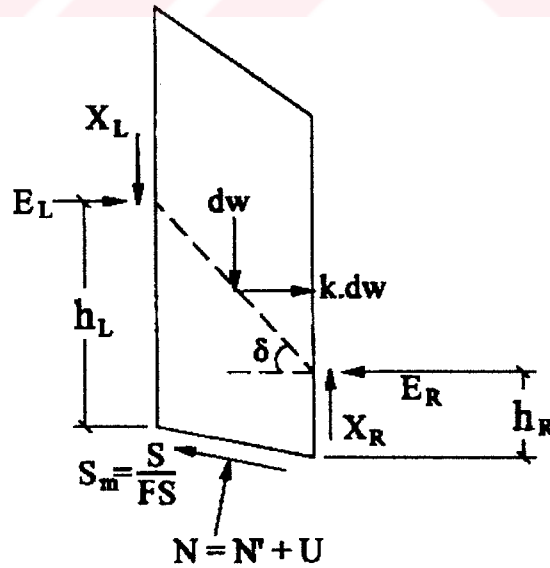
$$FS = \frac{\sum r \{c' b \sec \alpha + (N - ub \sec \alpha) \operatorname{tg} \phi'\}}{\sum dW_x + \sum k.dW_e + A_L.a_L - A_R.a_R + L.d - \sum N.f} \quad (2.31)$$

elde edilir.

Yukarıda değinilen varsayım nedeniyle bulunacak güvenlik sayısının hatalı olacağı açıktır. Geliştirilmiş yöntemlere göre yanlışlığın genelde % 10-15 mertebesinde olduğu, bazı özel durumlarda % 60'a çıkabileceği belirtilmektedir. Yöntemin ilk geliştirilen yöntem olması, hatanın güvenli tarafta kalması nedeniyle günümüzde de uygulama alanı bulmaya devam etmektedir.

#### 2.6.4.2 Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi

Dilimler arası kesme kuvvetleri ( $x$ )'leri göz ardı edip yalnızca ( $E$ )'leri gözeten bu yöntemde bir önceki gibi ( $n-1$ ) kadar varsayımda bulunulmuş olmakla, sonuçta gereğinden fazla varsayım nedeniyle bulunan güvenlik sayısı hatalı olmaktadır.



Şekil 2.27 Göçen kütlede tek dilime etkiyen kuvvetler

Şekil 2.27’de gösterilen dilim için  $X_L = X_R = 0$  varsayıp düşey yönde kuvvet dengesi yazılırsa

$$\sum F_v = 0 \quad dW - N \cdot \cos \alpha - S_m \cdot \sin \alpha = 0 \quad (2.32)$$

$S_m$  için (2.30) eşitliğindeki değeri burada yerine konulursa

$$dW - N \cos \alpha - \frac{c'btg\alpha}{FS} - N \frac{\sin \alpha \cdot tg\phi'}{FS} + \frac{u \cdot btg\alpha \cdot tg\phi'}{FS} = 0 \quad (2.33)$$

ve sonuçta

$$N = \left[ dW - \frac{c'btg\alpha}{FS} + \frac{ubtg\alpha \cdot tg\phi'}{FS} \right] / m_\alpha \quad (2.34)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha + (\sin \alpha \cdot tg\phi') / FS \quad (2.35)$$

Görüldüğü üzere dilim tabanı normal kuvvetleri (2.28) eşitliği aksine FS güvenlik sayısına bağlıdır. Güvenlik sayısı eşitliği için (2.29) eşitliği gibi bir dış noktaya göre moment dengesi yazılırsa (2.31) eşitliği elde edilmiş olur. Güvenlik sayısının elde edilmesinde gerekli N için de güvenlik sayısı bulunduğundan çözümün ancak deneme yanılma tekniği ile bulunabileceği açıktır.

Yukarıda özetlenen Basitleştirilmiş Bishop Yönteminin genelde geliştirilmiş çözümlere çok yakın sonuçlar verdiği bilinmektedir. Ancak derin kayma yüzeylerinde güvenlik sayısının (1) den küçük olduğu durumlarda yanıltıcı sonuçlar verebileceği araştırmacılar tarafından belirtilmektedir.

#### 2.6.4.3 Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi

Basitleştirilmiş Bishop Yöntemindeki gibi dilimler arası kesme kuvvetleri ( $X$ 'leri) gözardı etmekte ve dilim tabanı normal kuvvetleri denklem (2.34)'deki gibi  $F$ 'e bağlı bulunmaktadır.

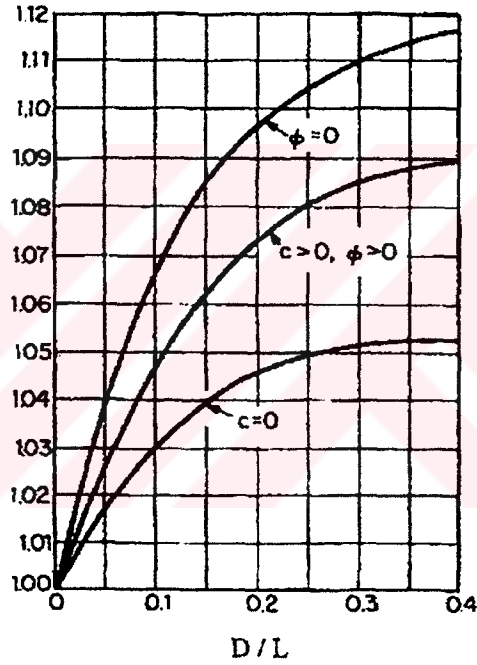
$$\sum F_h = 0$$

$$\sum k \cdot dW + \sum N \cdot \sin \alpha - \sum S_m \cdot \cos \alpha + A_L - A_R + L \cdot \cos w = 0 \quad (2.36)$$

$S_m$  için (2.30)'de tanımlanan değer yazılarak güvenlik sayısı çekilirse

$$FS_0 = \frac{\sum \{(N - ub \sec \alpha) g \phi' \cdot \cos \alpha + c' b\}}{\sum N \sin \alpha + \sum k.dW + A_L - A_R + L \cdot \cos w} \quad (2.37)$$

elde edilir ve bu değer düzeltilmemiş güvenlik sayısı diye adlandırılır. Burada da  $FS_0$  bulunuşunda gerek duyulan N kuvveti  $FS_0$ 'a bağlı olduğu için deneme-yanılma tekniği ile çözüm elde edilmelidir. Göçme yüzeyinin biçimi  $\left(\frac{D}{L}\right)$  ile kayma mukavemeti parametrelerine bağlı olarak Janbu elde edilen  $F_0$  güvenlik sayısının bir  $f_0$  düzeltme sayısı ile düzeltilmesini önermektedir. Sonuçta  $FS = f_0 \cdot FS_0$  olacaktır. Düzeltme sayıları aşağıdaki grafikten alınabilir.



Şekil 2.28 Janbu düzeltme sayıları

$$f_0 = 1 + b_1 \left[ \frac{D}{L} - 1.4 \left( \frac{D}{L} \right)^2 \right] \quad (2.38)$$

Yalnız c zemininde  $b_1 = 0.69$

Yalnız  $\phi$  zemininde  $b_1 = 0.31$

C ve  $\phi$  zemini  $b_1 = 0.50$

#### 2.6.4.4 Spencer Yöntemi

Bu yöntemde dilim kenarlarında etkiyen kesme kuvvetinin, normal kuvvete oranının, sabit olduğu (bileşkenin aynı bir  $\theta$  açısı yaptığı) varsayılmaktadır.

Yatay kuvvet dengesi yazılırsa

$$\sum F_h = 0 \quad E_L - E_R + k.dW + N.\sin \alpha - S_m.\cos \alpha = 0 \quad (2.39)$$

$$x_L = E_L.tg\theta \text{ ve } x_R = E_R.tg\theta$$

olduğu düşünülerek düşey kuvvet dengesinden

$$\sum F_v = 0 \quad X_L + dW - X_R - N.\cos \alpha - S_m.\sin \alpha = 0 \quad (2.40)$$

$$\text{ve } E_L - E_R + k.dW + N.\sin \alpha - S_m.\cos \alpha = 0 \quad (2.41)$$

yazılabilir.

(2.39)dan (  $E_L - E_R$  ) eşitliği 2.41'de yerine konulursa

$$tg\theta(S_m.\cos \alpha - N.\sin \alpha - k.dW) + dW - N.\cos \alpha - S_m.\sin \alpha = 0 \quad (2.42)$$

ve bu eşitlikte  $S_m$  için 2.20 eşitliği düşünülürse N kuvveti için bu kez FS ve  $\theta$ 'ya bağlı bir eşitlik elde edilir.

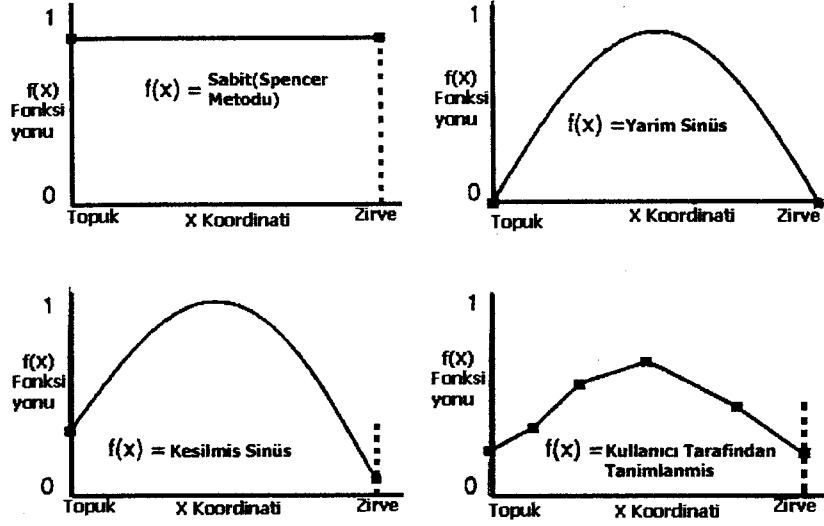
Spencer güvenlik sayısının tanımı için hem moment dengesi hem de kuvvetlerin yatay dengesini tüm şev için gözettiğinden  $\theta$ 'ya bağlı güvenlik sayıları elde etmektedir. Moment dengesi (2.29) eşitliğine benzerdir. Buradan elde edilecek  $FS_m$ ,  $\theta$ 'ya bağlı olarak elde edilmiş olacaktır. Diğer yandan tüm dilimler için yatay kuvvet dengesi Janbu eşitliği için (2.36) formundadır ve bulunan değerler  $FS_f$  yine  $\theta$ 'ya bağlıdır. Hem  $FS_m$  hem de  $FS_f$ 'i sağlayan tek bir  $\theta$  olup, bulunan değer tüm şev için güvenlik sayısıdır.

#### 2.6.4.5 Genelleştirilmiş Limit Denge (GLE)Yöntemi

GLE Metodu, Spencer Metodu'nun uzantısıdır. GLE Yöntemi Şekil 2.29'de görüldüğü gibi i diliminin sağ kenarına etkiyen dilimler arası kuvvet açısını belirlemek için  $\theta_i = 1. f(x_i)$  gibi bir fonksiyon atar.  $f(x_i)$  fonksiyonu 0 dan 1 e değerler alır ve Şekil 2.29'da görüleceği üzere açı dağılımının şeklini temsil eder.

Seçilen dilimler arası açı fonksiyonu  $f(x)$  sabit bir değer olabilir. Spencer yönteminin

benzeridir.



Şekil 2.29 Dilimler arası kuvvet açılarının değişimini göstermek üzere kullanılan fonksiyon örnekleri

- **Kuvvet Dengesi**

Şekil 2.25’de görüldüğü gibi; GLE dilimler arası bileşke kuvvetlerin  $Z_L$  ve  $Z_R$ ’nin  $\theta_L$  ve  $\theta_R$  açıyla dilimin sol ve sağ kenarına etkiğini kabul eder. Bu kuvvetler toplam kuvvetlerdir, dilim sınırlarındaki hidrostatik bileşen ayrı olarak ele alınmamıştır. Hidrostatik kuvvetler de hesaplamalarda kullanılabilir. Fakat tabakalı zeminlerde ve birden çok su yüzeyi içeren şevlerde bunu kapsamak çok zordur. Eğer kuvvet dengesi her dilim için tabana paralel seçilirse:

$$S_m + Z_L \cdot \cos(\alpha - \theta_L) - Z_R \cdot \cos(\alpha - \theta_R) - W(1 - k_v) \cdot \sin \alpha - W k_h \cdot \cos \alpha -$$

$$U_\beta \cdot \sin(\alpha - \beta) - Q \cdot \sin(\alpha - \delta) = 0 \quad (2.43)$$

Ve eğer Mohr-Coulomb mukavemet kriteri uygulanırsa

$$S_m = \frac{S_a}{F} = \frac{C}{F} + N' \frac{\tan \phi}{F} = C_m + N' \tan \phi_m \quad (2.44)$$

(2.44) eşitliği (2.43) eşitliğinde yerine koyulursa

$$N' \tan \phi_m = Z_R \cdot \cos(\alpha - \theta_R) - Z_L \cdot \cos(\alpha - \theta_L) + W [(1 - k_v) \sin \alpha + k_h \cdot \cos \alpha] - C_m + U_\beta \cdot \sin(\alpha - \beta) + Q \sin(\alpha - \delta) \quad (2.45)$$

daha sonra kuvvet dengesi taban normali doğrultusunda yazıldığında

$$N' + Z_R \sin(\alpha - \theta_R) - Z_L \sin(\alpha - \theta_L) - W(1 - k_v) \cos \alpha + Wk_h \sin \alpha + U_\alpha - U_\beta \cos(\alpha - \beta) - Q \cos(\alpha - \delta) = 0 \quad (2.46)$$

(2.46) eşitliği (2.45) eşitliğinde yerine konulursa

$$\begin{aligned} Z_R &= A_8 Z_L [\cos(\alpha - \theta_L) + \sin(\alpha - \theta_L) \tan \phi_m] \\ &+ A_8 [W \cos \alpha (1 - k_v) (\tan \phi_m - \tan \alpha)] + C_m \\ &- U_\alpha \tan \phi_m - Wk_h (1 + \tan \phi_m \tan \alpha) \cos \alpha \\ &+ U_\beta [\cos(\alpha - \beta) \tan \phi_m - \sin(\alpha - \beta)] \\ &+ Q [\cos(\alpha - \delta) \tan \phi_m - \sin(\alpha - \delta)] \end{aligned} \quad (2.47)$$

bulunur.

Buradaki  $A_8$  ile gösterilen değer aşağıda verilmiştir.

$$A_8 = \frac{1}{\cos(\alpha - \theta_R) [1 + \tan \phi_m \tan(\alpha - \theta_R)]} \quad (2.48)$$

## ii. Moment Dengesi

Moment dengesi dilime etkiyen tüm kuvvetlerin taban orta noktasına göre momentlerinin alınmasıyla sağlanır ve şu eşitlik elde edilir.

$$\begin{aligned} Z_L \cos \theta_L \left[ h_i - \frac{b}{2} \tan \alpha \right] + Z_L \frac{b}{2} \sin \theta_L - Z_R \cos \theta_R \left[ h_R + \frac{b}{2} \tan \alpha \right] \\ + Z_R \frac{b}{2} \sin \theta_R - Wk_h h_c + U_\beta h \sin \beta + Qh \sin \delta = 0 \end{aligned} \quad (2.49)$$

Üstteki eşitlik sadeleştirilir ve  $h_R$  çekilirse

$$\begin{aligned} h_R &= \frac{Z_L}{Z_R \cos \theta_R} \left[ h_L \cos \theta_L - \frac{b}{2} (\cos \theta_L \tan \alpha + \sin \theta_L) \right] \\ &+ \frac{1}{Z_R \cos \theta_R} [h(U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta) - h_c k_h W] \\ &+ \frac{b}{2} [\tan \theta_R - \tan \alpha] \end{aligned} \quad (2.50)$$

(2.47) ve (2.50) denklemleri arasında iterasyon yapılarak bütün moment ve kuvvet dengesi sağlanır. Bir defa güvenlik sayısı tanımlandıktan sonra aşağıdaki eşitlikler yardımıyla her dilim tabanına etkiyen toplam normal gerilmeler, düşey gerilmeler ve kayma gerilmeleri

hesaplanabilir.

$$\sigma_n = \frac{1}{b \sec \alpha} \left( Z_L \sin(\alpha - \theta_L) - Z_R \sin(\alpha - \theta_R) + U_\beta \cos(\alpha - \beta) - U_\alpha + W[(1 - k_v) \cos \alpha - k_h \sin \alpha] + Q \cos(\alpha - \delta) \right) \quad (2.51)$$

$$\sigma_v = \frac{W + Q \cos \delta + U_\beta \cos \beta}{b \sec \alpha} \quad (2.52)$$

$$\tau_{base} = c_m + \sigma'_n \tan \delta_m \quad (2.53)$$

### iii. Çözüm Yöntemi

GLE çözümü aşağıdaki işlem sırası izlenerek yapılmalıdır.

1. Dilimler arası kuvvet açısı dağılımı varsayılır. İlk dilim için  $\Theta_L = 0$  ve son dilim için  $\Theta_R = 0$  alınabilir.
2. Denklem  $Z_R$ 'yi sınır kuvvetlerine eşit bir değer olarak kuvvet dengesini sağlamak üzere bir güvenlik sayısı tanımlanır ve eşitlik (2.47) ve (2.50)'da yerine konular.  $Z_R$  (son dilim için tepede) tepede çatlak içindeki suyun hidrostatik su kuvvetine eşit alınacak, eğer su ya'da çatlak yoksa  $Z_R = 0$  alınmalıdır.
3. Hesaplanan kuvvetler ( $Z_L, Z_R$ ) saklanır ve güvenlik sayısı hesaplaması için çözüm olarak kullanılır.
4. Adım 3'teki kuvvetleri kullanarak (2.50) eşitliği uygulanır ve moment dengesini sağlayarak  $\Theta_R$  kuvvet açılarını hesaplanır. Son dilimdeki  $h_R = 0$  yada hidrostatik su basıncı etkime yüksekliği olmalıdır. Bu hesaplamalar her bir dilim için sırayla yapılmalıdır. Burada ilk dilim için (topukta)  $\Theta_L$  ve  $h_L = 0$  olacağı göz önünde bulundurulmalıdır.
5. Hesaplanan güvenlik sayısı ve dilimler arası kuvvet açıları eşdeğer varsayılacak değerlere yaklaşıncaya kadar 2-4 adımları yinelenir.
6. Uygun güvenlik sayısı değerini bulabilmek için eşitlik 2.51'dan ve 2.53'e kadar verilen toplam normal, düşey ve kayma gerilmeleri hesaplanır (her dilim tabanında).

#### 2.6.4.6 Janbu Genelleştirilmiş Dilim Yöntemi (GPS)

Gelişmiş bir Şev duraylılığı analiz yöntemi olan Janbu Genelleştirilmiş Dilim Yöntemine bu çalışmada değinilmemiştir.

#### 2.6.4.7 Dilim Yöntemleri İle Elde Edilen Güvenlik Sayılarının Karşılaştırılması

20 metre yüksekliğinde 2 yatay 1 düşey bir şevde basitleştirilmiş yöntemler kullanarak

güvenlik sayısı hesaplanmıştır. Dairesel göçme yüzeyi merkezi (35.1, 55) koordinatlarındadır. Topuk koordinatı (20.20) ve daire yarıçapı  $R=381$  m'dir. Örnek problem için dilim verisi Çizelge 2.7'de sunulmuştur.

Çizelge 2.7 Örnek problem için dilim verileri

Dilim	Genişlik (W)	Yükseklik (m)	Ağırlık (kN)	c(kPa)	$\phi$ (derece)	$\alpha$ (derece)	$\beta$ (derece)
1	5.0	2.0	160.0	20.0	20.0	-19.2	26.57
2	5.0	6.0	480.0	20.0	20.0	-11.4	26.57
3	5.0	9.0	720.0	20.0	20.0	-3.8	26.57
4	5.0	11.5	920.0	20.0	20.0	3.8	26.57
5	5.0	13.5	1080.0	20.0	20.0	11.4	26.57
6	5.0	14.5	1160.0	20.0	20.0	19.2	26.57
7	5.0	15.5	1200.0	20.0	20.0	27.4	26.57
8	5.0	14.5	1160.0	20.0	20.0	36.2	26.57
9	5.0	12.0	960.0	20.0	20.0	46.2	0
10	5.0	5.0	400.0	20.0	20.0	58.6	0

Aynı şev için el ile yapılan ve XSTABL'dan elde edilen güvenlik sayısı değerleri Çizelge 2.8 ile verilmiştir.

Çizelge 2.8 Örnek şev için hesaplanan güvenlik sayısı değerleri

Hesaplama Yöntemi	El ile Hesaplama	XSTABL
Basit Dilim Yöntemi	1.406	n/a
Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi	1.469	1.532
Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi	1.544	1.592
Spencer Yöntemi	n/a	1.589
GLE, yarım sinüs fonksiyonu	n/a	1.588
Janbu GPS	n/a	1.591

El ile yapılan hesaplamalar ile programın hesaplamaları arasında %3 oranında bir farklılık vardır. Bu da bilgisayarın hesap yapma inceliğinden kaynaklanmaktadır.

### 2.6.5 Negatif Efektif Gerilme Kontrolü

Limit denge yöntemlerinin, kayma yüzeyi boyunca hesaplanan ve aşağıda eşitliği verilen negatif efektif gerilmeler nedeniyle bazen sayısal zorlukları vardır.

$$\sigma' = \frac{N'}{b \sec \alpha}$$

$$= \frac{\cos \alpha}{b m_\alpha} \left[ W(1 - k_v) - \frac{C \sin \alpha}{F} - U_\alpha \cos \alpha + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta \right] \quad (2.54)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[ 1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right]$$

Negatif efektif gerilmelere genellikle aşağıdaki durumlarda rastlanır:

1. Yüksek boşluk suyu basınçları
2. Düşük birim hacim ağırlıklı ve yüksek kohezyonlu (c) ince dilimlerin varlığı
3. Dik dilim tabanı açıları

Bu problemlerin çoğu limit denge analizlerinin belirsizliklerinden ve genel statik denge koşullarının tam olarak sağlanamamasından kaynaklanmaktadır.

Eğer boşluk suyu basınçlarını değiştirmek negatif efektif gerilme durumunu ortadan kaldırmıyor ise küçük W değeri ve yüksek c değeri eşitlik (2.54)'de sorun yaratır. Bu durumda kullanıcı aşağıdaki seçeneklerden birini izlemelidir.

*Seçenek 1:*

Analize devam edilmeli, fakat Mohr-Coulomb kayma mukavemeti ( $\tau' = c' + \sigma' \tan \phi'$ )

Her zaman 0'dan büyük ya da eşit kabul edilmelidir.

*Seçenek 2:*

Kayma mukavemetini hiçbir şekilde sınırlamadan analize devam edilmelidir.

*Seçenek 3:*

Önerilen kayma yüzeyin gerçekçi olmadığı sonucuna varılarak hesaplamaya devam edilmez.

1 nci seçenek seçildiğinde tüm dilimler aynı güvenlik sayısına sahip olduğu varsayımı ile kayma mukavemeti şu şekilde verilir.

$$S_m = \frac{C + N' \tan \phi}{F} \geq 0 \quad (2.55)$$

Bu varsayım  $N'$  ni hesaplamak için kullanılan (2.54) eşitliğinin kullandığı güvenlik sayısı değeriyle çelişir. Bulunan  $N'$  değeri daha sonra (2.55)'te kullanılacaktır. Buna karşın bu

yöntem pratik maksatlar için önerilir. Kullanıcının bu sınırlamaların farkında olması gerekir.

2. seçenek limit denge durumunu bozmaz, sabit bir güvenlik sayısı varsayılarak analizler gerçekleştirilir. Bu nedenle bu seçenek her zaman en düşük güvenlik sayısı değerini elde edecektir. Zira  $S_m$  bazı dilimler için 0'dan küçük değerler de hesaplanabilecektir.

$S_m > 0$  olduğu zaman seçenek 1 ve seçenek 2 'den elde edilebilecek güvenlik sayısı değerleri;  $S_m > 0$  olduğunda aynı sonuçları verecektir. Başka bir deyişle  $S_m < 0$  değerlerini aldığıında seçenek 1 ve 2 için elde edilen güvenlik sayısı değerleri farklı olacaktır.

Negatif sürtünme mukavemetini mobilize etmek için, kayan tabakanın içsel sürtünme açısı artırılabilir ve böylece güvenlik sayısı değeri azaltılabilir.

## 2.7 Limit Denge Yöntemlerinin Karşılaştırılması:

Basitleştirilmiş Bishop ve Janbu Yöntemleri 1950'lerde yayınladıklarından bu yana yaygın olarak kullanılmaktadır. Her ne kadar Bishop yöntemi yatay denge koşulunu, Janbu yöntemi ise moment denge koşulunu sağlamasa da her iki yöntem için de güvenlik sayısı değerini hesaplamak oldukça kolaydır. Bununla birlikte tüm kuvvet ve moment denge koşullarını sağlayan Spencer ya da Morgenstern ve Price gibi yöntemlerle karşılaştırıldığında elde edilen güvenlik sayısı değeri  $\pm\%15$  sınırlarındadır.

Limit denge eşitlikleri statik olarak belirsizdir. Hiperstatik ya da kapalı formdaki gerçekçi çözümlerle doğrudan karşılaştırılmaları doğru değildir. Farklı yöntemler arasında doğrudan bir karşılaştırma her zaman olanaklı olmasa da, Bishop yöntemini kullanarak elde edilen güvenlik sayısı değeri dairesel göçme yüzeyleri için geliştirilmiş bir yöntem olan Morgenstern ve Price çözümlerine göre  $\pm\%5$ 'den az farklılık gösterir. Dairesel olmayan göçme yüzeyleri için kullanılan basitleştirilmiş Janbu yöntemi geliştirilmiş yöntemlere oranla  $\%30$ 'a varan düşük güvenlik sayısı değerleri hesaplanmasına yol açabilir. Yine de basitleştirilmiş Janbu yöntemi ile bazı şevler için  $\%5$  oranında fazla güvenlik sayısı hesaplanabilir.

### 3. 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, çünkü sorun üç boyutludur ve hem zeminin hem de kazığın deformasyon 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 stabilizasyon kazıkları bir sıra halinde teşkil ediliyor olsa da, neredeyse tüm tasarım yöntemleri tek kazık için bulunan değerleri kabaca genişleterek kazık sırasına etkiyen kuvveti tahmin etmeye yöneliktir. Böyle bir yaklaşım aktif kazıklara uygulanabilir ancak iyileştirme kazıkları gibi pasif kazıklar da sakıncalı olabilir. Zira aktif kazık durumunda etkiyen yatay kuvvetler önceden belirlenir ve kazığın varlığından etkilenmez. Pasif kazık durumunda ise kazığın varlığı kazığa etkiyecek olan yatay kuvveti etkiler. Bu nedenle analiz en başında bir sıra halinde stabilizasyon kazıklarını ele almak gerekmektedir.

Kazıklar, şev kayması ya da akma türü heyelanlarda olduğu gibi plastik olarak deforme olan zeminlere yerleştirildiklerinde plastik deformasyon 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 deformasyonun engellenmesi söz konusudur. Yukarıda anlatılan tüm koşullar, plastik olarak deforme olan bir zeminden kazığa iletilen (etkiyen) yatay kuvvet durumunda geçerlidir. Kazıkların yatay dayanımı, etkiyen yatay kuvvetin doğrultusu ve büyüklüğünün bilinmesi ile hesaplanabilmektedir. Bu nedenle plastik deforme olan bir zemine yerleştirilen kazığa etkiyen yatay kuvvetlerin tahmin edilmesi çok önemlidir. Fakat kazık-zemin etkileşimi nedeniyle oluşan yatay kuvvetin karışık mekanizmasını Lamb ve White (Ito ve Matsui, 1975), kazık çevresindeki zeminin viskoz bir sıvı olduğunu varsayacak deneysel yöntemlerle tek bir kazığa ve kazık sırasına gelen yatay kuvvetleri tahmin etmiştir. Bu kabul nedeniyle, bu yöntem çamur akması türündeki bir heyelandan başka koşullarda uygulanamaz. Hennes (Ito ve Matsui, 1975), kohezyonlu plastik

katı bir zemin varsayımıyla ve kazıkların kayma yönüne paralel sonsuz ince levhalar şeklinde olduğu varsayımı ile yatay kuvveti elde etmiştir.

