

**T.C.  
FIRAT ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**GEÇİRİMLİ TEMEL ÜZERİNDEKİ  
TOPRAK DOLGU BARAJLARIN  
STABİLİTE ANALİZLERİ**

**Ahmet BAYLAR**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**ELAZIĞ  
1995**

4-600

T.C.  
FIRAT ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**GEÇİRİMLİ TEMEL ÜZERİNDEKİ  
TOPRAK DOLGU BARAJLARIN  
STABİLİTE ANALİZLERİ**

Ahmet BAYLAR

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Bu Tez , .....Tarihinde Aşağıda Belirtilen Jüri Tarafından  
Oybirliği / Oyçokluğu ile Başarılı / Başarısız Olarak Değerlendirilmiştir.

(İmza)

(İmza)

(İmza)

Danışman  
Prof. Ahmet TUNA

## ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

GEÇİRİMLİ TEMEL ÜZERİNDEKİ TOPRAK  
DOLGU BARAJLARIN STABİLİTE ANALİZLERİ

Ahmet BAYLAR

Fırat Üniversitesi  
Fen Bilimler Enstitüsü  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

1994, Sayfa: 92

Mühendislik yönünden şevlerin stabilitesi, başlıca yol, demiryolu, köprü, bina, toprak barajların ve arkasında su tutan dolguların inşaatında önemli yer tutar.

Özellikle modern yol ve baraj inşaatlarının artmasıyla şevlerde stabilite konusu, daha sık karşılaşılan bir problem olmuştur.

Dolgu barajların ve karayollarındaki yarma ve dolguların şevlerinin stabilitesi için, şevlerin kayma yüzeyi genellikle dairesel kabul edilir. Farklı metodlar uygulanarak kayma yüzeyinin şekline, denemeler yaparak karar verilebilir.

Bu çalışmada yumuşak zeminler üzerindeki dolguların kritik kayma yüzeyini daha kolay elde edebilmek için bir formül geliştirilmiştir. Metod olarak zeminlerdeki kırılma olayı kullanılmıştır. Analitik olarak geliştirilen bu formül ile elde edilen kayma yüzeyleri Stable bilgisayar programı yardımıyla bulunan kayma yüzeyleri ile karşılaştırılmıştır.

Bu karşılaştırmalar neticesinde, analitik olarak bulunan kayma yüzeyi denkleminin uygun sonuçlar verdiği anlaşılmıştır. Geliştirilen bu formül kullanılarak yumuşak zeminler üzerindeki dolguların kayma yüzeylerine, daha kolay karar vermek mümkün olacaktır.

**ANAHTAR KELİMELEER:** Şevlerin stabilitesi, baraj, kayma yüzeyi, güvenlik faktörü, yumuşak zeminler, dolgular

## II

### SUMMARY

Masters Thesis

#### THE STABILITY ANALYSIS OF EARTH FILLING DAMS ON PERVIOUS BASE

Ahmet BAYLAR

Firat University  
Graduate School Natural and Applied Science  
Department of Civil Engineering  
1994, Page: 92

In engineering the stability of slopes takes a great place mainly on the construction of road, railways, dams, bridges, buildings, earth dams and behind them water holding fills.

Stability problem of slopes is more often encountered today as a result of increasing number of modern highway and dam constructions.

For the slope stability analysis of the filling dams, highway filling and excavations, the shear surface of slopes is usually chosen as circular. Applying different methods, the shape of shear surface can be determined arbitrarily.

In this study, a formul was developed to obtained shear surface of fillings on soft soil for easy calculation. The rupture phenomenon of soil was used as method.

The analytically obtained slip surface was compared to the slip surface which has been obtained by using Stable computer program. As a result of these comparisions, it has been concluded that the presented slip surface equationhas well appoximation to the true slip surface. Thus, the slip surface of fillings on soft soil can be obtained by using the given formula

**KEY WORDS:** Stability of slopes, dam, shear surface, safety factor, soft soil, filling.

### III

## TEŞEKKÜR

Çalışma ve araőtırmalarım boyunca benden, değerli bilgi ve yardımlarını esirgemeyen saygıdeğer hocam Prof. Ahmet TUNA' ya en içten teőekkürlerimi sunarım.



## IV

### İÇİNDEKİLER

	SAYFA NO
ÖZET	I
SUMMARY	II
TEŞEKKÜR	III
İÇİNDEKİLER	IV
ŞEKİLLERİN LİSTESİ	VI
TABLoların LİSTESİ	IX
SEMBOLLER	XI
1. GİRİŞ	1
2. TOPRAK DOLGU BARAJLAR	3
2.1. Toprak Dolgu Barajlarda Kullanılan Malzemeler ve Özellikleri	7
3. TOPRAK DOLGU BARAJLARDA ŞEV STABİLİTE ANALİZLERİ	18
3.1. Dünyada ve Türkiye' de Şev Kaymaları	18
3.2. Şevlerin Stabilesine Etki Eden Faktörler	19
3.3. Stabillite Analizinin Temel İlkeleri	20
3.3.1. Analiz Metodlarını Sınıflandırma	20
3.3.2. Kaymış Bir Şevde Güvenlik Sayısının Tesbiti	21
3.3.3. Kayma Yüzeyi Tipleri	22
3.4. Şevlerde Zeminlerin Genel Stabillite Özellikleri	24
3.4.1. Kohezyonsuz Zeminlerde	24
3.4.2. Kohezyonlu Zeminlerde	25
3.5. Kritik Kayma Yüzeyinin Tayini	27
3.6. Stabillitenin Değerlendirilmesi	38
3.6.1. Spencer Yöntemi	40