Sonsuz ince levha halinde kazık varsayımı yöntemi, sıkışma etkisini ve kazıklar arasındaki zemin deformasyonunu ihmal etmektedir. Bu nedenle bu yöntem yatay kuvvetleri, olduğundan düşük hesaplama eğilimindedir. The Public Works Research Institute (P.W.R.I), The Ministry Of Construction, kazık ön tarafındaki zeminin pasif Rankine göçmesi yapacağı varsayımı ile kuramsal bir eşitlik önermiştir. Bu varsayım nedeniyle yöntem yalnızca limit durumda olan heyelanlarda kazıklara gelen yatay kuvvetleri hesaplayabilir. Gerçekte gerekli yatay kuvvet değeri limit durumdakine eşit olmayabilir, çünkü kayma ve limit denge durumu gerçekleşmemiş olabilir. Bu nedenle bu yöntemin de olduğundan yüksek değerler elde ettiği söylenebilir. Poulos (1973) tarafından önerilen analiz yönteminde ise kazık-zemin etkileşimi göz önüne alınmamıştır.

Yukarıda anlatılan her bir yöntemde sorunlar vardır. Bunlar, kazık-zemin etkileşiminin doğru olarak dikkate alınamaması ve zeminin zemin koşulları ve plastik durumunun uygun olarak varsayılabilmesidir.

Pasif kazıklarda çözülmesi gereken en önemli noktalarda biri zemin hareketi nedeniyle kazığa etkileyen 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 olduğundan büyük güvenlik sayısı doğurur. Yatay kuvvetin olduğundan düşük tahmin edilmesi ise tam tersi etki yapar.

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 etkileyen bir çok etken vardır.

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

#### 4. ŞEVLERİN DURAYLILIĞININ DÜŞEY KAZIKLARLA SAĞLANMASI

Duraylılığı bozulmuş doğal ve yapay şevler ile heyelan olasılığı 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

Heyelanların 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, hali hazırda limit dengede bulunan şevlerin kaymaya karşı güvenliğinin azalmasına ve dengenin bozulmasına neden olabilir.

Kazıklar ile heyelanların önlenme ve denetimi uygulamasında en önemli iki etken :

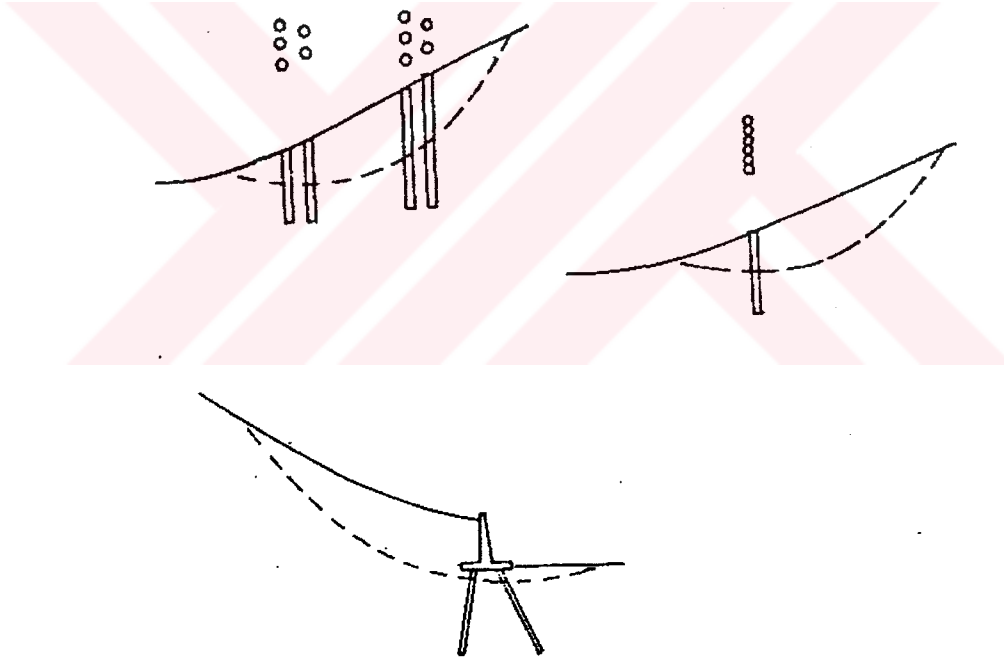
1. Heyelan meydana gelen veya olasılığı olan bölgenin genişliği
2. Teşkil edilecek yapıya etkiyen kuvvetlerin büyüklüğüdür.

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 yararlanır.

- 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 heyelanlarda 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 imkan 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 yer altı suyunun drenajına engel olmayacak şekilde düzenlenebilirler.

Buna göre kazıklar yardımıyla heyelanların kontrolü ve önlenmesi amacıyla uygulanmış yapı türleri Şekil 4.1’de verilmiştir.



Şekil 4.1 Heyelanların denetimi ve önlenmesi amacıyla uygulanmış yapı türleri

#### 4.1 Tasarım Esasları

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

Göçme 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, ayrık kazı sistemleri kayma yüzeyinde 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:

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

Kazıklı perde veya sistemler henüz oluşmamış şev kaymaları ve heyelanlar için bir önlem olarak tasarlandığı zaman laboratuvarında 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 ölçeklerde bir heyelan durumunda, şevin tüm duraylılığını sağlamak için birkaç sıra kazık uygulanabilir. Kazıkların; drenajın iyileştirilmesi, zemin yükünü oluşturan yapı yada 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 toprak kaymalarında kaydırıcı kuvvet, direnen kuvvete eşit varsayılabilir ve güvenlik sayısı "1" alınabilir. Bununla birlikte toprak kayması hareketi kazıklarla durdurulmak isteniyorsa kaydırıcı ve direnen kuvvetler arası farkın çok daha incelikte belirlenmesi gerekir. Eğer kayan zemin kütesinin ağırlığı ve kayma yüzeyinin yeri biliniyorsa sürükleyici kuvvetler göreceli olarak doğruya yakın şekilde belirlenebilir. Öte yandan durdurucu kuvvetlerin büyüklüğünü belirlemek kolay değildir. Eğer zemin örnekleri kayma yüzeyinden alınmışsa ve içsel sürtünme açısı ile kohezyon laboratuvar kesme deneyleri ile belirleniyorsa; sonuçlar deney yöntemi ve ağıta bağlı olarak değişiklik gösterir. Bazı kaya parçaları ve çakıl içeren zeminlere deney uygulamak uygun olmayabilir. Kayma yüzeyi çok daha geniş ise ya da zemin katmanları çok daha karmaşık ise; çok sayıda örnek üzerinde deney yapılırsa bile doğru zemin parametrelerini belirlemek çok zor olabilir.

Model deneyleri, uygulamalar ve araştırmalar heyelan önleyici kazıkların göçmesinin esas olarak eğilme nedeniyle gerçekleştiğini göstermektedir. Bu yüzden kazıkların eğilme dayanımlarını arttırmak 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 yol zemin yükünü azaltmak, dayanma duvarı ya da drenaj uygulaması ile aktif heyelanı durdurduktan sonra kazık inşa etmektir. Bunun olanaksız olduğu durumlarda kazık inşası, deplasman hızı en düşük olan yerden ya da kazığa etkileyen 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.

## **4.2 Şev Duraylılığında Kullanılan Kazıklara Etkiyen Yatay Yüklerinin Hesaplanması**

### **4.2.1 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 değiştirmeler 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 etkileyen gerilme için yaygın

kullanılan öneriler Brinch-Hansen (Yıldırım, 2002), 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  $\frac{S}{B} > 3$  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,2002) 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 var olan güvenlik sayısının belirlenmesi ve hangi oranda arttırılacağı belirsizlikler taşır.

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

$$FS = \frac{\text{Kayma yüzeyi boyunca zemin direnci} + \sum T_p}{\sum \text{Kaymaya neden olan kuvvetler}} \quad (4.1)$$

eşitliğini sağlayacak şekilde hesaplanır.

Kazıkların tasarımı için yanal yüklerin olabildiğince doğru hesaplanması gerekir. Toprak kaymalarına karşı şevlere yerleştirilen kazıkların yaygın olarak kullanılmalarına karşın, kazıklar ve kazıkları çevreleyen zemin arasında etkileşim çok iyi bir şekilde düzenlenememiştir. Farklı duraylılık etkenlerini araştırmak için arazi ölçümlerinin bağlı oluşu nedeni ile, kuramsal hesaplama yöntemleri geliştirilmiştir.

Genellikle yatay kuvvetler sıfırdan (zemin kütlelerinde hareket olmadığı durumda), çok büyük değerlere (toprak 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.

## 4.2.2 Yatay Kuvvetlerin Tahmini

Kazıkların kayan tabakadan, kayma yüzeyinin altındaki hareket etmemiş tabakaya aktarabilecekleri kuvvetin değerini hesap ve tahmin için çok sayıda deneysel ve teorik çalışma yapılmıştır, fakat farklı varsayımlara dayanan mevcut yöntemler farklı sonuçlar vermektedir. Bu konuda açığa kavuşturulması gereken birçok nokta vardır.

Burada yatay kuvvet kazığının her iki tarafındaki yatay zemin itkisi arasındaki farkı temsil eder. Genelde, bu kuvvetin değeri zeminde hiçbir hareket olmaması halinde 0'dan, pasif olarak göçecek şekilde hareket eden zeminde nihai duruma kadar ulaşılabilir. İyileştirme kazıklarının tasarımı için, kayan kütlelerin hareketi nedeniyle kayma yüzeyinde mevcut olan kayma direncinin büyük ölçüde azaldığını varsaymak mantıklı bir yaklaşımdır.

Bu tez kapsamındaki çalışmada Ito ve Matsui (1978)'nin önerdiği yöntem kullanılmıştır.

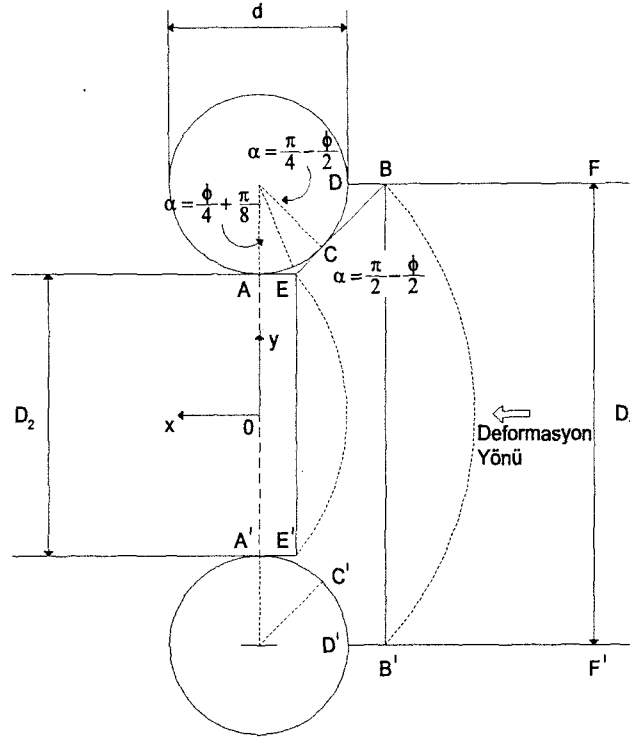
### 4.2.2.1 Ito ve Matsui Yöntemi

Ito ve Matsui (1975, 1977, 1978), Ito vd. (1979, 1981) ve Matsui vd. (1982) tarafından geliştirilen analizde, plastik olarak deforme olan zeminde (örneğin toprak kayması gibi), kazıklar daha ileri zemin deformasyonuna engel olabilirler.

Kayma yüzeyi boyunca kesme mukavemetinde herhangi bir azalma, toprak kayması hareketinin neden olduğu birim şekil değiştirme nedeni ile söz konusu değildir. Bu nedenle, Mohr-Coulomb kriterini de sağlayarak, plastik denge durumunun sadece kazığı çevreleyen zemin içinde olduğu kabul edilmiştir. Sonuç olarak, kazığa etkiyen yanal toprak basıncı, şevim veya kayan zeminin denge durumunun değişimi göz ardı edilerek hesaplanabilir. Yanal toprak basıncını plastik deformasyon teorisi ile hesaplamak için aşağıdaki varsayımlar yapılmıştır.

1. Zemin tabakası deforme olduğu zaman, kayan iki yüzeyde, AEB ve A'E'B', EB ve E'B' çizgileri x ekseninde  $[(\pi/4) + (\phi/2)]$  açısını yaparlar. (Şekil 4.2).
2. Zemin yalnızca Mohr-Coulomb kriterinin uygulandığı bölge olan AEBB'E'A' alanında plastik gibi davranır.
3. Aktif toprak basıncı x eksen yönünde AA' doğrultusunda etki eder.
4. Zemin tabakası boyunca zemin rijitliği sabit kabul edilmiştir.
5. Kazıklar rijittir.

Zeminde gerilme dağılımı AEBB'E'A' bölgesinde göz önüne alındığında sürtünme kuvvetleri AEB ve A'E'B' yüzeylerinde gözardı edilmiştir.



Şekil 4.2 Bir grup kazığın gösterilişi ve kazığın çevresindeki plastik deformasyon durumu (İto ve Matsui, 1975)

Sonuç olarak yanal kuvvet  $p$ , her birim boy için eşitlik aşağıdaki gibi yazılabilir. (İto ve Matsui, 1975);

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

$$- c \left[ D_1 \frac{2 \tan \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1} - 2D_2 N_\phi^{-1/2} \right] \quad (4.2)$$

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

burada  $N_\phi = \tan^2 \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) + \left( \frac{\phi}{2} \right) \right]$  ve  $A = D_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1)}$

Kazığın her birim boyuna etkiyen toplam yanal toprak basıncı, plastik olarak deforme olan

zemin tabakası nedeniyle eşitlik (4.2)'in integrasyonu ile zemin tabakası derinliği boyunca (veya kritik kayma yüzeyine kadar) elde edilebilecektir.

Bu eşitlikte; granüler zemin olması halinde  $c=0$  alınarak (4.2) kullanılabilir. Eğer zemin kohezyonlu zemin ise  $\phi=0$  alınması gerektiği açıktır.

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

$$p = \frac{\gamma z}{N_\phi} \left[ D_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1)} \exp \left( \frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right) - D_2 \right] \quad (4.3)$$

Kohezyonlu zeminlerde ise içsel sürtünme ( $\phi=0$ ) alınarak, yanal basınç,  $p$ , aşağıdaki gibi derinliğin bir fonksiyonu olarak her birim boy için elde edilebilir;

$$p = c \left[ D_1 \left( 3 \log \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma z (D_1 - D_2) \quad (4.4)$$

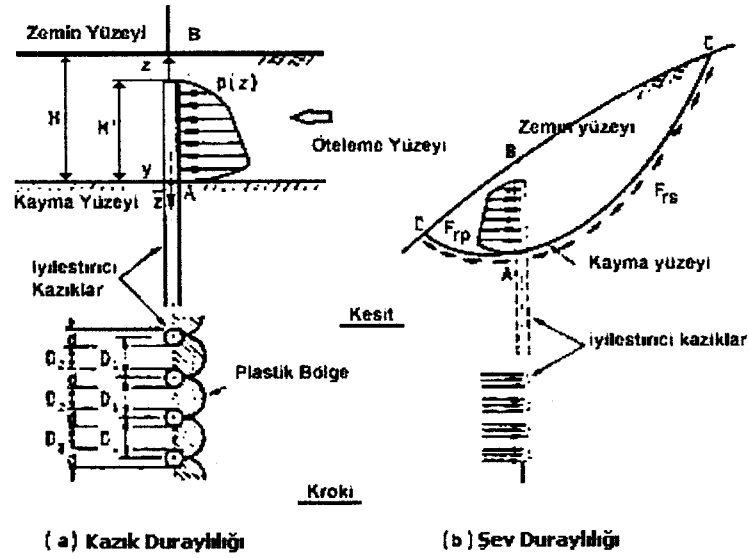
Yukarıda verilen eşitliklerden de görüldüğü gibi plastik deformasyon teorisi her türlü zemine uygulanabilir.

Bu eşitlik her ne kadar rijit kazıklar için geçerli olsa da, kazık çevresindeki zeminin deformasyonlarının küçük olması nedeniyle kazık deformasyonunun etkisi gözardı edilebilir. Dolayısıyla bu eşitlik elastik kazıklar için de kullanılabilir.

### 4.3 Kazıklarla İyileştirilmiş Şevlerin Duraylılık Analizleri

İyileştirme kazıklarının tasarımında önemli nokta; her iki şev ve kazık duraylılığının sistematik olarak analiz edilmesidir, çünkü kazık sırası içeren bir şevin tümüyle duraylılığı; kazık ve şevin aynı anda (eş zamanlı) analizi olmadan sağlanamaz. Bu zamana kadar Japonya'da; şev duraylılığı için, yetersiz durdurucu kuvvetlerin geri analizi sonucu kazıklar arası açıklığın hesaplandığı bir analiz yöntemi kullanılmıştır.

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



Şekil 4.3 Duraylılık kazıklarını ihtiva eden şevin duraylılık 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 kütleyle kazıktan gelen tepki kuvveti biliniyorsa), kazıkların tasarımı şu şekilde yapılır:

#### 4.3.1 Kazık Duraylılığı Analizleri

Yatay yayılı yük altındaki pasif kazıkların tasarımında kullanılacak temel eşitlikler ve çeşitli tutululuk koşulları için çözümler aşağıda sunulmuştur.

##### 4.3.1.1 Kazık Duraylılığı Analizi için Temel Eşitlikler

##### 4.4.1.1.1 Elastik Zemine Oturan Sonsuz Kiriş Yöntemi

Kayma yüzenin altında kazıklardaki yanal tepki kuvvetinin kazık deformasyonu ile orantılı olduğu kabul edilerek, temel eşitlikler aşağıdaki gibi elde edilebilir:

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

$$E_p I_p \frac{d^4 y_2}{d\bar{z}^4} = -E_s y_2 \quad (\bar{z} \geq 0)$$
(4.5)

Burada  $\bar{z}$  (z-H)'a esittir. H toprak yüzeyinden kayan yüzeye kadar olan derinlik,  $H'$  kazık tepesinden kayan yüzeye kadar olan uzunluk,  $y_1$  ve  $y_2$  sırasıyla, kayma yüzeyinin altındaki ve üstündeki kazık deformasyonları,  $p(\bar{z})$  yayılmış yatay yük,  $E_p I_p$  kazığın eğilme rijitliği ve  $E_s$  zemin modülüdür.

Eşitlik (4.5)'i,  $\bar{z} \rightarrow \infty$ 'da  $y_2=0$  koşulu altında çözerek, kazık deformasyonlarının genel çözümü aşağıdaki gibi elde edilebilir:

$$\begin{aligned} y_1 &= a_0 + a_1 \bar{z} + a_2 \bar{z}^2 + a_3 \bar{z}^3 + f(\bar{z}) \\ y_2 &= e^{-\beta \bar{z}} (A \cos \beta \bar{z} + \beta \sin \beta \bar{z}) \end{aligned} \quad (4.6)$$

burada  $a_0, a_1, a_2, a_3, A$  ve  $B$ ; kazık başı sabitliği ve kayma yüzeyinde kazığın sürekliliği durumlarının her ikisiyle de karşılaştırılan integral sabitleri,  $f(\bar{z}); p(\bar{z})/E_p I_p$ 'in dört katlı belirsiz integralindeki  $a_0, a_1, a_2$  ve  $a_3$  integral sabitlerinin dışarıda bırakıldığı durumda çözümün artanı ve  $\beta$  ise  $\sqrt[4]{E_s/4E_p I_p}$ 'dir. Eşitlik (4.5)'deki  $p(\bar{z})$  aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$p(\bar{z}) = f_1 + f_2 \bar{z} \quad (4.7)$$

Burada  $f_1$  ve  $f_2$  (4.2)'den elde edilebilen sabitlerdir. Dolayısıyla, (4.6)'nın ilk eşitliği aşağıdaki biçimde dönüştürülür:

$$y_1 = a_0 + a_1 \bar{z} + a_2 \bar{z}^2 + a_3 \bar{z}^3 + \frac{f_1}{24E_p I_p} \bar{z}^4 + \frac{f_2}{120E_p I_p} \bar{z}^5 \quad (4.8)$$

(4.8)'ün  $\bar{z}$ 'a göre diferansiyelini alarak,

$$\begin{aligned} \frac{dy_1}{d\bar{z}} &= a_1 + 2a_2 \bar{z} + 3a_3 \bar{z}^2 + \frac{f_1}{6E_p I_p} \bar{z}^3 + \frac{f_2}{24E_p I_p} \bar{z}^4 \\ \frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} &= 2a_2 + 6a_3 \bar{z} + \frac{f_1}{2E_p I_p} \bar{z}^2 + \frac{f_2}{6E_p I_p} \bar{z}^3 \\ \frac{d^3 y_1}{d\bar{z}^3} &= 6a_3 + \frac{f_1}{E_p I_p} \bar{z} + \frac{f_2}{2E_p I_p} \bar{z}^2 \end{aligned} \quad (4.9)$$

(4.6)'nın ikinci eşitliğinin,  $\bar{z}$ 'a göre diferansiyelini alarak,

$$\begin{aligned}
\frac{dy_2}{d\bar{z}} &= -\beta e^{-\beta\bar{z}} \{ (A-B) \cos \beta\bar{z} + (A+B) \sin \beta\bar{z} \} \\
\frac{d^2 y_2}{d\bar{z}^2} &= 2\beta^2 e^{-\beta\bar{z}} (A \sin \beta\bar{z} - B \cos \beta\bar{z}) \\
\frac{d^3 y_2}{d\bar{z}^3} &= 2\beta^3 e^{-\beta\bar{z}} \{ (A+B) \cos \beta\bar{z} - (A-B) \sin \beta\bar{z} \}
\end{aligned} \tag{4.10}$$

Kazığın, kayan yüzeydeki süreklilik koşulları şu şekildedir:

$$\begin{aligned}
[y]_{\bar{z}=0} &= [y_1]_{\bar{z}=0} = [y_2]_{\bar{z}=0} \\
[\theta]_{\bar{z}=0} &= \left[ \frac{dy_1}{d\bar{z}} \right]_{\bar{z}=0} = \left[ \frac{dy_2}{d\bar{z}} \right]_{\bar{z}=0} \\
[M]_{\bar{z}=0} &= \left[ \frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=0} = \left[ \frac{d^2 y_2}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=0} \\
[S]_{\bar{z}=0} &= \left[ \frac{d^3 y_1}{d\bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=0} = \left[ \frac{d^3 y_2}{d\bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=0}
\end{aligned} \tag{4.11}$$

Burada  $y$  kazık deformasyonu,  $\theta$  kazığın deformasyon açısı,  $M$  kazığın eğilme momenti ve  $S$  kazığın kesme kuvvetidir. Denklem (4.9) ve (4.10)'nun Denklem (4.11)'e konulması aşağıdakileri verir:

$$\begin{aligned}
a_0 &= A \\
a_1 &= -\beta(A-B) \\
a_2 &= -\beta^2 B \\
3a_3 &= \beta^3(A+B)
\end{aligned} \tag{4.12}$$

#### • Serbest Başlı Kazık Çözümü

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

$$\begin{aligned}
[M]_{\bar{z}=-H'} &= -E_p I_p \left[ \frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0 \\
[S]_{\bar{z}=-H'} &= -E_p I_p \left[ \frac{d^3 y_1}{d\bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0
\end{aligned} \tag{4.13}$$

Kazığın, Denklem (4.12) ve (4.13)'daki altı durumunu kullanarak, Denklem (4.6)'deki altı integral sabiti aşağıdaki gibi elde edilir:

$$\begin{aligned}
a_0 &= \frac{H'}{12E_p I_p \beta^3} \{3(2 + \beta H')f_1 - H'(3 + 2\beta H')f_2\} \\
a_1 &= \frac{-H'}{12E_p I_p \beta^2} \{6(1 + \beta H')f_1 - H'(3 + 4\beta H')f_2\} \\
a_2 &= \frac{(H')^2}{12E_p I_p} (3f_1 - 2H'f_2) \\
a_3 &= \frac{H'}{12E_p I_p} (2f_1 - H'f_2) \\
A &= \frac{-H'}{12E_p I_p \beta^3} \{3(2 + \beta H')f_1 - H'(3 + 2\beta H')f_2\} \\
B &= \frac{-(H')^2}{12E_p I_p \beta^2} (3f_1 - 2H'f_2)
\end{aligned} \tag{4.14}$$

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

$$[M_{1,max}]_{\bar{z}=0} = -E_p I_p \left[ \frac{d^3 y_2}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=0} = -2E_p I_p a_2 (-H' \leq \bar{z} \leq 0) \tag{4.15}$$

Kayma yüzeyinin altındaki maksimum eğilme momenti  $M_{2,max}$ ,  $\bar{z}_2$  derinliğinde (bu derinlikte kesme kuvveti sıfır olur) oluşabilir. Bu şu şekilde gösterilir:

$$[S]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = -E_p I_p \left[ \frac{d^3 y_2}{d\bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = 0 \tag{4.16}$$

öyleyse,

$$\bar{z}_2 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{A+B}{A-B} \tag{4.17}$$

O halde,

$$[M_{2,max}]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = -E_p I_p \left[ \frac{d^2 y_2}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = -2E_p I_p \beta^2 e^{-\beta \bar{z}_2} (A \sin \beta \bar{z}_2 - B \cos \beta \bar{z}_2) \quad (\bar{z} \geq 0) \tag{4.18}$$

#### • Dönmesi Engellenmiş Başlı Kazık Çözümü

Kazığın deformasyon açısı ve kazık başındaki kesme kuvveti sıfır olduğundan,

$$\begin{aligned}
[\theta]_{\bar{z}=-H'} &= \left[ \frac{dy_1}{d\bar{z}} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0 \\
[S]_{\bar{z}=-H'} &= -E_p I_p \left[ \frac{d^3 y_1}{d\bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0
\end{aligned} \tag{4.19}$$

(4.12) ve (4.19)'deki altı kazık durumunu kullanarak, eşitlik (4.6)'deki altı integral sabiti aşağıdaki gibi elde edilir:

$$\begin{aligned}
a_0 &= \frac{H'}{48E_p I_p \beta^3 (1 + \beta H')} \{ 4(2\beta^2 (H')^2 + 6\beta H' + 3)f_1 - H'(5\beta^2 (H')^2 + 12\beta H' + 6)f_2 \} \\
a_1 &= \frac{-(H')^2}{24E_p I_p \beta (1 + \beta H')} \{ 4(3 + 2\beta H')f_1 - H'(6 + 5\beta H')f_2 \} \\
a_2 &= \frac{H'}{48E_p I_p \beta (1 + \beta H')} \{ 4(2\beta^2 (H')^2 - 3)f_1 - H'(5\beta^2 (H')^2 - 6)f_2 \} \\
a_3 &= \frac{H'}{12E_p I_p} (2f_1 - H'f_2) \\
A &= \frac{H'}{48E_p I_p \beta^3 (1 + \beta H')} \{ 4(2\beta^2 (H')^2 + 6\beta H' + 3)f_1 - H'(5\beta^2 (H')^2 + 12\beta H' + 6)f_2 \} \\
B &= \frac{H'}{48E_p I_p \beta^3 (1 + \beta H')} \{ 4(2\beta^2 (H')^2 - 3)f_1 - H'(5\beta^2 (H')^2 - 6)f_2 \}
\end{aligned} \tag{4.20}$$

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

$$[M_{1,max}]_{\bar{z}=-H'} = -E_p I_p (2a_2 - 6a_3 H' + \frac{f_1}{2E_p I_p} (H')^2 - \frac{f_2}{6E_p I_p} (H')^3) \quad (-H' \leq \bar{z} \leq 0) \tag{4.21}$$

$$[M_{2,max}]_{\bar{z}=\bar{z}_2} = -2E_p I_p \beta^2 e^{-\beta \bar{z}_2} (A \sin \beta \bar{z}_2 - B \cos \beta \bar{z}_2) \quad (\bar{z}_2 \geq 0) \tag{4.22}$$

burada eşitlik (4.17)'de olduğu gibi

$$\bar{z}_2 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{A+B}{A-B} \tag{4.23}$$

#### • Mafsal Başlı Kazık Çözümü

Kazık başındaki deformasyon ve eğilme momenti sıfır olduğundan,

$$\begin{aligned}
[y]_{\bar{z}=-H'} &= [y_1]_{\bar{z}=-H'} = 0 \\
[M]_{\bar{z}=-H'} &= -E_p I_p \left[ \frac{d^2 y_1}{d\bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0
\end{aligned} \tag{4.24}$$

Eşitlik (4.12) ve (4.24)'deki altı kazık durumunu kullanarak, eşitlik (4.6)'daki altı integral sabiti aşağıdaki gibi elde edilir:

$$\begin{aligned}
a_0 &= \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta \{1 + 2(1 + \beta H')^3\}} \{15(2 + \beta H')(3 + \beta H')f_1 - H'(7\beta^2(H')^2 + 27\beta H' + 30)f_2\} \\
a_1 &= \frac{-(H')^2}{120E_p I_p \beta \{1 + 2(1 + \beta H')^3\}} \\
&\times \{15(2\beta^3(H')^3 + 5\beta^2(H')^2 - 6)f_1 - H'(14\beta^3(H')^3 + 27\beta^2(H')^2 - 30)f_2\} \\
a_2 &= \frac{(H')^2}{120E_p I_p \beta \{1 + 2(1 + \beta H')^3\}} \{15(\beta^3(H')^3 - \beta H' - 6)f_1 - H'(7\beta^3(H')^3 - 30\beta H' - 30)f_2\} \\
a_3 &= \frac{\beta(H')^2}{120E_p I_p \beta \{1 + 2(1 + \beta H')^3\}} \{5(5\beta^2(H')^2 + 12\beta H' + 6)f_1 - H'(9\beta^2(H')^2 + 20\beta H' + 10)f_2\} \\
A &= \frac{(H')^3}{120E_p I_p \beta \{1 + 2(1 + \beta H')^3\}} \{15(2 + \beta H')(3 + \beta H')f_1 - H'(7\beta^2(H')^2 + 27\beta H' + 30)f_2\} \\
B &= \frac{-(H')^2}{120E_p I_p \beta^2 \{1 + 2(1 + \beta H')^3\}} \{15(\beta^3(H')^3 - 6\beta H' - 6)f_1 - H'(7\beta^3(H')^3 - 30\beta H' - 30)f_2\}
\end{aligned} \tag{4.25}$$

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

$$[M_{1,max}]_{\bar{z}=\bar{z}_1} = -E_p I_p (2a_2 + 6a_3 \bar{z}_1 + \frac{f_1}{2E_p I_p} (\bar{z}_1)^2 - \frac{f_2}{6E_p I_p} (\bar{z}_1)^3) \quad (-H' \leq \bar{z} \leq 0) \tag{4.26}$$

$$[M_{2,max}]_{\bar{z}=0} = 2B\beta^2 E_p I_p \quad (\bar{z} \geq 0) \tag{4.27}$$

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

$$\bar{z}_1 = \frac{-f_1 \pm \sqrt{(f_1)^2 - 12E_p I_p a_3 f_2}}{f_2} \tag{4.28}$$

olarak elde edilir.

• Tutulu Başlı Kazık Çözümü

Deformasyon ve kazık başındaki deformasyon açısı sıfır olduğundan,

$$\begin{aligned} [y]_{\bar{z}=-H'} &= [y_1]_{\bar{z}=-H'} = 0 \\ [\theta]_{\bar{z}=-H'} &= \left[ \frac{dy_1}{d\bar{z}} \right]_{\bar{z}=-H'} = 0 \end{aligned} \quad (4.29)$$

Eşitlik (4.12) ve (4.29)'deki altı kazık durumunu kullanarak, eşitlik (4.6)'daki altı integral sabiti aşağıdaki gibi elde edilir:

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{(H')^4}{120E_p I_p (1 + \beta H') \{2 + (1 + \beta H')^3\}} \{5(3 + \beta H')^2 f_1 - H'(2\beta^2 (H')^2 + 9\beta H' + 12)f_2\} \\ a_1 &= \frac{-(H')^3}{120E_p I_p (1 + \beta H') \{2 + (1 + \beta H')^3\}} \\ &\times \{10(\beta^3 (H')^3 + 3\beta^2 (H')^2 - 6)f_1 - H'(4\beta^3 (H')^3 + 9\beta^2 (H')^2 - 15)f_2\} \\ a_2 &= \frac{\beta (H')^3}{120E_p I_p (1 + \beta H') \{2 + (1 + \beta H')^3\}} \\ &\times \{5(\beta^3 (H')^3 - 9\beta H' - 12)f_1 - H'(2\beta^3 (H')^3 - 12\beta H' - 15)f_2\} \\ a_3 &= \frac{\beta^2 (H')^3}{120E_p I_p \{2 + (1 + \beta H')^3\}} \{10(2 + \beta H')f_1 - H'(5 + 3\beta H')f_2\} \\ A &= \frac{(H')^4}{120E_p I_p (1 + \beta H') \{2 + (1 + \beta H')^3\}} \{5(3 + \beta H')^2 f_1 - H'(2\beta^2 (H')^2 + 9\beta H' + 12)f_2\} \\ B &= \frac{-(H')^3}{120E_p I_p \beta (1 + \beta H') \{2 + (1 + \beta H')^3\}} \\ &\times \{5(\beta^3 (H')^3 - 9\beta H' - 12)f_1 - H'(2\beta^3 (H')^3 - 12\beta H' - 15)f_2\} \end{aligned} \quad (4.30)$$

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

$$[M_{1,max}]_{\bar{z}=-H'} = -E_p I_p (2a_2 + 6a_3 H' + \frac{f_1}{2E_p I_p} (H')^2 - \frac{f_2}{6E_p I_p} (H')^3) \quad (-H' \leq \bar{z} \leq 0) \quad (4.31)$$

$$[M_{2,max}]_{\bar{z}=0} = 2B\beta^2 E_p I_p \quad (\bar{z} \geq 0) \quad (4.32)$$

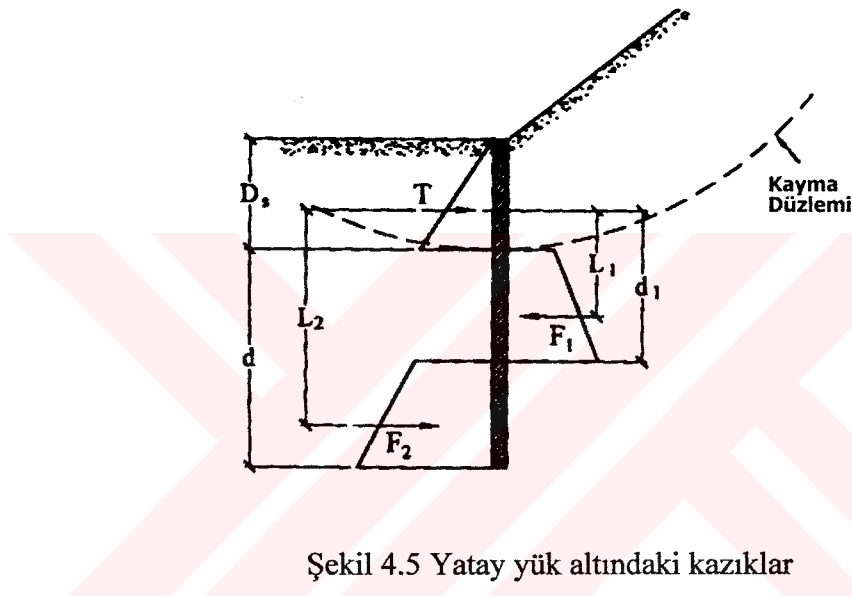
Şekil 4.4'de çelik boru kazıklar için mevcut eşitlikler kullanılarak hesaplanmış yer değiştirme, kesme kuvveti ve moment dağılımları gösterilmiştir. Burada  $L_p$  kazık boyu,  $Z_p$  kazık başından başlayan derinliktir. Kazık başı tutululuk koşulları ise; serbest başlı (dönme ve deplasman mevcut), dönmesi engellenmiş başlı (dönme sınırlanmış, deplasman yapabilir başlı), mafsal



Çizelge 4.1’de görüleceği üzere kazık başında en az deformasyona izin verilen koşulda kazık duraylılığında en yüksek güvenlik sayısını seçmek gerekir. Sonuç olarak, genel olarak kazık etkisini en etkili şekilde kullanabilmek için kazık başında ötelenmeyi ve/veya dönmesini sınırlamak gerekir.

#### 4.4.1.1.2 Aktif Kazık Çözümü

Çap ve aralığı belirli olan kazıklar kayma yüzeyi altında aktif kazık gibi davranmaktadır. Şekil (4.3)’deki yatay yükler altındaki kazıklar, kayma yüzeyi altında Brinch-Hansen (Yıldırım, 2002) yöntemi yardımıyla çözümlenerek kazık kesiti maksimum momenti, yeri ve minimum kazık boyları saptanmıştır. Kazıklar serbest başlı kazık olarak ele alınmıştır.



Şekil 4.5 Yatay yük altındaki kazıklar

Kayma düzleminin altındaki kesimde istenilen kazık boyu tahmin edilir. (Örneğin  $\frac{z}{B} = 20$  olacak şekilde bir kazık boyu). Yatay direncin yer değiştirdiği  $d_1$  derinliği için varsayımda bulunularak  $F_1$  ve  $F_2$  kuvvetleri ile bunların etkideği yer saptanır. Doğru varsayım için

$T + F_2 - F_1 = 0$ ,  $F_1 \cdot L_1 = F_2 \cdot L_2$  olmalıdır. Şev güvenliğinde etkili  $F_1$  kuvvetinin  $d$  genişliğine etkiyen bir kuvvet olduğu ve  $T$ 'den farklı olacağı açıktır. Bunları sağlayan çözüme ulaşılmca güvenlik için göçme yüzeyinin altındaki kazık boyu %30 kadar artırılabilecektir.

Kesme kuvvetinin "0" olduğu yer (kayma düzleminin altında) bulunarak maksimum moment elde edilir ve kazık kesiti kontrol edilir. Yöntemin kazıksız halde güvenlik sayısı 1.4'ten küçük olan şevler için kullanılabildiği belirtilmektedir.

### 4.3.2 Şev Duraylılığı Analizleri

Şev duraylılığı analizleri; kayma yüzeyi üzerindeki CADBC (Şekil 4.4) kütesine etkileyen öteleyici ve direnen kuvvetlerin ( $F_r$  ve  $F_d$ ) karşılaştırılması ile ele alınabilir. Durdurucu kuvvet  $F_r$ ; CAD kayma yüzeyi boyuca zeminde oluşan kayma direnci ve AB düzlemine yerleştirilen kazık sırasına gelen kazık kuvvetinin toplanmasıyla elde edilir.

Kayma yüzeyinin AD yayı boyunca elde edilen kayma direncinin hesaplara katılması gözardı edilebilir miktarda yanlış doğurabilir. Çünkü, kazıklar arası bölgede ABCA ve ABDA kütleleri tek bir kütle gibi deforme olurlar. Yalnızca kazık çevresi zemini plastik duruma ulaşır, bu ise ihmal edilebilir.

Böylece şev duraylılığında, güvenlik sayısına kazık direnci de katıldığı zaman eşitlik;

$$(FS)_{şev} = \frac{F_r}{F_d} = \frac{(F_{rs} + F_{rp})}{F_d} \quad (4.34)$$

$F_{rs}$  ve  $F_d$  kuvvetleri şev duraylılığı analizlerinden dilim yöntemi gibi herhangi bir yöntemle elde edilebilir. Öte yandan,  $F_{rp}$  tek bir kazığın tepki kuvvetinin kazıklar arası aralığa ( $D_1$ , merkezden merkeze) bölünmesiyle elde edilir. Kazıkta kesme ile göçme oluşsa da,  $F_{rp}$ , kazığın kayma yüzeyindeki kesme dayanımından elde edilmelidir. Eşitlik (4.29)'daki eşitlikten elde edilen güvenlik sayısı gerekli olandan büyükse şev güvenliği sağlanmıştır. Şev duraylılığının sağlanması için güvenliğin bir miktar artırılması yeterlidir. Gerekli güvenlik sayısı değer TS 8853'den (1991) alınabilir.

$P(z)$ , eşitlik (4.2)'den elde edilen, kayan kütleyle yerleştirilmiş bir kazığa etkileyen maksimum yatay kuvvettir. Kazık kesitinin yeterli dayanıma sahip olması halinde zeminden kazık sırasına iletilen kuvvet ya da kazık sırasından zemine iletilen tepki kuvveti şu şekilde hesaplanır:

$$F_t = \left( \frac{P_{(z=0)} + P_{(z=z)}}{2} \right) \cdot d \cdot z \quad (4.35)$$

Burada  $P(z)$ , zemin parametrelerine  $D_2/D_1$  oranına, kazık çapına, derinliğe bağlı yatay zemin itkisidir.  $F_t$  tek kazık yatay kuvvetinin kazıklar arası mesafeye ( $D_1$ ) bölünmesi ile 1m genişliğindeki şeve etkileyen kazık kuvveti elde edilir.

$$F_p = F_t/D_1 \quad (4.36)$$

Uygulama noktası ise;

$$y_m = \frac{2 \cdot \left( P_{(z=0)} \cdot \frac{z^2}{2} + (P_{(z=z)} - P_{(z=0)}) \cdot \frac{z}{2} \cdot \frac{2z}{3} \right)}{P_{(z=0)} + P_{(z=z)}} \quad (4.37)$$

ile bulunabilir. “z” derinliğinde  $y_m$  ’nin yeri sabittir.

Buradan elde edilen  $F_t$  değerlerine kazık mukavemetinin yeterli gelmediği için kazıkları çoklu sıralar halinde teşkil etmek zorunluluğu doğmaktadır.

Şev duraylılığı analizlerinden elde edilen yatay kuvvet değerleri normal koşullar altında hiçbir zaman bu değerlere ulaşmamaktadır. Daha düşük yatay kuvvetlerin karşılanması için  $P(z)$ ’yi azaltmak gereklidir. Bu da kazık çapını azaltmak ve kazıklar arası uzaklığı artırmakla olanaklı olabilmektedir. Kazık kesitinin el verdiği ölçüde minimum sayı ve çapta kazık kullanmak gerektiği açıktır.



## 5. XSTABL PROGRAMINA İLİŞKİN ÖZET BİLGİ

XSTABL, şev geometrisinin doğrudan tanımlanabildiği ve şev duraylılığı analizlerinin yapılabildiği bir bilgisayar programıdır. Purdue Üniversitesi'nde Sunil Sharma (1995) tarafından geliştirilmiştir.

XSTABL, aşağıdaki yöntemleri kullanarak 2 boyutlu limit denge analizleri yaparak şevin güvenlik sayısını hesaplamaya yaramaktadır.

- a. Genel Limit Denge Yöntemi
- b. Janbu Genelleştirilmiş Dilim Yöntemi
- c. Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi
- d. Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi

Program kritik yüzeyi araştırmak için kullanılmak istendiğinde Basitleştirilmiş Bishop ve Janbu Yöntemleri kullanılabilir. Program kritik yüzeyi bulabilmek için kullanılabilmesi gibi, tanımlanmış bir yüzey için de güvenlik sayısı hesaplamaları yapabilmektedir.

XSTABL programı aşağıdaki özellikleri içermektedir

1. 20 farklı zemin tabakası içeren heterojen zemin sistemlerini göz önüne alabilir.
2. Mukavemeti aşağıdaki yöntemlerle belirlenebilen zemin birimlerini kullanabilir.
  - a. Geleneksel  $c-\phi$  parametreleri
  - b. Drenajsız kayma mukavemeti
  - c. Nonlineer (Lineer olmayan) Mohr-Coulomb zarfı
3. Anizotropik zemin mukavemeti parametreleri kullanılabilir.
4. İyileştirilmiş şevler de analiz yapılabilir.
5. Aşağıdaki yöntemler yardımıyla boşluk suyu basınçları göz önüne alınabilir.
  - a. Feratik ve piyezometrik yüzeyler
  - b. Boşluk suyu basıncı noktasal değerleri (akım ağları)
  - c.  $r_u$  boşluk basıncı oranı

d. Sabit boşluk suyu basıncı

6. Deprem yükleri altındaki şev duraylılığı analizleri

7. Sürşarj yükleri katılabilir.

8. Sınırsız sayıda dairesel, dairesel olmayan ve blok göçme yüzeyi araştırması ve analizleri yapılabilir.

9. Sağ eğimli şevlerde analiz yapılabilir.

10. Hem Metrik hem de İngiliz birim sistemlerinde, hesaplamalar yapılabilir.

### **5.1 XSTABL Menü Yapısı**

XSTABL ayrı fakat birbirleriyle etkileşimli 2 kısımdan oluşur. İlki “Veri hazırlama arayüzeyi”, ikincisi ise “Şev duraylılığı analiz programı”dır.

Programın yüzeyi 3 adet ekran menüsünden oluşur.

- a. Ana Menü
- b. Şev Verisi Hazırlama Menüsü
- c. Şev Analizleri Menüsü

#### **5.1.1 Program Ana Menüsü**

1. Şev Verisi Hazırlama
2. Sabit Diskten Veri Yükleme
3. Mevcut Veriyi Temizleme
4. DOS İle Sınırlı Miktarda Dosya İşlemleri
5. Duraylılık Analizleri

alt menülerinden oluşmaktadır.

Yeni bir şev tanımlanacaksa şev verisi hazırlama alt menüsü; mevcut bir şev verisi kullanılacaksa sabit diskten veri yükleme alt menüsü; mevcut veri temizlenecekse mevcut data temizleme seçeneği; hazır dosyalara ulaşmak ve bir takım dosya işlemi yapılacaksa DOS dosyalama işlemleri seçeneği ve hazırlanan data analiz edilecekse şev analizi menüsü

kullanılabilir.

Program menü ve alt menüleri doğaçlama olarak kullanılabilir şekilde tasarlanmıştır. Her menü'de menü ismini gösteren bir başlık bulunmaktadır. Menü'nün sağ üst köşesinde aktif olarak kullanılan birim sistemi sürekli olarak bulunur. Aşağı ve yukarı oklar yardımıyla fare imlecinin üzerine getirildiği her seçeneğin menü alt kısmında açıklaması belirir. Çalışmanın herhangi bir aşamasında F1 tuşu yardımıyla yardım almak, F2 tuşu yardımıyla son haldeki şev geometrisini görmek olanağı vardır. Gerekli diğer kısayol tuşları ilgili menülerde, menü alt kısmında gösterilir.

Programın kitapçığında yapılan analizlerin ayrıntıları ve analiz yöntemleri anlatılmaktadır.

Bu çalışmada hem kritik yüzeyi araştırmaya imkan veren, hem de kazık sıralarının şev olan iyileştirme etkisini göz önüne alabilen "Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi" kullanılmıştır.

XSTABL yardımıyla yapılan analizlerin her türlü çizim, grafik ve sonuç raporlarını kaydetmek ve sonra kullanmak, yazıcıda çıktılarını almak ve kolaylıkla değişiklik yapmak olanağı vardır. Analiz sonuçlarında bulunan en kritik yüzeyin şekli, sayısal verileri, iyileştirme miktarı ve yüksekliği, girdi parametreleri gibi gerekli tüm bilgiler vardır.

## 6. İNCELENEN PROBLEMİN TANITIMI

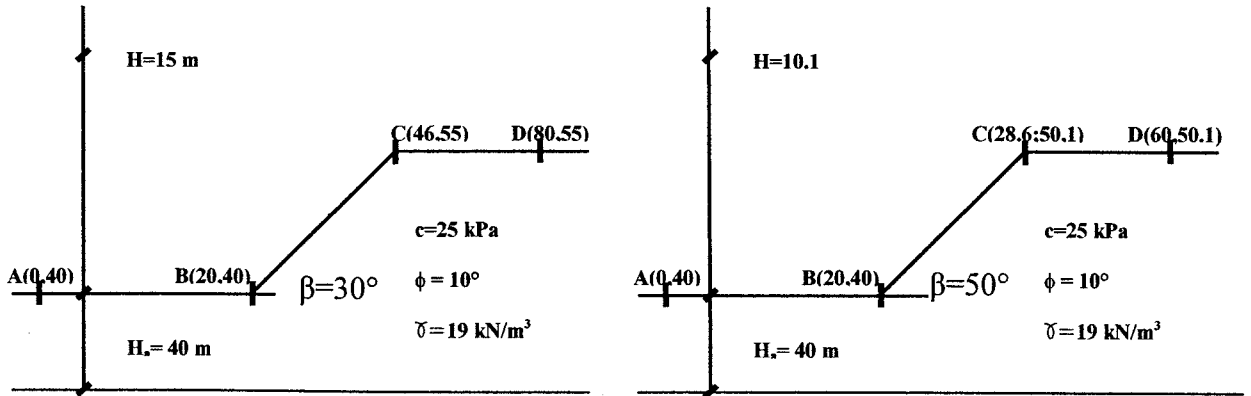
Bu çalışmada, göz önüne alınan tipik bir şevin güvenliği araştırılmış ve kazık sıralarının şev güvenliğine katkısının belirlenmesinde Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi kullanılmıştır. Homojen ve tek cins zemin tabakasından oluştuğu varsayılan bir zeminde 10.000 adet yüzey taraması yapılarak en düşük güvenlik sayısına sahip yüzey bulunmuş ve kritik yüzey olarak adlandırılmıştır. TS 8853 (1991) doğrultusunda deprensiz halde 1.1 olan şev güvenliğini 1.25'e çıkaracak iyileştirme kuvveti belirlenmiş ve bu kuvvetin topuktan itibaren değişik uzaklıklarda yerleştirilecek kazık sıralarıyla sağlanması incelenmiştir. En etkin ve ekonomik çözüm bulunarak benzer bir şevde kazık sıralarının teşkil edilmesi gereken en uygun konum önerilmiştir. İncelenen şevlerin belirgin özellikleri Çizelge 6.1' de gösterilmiştir.

Çizelge 6.1 Kullanılan şevlerin özellikleri

Şev açısı	c (kPa)	$\phi$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\beta$ (°)	$\alpha$ (°)	A		B		C		D		H (m)	H <sub>a</sub>
						x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)		
30°	25	10	19	30	0	0	40	20	40	46	55	80	55	15	40
50°	25	10	19	50	0	0	40	20	40	28.6	50.1	60	50.1	10.1	40

Yer altı su seviyesi içermeyen teorik bir zemin incelenmiş olup, sonuçlarda yanılmalara neden olmamak için boşluk suyu basıncı tanımlaması yapılmamıştır. Duraylılık analizleri Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi kullanılacak şekilde XSTABL'la yapılmıştır.

Yatayla 30 ve 50° açı yapan tipik şev kesitleri Şekil 6.1de görüldüğü gibidir.

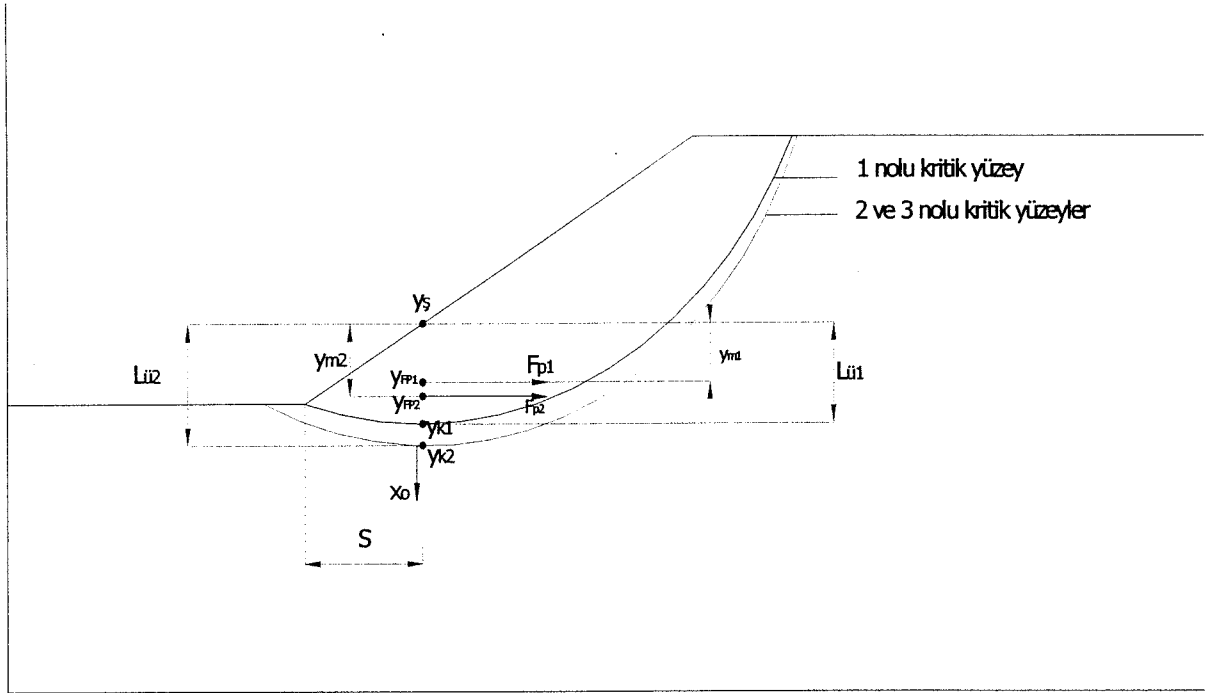


Şekil 6.1 Yatayla 30 ve 50° açı yapan tipik şev kesitleri

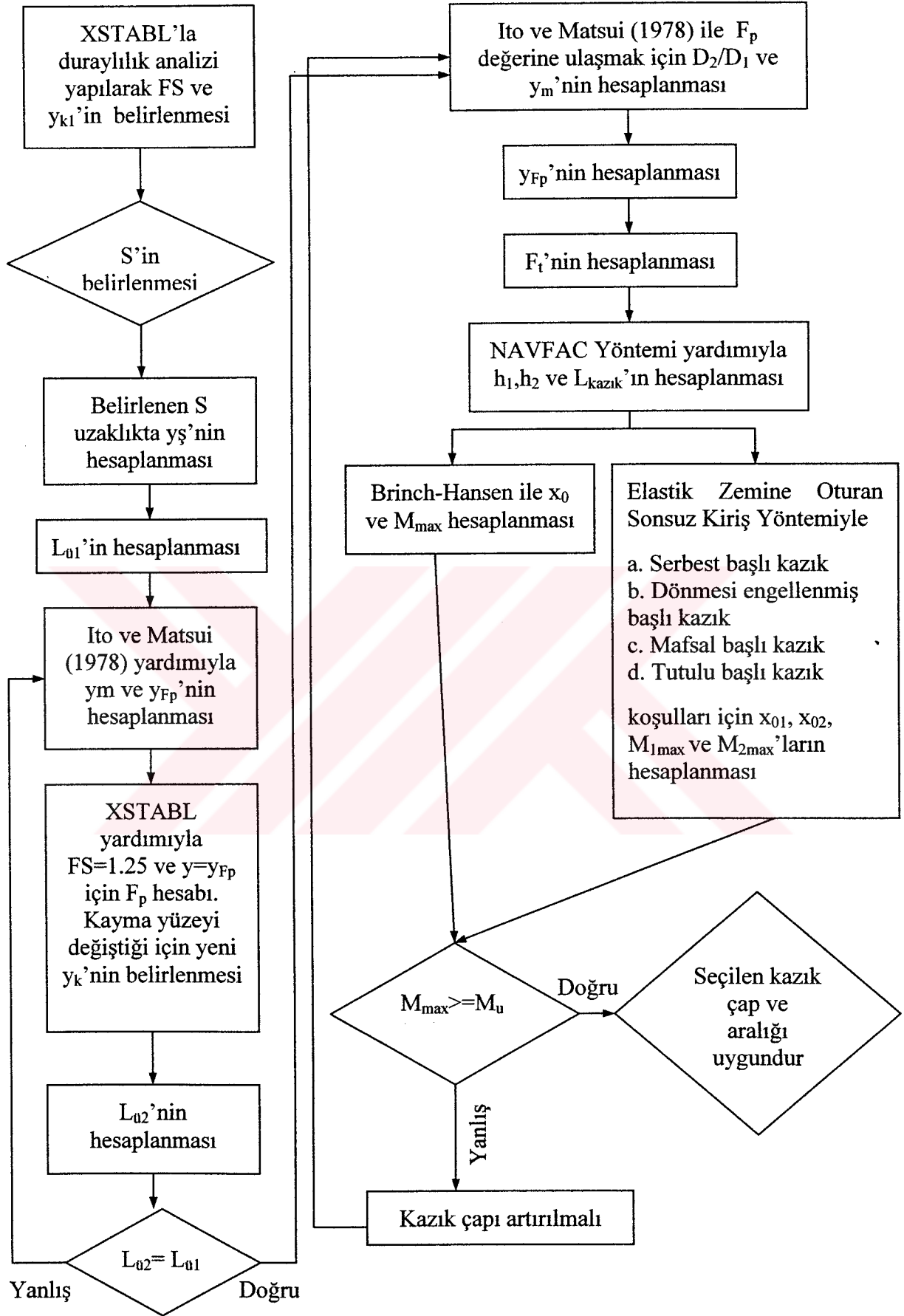
Her şevde önce 10.000 adet yüzey taraması yapılmış ve en kritik yüzey koordinatları ( $y_{k1}$ ) belirlenmiştir. Şev topuğundan itibaren 30 derecelik şev için yatayda 2.86 m, 7.84 m, 11.83 m, 15.73m, 19.45 m, 22.93 m'de ; 50 derecelik şev için ise 2.55 m, 4.03 m, 5.46 m, 6.83 m ve 8.1 m 'de (S uzaklığı) kazık sıraları teşkil edilerek şev güvenliğini 1.25'e çıkaracak gerekli kazık kuvvetleri bulunmuştur.

Şekil 6.3'de işlem akış şeması ve aşağıda işlem sırası görülen hesaplamaların ayrıntıları Bölüm 7'de açıklanmıştır. Kazık yerleştirilmiş şevde kritik yüzeyin değişimi ve aşağıdaki maddelerde belirtilen simgeler Şekil 6.2'da görülmektedir.