3.6.2. Janbu Yöntemi	41
3.6.3. Bilgisayar Uygulamaları	43
3.6.4. $\emptyset = 0$ Analizi	44
3.6.5. $c-\emptyset$ Analizi (Dilim Metodu)	45
3.6.6. Efektif Gerilme Analizi	46
3.6.7. Yüzeysel Akma	47
3.6.8. Bishop Yöntemi	50
3.6.9. $\alpha$ Açısına ve $\text{tg } \emptyset' / G_s$ Değerine Bağlı Olarak Gs nin Tayini	52
3.6.10. $\emptyset$ Dairesi Metodu	52
3.6.11. Diğer Çeşitli Metodlar	56
3.6.12. Stabilitate Eğrileri ile Çözüm	59
3.7. Şevlerin Kaymaya Karşı Korunması	63
3.8. Güvenlik Sayıları	63
4. YUMUŞAK ZEMİNLER ÜZERİNE İNŞA EDİLEN DOLGULARIN TASARIMI	65
4.1. Yumuşak Temelli Dolgu Mekanizması	66
4.2. Plastik Analiz Çözümlerinin Yumuşak ve Temelli Dolgu Mekanizmasına Uygulanması	68
4.3. Kayma Dairesi Analizi Yönteminin Yumuşak Temelli Dolgu Mekanizmasına Uygulanması	70
4.3.1. Kayma Dairesi Analizi Uygulanmasında Minimum Güvenlik Sayısı Seçimi	72
5. BULGULAR	79
5.1. Yumuşak Zeminler Üzerine İnşa Edilecek Dolgu Şevlerin Analitik Olarak Tayini	79
5.2. Sayısal Uygulamalar	86
6. SONUÇ VE ÖNERİLER	87

## ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil 2.1 Toprak dolgu barajlarda kesit tipleri	4
Şekil 2.2 Zonlu (bölge) toprak baraj tip enkesiti örneği	15
Şekil 3.1 (a) Kaymış bir şevde kayma yüzeyinin şekli (b) tabakalı kohezyonlu zeminlerde temel kayması	21
Şekil 3.2 Şev kaymaları	23
Şekil 3.3 Kayma yüzeyi tipleri	23
Şekil 3.4 Bir kum şevin stabilitesi	25
Şekil 3.5 Şev ve taban kayması	25
Şekil 3.6 Şevlerin dikliğine karar vermek için grafik	26
Şekil 3.7 Deneme dairelerinin yerleştirilmesi	27
Şekil 3.8 Kritik dairenin yerleştirilmesinde Fellenius metodu	28
Şekil 3.9 Kayma dairelerinin merkezleri ve eş güvenlik sayısı eğrileri	29
Şekil 3.10 Friction-Circle metodunun elemanları	29
Şekil 3.11 Stabilite sayılarının Grafiği	33
Şekil 3.12 Sınırlı derinlik ve sıfır sürtünme açısının durumu için stabilite sayılarının grafiği	33
Şekil 3.13 Janbu' nun düzeltme faktörü diyagramı	42
Şekil 3.14 $\phi = 0$ analizi	44
Şekil 3.15 Dilim metodu	45
Şekil 3.16 Kayma dairelerinin merkezi	46
Şekil 3.17 Sonsuz şevde bir zemin elamanına etkileyen kuvvetler	48
Şekil 3.18 Sonsuz şevde efektif gerilme analizi	49



## VII

Şekil 3.19 Bishop basitleştirilmiş dilim yöntemi	51
Şekil 3.20 Kaymanın dairesel olması ve dilimler arasındaki kuvvetlerin ihmal edilmemesi halinde şevnin güvenlik sayısının hesabı (a) $M \propto y$ hesaplamak için grafik	
(b) hesap için tablo şekil	52
Şekil 3.21 $\emptyset$ dairesi metodu	53
Şekil 3.22 $\emptyset$ dairesi metodunda güvenlik sayısının tedbiri	56
Şekil 3.23 $\emptyset_u = 0$ için Taylor' un stabilite katsayısı	57
Şekil 3.24 $n_d$ nin hesaplanması	59
Şekil 3.25 Kritik dairenin durumu	60
Şekil 3.26 $n_d$ dip faktörünün farklı değerleri için $\beta$ dan da yararlanarak $N_s$ ye karar verme	61
Şekil 3.27 $\alpha$ ve $\theta$ değerlerine karar verme	61
Şekil 3.28 $n_x$ değerinin bulunması	61
Şekil 3.29 (a) Sürtünme ve kohezyona sahip malzemede şev kayması (b) $\emptyset$ değeri için $\beta$ dan yararlanılarak $N_s$ nin tayini	62
Şekil 4.1 Yumuşak zemin üzerindeki dolgu içerisinde oluşan kuvvetlerin dağılımı	66
Şekil 4.2 Yumuşak zemin üzerine inşa edilecek dolgunun tasarım yüksekliğinin, şev uzunluğunun veya üzerindeki yükün belirlenmesi	68
Şekil 4.3 Güvenlikle taşınmasına izin verilen düşey dolgu yükü ile dolgu topuğundan olan uzaklığı	69
Şekil 4.4 (a) Kayma dairesinin yumuşak temelli dolgu üzerine uygulanışı, (b) dolgu içerisindeki bölümü	

## VIII

(c) temel içerisindeki bölümü	71
Şekil 4.5 Kayma dairesinin dolgu içerisindeki bölümü	72
Şekil 4.6 Yumuşak zemin-dolgu mekanizmasında kayma dairesi uygulaması	73
Şekil 4.7 $N_1$ ve $N_2$ stabilite faktörleri	73
Şekil 4.8 $\lambda$ sabit sayısı	74
Şekil 4.9 Sığ geçirimli temelerde alınacak tedbirler	75
Şekil 4.10 Orta derinlikte geçirimli temeller için alınacak tedbirler	75
Şekil 4.11 Derin geçirimli temelerde alınacak tedbirler	76
Şekil 4.12 İyice tabakalanmış orta yada geçirimli temelerde kısmi çekirdek hendeği	76
Şekil 4.13 Homojen geçirimli temelerde üstteki geçirimsiz tabaka için drenaj hendeğinin kullanışı	76
Şekil 4.14 Basınç kırıcı kuyunun kullanışı	77
Şekil 5.1 Zeminlerin kırılması	79
Şekil 5.2 Zayıf temelerde dolgu için notasyonlar	80
Şekil 5.3 Bir şevde asal gerilmelerin dönmesi	81
Şekil 5.4 (a) Kayma düzlemlerinin tayini (b) $\alpha_t$ nin tayini	82
Şekil 5.5 (a) değerinin bulunması	85
Şekil 5.6 Düzeltme Faktörü	85
Şekil 5.7 Analitik olarak bulunan yüzey ile Stable programıyla bulunan yüzeyin karşılaştırılması	87

## TABLOLARIN LİSTESİ

Tablo 2.1 Baraj tipleri	5
Tablo 2.2 Geçirimsizliğin konumuna göre barajların sınıflandırılması	6
Tablo 2.3 Baraj yapı malzemesinin fiziki özellikleri	7
Tablo 2.4 Baraj yapı malzemesinin fiziki özellikleri (Kohezyonlu)	9
Tablo 2.5 Dolgu malzemesinin sınır değerleri	10
Tablo 2.6 Baraj yapı malzemesi olarak zemin tiplerinin değerlendirilmesi	11
Tablo 2.7 Kaba daneli toprakların seddelerde ve temellerde kullanılma karakteristikleri	12
Tablo 2.8 İnce daneli toprakların seddelerde ve temellerde kullanılma karakteristikleri	13
Tablo 2.9 Toprak malzemelerinin mühendislik yönünden kullanılabilme özellikleri	14
Tablo 2.10 Zeminlerin Standart penetrasyon dirençlerine göre sınıflandırılması ve tahmini taşıma gücü	15
Tablo 2.11 Birleşik zemin sınıflandırılması	16
Tablo 2.12 Toprakların ortalama fiziksel özellikleri	17
Tablo 3.1 Sızmasız homojen basit şevler için stabilite sayıları	32
Tablo 3.2 $\emptyset$ Circle metoduyla kritik daireler üzerinde stabilite sayıları ve diğer datalar	34
Tablo 3.3 Doygun silt ve kil temellere oturan seddelerin stabilize dolgu şevleri için tavsiye edilen eğimler	35

Tablo 3.4 Şev eğimleri	36
Tablo 3.5 Stabil temelerde küçük zonlu barajlar için tavsiye edilen şev eğimleri	37
Tablo 3.6 Stabil temelerde homojen küçük toprak dolgular için tavsiye edilen şev eğimleri	38
Tablo 4.1 Geçirimli temelerde alınacak tedbirler	78



## SEMBOLLER LİSTESİ

<b>b</b>	: Kayan kütledeki dilim genişliği
<b>c</b>	: Kohezyon
<b>c'</b>	: Efektif gerilmeler cinsinden kohezyon
<b>c<sub>m</sub></b>	: Harekete geçen kohezyon
<b>c<sub>1</sub></b>	: Birim kohezyon
<b>c<sub>u</sub></b>	: Drenajsız kohezyon
<b>c<sub>v</sub></b>	: Konsolidasyon kat sayısı
<b>C</b>	: Kohezyon kuvveti
<b>D</b>	: Derinlik faktörü, geçirimli tabaka kalınlığı
<b>E<sub>1</sub>, E<sub>2</sub></b>	: Dilimdeki yanal kuvvetler
<b>F</b>	: Yüzey alanı
<b>G<sub>s</sub></b>	: Güvenlik sayısı
<b>G<sub>c</sub></b>	: Kohezyona göre güvenlik sayısı
<b>G<sub>Ø</sub></b>	: İçsel sürtünme açısına göre güvenlik sayısı
<b>H</b>	: Şevin yüksekliği
<b>H<sub>c</sub></b>	: Kritik yükseklik
<b>(K<sub>A</sub>)<sub>mob</sub></b>	: Mobilize olmuş aktif toprak basıncı katsıyısı
<b>L</b>	: Kayma yüzeyi uzunluğu
<b>l</b>	: Dilim kayma yüzeyi uzunluğu
<b>n</b>	: Kayma sayısı
<b>N</b>	: Dilim ağırlığı, normal bileşeni
<b>NS</b>	: Stabilite faktörü
<b>r</b>	: Yarı çap
<b>q<sub>u</sub></b>	: Serbest basınç direnci
<b>R<sub>c</sub></b>	: Bileşke kohezyon kuvvetinin kayma dairesi merkezine uzaklığı

## XII

$S$	: Kayma kuvveti
$SN$	: Stabilite numarası
$U$	: Boşluk suyu basıncı kuvveti
$u$	: Boşluk suyu basıncı
$W$	: Dilimin ağırlığı
$\gamma$	: Zeminin tabii birim hacim ağırlığı
$\emptyset$	: İçsel sürtünme açısı
$\alpha$	: Dilimin tabanının yatayla yaptığı açı
$\alpha_t$	: Teğetin eğimi
$\beta$	: Şevin yatayla yaptığı açı
$\theta$	: Şevin düşeyle yaptığı açı
$\delta$	: Sapma açısı
$\tau$	: Kayma gerilmesi
$\tau_m$	: En büyük kayma mukavemeti
$\sigma$	: Zemin basınç gerilmesi

## 1. GİRİŞ

Killi temeller alttan sızma veya borulanmaya karşı tedbir almaya gerek göstermeyecek kadar geçirimsizdir. Bu temeller de esas problem temelin stabilitesi yani kararlılığıdır. Doygun killi temellerin görünen zayıf taşıma güçlerine ek olarak rezervuarın dolması sonunda oluşan saturasyonun da göz önüne alınması gerekir.

Bu temellerde alınacak tedbirler toprak tipine, yer altı su seviyesine ve toprağın sıkılık yani kompaksiyon durumuna bağlıdır. İnce taneli, (malzemeyi geçirimsizkılacak yeterlikte ince tane ihtiva eden kumlar da dahil) topraklardan oluşan temellerde, standard penetrasyon tecrübesi, bunların sıkılık (kompaksiyon) veya izafi konsistansı hakkında yaklaşık değerler verir.

Genel olarak killi zeminler ıslandıktan sonra taşıma gücünü kaybederler. Üzerinde baraj yada gölet yapılacak bu gibi zeminler önceden kuru iseler o zaman standard penetrasyon deneyleri aldatıcı sonuçlar verebilir. Çünkü bu topraklar kuru halde iken büyük bir kayma direncine sahip olduğu halde ıslanınca bu direnç düşebilir.