1. Şev kesitinin belirlenmesi
2. XTABL' yardımıyla duraylılık analizi yapılarak, şevin güvenlik sayısının ve kritik yüzeyin belirlenmesi (FS ve  $y_{k1}$ )
3. Kazık yerleştirilecek noktanın seçilmesi ve bu noktanın topuktan uzaklığının belirlenmesi (S)
4. Kazık yerleştirilecek noktadaki şev yüzeyi koordinatlarının belirlenmesi ( $y_s$ )
5. Kazıkların kritik yüzey üzerindeki boylarının belirlenmesi ( $L_{u1}$ )
6. Kazıklardan kayan kütleyle etkileyen bileşke yatay kuvvetin uygulama noktasının bulunması ( $y_{m1}$  ve  $y_{Fp1}$ )
7. Şev duraylılığı analizi yapılarak, şev güvenliğini 1.25'e çıkarmak için  $y_{Fp1}$  noktasında uygulanması gereken yatay kazık kuvvetlerinin ve bu güvenlik sayısına sahip yeni kritik yüzeyin belirlenmesi. ( $F_p$  ve  $y_{k2}$ )
8. Kazıkların kritik yüzey üzerindeki yeni boylarının belirlenmesi ( $L_{u2}$ )
9. Kritik yüzey üzerindeki yeni kazık boyu ile bir öncekinin kıyaslanması, eşit çıkması halinde analize devam edilmesi, aksi takdirde 6. maddeye geri dönülmesi
10. Kazıkların, etkileyen yatay kuvvetlere zeminde göçme ve akma olmadan güvenle karşı koyabilecekleri şekilde kazık çap ve aralık oranının belirlenmesi (d ve  $D_2/D_1$ )
11. Tek bir kazığa etkileyen yatay kuvvetin hesaplanması. ( $F_t$ )
12. Kazık kuvvetleri uygulama noktası ile kritik yüzey arasındaki uzaklığın belirlenmesi (e)
13. Kritik yüzey altındaki ve toplam kazık boyunun hesaplanması ( $L_a$  ve  $L_{kazık}$ )
14. Kazıklara etkileyen maksimum momentin büyüklüğü ve yerinin hesaplanması. ( $M_{max}$  ve  $x_o$ )
15. Maksimum eğilme momenti ile kazığın eğilme dayanımının karşılaştırılması; aynıysa analizin tamamlanması, farklıysa 10. maddeye geri dönülmesi.



Şekil 6.2 Kazık yerleştirilmiş şevde kritik yüzeyin değişimi



Şekil 6.3 Şev duraylılığının kazıklarla iyileştirilmesi işlem akış şeması

### 6.1 Hesaplamalarda Kullanılan Yöntemler

- Şevde duraylılık analizleri, dairesel göçme yüzeyi için Basitleştirilmiş Bishop Yöntemiyle yapılmıştır. Analizlerin yapılması ve iyileştirme için gerekli kazık kuvvetlerinin hesaplanmasında XSTABL programı kullanılmıştır.
- İyileştirme kazıklarına etkiyen yatay kuvvetler ve bu kuvvetlerin uygulama noktaları Ito ve Matsui (1978) yöntemi yardımıyla hesaplanmıştır.
- Kazık çap ve aralığı yine Ito ve Matsui (1978)' nin önerdiği (4.2) eşitliği yardımıyla belirlenmiştir.
- Kazık minimum boyları NAVFAC'ın önerisi doğrultusunda Brinch-Hansen (Yıldırım, 2002) yöntemiyle hesaplanmıştır.
- Yatay yükler altında pasif kazıkların tasarımında iki ayrı yöntem kullanılmıştır.
  - i. Kazıkların kritik yüzey altında aktif, rijit kısa kazık gibi davrandığı varsayılmış olup, Brinch-Hansen (Yıldırım, 2002) yöntemi ile maksimum eğilme momentleri hesaplanmıştır. Bu yöntemde yalnızca serbest başlı kazık için hesaplama yapılabilmektedir.
  - ii. Kazıkların, elastik zemine oturan sonsuz kiriş gibi davrandığı varsayılmış olup, Ito ve Matsui (1978)'nin verdiği eşitlikler yardımıyla kazıklara etkiyen maksimum eğilme momentleri hesaplanmıştır. Bu yöntemde; serbest başlı, dönmesi engellenmiş başlı, mafsal başlı ve tutulu başlı kazık koşulları için dört ayrı çözüm yapılmıştır.

### 6.2 Hesaplamalarda Yapılan Varsayımlar

Şev duraylılığı analizleri ve güvenlik sayısı hesaplamaları aşağıdaki varsayımlara dayanılarak yapılmıştır.

1. Kayma yüzeyi daireseldir
2. Y.A.S.S. bulunmamaktadır.
3. Sürsarj yükü yoktur.
4. Zemin homojen malzemedir oluşmaktadır.

5. Homojen zeminde kayma mukavemeti parametreleri her noktada aynı varsayılmıştır.
  6. Kazık tepki kuvvetleri yataya paralel etmektedir.
  7. Sağlam tabakanın, şev topuğundan 40 m daha derinde olduğu varsayılmıştır.
- Böylelikle kritik yüzeyde bir sınırlama meydana gelmesi engellenmiştir.

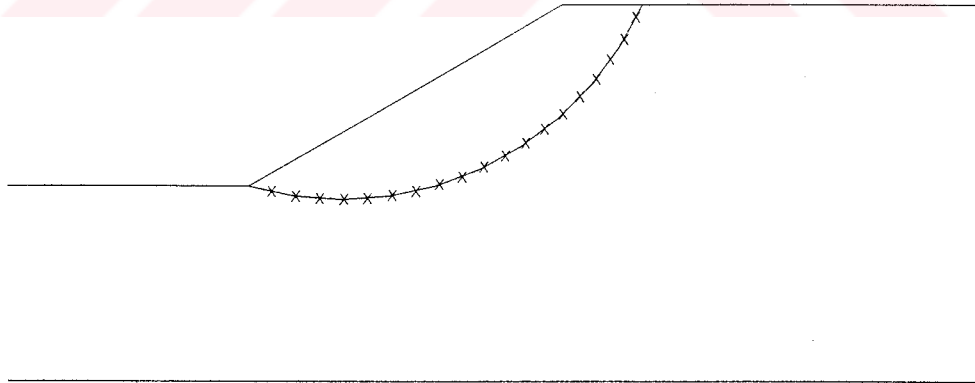


## 7. ANALİZLER

Bu çalışmada yatayla  $30^\circ$  açılı yapan şev için yapılan analizler detaylı olarak açıklanmıştır. Aynı analiz aşamaları yatayla  $50^\circ$  açılı yapan şev için de izlenmiş ve sonuçları Ek 1, Ek 2 ve Ek 3'de sunulmuş olup, burada tekrar açıklanmayacaktır. Yatayla  $30^\circ$  açılı yapan şev için yapılan bu analizde kullanılan kazıklar, topuktan 7.84 m uzaklıkta bir sıra halinde yerleştirilmiş 0.6 m çaplı kazıklardır. Diğer noktalarda ve farklı çaplarda yerleştirildiği tasarlanan kazıkların analiz sonuçları da yine Ek 1, Ek 2, Ek 3 ve Ek 4'de gösterilmiştir.

Şekil 6.3'deki işlem akış şemasına uygun olarak;

1. Öncelikle XSTABL yardımıyla şevde duraylılık analizi yapılarak bulunduğu durumda güvenlik sayısı araştırılmıştır. Basitleştirilmiş Bishop Yönteminin kullanıldığı limit denge analizinde 10.000 adet yüzey için güvenlik araştırması yapılmış ve güvenlik sayısı en düşük olan yüzey, kritik yüzey olarak adlandırılmıştır. Ek 1'deki XSTABL raporlarında, en düşük güvenlik sayısına sahip 10 adet yüzeye ilişkin veriler verilmektedir.
2.  $30^\circ$  açılı şevin bulunduğu durumdaki güvenlik sayısı yaklaşık 1.099'dur. Bu güvenlik sayısına sahip kritik yüzey Şekil 7.1'de gösterilmektedir. Kritik yüzeyin konumu ile ilgili noktasal veriler Çizelge 7.2'de ve diğer bazı bilgiler ise Çizelge 7.1'de görülmektedir. Depremsiz durumda hesaplanmış olan bu değer şevin duraylılığı için yeterli değildir.



Şekil 7.1 1 nolu kritik yüzey (FS=1.099)

Çizelge 7.1 1 nolu kritik yüzey bilgileri

FS	R (yarıçap) (m)	Daire Merkezi		Başl. Nokt x(m)	Bit. Nokt X(m)	Durd. Moment (kNm)
		x-koord. (m)	y-koord. (m)			
1.099	27.37	27.69	66.25	19.95	52.62	4.594E+04

Çizelge 7.2 1 nolu kritik yüzeyin konumu ile ilgili noktasal veriler

Nokta No	x-koord (m)	y-koord (m)	Nokta No	x-koord (m)	y-koord (m)
1	19.95	40.00	12	41.22	42.47
2	21.89	39.51	13	42.93	43.52
3	23.86	39.15	14	44.54	44.69
4	25.85	38.95	15	46.07	45.98
5	27.84	38.88	16	47.51	47.38
6	29.84	38.97	17	48.83	48.87
7	31.83	39.20	18	50.04	50.47
8	33.79	39.57	19	51.14	52.14
9	35.73	40.09	20	52.11	53.89
10	37.61	40.75	21	52.62	55.00
11	39.45	41.54			

TS 8853 (1991) uyarınca bulunduğu durumda şevin güvenliğinin 1.25 değerine çıkarılması halinde yeterli duraylılık sağlanmış olacaktır. Bu değer yarmalarda, efektif gerilmeler kullanılarak yapılan analizler için geçerlidir, farklı koşullar için TS 8853'ten (1991) olması gereken güvenlik sayısı değerleri alınabilir. Şev güvenliğini artırmak amacıyla Şekil 7.1, Çizelge 7.1 ve Çizelge 7.2'de, 30° açılı şev için ayrıntıları verilen kritik yüzeyin 3, 5, 7, 9, 11, 13 numaralı noktalarında düşey kazıklar yerleştirilmiştir.

Kazık sıralarının yerleştirildiği noktalar topuktan başlayarak ölçülen yatay uzaklık S ile tanımlanarak koordinat ekseninden arındırılmıştır.

$$S = y_{ky} - B_y \quad (7.1)$$

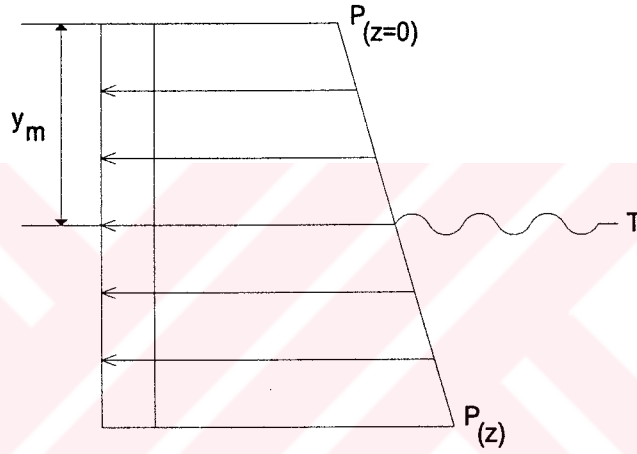
$$S = 27.84 - 20 = 7.84 \text{ m}$$

Şev yüzeyinin koordinatı, Şekil 7.2' de gösterilen benzer üçgenler yardımıyla (7.2) eşitliği ile hesaplanmalıdır.



0.6 m çaplı kazıkların topuktan 7.84 m uzaklıkta bir sıra halinde şeve yerleştirilmeleri halinde kritik yüzeyin derinliği 5.64 m'dir, bu derinlik aynı zamanda kazıkların kritik yüzey üzerindeki boylarını da göstermektedir. Kazık yerleştirilmiş şev kesiti Şekil 6.2'de gösterilmiştir.

4. Şev duraylılığı analizleri için kazık sırasından kayan kütleye etkiyen kuvvetin uygulama noktası belirlenmelidir. Öncelikli olarak herhangi bir  $D_2/D_1$  değerinde ve her hangi bir kazık çapında Ito ve Matsui (1978) yöntemi ve (4.2) eşitliği yardımıyla kayan kütleden kazıklara etkiyen yatay gerilmeler belirlenmelidir (Şekil 7.3). Bu aşamada kuvvetin büyüklüğü değil, uygulama noktası önemlidir. Kazık çap ( $d$ ) ve aralık oranı ( $D_2/D_1$ ) uygulama noktasının yerini etkilememektedir. Bu nedenle  $d$  ve  $D_2/D_1$  herhangi bir değerde olabilir.



Şekil 7.3 Kazıklara etkiyen yatay zemin itkisi

$c=25$  kPa,  $\phi=10^\circ$ ,  $\gamma=\gamma'=19$  kN/m<sup>3</sup>,  $\beta=30^\circ$ ,  $d=0.6$  m (4.2)'de yerine konulduğunda ve  $D_2/D_1=0.6$  seçildiğinde

$Z=0$ m için;

$$p_{(z=0)}=48.40 \text{ kN/m}^2,$$

$Z=5.64$ m için;

$$p_{(z=5.64)}=149.2 \text{ kN/m}^2,$$

daha sonra, hesaplanan değerler (4.37) eşitliğinde yerine konulduğunda  $y_{m1}=3.3$  m elde edilir.

Şev duraylılığının XSTABL programı yardımıyla analiz edilecek olması nedeniyle, uygulama noktasını koordinat ekseninde tanımlamak gerekecektir.

$$y_{Fp} = y_s - y_m \quad (7.4)$$

$$y_{Fp1} = 44.524 - 3.3 = 41.22 \text{ m bulunur.}$$

5. Kazıkların kayan kütleyle uyguladıkları bileşke kuvvetin uygulama noktası 41.22 m'dedir. Bu düşey koordinat ve istenilen güvenlik sayısı (bu çalışmada 1.25) değerinin XSTABL'a tanıtılması ve analizlerin yapılması neticesinde şevin duraylılığı için gerek duyulan iyileştirme kuvvetinin büyüklüğü elde edilecektir. Basitleştirilmiş Bishop Yönteminin kullanıldığı analizde dönel kayma koşulu için analiz yapılmıştır. Burada, kritik yüzey daire merkezi düşey koordinatı ile kazıkların kayan kütleyle etkittiği kuvvetin uygulama noktasının düşey koordinatı arasında fark, moment kolunu oluşturmaktadır. Başka bir deyişle, "kazıkların kayan kütleyle etkittiği bileşke kuvvet yataya paraleldir" varsayımında bulunulmuştur. Bu noktada gerek duyulan yatay kuvvetin büyüklüğü XTABL tarafından 265 kN olarak hesaplanmıştır. Analizle ilgili ayrıntılı bilgi Ek 2'de sunulmuştur.

Şev, yukarıda anlatılan koşullar altında iyileştirilmiştir, fakat bu kez, güvenlik sayısı 1.25'e eşit olan yeni bir kritik yüzey oluşmuştur ve bu yeni yüzey daha derindedir. Başka bir deyişle kritik yüzey daha derine ötelenmiştir. Ayrıntıları Çizelge 7.5'de sunulan yeni kritik yüzeyle ilgili bazı bilgiler Çizelge 7.4'de görülmektedir.

Çizelge 7.4 FS=1.25 olan 2 nolu kritik yüzey özellikleri

FS	R (yarıçap) (m)	Daire Merkezi		Başl. Nokt x(m)	Bit. Nokt x(m)	Durd. Moment (kNm)
		x-koord. (m)	y-koord. (m)			
1.25	26.4	28.21	64.05	17.3	53	5.783E+04

Çizelge 7.5 2 nolu kritik yüzeyin konumu ile ilgili noktasal veriler

Nokta No	x-koord (m)	y-koord (m)	Nokta No	x-koord (m)	y-koord (m)
1	17.31	40.00	13	40.49	40.67
2	19.16	39.24	14	42.22	41.66
3	21.06	38.63	15	43.87	42.79
4	23.01	38.16	16	45.44	44.03
5	24.98	37.84	17	46.90	45.39
6	26.97	37.67	18	48.26	46.86
7	28.97	37.65	19	49.51	48.43
8	30.97	37.79	20	50.63	50.09
9	32.95	38.07	21	51.62	51.82
10	34.90	38.50	22	52.48	53.63

Nokta No	x-koord (m)	y-koord (m)	Nokta No	x-koord (m)	y-koord (m)
11	36.82	39.08	23	53.01	55.00
12	38.68	39.81			

6. Yeni kritik yüzeyde bir öncekiyle uyuşmayan yatay koordinatlar için enterpolasyon yapılarak yeni düşey koordinatlar elde edilmiştir (Çizelge 7.6).

7. Kritik yüzeyin derinlere ötelenmesi nedeniyle kazıkların kritik yüzey üzerindeki boyu da değişmiştir. Eşitlik (7.3) yardımıyla;

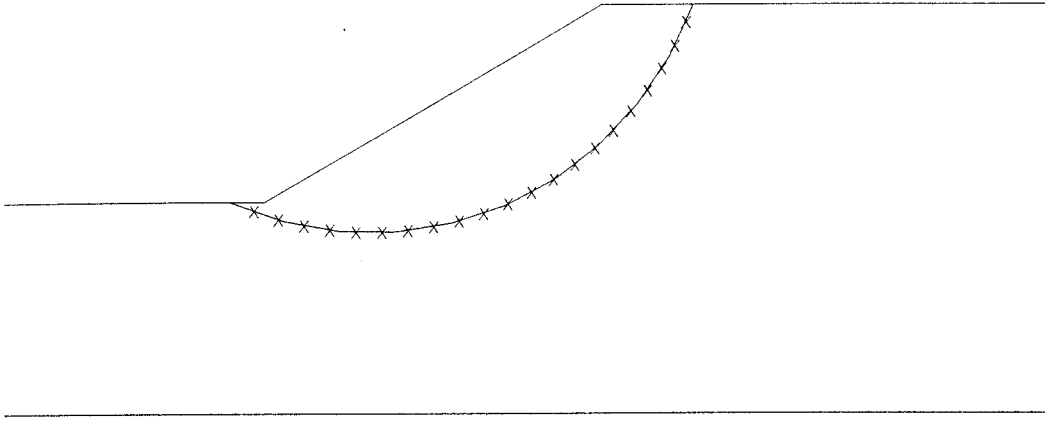
$L_{u2} = 6.86$  m hesaplanır.

Çizelge 7.6 Değişik uzaklıklardaki kazıklar için S,  $y_{k2}$  ve  $L_{u2}$  değerleri

Sıra No	x (m)	$y_s$ (m)	$y_{k2}$ (m)	S (m)	$L_{u2}$ (m)
1	23.86	42.23	38.02	3.86	4.21
2	27.84	44.52	37.66	7.84	6.86
3	31.83	46.83	37.91	11.83	8.92
4	35.73	49.08	38.75	15.73	10.33
5	39.45	51.22	40.18	19.45	11.04
6	42.93	53.23	39.45	22.93	13.78

8. Bu durumda kazıkların kritik yüzey üzerindeki boyları artmış, dolayısıyla kazıkların kayan kütleyle etkittikleri bileşke kuvvetin uygulama noktasının yeri de değişmiştir. O halde dördüncü maddeye geri dönülerek uygulama noktası yeniden belirlenmeli ve yeniden duraylılık analizi yapılarak gerekli kuvvetin büyüklüğü hesaplanmalıdır. Kritik yüzeyin tekrar derinlere kayıp kaymadığı araştırılıp sabit kalıncaya kadar iterasyona devam edilmelidir.

İkinci iterasyonun sonucunda  $y_{m2}=4.08$  m ve  $F_p=256$  kN elde edilmiştir.  $L_{u2}=6.86m > L_{u1}=5.64m$  olduğu için üçüncü bir iterasyon yapmak gerekmektedir. Üçüncü iterasyon sonucunda Şekil 7.4'de gösterilen kritik yüzey elde edilmiştir. Yeni kritik yüzey ile ilgili noktasal veriler Çizelge 7.8'de ve diğer bazı bilgiler Çizelge 7.7'de görülmektedir.



Şekil 7.4 2 ve 3 nolu kritik yüzeyler (FS=1.25)

Çizelge 7.7 FS=1.25 olan 3 nolu kritik yüzeyin özellikleri

FS	R (yarıçap) (m)	Daire Merkezi		Başl. Nokt x(m)	Bit. Nokt x(m)	Durd. Moment (kNm)
		x-koord. (m)	y-koord. (m)			
1.25	26.4	28.21	64.05	17.3	53.0	5.783E+04

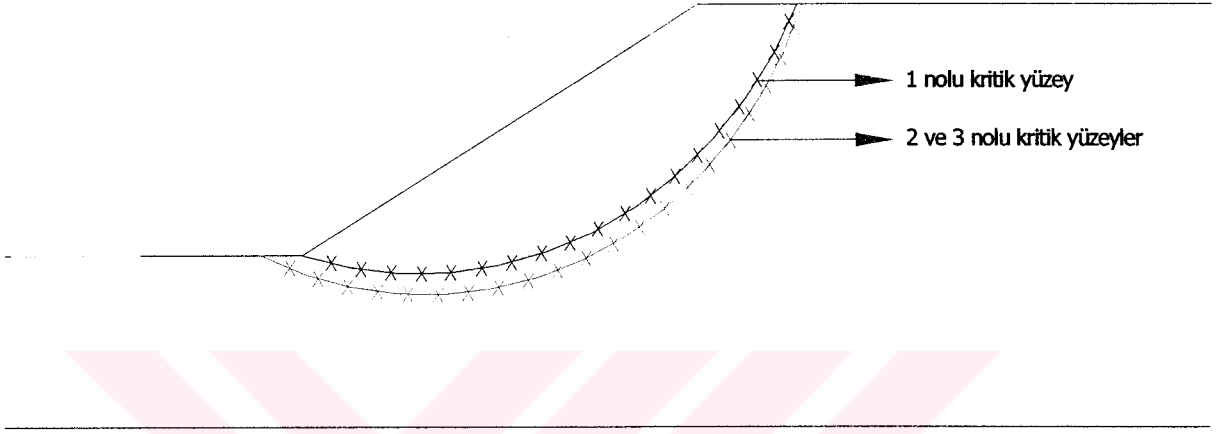
Çizelge 7.8 3 nolu kritik yüzeyin konumu ile ilgili noktasal veriler

Nokta No	x-koord (m)	y-koord (m)	Nokta No	x-koord (m)	y-koord (m)
1	17.31	40.00	13	40.49	40.67
2	19.16	39.24	14	42.22	41.66
3	21.06	38.63	15	43.87	42.79
4	23.01	38.16	16	45.44	44.03
5	24.98	37.84	17	46.90	45.39
6	26.97	37.67	18	48.26	46.86
7	28.97	37.65	19	49.51	48.43
8	30.97	37.79	20	50.63	50.09
9	32.95	38.07	21	51.62	51.82
10	34.90	38.50	22	52.48	53.63
11	36.82	39.08	23	53.01	55.00
12	38.68	39.81			

Şekil 7.5'de görüldüğü gibi iki ve üçüncü iterasyonlar sonucunda elde edilen kritik yüzeyler birbirinin aynı şekildedir. Tekrar yapılan hesaplamalar sonucunda  $L_{03}=L_{02}=6.86m$  ve  $F_p=256$

kN elde edilmiş ve  $y_{m2} \cong y_{m3} = 4.09\text{m}$  olarak hesaplanmıştır. Bu analizle ilgili ayrıntılı sonuçlar Ek 3'de gösterilmiştir. Bu aşamadan sonra ikinci iterasyon sonuçları kullanılacaktır.

Bu çalışmada incelenen tipik şevlerde iki defa iterasyon yapmak yeterli olmuştur. Büyük boyutlarda bir heyelan ya da daha düşük güvenlik sayısı değerlerinde daha fazla sayıda iterasyon yapmak gerekebilir.



Şekil 7.5 1, 2 ve 3 nolu kritik yüzeyler

9. Kazıkların kritik yüzey üzerindeki boyları  $L_{02}$ , uygulama noktaları  $y_{m2}$  ve  $y_{Fp2}$ , ve gerek duyulan iyileştirme kuvveti  $F_p$ 'nin hesaplanmasından sonra; bu kuvveti güvenle karşılayabilecek kazık çap ve aralığının belirlenmesi gerekir. Bu amaçla, pasif kazıklar için Bölüm 4'te açıklanan ve tüm etkenleri içeren bir yöntem olan Ito ve Matsui (1978) yöntemi kullanılacaktır.

Topuktan başlayarak 7.84m'ye bir sıra halinde yerleştirilen 0.6 m çaplı kazıklara etkiyen, bir metre şev genişliği için hesaplanan 256 kN' luk yatay kuvveti güvenle taşıyabilecek  $D_2/D_1$  oranının hesaplanması gerekmektedir.

$c = 25 \text{ kPa}$ ,  $\phi = 10^\circ$ ,  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $L_{02} = 6.86 \text{ m}$  değerleri (4.2) eşitliğinde yerine konular ve

$D_2/D_1 = 0.638$  seçilirse:

$z=0 \text{ m}$  için  $p_{(z=0)} = 44.03 \text{ kN/m}^2$ ,

$z=6.86 \text{ m}$  için  $p_{(z=6.86)} = 162.64 \text{ kN/m}^2$  olarak hesaplanır.

Yukarıda hesaplanan değerler (4.35) ve (4.36)'de yerine konulursa  $F_p = 256.6$  kN değerine ulaşılır. Bu durumda seçilen  $D_2/D_1$  oranı uygundur. Elde edilen değer  $F_p$ 'den büyük ya da küçük olduğu durumda, her seferinde yeni bir  $D_2/D_1$  oranı seçilerek (4.2) hesaplanmalı ve  $F_p$ 'ye ulaşıncaya kadar iterasyona devam edilmelidir. Bu noktada şevnin güvenlik sayısını 1.25'e çıkarmak için kullanılan 0.6 m çaplı kazıklar eksenlerinden itibaren 1.66 m aralıklarla zemine yerleştirilmelidir.

10. Şev duraylılığının tek başına yeterli olmaması, aynı zamanda kazık duraylılığının da sağlanması gerekliliği nedeniyle kazığın alttaki kaymayan tabakaya minimum gömülme derinliğinin belirlenmesi ve kazık eğilme dayanımının sağlanması gerekmektedir.

Kazığın alttaki kaymayan tabakaya gömülme derinliği NAVFAC'ın önerisi doğrultusunda Brinch-Hansen (Yıldırım, 2002) yöntemi kullanılarak yapılmıştır. Bu yöntemde; kritik yüzey altında kazıkların aktif kazık gibi davrandığı düşünülmüş ve hesaplamalar aktif kısa kazığın yatay kuvvetler altındaki davranışı esasına göre yapılmıştır. Minimum kazık boyu aşağıdaki şekilde belirlenmiştir.

$c = 25$  kPa,  $\phi = 10^\circ$ ,  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>,  $L_{02} = 6.86$  m değerleri (4.2) eşitliğinde yerine konulur ve

$D_2/D_1 = 0.638$  seçilirse:

$z = 0$  m için  $p_{(z=0)} = 44.03$  kN/m<sup>2</sup>,

$z = 6.86$  m için  $p_{(z=6.86)} = 162.64$  kN/m<sup>2</sup> olarak hesaplanır.

(4.37)'de yukarıda hesaplanan değerler yerine konulduğunda  $y_{m3} = 4.09$  m elde edilir.

Kazık kuvvetleri uygulama noktası ile kritik yüzey arasındaki uzaklık,

$e = L_{02} - y_m = 2.78$  m'dir.

(4.35) eşitliği yardımıyla  $F_t = 425$  kN/m bulunur. Bu kuvvet tek bir kazığa etkiyen yatay kuvvettir.

Kazıkların 1m genişliğindeki zemin dilimine katkısı (4.36) eşitliği kullanılarak  $F_{p3} = 256$  kN bulunur. Bu ise şev duraylılığını 1.25'e çıkarmak için gerekli kazık kuvvetidir.