Yumuşak zeminler üzerine inşa edilen dolguların davranış mekanizmasını tam anlamıyla yansıtabilen tasarımı gerçekleştirmek zemin mekaniğın önemli problemlerinden birisini oluşturmaktadır. Yumuşak zeminlerin temel zemini olarak kullanıldığı durumda mühendislik açısından iyi ve dengeli bir yapıya ulaşabilmek için yumuşak zemin ile üzerindeki dolgudan

gelen dūşey yükler ve kayma gerilmeleri etkisi altındaki davranış incelenmeli temelin üzerindeki dolgu için temelin göçmeden taşıyabileceği bir boyutlandırılmaya gidilmelidir.

Yumuşak zeminler üzerindeki dolguların göçme problemlerinin çözümlenmesinde bir yapının göçme sınırını tayin etmeye yarayan plastik analiz yöntemleri kullanılabilir. Diğer taraftan kayma dairesi analizi de problemin çözümünde etkin yöntemlerden birisidir.

Yumuşak kil temeller üzerine inşa edilen toprak barajlar, yumuşak temeller içinde uzayan yaklaşık olarak daire kayma yüzeyleri şeklinde bir kayma yüzeyine sahiptirler. Low. (1989) tarafından geliştirilmiş olan yöntemde dairesel kayma yüzeyi ve sadece moment dengesi gözönüne alınmaktadır. Bu çalışmada kayma yüzeyi dairesel kabul edilmekte moment dengesi göz önüne alınmakta ve toplam gerilme analizine göre hesap yapılmaktadır. Geliştirilmiş bu yöntemde dolgu altındaki yumuşak zeminde kayma dairesi taban derinliği değiştirilerek verilmiş olan grafikler yardımıyla tek bir hesapla minumun güvenlik sayısını elde etmek mümkün olmaktadır.

Bu çalışmada geçirimli zeminler üzerindeki dolguların kritik kayma yüzeyini daha kolay elde edebilmek için bir formül geliştirilmiştir.

Metod olarak zeminlerdeki kırılma olayı kullanılmıştır. Konuyla ilgili yeterli sayıda çalışma yapılmadığından bu tez de bu konuya fazla değinilmiştir.



## 2. TOPRAK DOLGU BARAJLAR

Gövde inşaatında kullanılan malzemenin % 50' si çakıl, kum, silt, lem ve kaya parçaları gibi taneli veya kohezyonlu malzemedен oluşan dolgu barajlardır. Taş dolgu genellikle yalnız su tarafındaki şev yüzeyini dalga etkisinden korumak için ve ayrıca mansap topuğunun emniyeti için kullanılır. Bu tip barajlar işçiliğın ucuz, demir ve çimentonun az olduğu ülkelerde yaygın olarak uygulanır. Toprak baraj homojen, diyaframlı veya zonlu olarak düzenlenebilir.

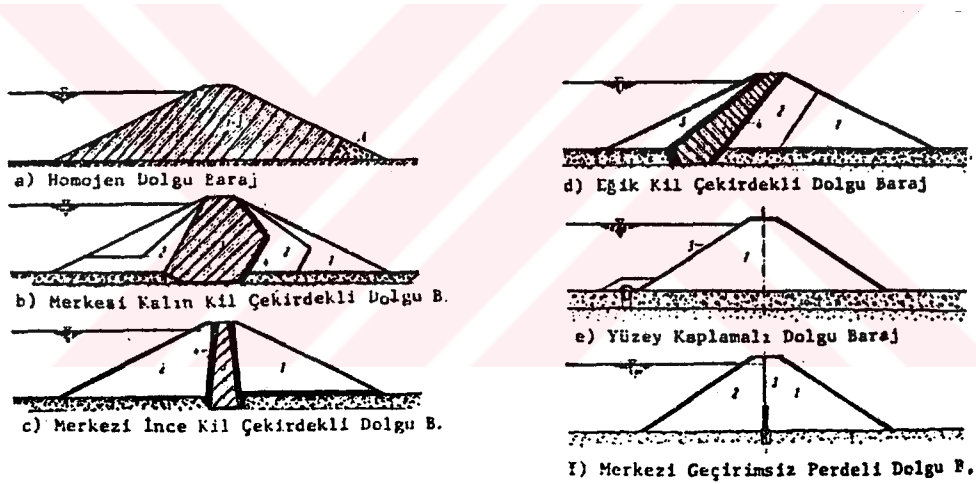
Homojen dolgu barajlarda bütün gövde aynı malzemedен oluşur. Baraj inşaatı tektonik yönden büyük kolaylıklar sağladığından ince taneli malzemenin bol olduğu yerlerde tercih edilir.

Diyaframlı dolgu barajlarda dolgu gövdesinin geçirimsizliğini sağlamak maksadıyla gövde içinde veya memba yüzeyinde geçirimsiz tabi malzeme (kil, lem gibi) asfalt beton, beton, çelik, ahşap malzemedен bir diyafram yerleştirilir. Diyafram düşey veya eğik bir şekilde yerleştirilir. Gövdenin kalan kısımları homojen malzemedен oluşur.

Zonlu dolgu barajlarda ise suda çözülmeуen her türle kaya ve kohezyonsuz malzeme kullanılabilir. Malzeme merkezde ince, dışta iri kalacak şekilde filtre kuralına uygun olarak gövdeye yerleştirilir. Bu durumda merkezden memba ve mansap yüzeylerine gidildikçe geçirimsizlik arttığından sızma çizgisi aşağıya düşer, boşluk suyu basıncı azalır ve borulanma büyük ölçüde önlenir. Bu durum dolgu stabilitesi yönünde daha emniyetli bir çözüm oluşturur. Baraj

yerindeki kazılardan (dolu savak, derivasyon, galeri ve temel kazıları gibi) uygun malzemenin elde edildiği baraj yerlerinde tercih edilir.

Toprak dolgu barajlarda şev eğimleri, dolgu malzemesinin özellikleri, temel durumu ve baraj yüksekliği gözönüne alınarak kayma sayısı ( $n = \tau_m/\sigma$ ) şev eğimine eşit olacak şekilde seçilir. Burada,  $\tau_m$  en büyük kayma mukavemeti,  $\sigma$  zemin basınç gerilmesidir. Şev eğimi genellikle memba yüzeyinde 1/2.5 ile 1/3, mansap yüzeyinde ise 1/2 ile 1/2.5 arasında alınır. (Erkek, 1993).



1. Taşıyıcı Dolgu 2. Tamamlayıcı Dolgu 3. Geçirimsiz Bölge 4. Filtre Tabakası  
5. Koruyucu Tabaka

Şekil 2.1 Toprak dolgu barajlarda kesit tipleri.

Tablo 2.1. Baraj tipleri

Baraj Tipi	Dolgu Malzemesi	Avantajı	Mahsurları
Homojen Baraj	Geçirgenliği $k < 10^{-6}$ m/sn olan ince daneli gevşek zemin kullanılır. Geçirgenlik düşey yatay doğrultuda aynıdır. Düşük kayma mukavemetine haiz zeminlerde şev yatık inşa edilir. Gövde aynı zamanda geçirimsizlik kısmında ihtiva eder.	Baraj inşaatı için basit teknoloji ve bilhassa yüksekliği az olan barajlar için uygun yapı tarzı olmaktadır. Sonradan yükseltmek için büyük zorluklar arz etmez. İnşaat esnasında basit ve iyi bir kontrol yapmak mümkündür.	Mansap eteğinde drenajla sızma çizgisi aşırı miktarda açılır. Bu nedenle bu kısımda $k > 10^{-6}$ m/sn' lik iri malzeme ile fazla miktarda meydana gelen sızma kaybı kontrol altına alınır. İnce daneli malzemenin inşaatı kış tesirleri nedeniyle ( don, yağış vs.) zorlaşır ve bu nedenle zaman kaybı olur. Dolgu hacmi büyüktür.
Zonlu Baraj	Filtre prensibine göre kaya ve gevşek zeminler kullanılır. Eğimli veya merkezi çekirodek geçirimsiz elemanı, diğer elemanlar iskelet kısmını teşkil eder. Geçirgenlik geçirimsiz zondan itibaren şev kadar devamlı büyür.	Kaya dolgu iri daneli zemin mansap şevinin daha dik yapılmasını temin eder, böylece baraj hacmi küçülür. Zonlardaki farkı geçirgenlik katsayısı nedeniyle sızma çizgisi devamlı açılır.	Kaya ve gevşek zemin farklı yapı ve inşa metodlarına göre yerine yerleştirilir ve sıkıştırılır. Bu da inşaatın zor yapılmasını yol açar. Baraj zonlarının kalınlıklarının artması ile teknolojik mahsurlar büyür.

Tablo 2.2 Geçirimsizliğin konumuna göre barajların sınıflandırılması

Geçirimsizlik Tipi	Geçirimsizlik Malzemesi	Avantajları	Mahsurları
Yüzüysel	Bitümlü beton veya betonarme çelik levha	Toplam baraj gövdesi dayanma kısmı olarak tesir eder. Böylece daha ekonomik enkesit elde edilir. Geçirimsiz yüzeyin her zaman toplu halde bakım imkanı mevcuttur. Daha sonraki yükseltme imkanı vardır. Temel geçirgenliğin gövde inşaaası ile ilgisi yoktur.	Baraj enkesitinin hareketlerine karşı fazla miktarda hassastır. (Bilhassa yüksek ve az sıkıştırılmış kaya dolgularında) dış tesirlerle geçirimsizliğin tahrip olma tehlikesi vardır.
Eğimli Kil Çekirdek	Tabii geçirgenlik malzemesi (Kil, lem). Hazırlanmış geçirgenlik malzemesi (Kil, beton)	Enkestin büyük bir bölümü dayanma kısmı olarak tesirlerdir. Geçirimsizliğin barajın büyük bir kısmı ile ilgisi yoktur. Geçirimsiz kısmı dış tesirlere karşı kafi miktarda korunmuştur.	Filtre tabakalarının teşkili gerekir ve çekirdeğin taban basıncı nisbeten düşük olduğundan iyi bir bağlantı meydana getirmez.
Merkezi Kil Çekirdek	Tabii ve suni elastik. Çekirdek malzemesi	Farklı oturmalar karşı simetrik en kesit, dış kesitlere karşı çok iyi korunma her iki tarafta kabarma meydana gelen barajlarda daha iyi geçirimsizlik.	Sadece mansap kısmında olan gövde dayanma kısmı olarak tesirlerdir. Daha sonraki yükseltmelerde büyük zorluklar arzeder. Merkezi çekirdek baraj inşaaası ile birlikte yapılır. Filtre gerekir. İnşaatın önce temel geçirimsiz yapılır.
Elastik Çekirdek	Elastik çekirdek; bitümlü beton elastik olmayan çekirdek.	Tabii geçirimsiz malzemenin bulunmadığı yerlerde kullanılır. Elastik çekirdek temel ile daha iyi bir bağlantı teşkil eder.	Elastik olmayan çekirdek için sağlam kaya bulunması gerekir. Çatlak tehlikesi vardır. Yükseltmek çok zordur. Oturmalar karşı çok hassastır.

## 2.1. Toprak Dolgu Barajlarda Kullanılan Malzemeler ve Özellikleri

Diğer mühendislik yapılarındaki gibi barajların projelendirilmesi ön etütleri ve analitik çalışmaları ihtiva eder. Dolgu barajların en belli başlı avantajlarından biri bölgede mevcut tabi yapı malzemesinden doğrudan doğruya istifade etmektir. Bu nedenle temel ve dolguda farklı statik ve dinamik yüklere ve değişik iklim şartlarına maruz kalan ve malzeme olarak kullanılan zemin tiplerinin suda eriyen bileşikleri ihtiva etmemesi yanında jeolojik ve zemin mekaniği esaslarına göre istenen özellikte bulunması da gerekir. Tablo 2.3,2.4,2.5,2.6 da yapı malzemelerinin karakteristik değerleri verilmektedir. (Striegler, 1969)

Tablo 2.3 Baraj yapı malzemesinin fiziki özellikleri  
(Kohezyonsuz)