Kazığın kritik yüzeyin altında 4.4 m'ye kadar uzadığı düşünülürse ve her 0.4m'de bir yanal gerilmeler tahmin edilirse:

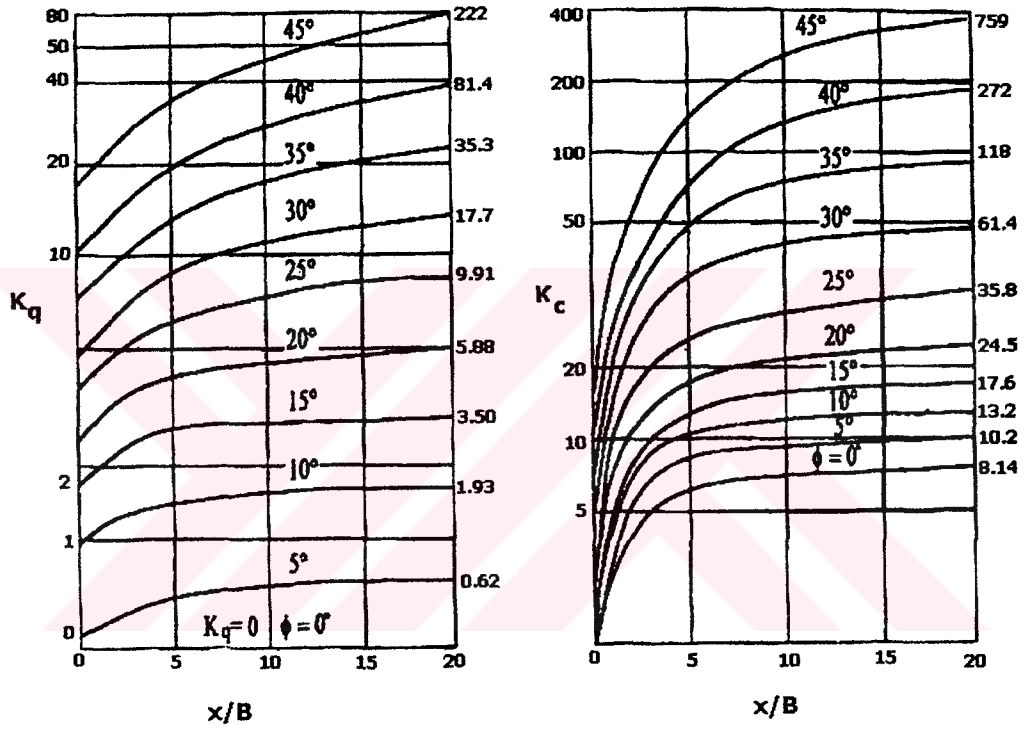
Herhangi bir derinlikte düşey efektif gerilme (7.5) eşitliği ile;

$$\sigma_v = \gamma' \cdot z \quad (7.5)$$

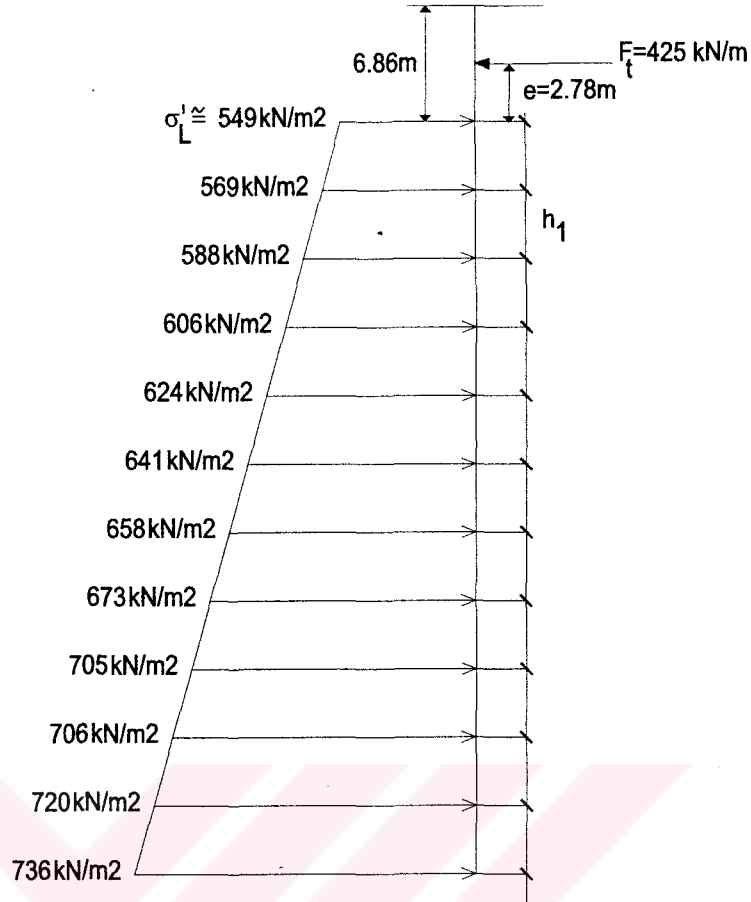
Yatay efektif gerilmeler ise (7.6) eşitliği ile bulunabilmektedir.

$$\sigma_L = \sigma_v' = \sigma_v \cdot k_q + c' \cdot k_c \quad (7.6)$$

Elde edilen yatay gerilmeler Şekil 7.7 ve Çizelge 7.9'da gösterilmiştir.  $k_q$  ve  $k_c$  yatay itki katsayıları olup Şekil 7.6'dan alınmalıdır (Yıldırım, 2002).



Şekil 7.6  $k_c$  ve  $k_q$  katsayıları

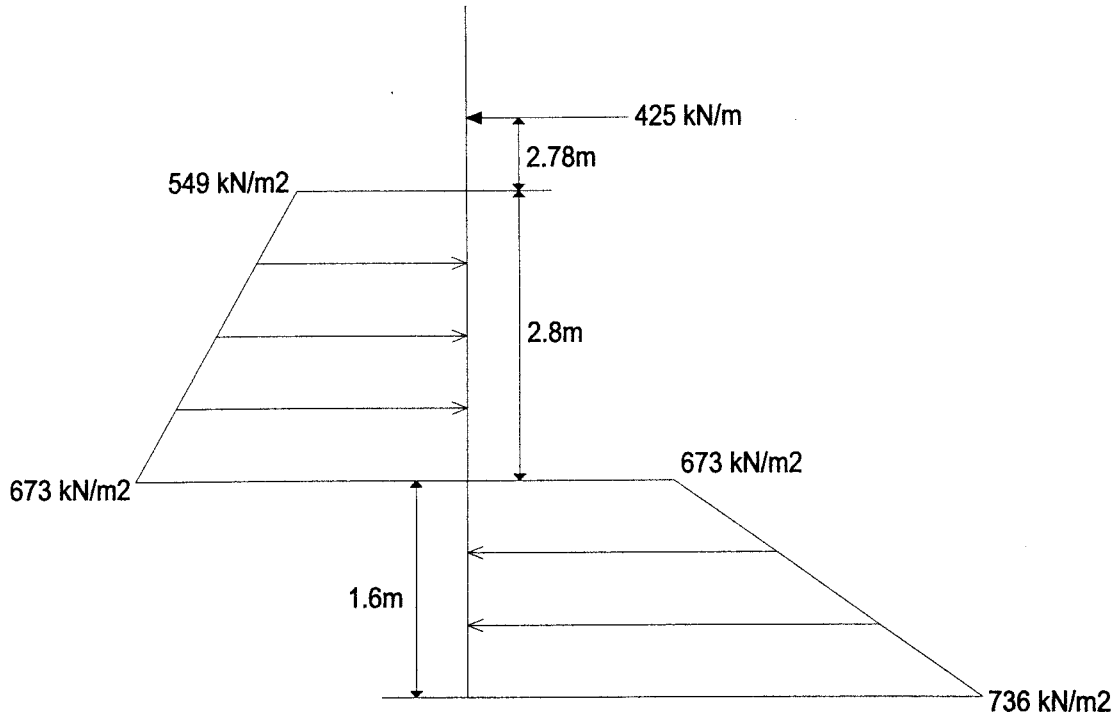


Şekil 7.7 Kayma yüzeyi altındaki yanıl gerilmeler

Çizelge 7.9 Brinch-Hansen yatay gerilme hesap cetveli

z (m)	z/B	$k_q$	$k_c$	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma_L$ (kPa)
6.80	11.333	1.84	12.45	129.2	549
7.2	12	1.855	12.6	136.8	569
7.6	12.666	1.187	12.72	144.4	588
8	13.337	1.878	12.83	152	606
8.4	14	1.89	12.9	159.6	624
8.8	14.666	1.897	12.96	167.2	641
9.2	15.333	1.904	13.01	174.8	658
9.6	16	1.905	13.04	182.4	673
10	16.666	1.907	13.07	190	705
10.4	17.333	1.913	13.1	197.6	706
10.8	18	1.915	13.12	205.2	720
11.2	18.666	1.918	13.15	212.8	736

Dönme noktasının, göçme yüzeyinin 2.8 m aşağısında olduğu varsayılarak kuvvetin etkiği yere göre moment yazılırsa (Şekil 7.8);



Şekil 7.8 Moment dengesi

$$\begin{aligned}
 M &= 0,6 \cdot (549 \cdot 2,8 \cdot (\frac{2,8}{2} + 2,78)) + \frac{(673 - 549) \cdot 2,8}{2} \cdot (\frac{2,8 \cdot 2}{3} + 2,78) \cdot 0,6 \\
 &- 673 \cdot 1,6 \cdot (\frac{1,6}{2} + 2,8 + 2,78) \cdot 0,6 - \frac{(736 - 673) \cdot 1,6}{2} \cdot (\frac{1,6 \cdot 2}{3} + 2,8 + 2,78) \cdot 0,6 \\
 &= 13,825 \text{ kNm elde edilir.}
 \end{aligned}$$

Moment dengesi yaklaşık olarak sağlanmaktadır. Kuvvet dengesi yazılırsa

$$\left( \frac{549 + 673}{2} \right) \cdot 2,8 \cdot 0,6 - 425 - \left( \frac{673 + 736}{2} \right) \cdot 1,6 \cdot 0,6 = -75,121 \text{ kN/m elde edilir.}$$

Kuvvet dengesi de yaklaşık olarak sağlanmaktadır. Emniyetli tarafta kalmak için kazığın kritik yüzey altındaki boyu  $L_a$ , %30 oranında artırılmalıdır (Yıldırım, 2002).

$$L_a = (h_1 + h_2) \cdot 1,3 \quad (7.7)$$

$$L_a = (2,8 + 1,6) \cdot 1,3 = 5,72 \text{ m elde edilir.}$$

11. Kazık toplam boyu ise; kazığın kritik yüzey altı ve üstündeki boylarının toplanması ile elde edilir.

$$L_{\text{kazık}} = L_u + L_a \quad (7.8)$$

$$L_{\text{kazık}}=6.86+5.72=12.58\text{m.}$$

Bu eşitliklerin kullanılması halinde topuktan itibaren 7.84m uzaklığa yerleştirilecek kazıkların minimum boyları 12.58m olmalıdır.

## 12. Kazık kesitinde oluşan maksimum eğilme momentlerinin hesaplanması;

Her bir kazık kesitinde oluşabilecek maksimum momentin büyüklüğü ve yerini hesaplamak için iki ayrı yöntem uygulanmıştır.

i. NAVFAC'ın önerisi (Yıldırım, 2002)

ii. Elastik zemine oturan sonsuz kiriş yöntemi (Ito ve Matsui, 1978)

### i. NAVFAC'ın önerisi doğrultusunda;

Brinch-Hansen (Yıldırım, 2002) yöntemi ile kazık kesitine etkiyen maksimum momentin büyüklüğü ve yeri aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

Kazıkların kritik yüzeyin altında 4.4m derinliğe kadar uzaması gerektiği hesaplandıktan sonra, kesme kuvvetinin sıfır olduğu yer için;

$$549 \cdot y \cdot 0,6 + \left( \frac{673 - 549}{2} \right) \cdot \frac{y^2}{2} \cdot 0,6 = 425$$

$$329,4y + 18,6y^2 - 425 = 0$$

$$y^2 + 17,7y - 22,85 = 0$$

(7.9)

$$y = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-17,7 \pm \sqrt{(17,7)^2 - 4 \cdot 1 \cdot (-22,85)}}{2}$$

$$-y_1 = -1,83$$

$y_2 = x_0 = 1,2$  m elde edilir. Bu noktadaki maksimum momentin büyüklüğü;

$$M_{\text{max}} = 425 \cdot (2,78 + 1,2) - 0,6 \cdot 549 \cdot 1,2 \cdot \frac{1,2}{2} - 0,6 \cdot \left( \frac{673 - 549}{1,8} \right) \cdot \frac{(1,2)^2}{2} - \frac{1,2}{3} = 1446 \text{ kNm}$$

olarak hesaplanır.

### ii. Elastik zemine oturan sonsuz kiriş yöntemi doğrultusunda;

Tasarım parametreleri için;

$d = 0,6$  m,  $E_p = 25.000.000$  kN/m<sup>2</sup> (Betonarme yerinde dökme kazık),  $D_1 = 1,66$  m,  $D_2 = 1,06$  m,

$H' = 6.86$  m,  $I_p = 0.006359$  m<sup>4</sup> (0.6 m çaplı kazık),  $\mu = 0.4$  (zemin poisson oranı),  $m_v = 0.01$  cm/ kg kabul ve hesaplamaları yapılmıştır.

$$E_s = \frac{3(1-\mu)}{m_v} \quad (7.10)$$

$E_s = 18.000$  kN/m<sup>2</sup> hesaplanmıştır.

$$\beta = \sqrt[4]{E_s / 4E_p I_p} \quad (7.11)$$

$\beta = 0.41$  m<sup>-1</sup> elde edilmiştir.

$z = 0$  için (4.2) eşitliğinden  $p_{(z=0)} = 44.027$  kN/m<sup>2</sup> bulunur. Bu değer (4.7) eşitliğinde yerine konulduğunda

$$44,027 = f_1 + f_2 \cdot 0 \quad \text{ise} \quad f_1 = 44.27 \text{ kN/m}^2 \text{ elde edilir.}$$

$z = 6.86$  m için (4.2) eşitliğinden  $p_{(z=6.86)} = 162.64$  kN/m<sup>2</sup> bulunur. Bu değer (4.7) eşitliğinde yerine konulduğunda

$$162,7 = 44,027 + f_2 \cdot 6,86 \quad \text{ise} \quad f_2 = 17.29 \text{ kN/m} \text{ elde edilir.}$$

#### • Serbest Başlı Kazık Çözümü

Mevcut tasarım parametreleri ve eşitlik (4.14) kullanılarak aşağıdaki değerler elde edilmiştir.

$$a_2 = -0.0026 \text{ m}^{-3}, \quad A = -0.020245, \quad B = 0.015454$$

Kritik yüzeyin üzerindeki maksimum eğilme momenti  $M_{1,max}$  için, (4.15) eşitliği kullanıldığı ve değerler yerine konulduğunda  $M_{1,max} = -826.68$  kNm bulunur. Yeri ise kritik yüzeydir.

Kritik yüzeyin altında kalan maksimum eğilme momenti  $M_{2,max}$ ,  $\bar{z}_2$  derinliğinde oluşur. (4.17) ve (4.18) eşitlikleri kullanıldığı ve değerler yerine konulduğunda

$$\bar{z}_2 = 0.3252 \text{ m} \text{ ve } M_{2,max} = 725.95 \text{ kNm} \text{ olarak bulunur.}$$

Mutlak değerce büyük olan değer maksimum eğilme momenti olarak seçilmelidir. O halde kazık kesitine etkiyen maksimum momentin yeri  $x_0 = 0$  m ve büyüklüğü  $M_{max} = 826.68$  kNm'dir. “-“ işareti momentin yönünü göstermektedir.

- **Dönmesi Engellenmiş Başlı Kazık Çözümü**

Mevcut tasarım parametreleri ve eşitlik (4.20) kullanılarak aşağıdaki değerler elde edilmiştir.

$$a_2 = -7.091 \times 10^{-6}, a_3 = -1.102 \times 10^{-4}, A = -0,01069, B = 0.0059$$

Kritik yüzey üzerindeki maksimum eğilme momenti  $M_{1,max}$  kazık başında oluşmaktadır, (4.21) eşitliği kullanıldığı ve değerler yerine konulduğunda

$$M_{1,max} = -824.43 \text{ kNm olarak bulunur.}$$

Kritik yüzeyin altında kalan maksimum eğilme momenti  $M_{2,max}$  ise,  $\bar{z}_2$  derinliğinde oluşur. (4.23) ve (4.22) eşitlikleri kullanıldığı ve değerler yerine konulduğunda

$$\bar{z}_2 = 0.69 \text{ m ve } M_{2,max} = 4.31 \text{ kNm olarak bulunur.}$$

Mutlak değerce büyük olan değer maksimum eğilme momenti olarak seçilmelidir. O halde kazık kesitine etkiyen maksimum momentin yeri  $x_0 = -6.86 \text{ m}$  ve büyüklüğü  $M_{max} = 824.68 \text{ kNm}$ 'dir. “-“ işareti momentin yönünü göstermektedir.

- **Mafsal Başlı Kazık Çözümü**

Mevcut tasarım parametreleri ve eşitlik (4.25) kullanılarak aşağıdaki değerler elde edilmiştir.

$$a_2 = 8.731 \times 10^{-5}, a_3 = 1.04 \times 10^{-5}, B = 0.000699$$

Kritik yüzey üzerindeki maksimum eğilme momenti  $M_{1,max}$ ,  $\bar{z}_1$  derinliklerinde oluşur. (4.26) ve (4.28) eşitlikleri kullanıldığı ve değerler yerine konulduğunda

$$M_{1,max} = -26.60 \text{ kNm, } \bar{z}_1 = -0.24 \text{ ve } -4.86 \text{ m olarak bulunur.}$$

Kritik yüzeyin altında kalan maksimum eğilme momenti  $M_{2,max}$ , kritik yüzey üzerinde oluşur. (4.27) eşitliği kullanıldığı ve değerler yerine konulduğunda

$$M_{2,max} = 37.38 \text{ kNm olarak bulunur.}$$

Mutlak değerce büyük olan değer maksimum eğilme momenti olarak seçilmelidir. O halde kazık kesitine etkiyen maksimum momentin yeri  $x_0 = 0 \text{ m}$ ; büyüklüğü ise  $M_{max} = 37.38$

kNm'dir.

### • Tutulu Başlı Kazık Çözümü

Mevcut tasarım parametreleri ve eşitlik (4.30) kullanılarak aşağıdaki değerler elde edilmiştir.

$$a_2 = -8.913 \times 10^{-5}, \quad a_3 = 2.599 \times 10^{-5}, \quad B = -0.00052975$$

Kritik yüzey üzerindeki maksimum eğilme momenti  $M_{1,max}$ , kazık başında oluşur. (4.31) eşitliği kullanıldığı ve değerler yerine konulduğunda,

$$M_{1,max} = 93.24 \text{ kNm olarak bulunur.}$$

Kritik yüzeyin altında kalan maksimum eğilme momenti  $M_{2,max}$ , kritik yüzey üzerinde oluşur. (4.32) eşitliği kullanıldığı ve değerler yerine konulduğunda

$$M_{2,max} = -28.34 \text{ kNm olarak bulunur.}$$

Mutlak değerce büyük olan değer maksimum eğilme momenti olarak seçilmelidir. O halde kazık kesitine etkileyen maksimum momentin yeri  $x_0 = -6.86\text{m}$  ve büyüklüğü  $M_{max} = 93.24 \text{ kNm'dir.}$

Kazık kesitine etkileyen maksimum momentin büyüklüğü ve yeri için yapılan hesaplamaların sonuçları Çizelge 7.10'da gösterilmiştir.

Çizelge 7.10 0.6m çaplı kazığa etkileyen maksimum momentler

S (m)	Brinch-Hansen		Serbest başlı		Dönmesi Engellenmiş Başlı		Mafsalsız Başlı		Tutulu Başlı	
	Mmax (kNm)	$\bar{z}_2$ (m)	M1,max (kNm)	$\bar{z}_1$ (m)	M1,max (kNm)	$\bar{z}_1$ (m)	M2,max (kNm)	$\bar{z}_2$ (m)	M1,max (kNm)	$\bar{z}_1$ (m)
7.84	1446	1.2	-826.88	0	-824.43	-6.86	37.38	0	93.24	-6.86

Kazık malzemesi eğilme dayanımı yeterli olmadığı durumda kazık çapı artırılarak on ikinci maddeye dönülerek analizler tekrarlanmalıdır (Çizelge 7.11).

Çizelge 7.11 Değişik çaplar için mafasal başlı kazığa etkiyen maksimum eğilme momenti

S (m)	L <sub>03</sub> (m)	L <sub>kazık</sub> (m)	e (m)	Mafsal başlı kazık kesitinde oluşacak maksimum eğilme momenti			
				d=0.6 m kazık kul. (Eğ.Day: 148 kNm)	d=0.8 m kazık kul. (Eğ.Day: 352 kNm)	d=1 m kazık kul. (Eğ.Day: 688 kNm)	d=1.2 m kazık kul. (Eğ.Day: 1189 kNm)
7.84	6.86	12.58	2.78	37.80	65.99	118.5	182.6

0.6 m, 0.8 m, 1.0 m, ve 1.2 m çaplı kazıklar için topuktan itibaren değişik uzaklıklarda yerleştirilen kazıkların ve iyileştirilen şevin duraylılık analizleri ve elde edilen sonuçlar Ek 4'de topluca gösterilmiştir.

### 7.1 Değerlendirmeler

1. Serbest başlı kazık tasarımı yapıldığı durumda her iki yaklaşım da çok yakın değerler vermektedir. Çok yüksek miktarlarda eğilme momentlerinin oluştuğu bu koşulda çok büyük çaplı kazıklar kullanmak gereklidir, bu da ekonomik çözümden uzaklaşma anlamına gelmektedir.

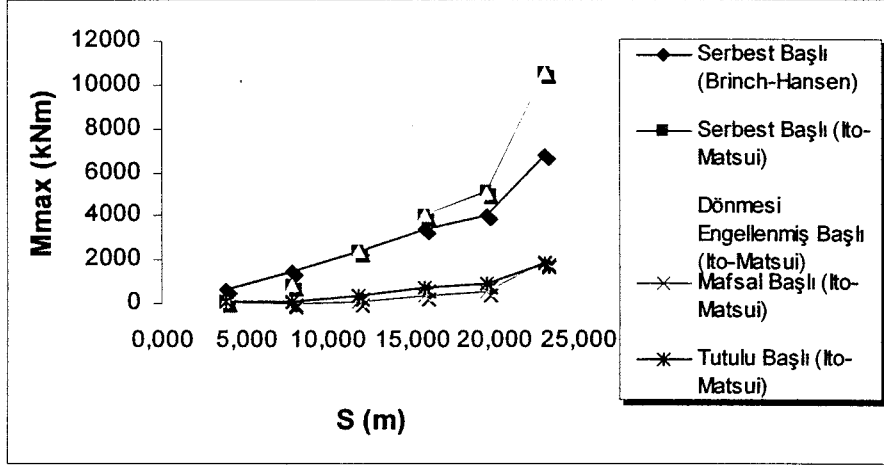
2. Dönmesi engellenmiş başlı kazık tasarımı yapıldığı durumda serbest başlı kazık koşuluna çok yakın değerler elde edilmektedir. Bu koşul da benzer özelliklerinden dolayı ekonomik bir çözüm değildir.

3. Mafsal başlı kazık tasarımı yapıldığı durumda, diğerlerine oranla en küçük eğilme momentleri oluşmaktadır. Dolayısıyla en ekonomik çözüm bu durumda elde edilmektedir.

4. Tutulu başlı kazık tasarımı yapıldığı durumda, düşük değerlerde eğilme momentleri oluşmakta ise de mafsal başlı kazık tasarımından daha yüksek değerlerdedir. Bu nedenle daha az ekonomiktir.

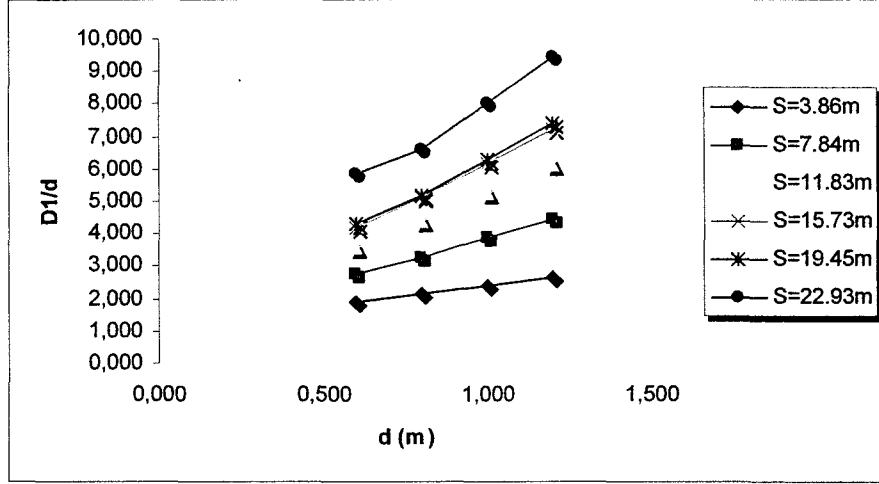
Hesaplamalar, 0.6m, 0.8m, 1m ve 1.2m çaplı yerinde dökme betonarme kazıklar dikkate alınarak yapılmıştır. Kazık kesitinde en düşük değerde moment oluşturmak amacıyla kazık başının mafsalı olduğu varsayılmıştır.

5. Topuktan başlayarak S uzaklıkta zemine yerleştirilen kazıklar için eğilme momenti dağılımı Şekil 7.9'da görüldüğü gibidir. Mafsal ve tutulu başlı kazık koşulları birbirine çok yakın değerler vermekte olup diğerlerinden büyük farklar içermektedir.



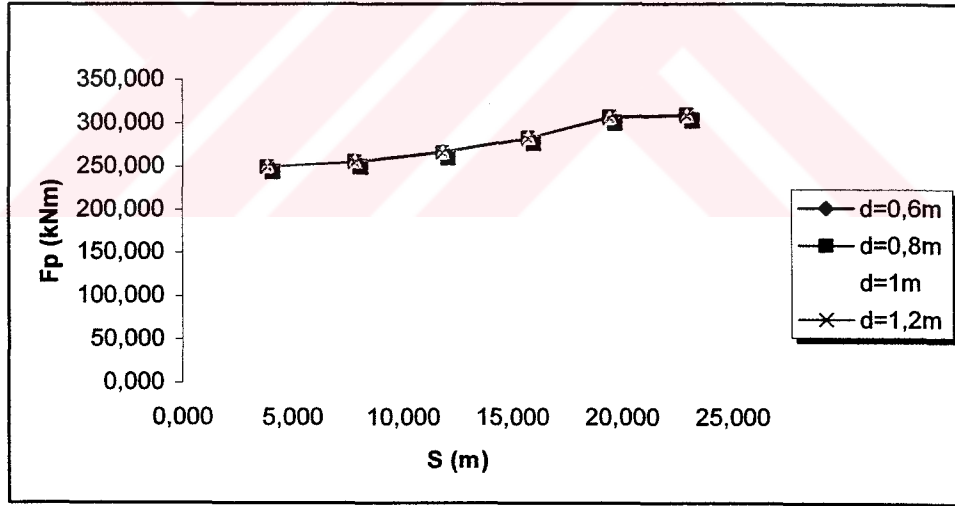
Şekil 7.9 0.6 m çaplı kazıkta maksimum eğilme momentleri

6. Ito ve Matsui (1978) yöntemi ile gerekli  $F_p$  değerini verecek  $d$  ve  $D_2/D_1$  oranı deneme yanılma yolu ile hesaplanır. Kazık çapının yeterli eğilme dayanımına sahip olmaması halinde çap büyütülerek tekrar hesaplama yapılarak  $D_2/D_1$  oranı elde edilir. Topuktan  $S$  uzaklıklarda kazık çapının değişimi ile birlikte  $D_2/D_1$  oranı değiştirilerek gerekli  $F_p$  kazık kuvvetleri değerine ulaşılmaktadır.  $D_1/d$  değerinin sabit kaldığı düşünülerek kazık çapının değiştirilmesi ve  $D_1$  mesafesinin  $D_1/d$  oranını değiştirmeyecek şekilde belirlenerek analizlerin yapılması yanlış sonuçlara neden olmaktadır.  $F_p$  kazık kuvvetlerini elde etmek için her seferinde değiştirilen kazık çapı ile birlikte  $D_2/D_1$  oranı da değişmektedir. Bu değişiklik sonucu her seferinde elde edilen  $D_1/d$  değerleri Şekil 7.10'de görüldüğü gibi sabit kalmaktadır. Bu nedenle  $D_1/d$  oranına güvenmemek, her çap değişiminde yeniden iterasyonla  $F_p$  değerine ulaşabilecek  $D_2/D_1$  oranını belirlemek gerekmektedir.



Şekil 7.10 Kazık çapı ve  $D_1/d$  oranı değişimi

7. Şekil 7.11'da görüldüğü gibi S uzaklığının artışı ile birlikte moment kolunun kısılması sonucu gerekli  $F_p$  kazık kuvvetleri artmıştır. Herhangi bir uzaklıkta şevde istenilen iyileştirmenin sağlanmasında kazık çapının kazık kuvvetlerine etkisi yoktur; kazık çapı ne olursa olsun aynı miktarda kuvvet gereklidir.