MALZEME	$\gamma_s$ gr/cm <sup>3</sup>	k m/ms	Sıkıştırma sayısı kg/cm <sup>2</sup>	$\phi$	$c$ kg/cm <sup>2</sup>
Keskin Kenarlı Taş	2.64 ... 2.65	$> 10^0$	1500 - 3000	$40^0$	-
Üniform Çakıl	2.65	$10^0 - 10^{-2}$	1000 - 2000	$35^0 - 40^0$	-
Çakıllı Kum	2.65	$10^{-1} - 10^{-2}$	800 - 1500	$33^0 - 36^0$	-
Çok İnce kum	2.65 - 2.67	$10^{-4} - 10^{-4}$	400 - 800	$30^0 - 34^0$	-
Üniform	2.65	$10^{-3} - 10^{-3}$	500 - 1000	$33^0 - 36^0$	-

Barajlar, su basınç kuvvetlerini gövde ağırlığı ile temele aktarmaları yanında müsaade edilmeyen sızmalara karşı da kafi miktarda geçirimsiz yapılmaktadır.

Baraj yüksekliğinin artması ile baraj yükleri büyür, projelendirme ve zon bölgesinin seçimi gerekli emniyetin dikkate alınması ve mevcut baraj yapı malzemesi ile ilgilidir. Modern dolgu barajlar zemin mekaniği, toprak ve kaya yapı alanındaki gelişmeler ile inşaat işlerinin mekanikleşme neticesinde yaygınlaşmıştır. Bir baraj projesini planlamadan önce çok geniş arazi ve labaratuvar ön araştırması yapılır.

Bunlar su ekonomisi esasları, baraj yapılacak yerin topoğrafik jeolojik durumu, hidrolik alanın özellikleri, yapı malzemesi elde edilecek ocakların yerleri, yapı maliyeti ve barajın ekonomiye katkısı olarak sıralanabilir.

Bütün bu faktörlere bağlı olarak mühendis ekonomik baraj tipini barajın emniyetini ve ayrıca inşaatın teknolojisini tesbit etmekte önemli bir yer alır.

Dolgu barajları standart çözüme kavuşturmak mümkün değildir. Uygun miktarda bulunan kaya ve gevşek zeminin baraj yüklerini alacak şekilde homojen veya zonlu olarak yerleştirmek gerekir. Baraj, suyu kabartan ve kafi miktarda geçirimsiz bir yapıdır. Baraj gövdesine zemin tipleri, baraj gövdesindeki fonksiyonlarını yerine getirecek şekilde yerleştirilir. Ve barajın üst yapı şekli topoğrafik durum, baraj yapı malzemesi, tektolojik yapı gibi faktörlerin tesiri altındadır.

Homojen barajlar ekseri düşük geçirgenliğe haiz ince daneli zeminlerden inşa edilir. Bu barajlarda geçirimsiz çekirdek teşkil edilmez ve nisbeten küçük kayma mukavemetine haiz

olduklarından dolayı şev eğimi yatık olur. Bu baraj tipi, uygun kafi miktarda yapı malzemesinin, inşa yerinden ekonomik bir mesafede bulunması halinde ekonomik olmaktadır.

Zonlu baraj, çeşitli tip baraj yapı malzemesinden ibarettir. Zonlama, zonların geçirgenliklerine bağlı olarak filtre inşa tarzına uyacak şekilde yapılır. Böylece zonlu baraj, geçirimsiz ve iskelet kısımlarından meydana gelir. İri malzemenin mansap kısmı teşkili ile sızma çizgisi alçaltılır.

Diyaframlı barajlarda, geçirimsizlik dolgu ortasına veya memba tarafına konan bir betonarme perde ile sağlanır. Daha eski uygulamalarda perde kalın yapılmış ve donatısız tertip edilmişti. Ancak bu durumda çatlaklar oluşmuş ve tehlikeli sızmalar meydana getirmiştir. Bu tür barajlar merkezi ve memba diyaframlı olarak yapılabilir. Edinilen tecrübeler, kil çekirdekli dolgu barajların merkezi diyaframlı dolgu barajlara nazaran daha başarılı olduğunu göstermiştir.

Tablo 2.4. Baraj yapı malzemesinin fiziki özelliği  
(Kohezyonlu)

Malzeme	Dane iriliği %	$\gamma_s$	Su alma kabiliyeti %	k m/sn	E	$\phi$	$Kg^c / cm^2$
Lem	4-20	2.68-2.74	40-70	$\frac{-6}{10} - \frac{-10}{10}$	130-180	25-33°	0.15-0.30
Lös	2-10	2.65-2.67	40-60	$\frac{-7}{10} - \frac{-8}{10}$	100-200	24-30°	0.10-0.20
Löslü Lem	5-20	2.67-2.70	40-60	$\frac{-8}{10} - \frac{-9}{10}$	140-250	24-28°	0.15-0.30
Kil	> 50	> 2.70	> 80	$\frac{-10}{10}$	< 80	< 15°	> 0.50

Tablo 2.5 Dolgu malzemesinin sınır değerleri

Malzeme		Kuru Ağırlığı ton/m <sup>3</sup>	Optimum Su Muhtevası	$\gamma_s$	Boşluk Oranı
Çakıl	İyi Tabakalı	2.10 - 2.25	0.06 - 0.04	2.65-2.67	0.26- 0.18
	Kütle "	1.90 - 2.10	0.10 - 0.05		0.40 - 0.26
	Üniform "	1.80 - 1.90	0.12 - 0.08		0.47 - 0.40
Krom	İyi Tabakalı	1.80 - 2.00	0.12 - 0.08	2.65-2.66	0.47 - 0.32
	Kütle "	1.80	0.08		0.47
	Üniform "	1.70 - 1.85	0.05 - 0.08		0.56 - 0.43
Lös		1.70 - 1.85	0.18 - 0.13	2.65-2.70	0.58 - 0.36
Lem		1.75 - 1.95	0.17 - 0.10	2.68-2.74	0.65 - 0.40
Killi Lem		1.50 - 1.75	0.27 - 0.16	2.69-2.75	0.88 - 0.80
Kil		1.50	0.25	2.70-2.78	0.50