Şekil 7.11 Şev güvenliğini 1.25'e çıkarmak için gerekli kazık kuvvetleri

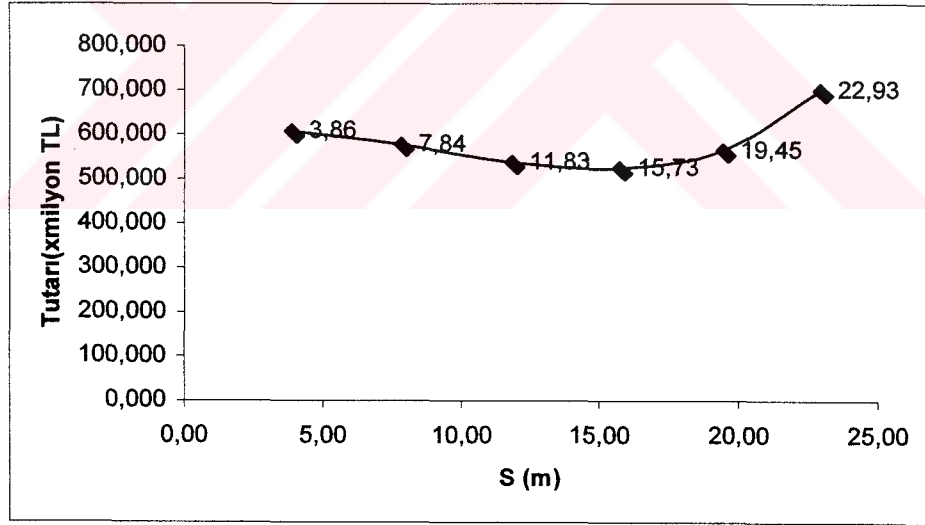
8. Önceki bölümde işlem akış şeması ve tasarım aşamaları verilen analiz yöntemi yardımıyla bir dizi analiz yapılarak  $30^\circ$  açılı şevin güvenlik sayısını 1.25'e çıkarmak için: topuktan başlayarak 3.86m, 7.84m, 11.83m, 15.73m, 19.45m ve 22.93m'lerde bir sıra kazık tasarımı yapılmıştır. Bu noktalarda şevin duraylılığını sağlayacak minimum kazık çapı, aralığı, boyu, maksimum eğilme momentleri ve maliyetleri Çizelge 7.12'de gösterilmiştir. Değişik

çaplardaki kazıkların birim maliyetleri Bayındırlık Bakanlığının 2003 yılında yayımladığı birim fiyatlardan alınmıştır.

Çizelge 7.12 Kazık maliyet analizi (30°'lik şev için)

S (m)	L <sub>kazık</sub> (m)	F <sub>p</sub> (kN)	F <sub>t</sub> (kN/m)	D <sub>1</sub> (m)	d (m)	M <sub>max</sub> (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)	Çaplarına göre kazık Birim Fiyatı (TL/m)	1m Genişlik için Tutarı (TL) (BFxL <sub>kazık</sub> )/D <sub>1</sub>
3.86	8.63	250	284	1.132	0.6	54.47	148	80.000.000	609.894.000
7.84	14.40	255	1016	3.861	1	118.5	688	159.000.000	593.007.000
11.83	16.98	266	966	3.493	0.8	90.26	352	115.000.000	559.032.000
15.73	22.80	282	2552	8.696	1.2	127	1189	208.000.000	545.354.000
19.45	25.34	306	2859	8.889	1.2	352.9	1189	208.000.000	592.949.000
22.93	29.38	309	-	-	-	-	-	-	-

Şekil 7.12'de gösterildiği gibi yatayla 30° açı yapan şevin güvenlik sayısını 1.25 değerine ulaştıracak en ekonomik çözüm 1.2m çaplı kazıkların 8.696m aralıklarla, topuktan 15.73m uzaklıkta teşkil etmekle elde edilmektedir.

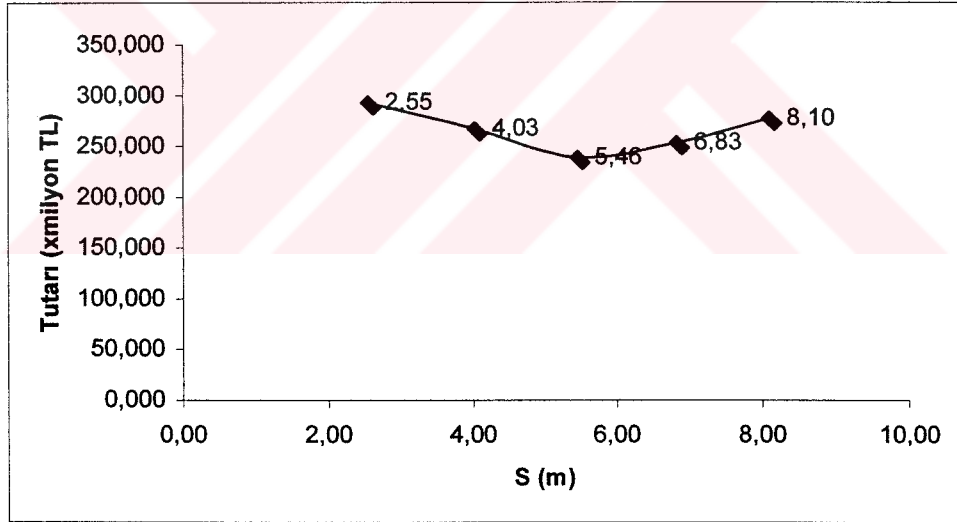


Şekil 7.12 30° açılı şev için en düşük maliyetin elde edildiği S uzaklığı

Çizelge 7.13 Kazık maliyet analizi (50°'lik şev için)

S (m)	L <sub>kazık</sub> (m)	F <sub>p</sub> (kN)	F <sub>t</sub> (kN/m)	D <sub>1</sub> (m)	d (m)	M <sub>max</sub> (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)	Çaplarına göre kazık Birim Fiyatı (TL/m)	1m Genişlik için Tutarı (TL) (BFxL <sub>kazık</sub> )/D <sub>1</sub>
2.55	7.08	86	239	2.721	0.8	46.4	352	115.000.000	299.356.000
4.03	10.23	92	554	5.848	1	54.72	688	159.000.000	278.259.000
5.46	13.28	97	848	8.065	1	100.11	688	159.000.000	261.757.000
6.83	14.38	108	705	5.839	0.8	36.27	352	115.000.000	283.213.000
8.1	17.8	125	1275	8.850	1	11.94	688	159.000.000	319.715.000

Yatayla 50° açı yapan şevin güvenlik sayısını 1.25 değerine çıkarmak için; topuktan itibaren 2.55, 4.03, 5.46, 6.83, 8.1m'lerde bir sıra kazık tasarımı yapılmıştır. Bu noktalarda şevin duraylılığını sağlayacak minimum kazık çapı, aralığı, boyu, maksimum eğilme momentleri ve maliyetleri Çizelge 7.13'da gösterilmiştir. Şekil 7.13'de gösterildiği gibi bu şev için en ekonomik çözüm ise 1m çaplı kazıkların 8.065m aralıklarla, topuktan 5.46m uzaklıkta teşkil edilmeleri gerekmektedir. Ayrıntılı sonuçlar Ek 4'te gösterilmektedir.



Şekil 7.13 50° açılı şev için en düşük maliyetin elde edildiği S uzaklığı

9. Her iki şev de aynı zemin yapısına ve yaklaşık olarak aynı güvenlik sayısına sahip olmakla birlikte; yatayla 30° açı yapan şevi istenilen güvenliğe çıkarabilmek için 50° açı yapan şevden yaklaşık olarak 2.193 kat daha fazla harcama yapmak gerekmektedir.

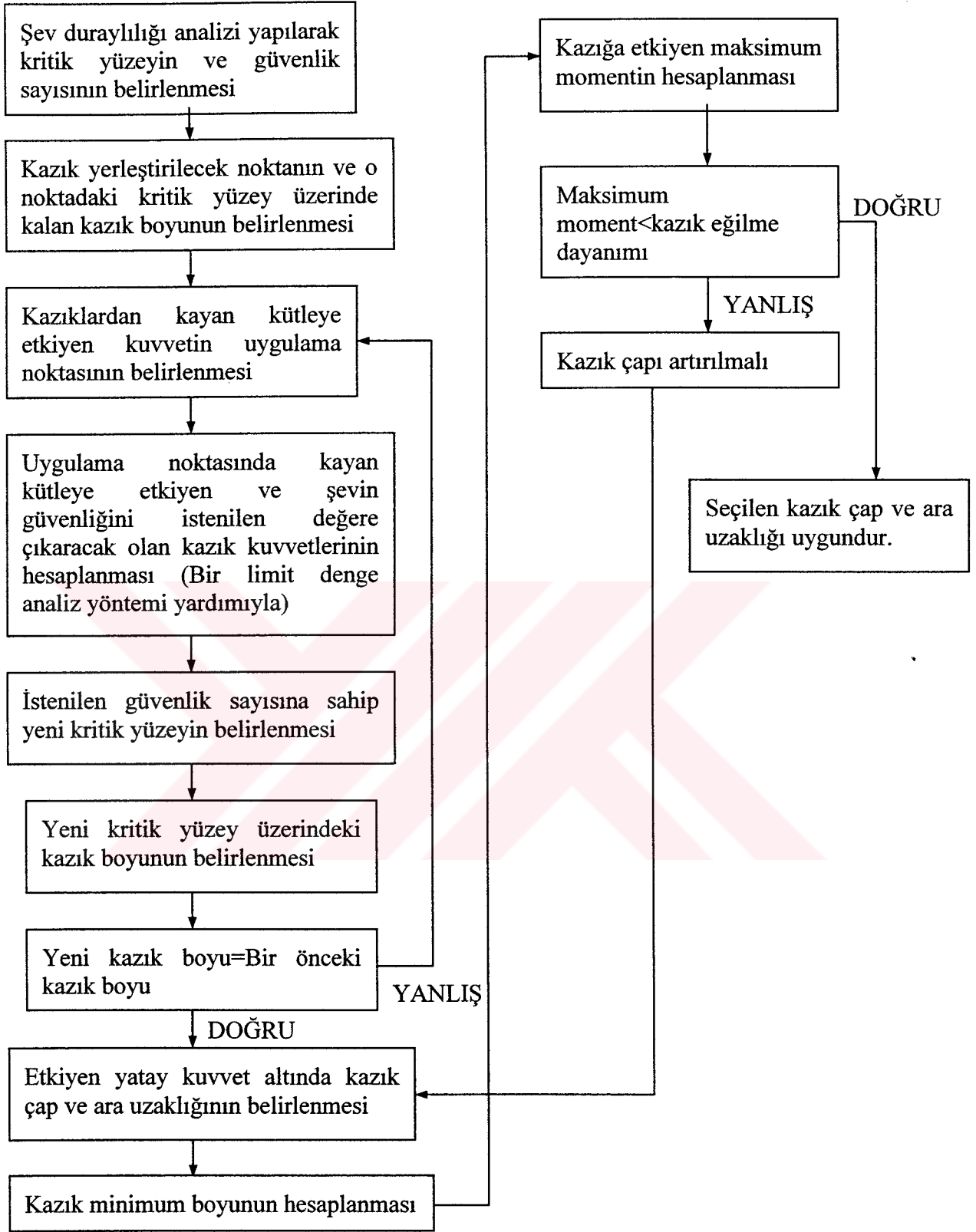
## 8. SONUÇ VE ÖNERİLER

1. Kazıklardan kayan kütleye etkiyen kuvvetin uygulama noktası, kazık çap ve ara uzaklığından bağımsızdır.
2. Yapılan hesaplamalar sonucunda kazık mukavemetinin yeterli olmaması nedeniyle kazık çapı artırılmak istendiğinde;  $D_2/D_1$  oranı ve kazık çapı  $d$ 'yi değiştirmek yeterli olmaktadır.
3. Kazıklarla duraylılığı iyileştirilen şevin güvenlik sayısının yükseltilmesiyle beraber, yeni güvenlik sayısına sahip yeni bir kritik yüzey oluşmakta ve bu yeni kritik yüzey eskisinden daha derinde yer almaktadır. Bu ise kazığın kayma yüzeyi üzerindeki boyunu artırmaktadır. Karşılıklı etkileşimli bu durum, ortadan kalkıncaya kadar iterasyona devam edilmelidir.
4. Ito ve Matsui (1978)'in önerdiği (4.2) eşitliği ile, kayan zemin kütesinden kazık sırasına etkiyen maksimum yatay kuvvet hesaplanabilmektedir. Bundan daha yüksek yatay kuvvet değerlerinde zeminin kazıklar arasından akacağı bildirilmiştir.
5. Kazık başının serbest olarak tasarlandığı durumda, kritik yüzey altında kazığın aktif kazık gibi davrandığı varsayılabilir. Bu durumda aktif kazık çözümü ile elde edilen değerler pasif kazık çözümü ile elde edilenlere yakın sonuçlar vermektedir.
6. Kazık başının mafsallı olarak tasarlanması en uygun çözümü vermektedir. Serbest ve dönmesi engellenmiş başlı kazık koşulları çok yüksek değerlerde kazık kuvvetlerine neden olmakta, bu ise karşılanması çok zor kesit tesirlerine ve yüksek maliyete yol açmaktadır. Tutulu başlı kazık koşulunda düşük değerlerde kesit tesirleri elde edilse de mafsallı başlıdan daha yüksek değerlerdedir. Ayrıca kazık başını tutulu hale getirmek için ek harcama gerekmektedir.
7. Şev açısı ne olursa olsun bir şevin iyileştirilmesinde en etkili çözüm, kritik yüzeyin en derin olduğu noktaya kazıkları yerleştirmektir. Bu durumda moment kolu en uzun haldedir ve gerekli iyileştirme kuvveti en düşük değerini almaktadır. Fakat bu en ekonomik çözüm anlamına gelmemektedir.
8. Kazıkların ön ve arka taraflarında göçme olmaması için kazıkların şev orta noktası civarına yerleştirilmeleri gerekmektedir.
9. Analizler sonucunda en etkin ve ekonomik çözüm için;  
Yatayla yaptığı açığa bağlı olmaksızın tipik bir şevin iyileştirilmesinde kullanılacak kazıklar, şevin topuğu ile orta noktası arasında bir noktada teşkil edilmelidir.

**10.** Yatayla yaptıkları açılar farklı ancak aynı zemin cinsine ve güvenlik sayısına sahip iki ayrı şevin aynı derecede iyileştirilmesi için, dik şeve oranla yatık şevde çok daha fazla harcama yapmak gereklidir

**11.** Şekil 8.1’de, şev duraylılığının kazıklarla iyileştirilmesi için bu çalışmada yapılan tüm analiz aşamalarını da gösteren genel bir tasarım akış şeması önerilmiştir.





Şekil 8.1 Şev duraylılığının kazıklarla iyileştirilmesi tasarım akış şeması

**KAYNAKLAR**

- Allison, J. A., Mawditt, J. M. ve Williams, G. T., (1991), "The Use of Bored Piles and Counterfort Drains to Stabilize a Major Landslip-A Comparison of Theoretical and Field Performance", *Slope Stability Engineering*, 369-376.
- Atkinson, J., (1993), *An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations*, McGraw-Hill Book Company, London.
- Bartolomey, A. A., (1977), "Experimental Analysis of Pile Groups under Lateral Loads", *Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 14 July 1977, Tokyo, 187-188.
- Beer, E. D., (1977), "Piles Subjected to Static Lateral Loads", *Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 14 July 1977 , Tokyo, 1-14.
- Beer, E. D. ve Carpentier, R., (1977), "Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles", *Soils and Foundations*, 17(1):68-82.
- Beer, E. D. ve Carpentier, R., (1982), "Extended Design Method for Multi-Row Stabilizing Piles Against Landslide", *Soils and Foundations*, 22(4):136.
- Broms, B. B., (1964a), "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 90(SM2):27-63.
- Broms, B. B., (1964b), "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 90(SM3):123-156.
- Broms, B. B., (1983), "Earth Pressures on Piles in a Row Due to Lateral Soil Movements", *Soils and Foundations*, 23(3):127-129.
- Cai, F. ve Ugai, K., (2000), "Numerical Analysis of the Stability of a Slope Reinforced with Piles", *Soils and Foundations*, 40(1):73-84.
- Chen, L. T., Poulos, H. G. ve Hull, T. S., (1997), "Model Tests on Pile Groups Subjected to a Lateral Soil Movement", *Soils and Foundations*, 37(1):1-12.
- Çamlıbel, A. N., (1982), *Yamaç Stabilitesinin Düşey Kazıklarla İyileştirilmesi*, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi.
- Day, R. W., Hull, T. S. ve Poulos, H. G., (1999), "Design Method for Stabilization of Slopes with Piles", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(10):910-911.
- Dordi, C. M., (1977), "Horizontally Loaded Piles in Layered Soils", *Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 14 July 1977, Tokyo, 65-70.
- Fırat, S. ve Kutanis, M., (2000), "Şev Duraylılığında Kullanılan Kazıkların Yanal Yüklerinin Hesaplanması Metodları", *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi*, 26-27 Ekim 2000, İTÜ, İstanbul, 213-222.
- Fukuoka, M., (1977) "The Effects of Horizontal Loads on Piles Due to Landslides", *Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 14 July 1977, Tokyo, 27-42.
- Georgiadis, M., (1991), "Landslide Drag Forces on Pipelines", *Soils and Foundations*, 31(1):156-161.

- Goh, A. T. C., Teh, C. I. ve Wong, K. S., (1997), "Analysis of Piles Subjected to Embankment Induced Lateral Soil Movements", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(9):792-801.
- Grigoryan, A. A., Lekumovich, H. S. ve Luchkovsky, Y. Y., (1977), "Analysis of Laterally Loaded Piles", *Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 14 July 1977, Tokyo, 1-14.
- Hassiotis, S., Chameau, J. L. ve Gunaratne, M., (1997), "Design Method for Stabilization of Slopes with Piles", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(4):314-323.
- Ingold, T. S., (1977), "A Field Study of Laterally Loaded Piles", *Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 14 July 1977, Tokyo, 77-80.
- Ito, T. ve Matsui, T., (1975), "Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles", *Soils and Foundations*, 15(4):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, 81-86.
- Ito, T. ve Matsui, T., (1978), "Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles", *Soils and Foundations*, 18(2):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):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):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):1-13.
- Jamiolkowski, M. ve Garassino, A., (1977), "Soil Modulus for Laterally Loaded Piles, *Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 14 July 1977, Tokyo, 43-58.
- Kishida, H. ve Nakai, S., (1977), "Large Deflection of a Single Pile under Horizontal Load", *Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 14 July 1977, Tokyo, 87-92.
- Lee, S.L., Kog, Y. C. ve Karunaratne, G. P., (1987), "Laterally Loaded Piles in Layered Soil", *Soils and Foundations*, 27(4):1-10.
- 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):71-81.
- Nalçakan, M.S. ve Ergun, U., (2000), "İki Heyelanın Analiz Önlem ve Gözlemi", *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi*, 26-27 Ekim 2000, İTÜ, İstanbul, 233-241.
- NG, C. W. W., Zhang, L. M. ve Ho, K. K. S., (2001), "Influence of Laterally Loaded Sleeved Piles and Pile Groups on Slope Stability", *Canadian Geotechnical Journal*, 38(3):553-566.

- Oteo, C. S., (1977), "Horizontally Loaded Piles. Deformation Influence", Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 14 July 1977, Tokyo, 101-106.
- Petrovski, J. ve Jurukovski, D., (1977), "Static and Dynamic Tests of Piles under Horizontal Load", Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 14 July 1977, Tokyo, 133-136.
- Poulos, H. G., (1973), "Analysis of Piles in Soil Undergoing Lateral Movement", ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, 99(SM5):391-406.
- Poulos, H. G., (1975), "Lateral Load Deflection Prediction for Pile Groups", ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, 101(GT1):19-34.
- Poulos, H. G., (1995), "Design of Reinforcing Piles to Increase Slope Stability", Canadian Geotechnical Journal, 32(5):808-818.
- Poulos, H. G., Chen, L. T. ve Hull, T. S., (1995), "Model Tests on Single Piles Subjected to Lateral Soil Movement", Soils and Foundations, 35(4):85-92.
- Reese, L. C. ve Wang, S. T., (1984), "Horizontal Displacement of Soil in Front of Laterally Loaded Piles", Soils and Foundations, 24(2):123-126.
- Sharma, S., (1995), XSTABL An Integrated Slope Stability Analysis Program for Personal Computers, Interactive Software Designs, Moscow.
- Sharma, S., Abramsons, W. L., Lee, S. T. ve Boyce, M. G., (2001), Slope Stability and Stabilization Methods, John Wiley&Sons, New York.
- Stewart, D. P., (1999), "Reduction of Undrained Lateral Pile Capacity in Clay Due to an Adjacent Slope", Australian Geomechanics, 17-23.
- Tan, O. ve Aksoy, İ., (1987), "Şevlerin Stabilitesinin Kazıklarla Sağlanması", Yamaç ve Şevlerin Stabilitesi Dayanma Yapıları Semineri, 5-9 Mayıs 1987, DSİ, Samsun, 6.1-7.1.
- Tominaga, K., Yamagata, K. ve Kishida H., (1983), "Horizontal Displacement of Soil in Front of Laterally Loaded Piles", Soils and Foundations, 23(3):80-90.
- TS 8853, (1991), Yamaç ve Şevlerin Dengesi ve Hesap Metotları-Zeminde, TSE Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Utku, T., (1975), Teori ve Tatbikatta Heyelanlar, Karayolları Genel Müdürlüğü, Ankara.
- Viggiani, C., (1981), "Ultimate Lateral Load on Piles Used to Stabilize Landslides", Proc. 10<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E, Stocholm, 3:555-560
- Yıldırım, S., (2002), Zemin İncelenmesi ve Temel Tasarımı, Birsen Yayınevi, İstanbul.

**EKLER**

- Ek 1 30° ve 50°'lik Şevlerde duraylılık analizi
- Ek 2 30°'lik Şevde iyileştirme kuvvetinin hesaplanması (1)
- Ek 3 30°'lik Şevde iyileştirme kuvvetinin hesaplanması (2)
- Ek 4 Analiz sonuçları
- Ek 5 Kazık maliyet analizi (30 ve 50 derecelik Şevler iŐin)



```
*****
*                               *
*           X S T A B L         *
*                               *
*           Slope Stability Analysis *
*           using the           *
*           Method of Slices     *
*                               *
*           Copyright (C) 1992 - 96 *
*           Interactive Software Designs, Inc. *
*           Moscow, ID 83843, U.S.A. *
*                               *
*           All Rights Reserved   *
*                               *
*           Ver. 5.200             *
*                               *
*           96 - 1387             *
*****
```

Problem Description : 30 DERECE SEVDE DURAYLILIK ANALIZI

-----  
SEGMENT BOUNDARY COORDINATES  
-----

3 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	40.0	20.0	40.0	1
2	20.0	40.0	46.0	55.0	1
3	46.0	55.0	80.0	55.0	1

-----  
ISOTROPIC Soil Parameters  
-----

1 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight (kN/m3)	Moist Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Water Surface Constant (kPa)	Water Surface No.
1	19.0	.0	25.0	10.00	.000	.0	0

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

10000 trial surfaces will be generated and analyzed.

100 Surfaces initiate from each<sup>102</sup> of 100 points equally spaced  
along the ground surface between x = .0 m  
and x = 25.0 m

Each surface terminates between x = 40.0 m  
and x = 80.0 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation  
at which a surface extends is y = .0 m

2.0 m line segments define each trial failure surface.

-----  
ANGULAR RESTRICTIONS  
-----

The first segment of each failure surface will be inclined  
within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees  
Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

\*\*\*\*\*  
-- WARNING -- WARNING -- WARNING -- WARNING -- (# 48)  
\*\*\*\*\*  
Negative effective stresses were calculated at the base of a slice.  
This warning is usually reported for cases where slices have low self  
weight and a relatively high "c" shear strength parameter. In such  
cases, this effect can only be eliminated by reducing the "c" value.  
\*\*\*\*\*

-----  
USER SELECTED option for unrestricted values of strength  
-----

Factors of safety have been calculated by the :

\* \* \* \* \* SIMPLIFIED BISHOP METHOD \* \* \* \* \*

The most critical circular failure surface  
is specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	19.95	40.00
2	21.89	39.51
3	23.86	39.15

4	25.85	103 38.95
5	27.84	38.88
6	29.84	38.97
7	31.83	39.20
8	33.79	39.57
9	35.73	40.09
10	37.61	40.75
11	39.45	41.54
12	41.22	42.47
13	42.93	43.52
14	44.54	44.69
15	46.07	45.98
16	47.51	47.38
17	48.83	48.87
18	50.04	50.47
19	51.14	52.14
20	52.11	53.89
21	52.62	55.00

\*\*\*\* Simplified BISHOP FOS = 1.099 \*\*\*\*

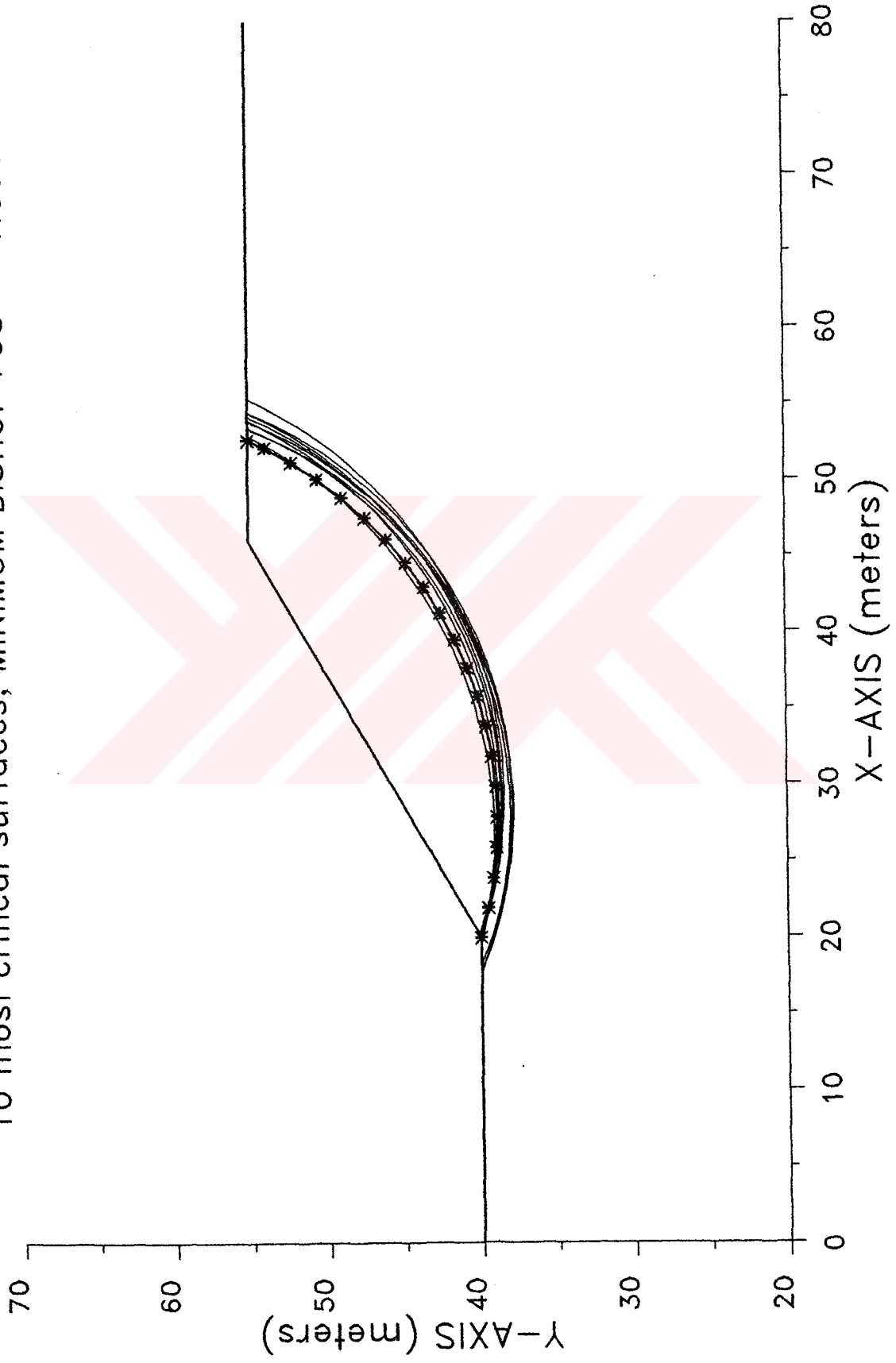
The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : 30 DERECE SEVDE DURAYLILIK ANALIZI

	FOS (BISHOP)	Circle Center x-coord (m)	y-coord (m)	Radius (m)	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Resisting Moment (kN-m)
1.	1.099	27.69	66.25	27.37	19.95	52.62	4.594E+04
2.	1.100	28.22	67.22	28.45	19.95	53.89	5.043E+04
3.	1.103	28.92	66.47	27.95	19.95	54.39	5.167E+04
4.	1.105	26.79	68.46	29.39	19.44	52.90	4.885E+04
5.	1.106	28.94	65.10	26.47	20.20	53.40	4.704E+04
6.	1.107	28.58	64.32	26.45	18.18	53.31	5.068E+04
7.	1.108	29.33	67.08	28.66	19.95	55.31	5.504E+04
8.	1.109	28.10	66.48	28.46	17.68	54.13	5.528E+04
9.	1.109	28.40	65.20	27.39	17.68	53.81	5.370E+04
10.	1.109	28.82	65.56	27.68	18.18	54.40	5.484E+04

\* \* \* END OF FILE \* \* \*

30 DERECE SEVDE DURAYLILIK ANALIZI  
10 most critical surfaces, MINIMUM BISHOP FOS = 1.099



```

*****
*                               *
*           X S T A B L         *
*                               *
*           Slope Stability Analysis *
*           using the           *
*           Method of Slices     *
*                               *
*           Copyright (C) 1992 - 96 *
*           Interactive Software Designs, Inc. *
*           Moscow, ID 83843, U.S.A. *
*                               *
*           All Rights Reserved   *
*                               *
*           Ver. 5.200             *
*                               *
*                               *
*****
    
```

Problem Description : 50 DERECE SEVDE DURAYLILK ANALIZI

-----  
 SEGMENT BOUNDARY COORDINATES  
 -----

3 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	40.0	20.0	40.0	1
2	20.0	40.0	28.6	50.1	1
3	28.6	50.1	60.0	50.1	1

-----  
 ISOTROPIC Soil Parameters  
 -----

1 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight (kN/m3)	Moist Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	19.0	.0	25.0	10.00	.000	.0	0

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

10000 trial surfaces will be generated and analyzed.

100 Surfaces initiate from each<sup>106</sup> of 100 points equally spaced  
along the ground surface between x = .0 m  
and x = 22.0 m

Each surface terminates between x = 27.0 m  
and x = 55.0 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation  
at which a surface extends is y = .0 m

1.5 m line segments define each trial failure surface.

-----  
ANGULAR RESTRICTIONS  
-----

The first segment of each failure surface will be inclined  
within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees  
Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

\*\*\*\*\*  
-- WARNING -- WARNING -- WARNING -- WARNING -- (# 48)  
\*\*\*\*\*  
Negative effective stresses were calculated at the base of a slice.  
This warning is usually reported for cases where slices have low self  
weight and a relatively high "c" shear strength parameter. In such  
cases, this effect can only be eliminated by reducing the "c" value.  
\*\*\*\*\*

-----  
USER SELECTED option for unrestricted values of strength  
-----

Factors of safety have been calculated by the :

\* \* \* \* \* SIMPLIFIED BISHOP METHOD \* \* \* \* \*

The most critical circular failure surface  
is specified by 14 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	19.56	40.00
2	21.05	39.85
3	22.55	39.90

4	24.03	107.14
5	25.46	40.58
6	26.83	41.20
7	28.10	41.99
8	29.26	42.94
9	30.29	44.04
10	31.16	45.25
11	31.87	46.58
12	32.40	47.98
13	32.74	49.44
14	32.81	50.10

\*\*\*\* Simplified BISHOP FOS = 1.093 \*\*\*\*

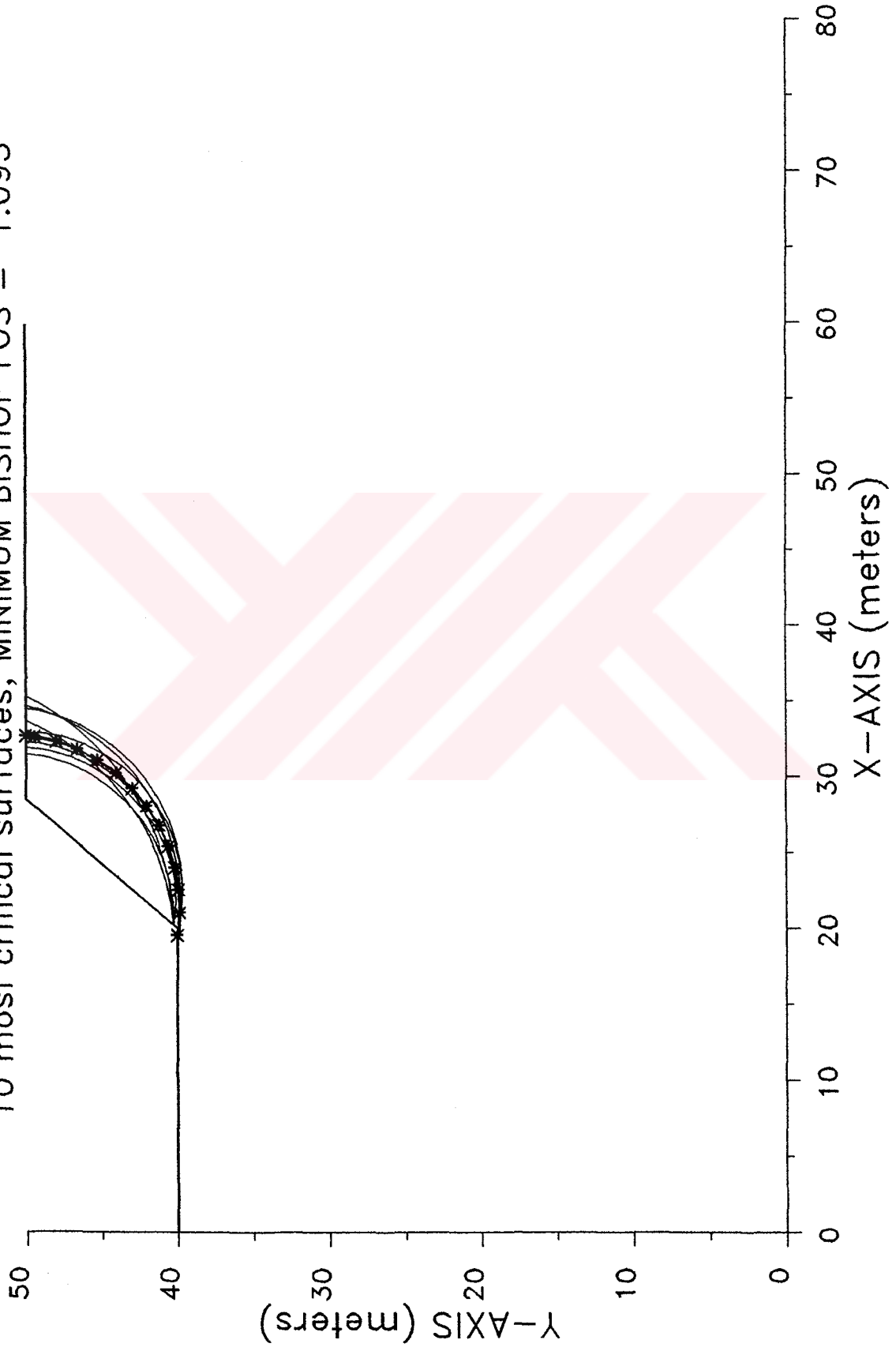
The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : 50 DERECE SEVDE DURAYLILK ANALIZI

	FOS (BISHOP)	Circle Center x-coord (m)	Circle Center y-coord (m)	Radius (m)	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Resisting Moment (kN-m)
1.	1.093	21.43	51.31	11.47	19.56	32.81	7.229E+03
2.	1.097	22.49	50.18	10.54	19.78	33.01	6.982E+03
3.	1.102	21.41	50.82	11.02	19.33	32.38	6.831E+03
4.	1.104	22.09	50.68	10.59	20.22	32.66	6.413E+03
5.	1.107	19.02	56.21	16.00	20.22	33.79	9.400E+03
6.	1.108	21.04	50.89	11.02	19.33	32.02	6.559E+03
7.	1.110	22.64	51.75	12.09	19.78	34.59	8.891E+03
8.	1.111	19.96	57.33	17.07	20.22	35.41	1.139E+04
9.	1.112	20.76	51.18	10.93	20.22	31.63	5.802E+03
10.	1.113	21.70	53.21	13.46	19.11	34.78	9.903E+03

\* \* \* END OF FILE \* \* \*

50 DERECE SEVDE DURAYLILIK ANALIZI  
10 most critical surfaces, MINIMUM BISHOP FOS = 1.093



Ek 2 30°lik şevde iyileştirme  
kuvvetlerinin saptanması (1)

109

XSTABL File: SON30 11-12-97 20:28

```

*****
*                               X S T A B L                               *
*                               *                                       *
*                               Slope Stability Analysis                       *
*                               using the                                       *
*                               Method of Slices                               *
*                               *                                       *
*                               Copyright (C) 1992 - 96                       *
*                               Interactive Software Designs, Inc.             *
*                               Moscow, ID 83843, U.S.A.                       *
*                               *                                       *
*                               All Rights Reserved                             *
*                               *                                       *
*                               Ver. 5.200                                     96 - 1387 *
*****

```

Problem Description : 30 DERECE SEVDE GEREKLI KAZIK KUV(1)

-----  
SEGMENT BOUNDARY COORDINATES  
-----

3 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	40.0	20.0	40.0	1
2	20.0	40.0	46.0	55.0	1
3	46.0	55.0	80.0	55.0	1

-----  
ISOTROPIC Soil Parameters  
-----

1 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight (kN/m3)	Moist Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Water Surface Constant (kPa)	Water Surface No.
1	19.0	.0	25.0	10.00	.000	.0	0

-----  
REINFORCED SLOPE ANALYSIS  
-----

The analysis will be performed to determine the critical surface that requires the largest amount of reinforcing force to satisfy:

Minimum (required) FOS = 1.250  
Resultant at Elevation = 41.22 meters

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

1600 trial surfaces will be generated and analyzed.

40 Surfaces initiate from each of 40 points equally spaced along the ground surface between  $x = .0$  m and  $x = 25.0$  m

Each surface terminates between  $x = 40.0$  m and  $x = 80.0$  m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is  $y = .0$  m

2.0 m line segments define each trial failure surface.

-----  
ANGULAR RESTRICTIONS  
-----

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees  
Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

\*\*\*\*\*  
-- WARNING -- WARNING -- WARNING -- WARNING -- (# 48)  
\*\*\*\*\*  
Negative effective stresses were calculated at the base of a slice. This warning is usually reported for cases where slices have low self weight and a relatively high "c" shear strength parameter. In such cases, this effect can only be eliminated by reducing the "c" value.  
\*\*\*\*\*

-----  
USER SELECTED option for unrestricted values of strength  
-----

Factors of safety have been calculated by the :

The most critical circular failure surface is specified by 23 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	17.31	40.00
2	19.16	39.24
3	21.06	38.63
4	23.01	38.16
5	24.98	37.84
6	26.97	37.67
7	28.97	37.65
8	30.97	37.79
9	32.95	38.07
10	34.90	38.50
11	36.82	39.08
12	38.68	39.81
13	40.49	40.67
14	42.22	41.66
15	43.87	42.79
16	45.44	44.03
17	46.90	45.39
18	48.26	46.86
19	49.51	48.43
20	50.63	50.09
21	51.62	51.82
22	52.48	53.63
23	53.01	55.00

\*\*\*\*\*  
 \*\* Maximum Required Reinforcement Force = 2.6481E+02 (kN) \*\*  
 \*\* Simplified BISHOP FOS = 1.250 (for above reinforcement) \*\*  
 \*\*\*\*\*

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : 30 DERECE SEVDE GEREKLI KAZIK KUV(1)

REINFORCING FORCES calculated for minimum FOS = 1.250 and  
 reinforcing force resultant at elevation = 41.22 meters

=====

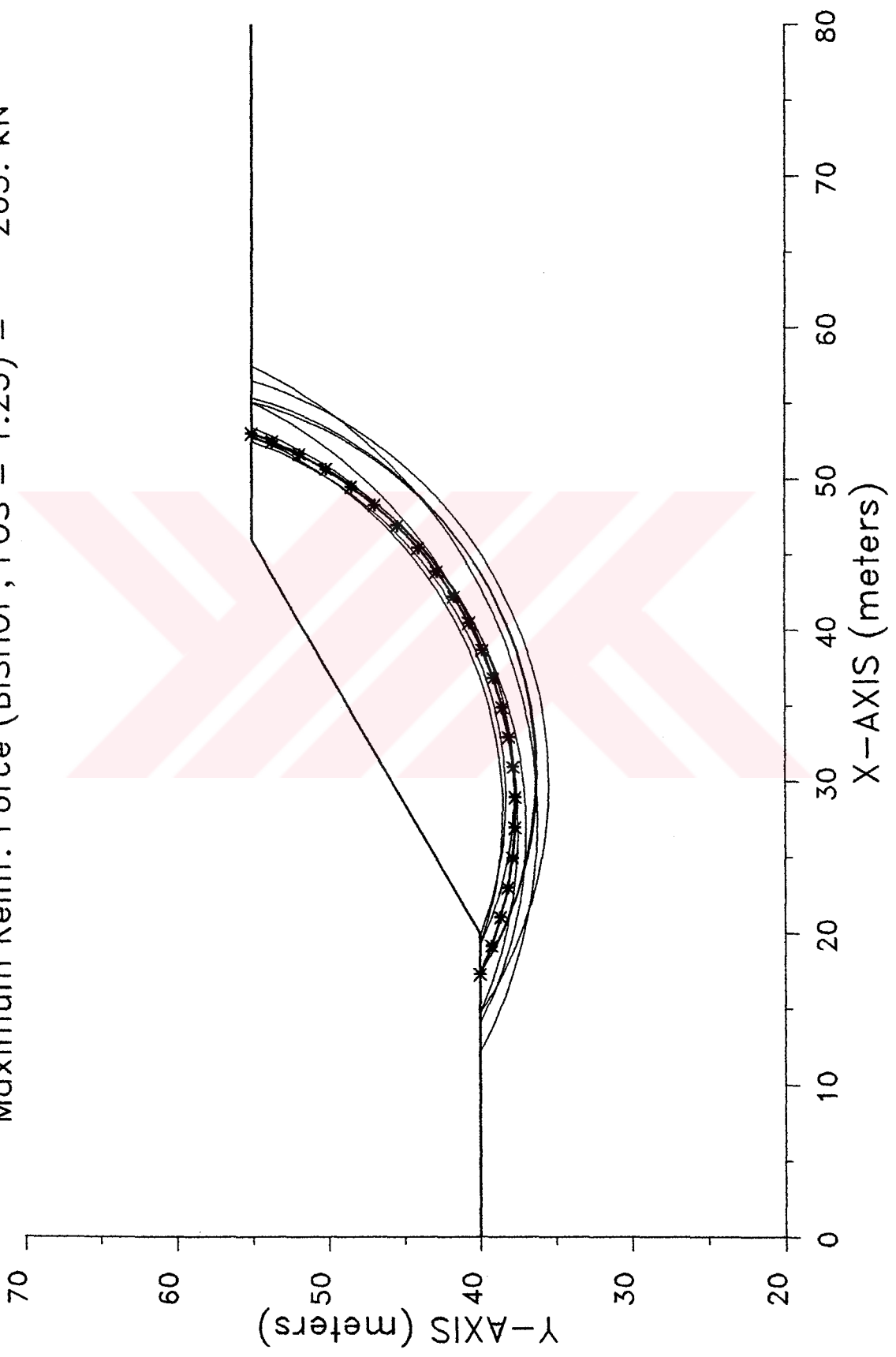
	Reinf. Force (kN)	Circle Center x-coord (m)	Circle Center y-coord (m)	Radius (m)	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Resisting Moment (kN-m)
1.	265.	28.21	64.05	26.4	17.3	53.0	5.783E+04
2.	262.	29.98	63.18	27.7	14.7	56.5	7.816E+04
3.	259.	30.63	62.03	25.7	17.3	55.4	6.592E+04
4.	256.	29.52	61.97	24.3	19.2	52.7	5.184E+04
5.	255.	30.64	61.48	25.3	17.3	55.1	6.452E+04

6.	254.	26.93	65.35	<sup>112</sup> 28.4	14.1	53.4	6.698E+04
7.	253.	27.60	69.31	33.1	12.2	57.4	9.191E+04
8.	252.	27.04	68.66	31.2	14.7	55.1	7.368E+04
9.	249.	28.98	63.13	24.9	19.9	52.5	5.016E+04
10.	249.	28.12	65.24	26.8	19.2	52.8	5.373E+04

\* \* \* END OF FILE \* \* \*



30 DERECE SEVDE GEREKLI KAZIK KUV(1)  
Maximum Reinf. Force (BISHOP, FOS = 1.25) = 265. kN



```

*****
*           X S T A B L           *
*                                     *
*           Slope Stability Analysis *
*           using the               *
*           Method of Slices        *
*                                     *
*           Copyright (C) 1992 - 96 *
*           Interactive Software Designs, Inc. *
*           Moscow, ID 83843, U.S.A. *
*                                     *
*           All Rights Reserved     *
*                                     *
*           Ver. 5.200               96 - 1387 *
*****
  
```

Problem Description : 30 DERECE SEVDE GEREKLI KAZIK KUV(2)

-----  
 SEGMENT BOUNDARY COORDINATES  
 -----

3 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	40.0	20.0	40.0	1
2	20.0	40.0	46.0	55.0	1
3	46.0	55.0	80.0	55.0	1

-----  
 ISOTROPIC Soil Parameters  
 -----

1 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight (kN/m3)	Moist Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	19.0	.0	25.0	10.00	.000	.0	0

-----  
 REINFORCED SLOPE ANALYSIS  
 -----

The analysis will be performed to determine the critical surface that requires the largest amount of reinforcing force to satisfy:

Minimum (required)<sup>15</sup> FOS = 1.250  
Resultant at Elevation = 40.43 meters

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

1600 trial surfaces will be generated and analyzed.

40 Surfaces initiate from each of 40 points equally spaced along the ground surface between x = .0 m  
and x = 25.0 m

Each surface terminates between x = 40.0 m  
and x = 80.0 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is y = .0 m

2.0 m line segments define each trial failure surface.

-----  
ANGULAR RESTRICTIONS  
-----

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees  
Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

\*\*\*\*\*  
-- WARNING -- WARNING -- WARNING -- WARNING -- (# 48)  
\*\*\*\*\*  
Negative effective stresses were calculated at the base of a slice. This warning is usually reported for cases where slices have low self weight and a relatively high "c" shear strength parameter. In such cases, this effect can only be eliminated by reducing the "c" value.  
\*\*\*\*\*

-----  
USER SELECTED option for unrestricted values of strength  
-----

Factors of safety have been calculated by the :

\* \* \* \* \* SIMPLIFIED BISHOP METHOD \* \* \* \* \*

The most critical circular failure surface is specified by 23 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	17.31	40.00
2	19.16	39.24
3	21.06	38.63
4	23.01	38.16
5	24.98	37.84
6	26.97	37.67
7	28.97	37.65
8	30.97	37.79
9	32.95	38.07
10	34.90	38.50
11	36.82	39.08
12	38.68	39.81
13	40.49	40.67
14	42.22	41.66
15	43.87	42.79
16	45.44	44.03
17	46.90	45.39
18	48.26	46.86
19	49.51	48.43
20	50.63	50.09
21	51.62	51.82
22	52.48	53.63
23	53.01	55.00

\*\*\*\*\*  
 \*\* Maximum Required Reinforcement Force = 2.5595E+02 (kN) \*\*  
 \*\* Simplified BISHOP FOS = 1.250 (for above reinforcement) \*\*  
 \*\*\*\*\*

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : 30 DERECE SEVDE GEREKLI KAZIK KUV(2)

REINFORCING FORCES calculated for minimum FOS = 1.250 and  
 reinforcing force resultant at elevation = 40.43 meters

=====

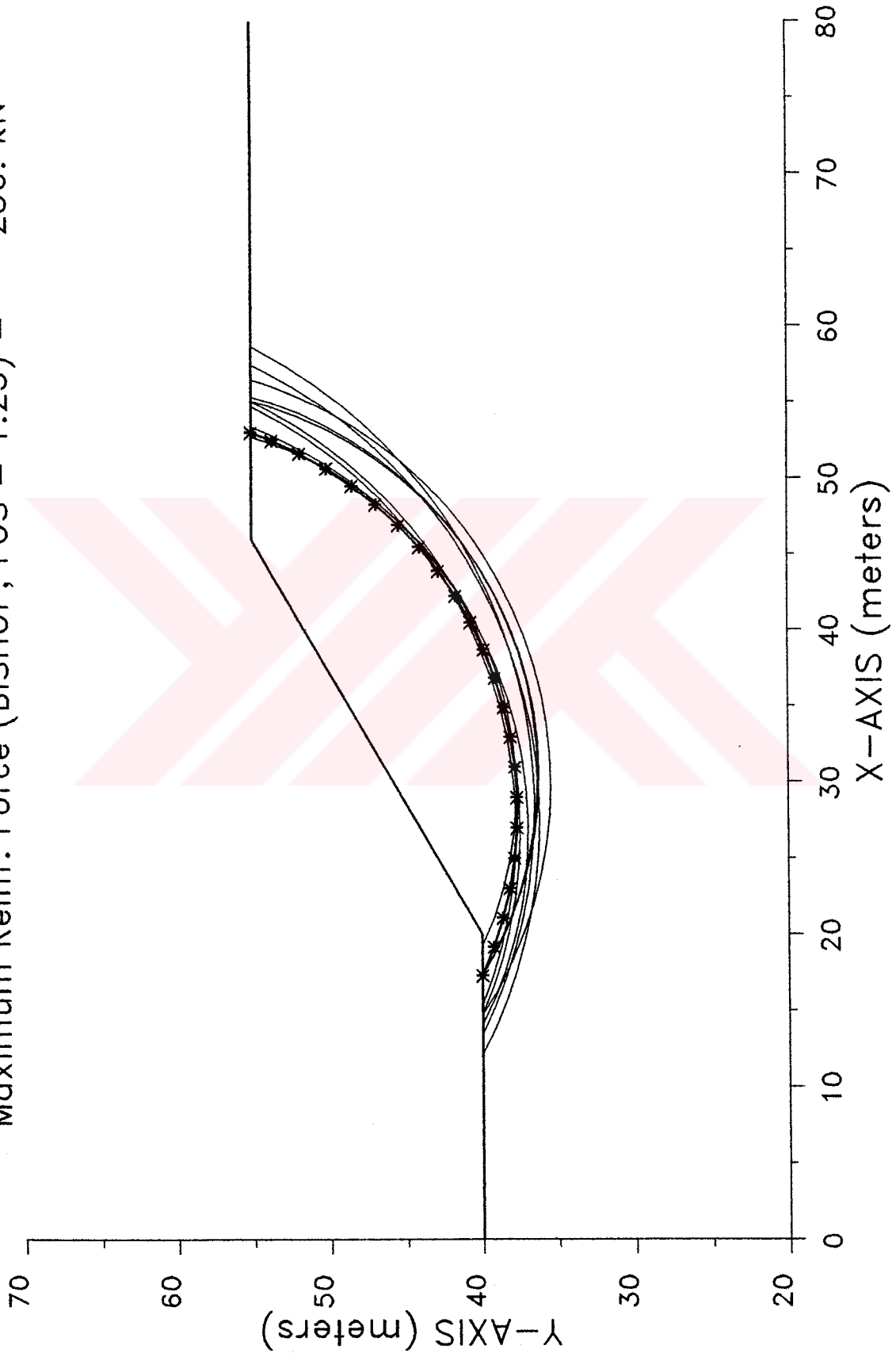
	Reinf. Force (kN)	Circle Center		Radius (m)	Initial	Terminal	Resisting Moment (kN-m)
		x-coord (m)	y-coord (m)		x-coord (m)	x-coord (m)	
1.	256.	28.21	64.05	26.4	17.3	53.0	5.783E+04
2.	253.	29.98	63.18	27.7	14.7	56.5	7.816E+04
3.	249.	30.63	62.03	25.7	17.3	55.4	6.592E+04
4.	247.	29.52	61.97	24.3	19.2	52.7	5.184E+04
5.	246.	26.93	65.35	28.4	14.1	53.4	6.698E+04

6.	246.	30.64	61.48	<sup>117</sup> 25.3	17.3	55.1	6.452E+04
7.	246.	27.60	69.31	33.1	12.2	57.4	9.191E+04
8.	245.	27.04	68.66	31.2	14.7	55.1	7.368E+04
9.	241.	28.45	70.46	33.9	13.5	58.7	9.416E+04
10.	241.	27.00	68.65	30.9	15.4	54.7	7.066E+04

\* \* \* END OF FILE \* \* \*



30 DERECE SEVDE GEREKLI KAZIK KUV(2)  
Maximum Reinf. Force (BISHOP, FOS = 1.25) = 256. kN



#### Ek 4 Analiz sonuçları

0.6 m çaplı kazık analiz sonuçları, Minimum eğilme dayanımı 148 kNm  
Şev açısı 30 derece,  $c=25$  kPa,  $\phi = 10$  derece,  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>, FS şev = 1.099

FS = 1.25 İÇİN

S.N	S (m)	XSTABL				ito-Matsul				XSTABL				ito-Matsul				XSTABL				BRINCH-HANSEN						
		x	yş	yk1	Lü1	ym1	yFp1	Fp1	yk2	Lü2	ym2	D2/D1	yFp2	Fp2	yk3	Lü3	ym3	D2/D1	yFp3	Fp3	D1	Ft	e	Mmax	Xo	Lkazık	h1	h2
1	3.860	23.860	42.227	39.150	3.080	1.730	40.497	257.000	38.020	4.207	2.370	0.464	39.857	250.000	38.020	4.207	2.370	0.470	39.857	250.000	1.132	284.000	1.830	674	1	8.627	2.2	1.2
2	7.840	27.840	44.524	38.880	5.840	3.300	41.224	265.000	37.660	6.864	4.080	0.630	40.444	256.000	37.660	6.864	4.090	0.638	40.434	256.000	1.657	425.000	2.780	1446	1.2	12.584	2.8	1.6
3	11.830	31.830	46.826	39.200	7.630	4.560	42.266	278.000	37.910	8.916	5.450	0.716	41.376	267.000	37.910	8.916	5.450	0.723	41.376	267.000	2.166	579.000	3.470	2427	1.4	16.976	4	2.2
4	15.730	35.730	49.076	40.090	8.980	5.430	43.646	296.000	38.750	10.326	6.390	0.752	42.686	283.000	38.750	10.326	6.390	0.761	42.686	283.000	2.510	711.000	3.940	3380	1.6	19.946	4.8	2.6
5	19.450	39.450	51.223	41.540	9.680	5.870	45.353	323.000	40.180	11.043	6.850	0.758	44.373	307.000	40.180	11.043	6.860	0.767	44.363	307.000	2.575	792.000	4.190	4013	1.7	21.443	5.2	2.8
6	22.930	42.930	53.231	43.520	9.710	5.890	47.341	367.000	39.450	13.781	6.680	0.804	44.551	310.000	39.450	13.781	6.700	0.830	44.531	310.000	3.529	1099.000	5.080	6752	2	25.481	5.8	3.2

0.6 m çaplı kazık analiz sonuçları

Şev açısı 50 derece,  $c=25$  kPa,  $\phi = 10$  derece,  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>, FS şev = 1.093

FS = 1.25 İÇİN

S.N	S (m)	XSTABL				ito-Matsul				XSTABL				ito-Matsul				XSTABL				BRINCH-HANSEN						
		x	yş	yk1	Lü1	ym1	yFp1	Fp1	yk2	Lü2	ym2	D2/D1	yFp2	Fp2	yk3	Lü3	ym3	D2/D1	yFp3	Fp3	D1	Ft	e	Mmax	Xo	Lkazık	h1	h2
1	2.550	22.550	42.983	39.900	3.080	1.730	41.253	88.000	39.540	3.443	1.950	0.646	41.033	86.000	39.540	3.443	1.950	0.646	41.033	86.000	1.695	148.000	1.490	267	0.6	7.083	1.8	1
2	4.030	24.030	44.714	40.140	4.570	2.630	42.084	95.000	39.680	5.034	2.970	0.745	41.744	92.000	39.680	5.034	2.970	0.745	41.744	92.000	2.353	222.000	2.060	544	0.8	9.454	2.2	1.2
3	5.460	25.460	46.387	40.580	5.800	3.400	42.987	106.000	39.610	6.777	4.100	0.808	42.287	97.000	39.610	6.777	4.100	0.808	42.287	97.000	3.125	328.000	2.670	1034	1	12.497	2.8	1.6
4	6.830	26.830	47.990	41.200	6.790	4.020	43.970	123.000	40.110	7.880	4.830	0.825	43.160	108.000	40.110	7.880	4.830	0.825	43.160	108.000	3.429	412.000	3.050	1487	1.1	14.380	3.2	1.8
5	8.100	28.100	49.475	41.990	7.490	4.470	45.005	146.000	40.780	8.695	5.360	0.823	44.115	125.000	40.780	8.695	5.360	0.823	44.115	125.000	3.390	485.000	3.340	1920	1.2	16.755	4	2.2

d=0.6 m, Şev açısı 30 derece

ELASTİK ZEMİNE OTURAN SONSUZ KIRIŞ YÖNTEMİ																
D2/D1	Serbest Başı				Dönmesi Engellenmiş Başı				Mafsals Başı				Tutulu Başı			
	Lü3 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)
0.470	99.74	-61.48	0.000	1.260	99.47	-3.700	-4.207	1.850	33.090	54.470	-1.28 ve -5.42	0	-108.960	-46.490	-4.207	0.000
0.638	-826.68	725.95	0.000	0.330	-824.43	4.310	-6.864	0.690	-26.600	37.380	-0.24 ve -4.86	0	93.240	-28.340	-6.864	0.000
0.723	-2400.50	209.15	0.000	0.342	-2393.30	13.050	-8.916	0.650	104.760	117.350	-1.42 ve -5.86	0	393.630	-49.600	-8.916	0.000
0.761	-4045.20	3561.50	0.000	0.319	-4032.60	20.040	-10.326	0.590	367.600	241.560	-2.53 ve -6.7	0	691.510	-96.830	-10.326	0.000
0.767	-5088.00	4503.40	0.000	0.300	-5072.00	23.820	-11.043	0.560	557.720	330.480	-3.02 ve -7.16	0	874.300	-133.700	-11.043	0.000
0.830	-10563.00	9508.75	0.000	0.263	-10529.00	40.310	-13.781	0.470	1887.700	875.340	-5.17 ve -8.9	0	1827.800	-377.500	-13.781	0.000

d=0.6 m, Şev açısı 50 derece

ELASTİK ZEMİNE OTURAN SONSUZ KIRIŞ YÖNTEMİ																	
D2/D1	Serbest Başı				Dönmesi Engellenmiş Başı				Mafsals Başı				Tutulu Başı				
	Lü2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)
0.646	3.443	22.23	-12.73	0.000	1.520	22.170	-1.460	-3.443	2.130	12.140	30.140	-0.89 ve -4.14	0.000	-47.870	-22.870	-3.443	0.000
0.745	5.034	-244.83	215.90	0.000	0.315	-244.250	1.230	-5.034	0.750	-16.660	17.900	-0.5 ve -3.78	0.000	9.950	-17.970	-5.034	0.000
0.808	6.777	-914.35	777.41	0.000	0.407	-911.810	6.130	-6.777	0.810	-5.620	30.870	-0.62 ve -4.49	0.000	142.650	-17.580	-6.777	0.000
0.825	7.880	-1595.50	1368.60	0.000	0.384	-1590.800	9.970	-7.880	0.740	58.810	64.660	1.36 ve -5.12	0.000	269.800	-27.400	-7.880	0.000
0.823	8.695	-2259.00	1954.20	0.000	0.363	-2252.000	13.150	-8.695	0.690	138.020	106.900	-1.85 ve -5.63	0.000	389.000	-42.500	-8.695	0.000