Tablo 2.6 Baraj yapı malzemesi olarak zemin tiplerinin değerlendirilmesi

Zemin grubu	Özelliği	Dane Dağılımı	ton/m <sup>3</sup>	Teknik Özelliği	Dona Mukavemeti	Baraj yapı malzemesi olarak uygunluğu
KABA DANELİ	Blok taş veya iri çakıl		1.9-2.2	Üniform olmayan dane şekil ve pürüzlülüğü taşıma gücünü belirler, geçirgenliği fazla, dona mukavim sağlam ve dane çapları 2 mm den büyüktür.	Dona Mukavim	Kanat malzemesi olarak çok uygundur.
	Taşlı kum ve çakıl		1.8-2.1			Dolgu malzemesi olarak çok uygundur.
	Çakıl, kum	Yuvarlak, köşeli-kum, çakıl	1.7-2.0			Statik yüklere mukavim, dinamik yüklere değil.
İNCE DANELİ	Kumlu çakıl		1.8-2.0	Yukarıdaki özellikte fakat farklı mukavemette	Dona Mukavim	Dolgu malzemesi olarak uygundur.
	Lemli, çamurlu kumlu çakıl	Siltli-kıllı çakıl	1.7-2.0	İyi kohezyonlu, az mukavemetli, vasat geçirimlidir.	Dona mukavim Su emme kabiliyeti azdır.	Dolgu malzemesi olarak uygundur.
	Löşü <lem>	(Kıllı)-kumlu silt	1.7-1.8			Oturmaya karşı tavsiye edilir.
ORGANİK ZEMİN	Çakıllı lem çakıllı kil	Kıllı siltli çakıllı kum	1.8-2.0	Geçirgenliği düşük.	Dona mukavim su emme kabiliyeti orta	Özellikleri su muhtevası ile değişir, iyi sıkıştır.
	Kil	Siltli kil	<1.6	Kohezyonu yüksek, geçirgen değil	Su alma kabiliyeti yüksek	Geçirimsiz malzeme olarak uygundur.
	Kum, lem ve kil %30 org. muhtevası ile		1.1-1.4	Organik kıllı kısmın miktarı, mukavemetini belirler.		Baraj malzemesi olarak uygun değildir.

Tablo 2.7 Kaba daneli toprakların seddelerde ve temelerde kullanılma karakteristikleri

Ana Bölüm (1)	Adı (2)	Seddelerde Kullanılan değerleri (3)	Sıkıştırılma karakteristikleri (4)	Max. Birim ağırlık t/m <sup>3</sup> (5)	Temelde kullanılan taşıma değeri (6)	Sızma kontrolü için şartlar (7)
Çakıl ve çakıllı topraklar	Gw-iyi derecelenmiş çakıl, kum-çakıl karışımı, az veya hiç ince yok.	Çok stabil sedde ve barajların geçirimsizlik kabuklarında	İyi traktör, lastik tekerlekli, çelik silindir.	2.00-2.20	İyi taşıma değeri	Çekirdek değeri
	GP-Zayıf derecelenmiş çakıl, kum-çakıl karışımı az veya hiç ince yok.	Makul derecede stabil. Sedde ve barajların geçirimsizlik kabuklarında	İyi traktör, lastik tekerlekli, çelik silindir.	1.85-2.00	İyi taşıma değeri	Çekirdek değeri
	GM-Milli çakıl, kum çakıl, mil karışımı	Makul derecede stabil. Özellikle kabuklarda uygun değil, geçirimsiz çekirdek ve perdelerde kullanılabilir.	İyi, sıkı kontrol, lastik tekerlek, keçi ayağı silindir.	1.95-2.20	İyi taşıma değeri	Etek hendegi veya hiçbirşey
	GC- Killi çakıl, kum-çakıl- kil karışımı	Oldukça stabil geçirimsiz çekirdeklerde kullanılır	Oldukça iyi, lastik tekerlek, keçi ayağı silindir.	1.85-2.10	İyi taşıma değeri	Hiçbirşey
Kum ve kumlu çakıllı topraklar	SW-derecelenmiş kum, kumlu çakıl, az veya hiç ince yok	Çok stabil, geçirimsiz kesitler şev korunmasına ihtiyaç gösterirler.	İyi, traktör	1.80-2.10	İyi taşıma değeri	Menba halısı ve etek drenajı veya kuyuları
	SP-Zayıf derecelenmiş kum, çakıllı kum, az veya hiç ince yok	Makul derecede stabil, sedde kesintilerinde yataklık şevlerde kullanılır.	İyi, traktör	1.60-2.10	Yoğunluğu bağlı olarak iyiden zayıfa kadar taşıma değeri	Menba halısı ve etek drenajı veya kuyuları
	SM- Milli kum, kum-mil karışımı	Oldukça stabil özellikle kabuklara elverişli değildir. Geçirimsiz çekirdek ve seddelerde de kullanılır.	İyi, sıkı kontrol, lastik tekerlek, keçi ayağı silindir.	1.80-2.00	Yoğunluğu bağlı olarak iyiden zayıfa kadar taşıma değeri	Menba halısı ve etek drenajı veya kuyuları
	SC-killi kum, kil-kum karışımı	Oldukça stabil, taşkın kontrollü yapılarının geçirimsiz çekirdeklerinde kullanılabilir.	Orta, keçi ayağı silindir, lastik tekerlek	1.70-2.00	İyiden zayıfa kadar taşıma değeri	Hiçbirşey