0.8 m çaplı kazık analiz sonuçları; Minimum eğilme dayanımı 352 kNm  
Şev açısı 30 derece, c=25 kPa,  $\phi = 10$  derece,  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>, FS şev =1.099

### FS = 1.25 İÇİN

S.N	S (m)	x (m)	yş (m)	XSTABL			İto-Matsui			XSTABL			İto-Matsui			XSTABL					BRINCH-HANSEN				
				yk1 (m)	Lü1 (m)	ym1 (m)	yFp1 (m)	Fp1 (kN)	yk2 (m)	Lü2 (m)	ym2 (m)	D2/D1	yFp2 (m)	Fp2 (kN)	D1 (m)	Ft (kN/m)	e (m)	Mmax (kNm)	X0 (m)	Lkazık (m)	h1 (m)	h2 (m)			
1	3.860	23.860	42.227	39.150	3.080	1.730	40.497	257.000	38.020	4.207	2.390	0.532	39.837	250.000	1.709	434.000	1.810	1054	1.2	9.667	2.8	1.4			
2	7.840	27.840	44.524	38.880	5.640	3.300	41.224	265.000	37.660	6.864	4.110	0.695	40.414	256.000	2.623	690.000	2.750	2420	1.3	14.404	3.8	2			
3	11.830	31.830	46.826	39.200	7.630	4.560	42.266	278.000	37.910	8.916	5.480	0.771	41.346	266.000	3.493	966.000	3.440	4190	1.8	16.976	4	2.2			
4	15.730	35.730	49.076	40.090	8.990	5.430	43.646	296.000	38.750	10.326	6.420	0.804	42.656	283.000	4.082	1199.000	3.910	5915	2	19.946	4.8	2.6			
5	19.450	39.450	51.223	41.540	9.680	5.870	45.353	323.000	40.180	11.043	6.880	0.808	44.343	307.000	4.167	1339.000	4.160	7045	2.2	21.443	5.2	2.8			
6	22.930	42.930	53.231	43.520	9.710	5.890	47.341	367.000	39.450	13.781	8.700	0.848	44.531	310.000	5.263	1890.000	5.070	12154	2.6	25.481	5.8	3.2			

0.8 m çaplı kazık analiz sonuçları  
Şev açısı 50 derece, c=25 kPa,  $\phi = 10$  derece,  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>, FS şev =1.093

### FS = 1.25 İÇİN

S.N	S (m)	x (m)	yş (m)	XSTABL			İto-Matsui			XSTABL			İto-Matsui			XSTABL					BRINCH-HANSEN				
				yk1 (m)	Lü1 (m)	ym1 (m)	yFp1 (m)	Fp1 (kN)	yk2 (m)	Lü2 (m)	ym2 (m)	D2/D1	yFp2 (m)	Fp2 (kN)	D1 (m)	Ft (kN/m)	e (m)	Mmax (kNm)	X0 (m)	Lkazık (m)	h1 (m)	h2 (m)			
1	2.550	22.550	42.983	39.900	3.080	1.730	41.253	88.000	39.540	3.443	1.970	0.706	41.013	86.000	2.721	239.000	1.470	443	0.8	7.083	1.8	1			
2	4.030	24.030	44.714	40.140	4.570	2.630	42.084	95.000	39.680	5.034	2.980	0.795	41.734	92.000	3.902	370.000	2.040	935	1	9.454	2.2	1.2			
3	5.460	25.460	46.387	40.580	5.800	3.400	42.987	106.000	39.610	6.777	4.130	0.850	42.257	97.000	5.333	557.000	2.650	1817	1.2	12.497	2.8	1.6			
4	6.830	26.830	47.990	41.200	6.790	4.020	43.970	123.000	40.110	7.880	4.850	0.863	43.140	108.000	5.839	705.000	3.030	2639	1.4	14.380	3.2	1.8			
5	8.100	28.100	49.475	41.990	7.490	4.470	45.005	146.000	40.780	8.695	5.380	0.862	44.095	125.000	5.797	833.000	3.320	3428	1.6	16.755	4	2.2			

ELASTİK ZEMİNE OTURAN SONSUZ KİRİŞ YÖNTEMİ																	
D2/D1	Serbest Başı				Dönmesi Engellenmiş Başı				Mafsals Başı				Tutulu Başı				
	Lü2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)
0.532	4.207	50.50	-28.61	0.000	2.120	50.21	-3.970	-4.207	2.970	33.590	89.950	-1.02 ve -5.02	0.000	-134.300	-64.680	-4.207	0.000
0.695	6.864	-1167.90	974.00	0.000	0.600	-1158.50	8.850	-6.864	1.300	-65.990	37.870	-0.05 ve -4.7	0.000	146.770	-37.710	-6.864	0.000
0.771	8.916	-3246.00	2721.00	0.000	0.590	-3217.00	23.470	-8.916	1.150	62.920	90.260	-1.6 ve -5.71	0.000	568.000	-39.670	-8.916	0.000
0.804	10.326	-5417.90	4599.00	0.000	0.548	-5367.60	35.280	-10.326	1.040	358.300	204.330	-2.66 ve -6.55	0.000	985.300	-73.090	-10.326	0.000
0.808	11.043	-6781.50	5796.00	0.000	0.525	-6717.30	41.600	-11.043	0.990	575.250	292.500	-3.13 ve -6.99	0.000	1237.000	-104.500	-11.043	0.000
0.848	13.781	-14050.00	12272.70	0.000	0.451	-13909.30	69.040	-13.781	0.820	2115.420	872.770	-5.11 ve -8.73	0.000	2558.000	-336.920	-13.781	0.000

d=0.8 m, Şev açısı 50 derece

ELASTİK ZEMİNE OTURAN SONSUZ KİRİŞ YÖNTEMİ																	
D2/D1	Serbest Başı				Dönmesi Engellenmiş Başı				Mafsals Başı				Tutulu Başı				
	Lü2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)
0.706	3.443	-1.49	-0.18	0.000	2589.000	-1.520	-1.480	-3.443	3.350	13.500	46.400	-0.69 ve -3.87	0.000	-60.610	-30.000	-3.443	0.000
0.795	5.034	-360.30	297.00	0.000	0.648	-357.800	2.930	-5.034	1.530	-34.300	22.800	-0.29 ve -3.66	0.000	19.940	25.100	-5.034	0.000
0.850	6.777	-1251.00	1015.20	0.000	0.700	-1240.900	11.200	-6.777	1.430	-44.160	15.020	-0.76 ve -4.37	0.000	208.000	-15.660	-6.777	0.000
0.863	7.880	-2155.40	1772.00	0.000	0.656	-2137.000	17.770	-7.880	1.300	12.480	36.270	-1.45 ve -4.99	0.000	390.000	-17.250	-7.880	0.000
0.862	8.695	-3038.50	2525.00	0.000	0.620	-3011.500	23.280	-8.695	1.200	97.920	71.230	-1.95 ve -5.48	0.000	558.550	-25.920	-8.695	0.000

1 m çaplı kazık analiz sonuçları; Minimum eğilme dayanımı 008 kN/m  
Şev açısı 30 derece, c=25 kPa,  $\phi = 10$  derece,  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>, FS şev = 1.099

### FS = 1.25 İÇİN

S.N	S (m)	x (m)	yş (m)	XSTABL			ito-Matsul			XSTABL			ito-Matsul			XSTABL			BRINCH-HANSEN			
				yk1 (m)	Lü1 (m)	ym1 (m)	yFp1 (m)	Fp1 (kN)	yk2 (m)	Lü2 (m)	ym2 (m)	D2/D1	yFp2 (m)	Fp2 (kN)	D1 (m)	Ft (kN/m)	e (m)	Mmax (kNm)	Xo (m)	Lkazık (m)	h1 (m)	h2 (m)
1	3.860	23.860	42.227	39.150	3.080	1.730	40.497	257.000	38.020	4.207	2.400	0.584	39.827	250.000	2.404	612.000	1.800	1527	1.5	9.667	2.8	1.4
2	7.840	27.840	44.524	38.880	5.640	3.300	41.224	265.000	37.660	6.864	4.130	0.741	40.394	256.000	3.861	1016.000	2.730	3670	2	14.404	3.8	2
3	11.830	31.830	46.826	39.200	7.630	4.560	42.266	278.000	37.910	8.916	5.500	0.809	41.326	266.000	5.236	1449.000	3.420	6507	2.4	18.796	5	2.6
4	15.730	35.730	49.076	40.090	8.990	5.430	43.646	296.000	38.750	10.326	6.430	0.838	42.646	283.000	6.173	1814.000	3.900	9307	2.8	21.766	5.8	3
5	19.450	39.450	51.223	41.540	9.680	5.870	45.353	323.000	40.180	11.043	6.900	0.841	44.323	306.000	6.289	2027.000	4.140	11086	3	24.303	6.8	3.4
6	22.930	42.930	53.231	43.520	9.710	5.890	47.341	367.000	39.450	13.781	8.730	0.875	44.501	309.000	8.000	2894.000	5.050	19397	3.8	29.381	8	4

0.1 m çaplı kazık analiz sonuçları  
Şev açısı 50 derece, c=25 kPa,  $\phi = 10$  derece,  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>, FS şev = 1.093

### FS = 1.25 İÇİN

S.N	S (m)	x (m)	yş (m)	XSTABL			ito-Matsul			XSTABL			ito-Matsul			XSTABL			BRINCH-HANSEN			
				yk1 (m)	Lü1 (m)	ym1 (m)	yFp1 (m)	Fp1 (kN)	yk2 (m)	Lü2 (m)	ym2 (m)	D2/D1	yFp2 (m)	Fp2 (kN)	D1 (m)	Ft (kN/m)	e (m)	Mmax (kNm)	Xo (m)	Lkazık (m)	h1 (m)	h2 (m)
1	2.550	22.550	42.983	39.900	3.080	1.730	41.253	88.000	39.540	3.443	1.980	0.749	41.003	86.000	3.984	350.000	1.460	667	0.9	8.123	2.4	1.2
2	4.030	24.030	44.714	40.140	4.570	2.630	42.084	95.000	39.680	5.034	3.000	0.829	41.714	91.000	5.848	554.000	2.030	1447	1.2	10.234	2.6	1.4
3	5.460	25.460	46.387	40.580	5.800	3.400	42.987	106.000	39.610	6.777	4.140	0.876	42.247	96.000	8.065	848.000	2.640	2868	1.4	13.277	3.2	1.8
4	6.830	26.830	47.990	41.200	6.790	4.020	43.970	123.000	40.110	7.880	4.860	0.888	43.130	108.000	8.929	1080.000	3.020	4197	1.7	16.200	4.2	2.2
5	8.100	28.100	49.475	41.990	7.490	4.470	45.005	146.000	40.780	8.695	5.390	0.887	44.085	125.000	8.850	1275.000	3.300	5440	1.9	17.795	4.6	2.4

d=1 m, Şev açısı 30 derece

ELASTİK ZEMİNE OTURAN SONSUZ KIRIŞ YÖNTEMİ																			
D2/D1	Serbest Başı					Dönmesi Engellenmiş Başı					Mafsals Başı					Tutulu Başı			
	Lü2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)		
0.584	4.207	-5.68	0.39	0.000	3.260	-5.150	-3.730	-4.207	4.220	34.720	119.120	-0.83 ve -4.73	0.000	-154.240	-75.880	-4.207	0.000		
0.741	6.864	-1519.00	1211.40	0.000	0.950	-1491.000	14.800	-6.864	2.050	-118.500	23.070	0.25 ve -4.56	0.000	209.760	-40.180	-6.864	0.000		
0.809	8.916	-4094.00	3309.30	0.000	0.892	-4010.200	36.500	-8.916	1.780	-19.620	27.850	1.71 ve -5.57	0.000	762.220	-16.410	-8.916	0.000		
0.838	10.326	-6787.70	5574.00	0.000	0.825	-6642.300	54.080	-10.326	1.600	277.430	111.490	2.72 ve -6.40	0.000	1306.600	-27.120	-10.326	0.000		
0.841	11.043	-8480.30	7020.00	0.000	0.790	-8295.000	63.510	-11.043	1.520	506.700	187.700	3.18 ve -6.84	0.000	1635.000	-47.240	-11.043	0.000		
0.875	13.781	-17506.00	14870.00	0.000	0.682	-17098.000	103.900	-13.781	1.270	2200.900	743.520	5.11 ve -8.57	0.000	3350.000	-235.700	-13.781	0.000		

d=1 m, Şev açısı 50 derece

ELASTİK ZEMİNE OTURAN SONSUZ KIRIŞ YÖNTEMİ																			
D2/D1	Serbest Başı					Dönmesi Engellenmiş Başı					Mafsals Başı					Tutulu Başı			
	Lü2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)		
0.749	3.443	-25.91	8.86	0.000	4.020	-25.700	-1.360	3.443	4.680	16.060	61.060	-0.55 ve -3.71	0.000	-72.540	-34.740	-3.443	0.000		
0.829	5.034	-476.08	372.13	0.000	1.030	-469.000	5.080	5.034	2.450	-54.720	23.790	-0.16 ve -3.57	0.000	30.760	-30.110	-5.034	0.000		
0.876	6.777	-1586.30	1237.10	0.000	1.050	-1558.000	17.390	6.777	2.190	-100.110	-13.470	0.81 ve -4.26	0.000	279.430	-10.600	-6.777	0.000		
0.888	7.880	-2716.00	2151.00	0.000	0.978	-2663.000	27.350	7.880	1.980	-63.440	-14.650	1.48 ve -4.87	0.000	518.420	-0.610	-7.880	0.000		
0.887	8.695	-3818.00	3061.20	0.000	0.926	-3740.800	35.710	8.695	1.840	11.940	3.810	1.96 ve -5.35	0.000	742.370	0.820	-8.695	0.000		

1.2 m çaplı kazık analiz sonuçları; minimum eğilme dayanımı 1105 N/mm<sup>2</sup>  
 Şev açısı 30 derece, c=25 kPa, Ø = 10 derece,  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>, FS şev =1.099  
**FS = 1.25 İÇİN**

S.N	S (m)	x (m)	yş (m)	XSTABL			İto-Matsul			XSTABL			İto-Matsul			XSTABL			BRINCH-HANSEN			
				yk1 (m)	Lü1 (m)	ym1 (m)	yFp1 (m)	Fp1 (kN)	yk2 (m)	Lü2 (m)	ym2 (m)	D2/D1	yFp2 (m)	Fp2 (kN)	D1 (m)	Ft (kN/m)	e (m)	Mmax (kNm)	Xo (m)	Lkazık (m)	h1 (m)	h2 (m)
1	3.860	23.860	42.227	39.150	3.080	1.730	40.497	257.000	38.020	4.207	2.410	0.626	39.817	250.000	3.209	815.000	1.790	2086	1.5	9.667	2.8	1.4
2	7.840	27.840	44.524	38.880	5.640	3.300	41.224	265.000	37.660	6.864	4.150	0.774	40.374	255.000	5.310	1402.000	2.710	5211	2	15.444	4.4	2.2
3	11.830	31.830	46.826	39.200	7.630	4.560	42.266	278.000	37.910	8.916	5.510	0.837	41.316	266.000	7.362	2030.000	3.400	9420	2.4	19.836	5.6	2.8
4	15.730	35.730	49.076	40.090	8.990	5.430	43.646	296.000	38.750	10.326	6.450	0.862	42.626	282.000	8.696	2552.000	3.880	13558	2.8	22.806	6.4	3.2
5	19.450	39.450	51.223	41.540	9.680	5.870	45.353	323.000	40.180	11.043	6.920	0.865	44.303	306.000	8.889	2859.000	4.120	16216	3	25.343	7.4	3.6
6	22.930	42.930	53.231	43.520	9.710	5.890	47.341	367.000	39.450	13.781	8.740	0.894	44.491	309.000	11.321	4112.000	5.030	28661	3.8	29.381	8	4

1.2 m çaplı kazık analiz sonuçları  
 Şev açısı 50 derece, c=25 kPa, Ø = 10 derece,  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>, FS şev =1.093  
**FS = 1.25 İÇİN**

S.N	S (m)	x (m)	yş (m)	XSTABL			İto-Matsul			XSTABL			İto-Matsul			XSTABL			BRINCH-HANSEN			
				yk1 (m)	Lü1 (m)	ym1 (m)	yFp1 (m)	Fp1 (kN)	yk2 (m)	Lü2 (m)	ym2 (m)	D2/D1	yFp2 (m)	Fp2 (kN)	D1 (m)	Ft (kN/m)	e (m)	Mmax (kNm)	Xo (m)	Lkazık (m)	h1 (m)	h2 (m)
1	2.550	22.550	42.983	39.900	3.080	1.730	41.253	88.000	39.540	3.443	1.980	0.780	41.003	86.000	5.455	480.000	1.460	944	1	8.123	2.4	1.2
2	4.030	24.030	44.714	40.140	4.570	2.630	42.084	95.000	39.680	5.034	3.000	0.853	41.714	91.000	8.163	776.000	2.030	2090	1.3	12.314	3.8	1.8
3	5.460	25.460	46.387	40.580	5.800	3.400	42.987	106.000	39.610	6.777	4.150	0.895	42.237	96.000	11.429	1199.000	2.630	4196	1.7	15.357	4.4	2.2
4	6.830	26.830	47.990	41.200	6.790	4.020	43.970	123.000	40.110	7.880	4.870	0.905	43.120	108.000	12.632	1530.000	3.000	6150	2	18.020	5.2	2.6
5	8.100	28.100	49.475	41.990	7.490	4.470	45.005	146.000	40.780	8.695	5.400	0.904	44.075	124.000	12.500	1814.000	3.300	8056	2.2	19.615	5.6	2.8

d=1.2 m, Şev açısı 30 derece

ELASTİK ZEMİNE OTURAN SONSUZ KIRIŞ YÖNTEMİ																			
D2/D1	Serbest Başı					Dönmesi Engellenmiş Başı					Mafsalsal Başı					Tutulmuş Başı			
	Lü2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)		
0.626	4.207	-62.80	21.36	0.000	4.860	-59.610	-3.180	-4.207	5.610	36.920	143.570	-0.68 ve -4.51	0.000	-171.000	-8272.000	-4.207	0.000		
0.774	6.864	-1868.00	1434.50	0.000	1.330	-1802.000	21.740	-6.864	2.910	-182.600	-3.630	0.37 ve -4.45	0.000	276.700	-38.850	-6.864	0.000		
0.837	8.916	-4941.00	3869.00	0.000	1.230	-4745.000	51.640	-8.916	2.510	-142.300	-64.800	1.76 ve -5.45	0.000	970.000	15.240	-8.916	0.000		
0.862	10.326	-8158.00	6502.00	0.000	1.140	-7815.000	75.900	-10.326	2.260	127.400	-29.920	2.73 ve -6.27	0.000	1652.000	34.000	-10.326	0.000		
0.865	11.043	-10179.00	8186.00	0.000	1.090	-9741.000	88.910	-11.043	2.140	352.900	22.770	3.18 ve -6.7	0.000	2063.000	30.300	-11.043	0.000		
0.894	13.781	-20962.00	17352.00	0.000	0.950	-19995.000	143.850	-13.781	1.800	2112.750	498.300	5.07 ve -8.42	0.000	4199.000	-86.070	-13.781	0.000		

d=1.2 m, Şev açısı 50 derece

ELASTİK ZEMİNE OTURAN SONSUZ KIRIŞ YÖNTEMİ																			
D2/D1	Serbest Başı					Dönmesi Engellenmiş Başı					Mafsalsal Başı					Tutulmuş Başı			
	Lü2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)	M1,max (kNm)	M2,max (kNm)	z'1 (m)	z'2 (m)		
0.780	3.443	-49.85	14.19	0.000	5.920	-49.100	-1.150	-3.443	6.090	19.830	74.790	-0.45 ve -3.6	0.000	-84.190	-38.050	-3.443	0.000		
0.853	5.034	-591.59	443.02	0.000	1.460	-574.900	7.560	-5.034	3.460	-76.810	21.900	-0.09 ve 3.5	0.000	42.070	-33.730	-5.034	0.000		
0.895	6.777	-1922.40	1448.00	0.000	1.430	-1855.750	24.520	-6.777	3.050	-168.920	-52.510	0.83 ve -4.17	0.000	354.260	-3.560	-6.777	0.000		
0.905	7.880	-3275.50	2511.00	0.000	1.340	-3153.000	38.380	-7.880	2.770	-165.140	-84.150	1.47 ve -4.76	0.000	655.600	19.550	-7.880	0.000		
0.904	8.695	-4597.00	3571.00	0.000	1.270	-4417.000	50.080	-8.695	2.580	-112.150	-90.370	1.94 ve -5.24	0.000	938.360	33.600	-8.695	0.000		

## Ek 5 Kazık maliyet analizi (30 ve 50 derecelik şevler için)

## Kazık maliyet analizi (30 derecelik şev için)

SIRA NO	S (m)	L <sub>kazık</sub> (m)	Fp2 (kN)	d (m)	D1 (m)	Ft (kN/m)	Md (kNm)	Mmax (kNm)	Br.F. (TL/m)	Tutarı (TL)	Seçilen
1 (d=0.6 m)	3,86	8,63	250,00	0,60	1,132	284,00	148,00	54,47	80000000	609893993	
	7,84	12,58	255,00	0,60	1,657	425,00	148,00	37,38	80000000	607362704	607362704
	11,83	16,98	266,00	0,60	2,166	579,00	148,00	117,35	80000000	627146814	
	15,73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19,45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22,93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2 (d=0.8 m)	3,86	9,67	250,00	0,80	1,709	434,00	352,00	89,95	115000000	650702165	
	7,84	14,40	255,00	0,80	2,623	690,00	352,00	65,99	115000000	631338162	
	11,83	16,98	266,00	0,80	3,493	966,00	352,00	90,26	115000000	559032350	559032350
	15,73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19,45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22,93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3 (d=1 m)	3,86	9,68	250,00	1,00	2,404	612,00	688,00	119,00	159000000	640232945	
	7,84	14,40	255,00	1,00	3,861	1016,00	688,00	118,50	159000000	593006993	
	11,83	18,80	266,00	1,00	5,236	1449,00	688,00	27,85	159000000	570893812	
	15,73	21,77	282,00	1,00	6,173	1814,00	688,00	277,43	159000000	560737081	560737081
19,45	24,30	306,00	1,00	6,289	2027,00	688,00	506,70	159000000	614358404		
22,93	-	-	-	8,000	-	-	-	-	-	-	-
4 (d=1.2 m)	3,86	9,67	250,00	1,20	3,209	815,00	1189,00	143,00	208000000	626787161	
	7,84	15,45	255,00	1,20	5,310	1402,00	1189,00	182,60	208000000	605197740	
	11,83	19,84	266,00	1,20	7,362	2030,00	1189,00	142,30	208000000	560543331	
	15,73	22,80	282,00	1,20	8,696	2552,00	1189,00	127,00	208000000	545354186	545354186
19,45	25,34	306,00	1,20	8,889	2859,00	1189,00	352,90	208000000	592948588		
22,93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

## Değişik S uzaklıklarda elde edilen en ekonomik kazık çap (d), aralık (D1) ve maliyeti

Tutarı(xmilyon TL)	d (m)	S (m)	D1(m)
609,894	0,600	3,86	1,132
593,007	1,000	7,84	3,861
559,032	0,800	11,83	3,493
545,354	1,200	15,73	8,696
592,949	1,200	19,45	8,889
-	-	22,93	-

(En ekonomik çözüm)

SIRA NO	S (m)	L <sub>kazık</sub> (m)	Fp2 (kN)	d (m)	D1 (m)	Ft (kN/m)	Md (kNm)	Mmax (kNm)	Br.F. (TL/m)	Tutarı (TL)	Seçilen
1 (d=0.6 m)	2,55	7,08	86,00	0,60	1,695	148,00	148,00	30,14	80000000	334301821	
	4,03	9,45	92,00	0,60	2,353	222,00	148,00	17,90	80000000	321439563	
	5,46	12,50	97,00	0,60	3,125	328,00	148,00	30,87	80000000	319927600	319927600
	6,83	14,38	108,00	0,60	3,429	412,00	148,00	64,66	80000000	335487055	
	8,10	16,76	125,00	0,60	3,390	485,00	148,00	106,90	80000000	395409434	
2 (d=0.8 m)	2,55	7,08	86,00	0,80	2,721	239,00	352,00	46,40	115000000	299355855	
	4,03	9,45	92,00	0,80	3,902	370,00	352,00	22,80	115000000	278638962	
	5,46	12,50	97,00	0,80	5,333	557,00	352,00	15,02	115000000	269487111	269487111
	6,83	14,38	108,00	0,80	5,839	705,00	352,00	36,27	115000000	283212639	
	8,10	16,76	125,00	0,80	5,797	833,00	352,00	71,23	115000000	332392547	
3 (d=1 m)	2,55	8,12	86,00	1,00	3,984	350,00	688,00	61,00	159000000	324186785	
	4,03	10,23	92,00	1,00	5,848	554,00	688,00	54,72	159000000	278259275	
	5,46	13,28	97,00	1,00	8,065	848,00	688,00	100,11	159000000	261757015	261757015
	6,83	16,20	108,00	1,00	8,929	1080,00	688,00	63,44	159000000	288472439	
	8,10	17,80	125,00	1,00	8,850	1275,00	688,00	11,94	159000000	319715309	
4 (d=1.2 m)	2,55	8,12	86,00	1,20	5,455	480,00	1189,00	74,79	208000000	309732012	
	4,03	12,31	92,00	1,20	8,163	776,00	1189,00	76,81	208000000	313779610	
	5,46	15,36	97,00	1,20	11,429	1199,00	1189,00	168,92	208000000	279490047	279490047
	6,83	18,02	108,00	1,20	12,632	1530,00	1189,00	165,14	208000000	296716378	
	8,10	19,62	125,00	1,20	12,500	1814,00	1189,00	112,15	208000000	326401500	

Değişik S uzaklıklarda elde edilen en ekonomik kazık çap (d), aralık (D1) ve maliyeti

Tutarı(xmilyon TL)	d (m)	S (m)	D1(m)
299,356	0,800	2,55	2,721
278,259	1,000	4,03	5,848
261,757	1,000	5,46	8,065
283,213	0,800	6,83	5,839
319,715	1,000	8,10	8,850

(En ekonomik çözüm)

**ÖZGEÇMİŞ**

Doğum tarihi 19.11.1978

Doğum yeri Ankara

Lise 1992-1996 Maltepe Askeri Lisesi

Lisans 1996-2000 İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi  
İnşaat Mühendisliği Bölümü

Yüksek Lisans 2000-2003 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü  
İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Geoteknik Programı

**Çalıştığı kurum(lar)**

2000-Devam ediyor Kara Kuvvetleri Komutanlığı

1nci Or. 546nci İstihkam İnşaat Tabur Komutanlığı