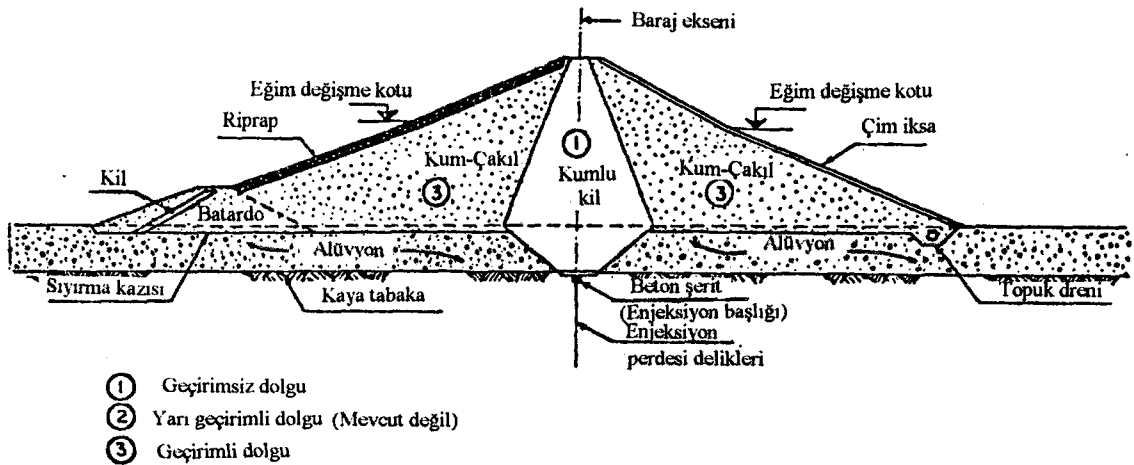
Tablo 2.8 İnce daneli toprakların seddelerde ve temellerde kullanıma karakteristikleri

Ana Bölüm (1)	Adı (2)	Seddelerde Kullanılan değeri (3)	Sıkıştırılma karakteristikleri (4)	Max. Birim ağırlık/m <sup>3</sup> (5)	Temelde kullanılan taşıma değeri (6)	Sızma kontrolü için şartlar (7)
Miller ve killer LL<50	ML-organik olmayan miller ve alçaktan orta dereceli kumlar kırıntıları, çakıllı, kumlu killer, kumlu killer, yağsız killer.	Zayıf stabilite, uygun kontrolle seddelerde kullanılabilir.	iyiden kötüye kadar esaslı sıkı kontrol, lastik tekerlekli silindir, keçiayağı silindir.	1.55-1.95	Çok zayıf akıcı olma niteliği	Etek hendeği veya hiçbirşey
	CL- Organik olmayan ve alçaktan orta dereceli kumlar kırıntıları, çakıllı killer, kumlu killer, milli killer, yağsız killer.	Stabil, geçirimli ve halilidir.	Ortadan iyiye kadar keçiayağı silindir, lastik tekerlekli silindir.	1.55-1.95	iyiden kötüye kadar taşıma gücü	Hiç
Miller ve Killiler LL>50	OL- Organik miller ve alçak plastisiteli organik milli killer.	Seddelerde kullanılmaya elverişli değildir.	Ortadan kötüye kadar keçi ayağı silindir.	1.30-1.60	Ortadan kötüye kadar taşıma gücü, aşırı oturma	Hiç
	MH- Organik olmayan miller, mikasistli ve diyotemeli ince kumlu veya milli topraklar, elastik miller (yüksek plastisiteli)	Zayıf stabilite, hidrolik dolgu barajların çökürmelerinde kullanılır, silindirle sıkıştırılmaz, dolgularda arzu edilmez.	Kötüden çok kötüye kadar, keçi ayağı silindir.	1.15-1.55	Zayıf taşıma gücü	Hiç
Yüksek organik topraklar	CH- Organik olmayan killer, yağlı killer	Orta derecede stabilite yatık şevlerle ince çökürmelerde, hal ve seddelerde.	Ortadan kötüye kadar, keçi ayağı silindir.	1.20-1.70	Ortadan zayıf taşıma gücü	Hiç
	OH-Orta dereceden yüksek derecede organik plastisiteli organik killer, organik miller	Seddelerde kullanılmaya elverişli değildir.	Kötüden çok kötüye kadar, keçi ayağı silindir.	1.05-1.60	Çok zayıf taşıma gücü	Hiç
	Turba ve diğer yüksek organik topraklar	İnşaatta kullanılmaz	Sıkıştırma tatbik edilmez.		Temelden temizlenmesi	



Tablo 2.10 Zeminlerin standart penetrasyon dirençlerine göre sınıflandırılması ve tahmini taşıma gücü

Zemin Cinsi	Zeminin Rölatif yoğunluğu veya rölatif kıvamı	Ortalama Standart penetrasyon değerleri		Yaklaşık olarak taşıma gücü kg./cm <sup>3</sup>
		Efektif sürsarj Basıncı kg./cm <sup>2</sup>	Bir ayak için darbe sayısı	
Çakıl (GW,GP,GM,GC)				4
Çakıl (GW,GP,GM,GC)  Kohezyonsuz kumlar (SW, SP)	Gevşek	0	4	Sıkıştırılmalıdır
		1.5	12	
		3.0	17	
	Orta	0	4-8	1
		1.5	12-24	
		3.0	17-40	
Yoğun	0	8	2	
	1.5	24		
	3.0	40		
Doygun kohezyolu kum, silt ve killer (SM,SC,MH,ML,CL,CH)	Yumuşak		< 4	0.25 - 0.50
	Orta		4-10	0.25 - 0.75
	Sert		11-20	0.75 - 1.50
	Katı		20	> 1.50



Şekil 2.2 Zonlu (Bölgeli) toprak baraj tip enkesiti örneği

Tablo 2.11 Birleşik zemin sınıflandırılması

ANA GRUPLAR (7,5 cm. den iri malzeme hariç tutulmuştur).		IRI DANELİ ZEMİNLER (Malzemenin % 50'nden fazlası 200 No. lu elek çapından büyüktür).		İNCE DANELİ ZEMİNLER (Malzemenin % 50'nden fazlası 200 No. lu elek çapından küçüktür).					
Grup Sembolü	Tipik isimler	KUM İri malzemenin % 50'nden fazlası 4 No. lu elekten küçüktür.		SİTLER VE KİLLER Likit Limit < 50					
		Kum İnce malzeme (oldukça ince var)	Temiz Kum (İnce az veya yok)	Siltler ve Killere Likit Limit > 50	Siltler ve Killere Likit Limit < 50				
Grup Sembolü	Tipik isimler	Çakıl İnce malzeme (oldukça ince var)	Temiz Çakıl (İnce az veya yok)	ML İnorganik silt ve çok ince kumlar, kaya tozu çok az plastisiteli veya killi ince kumlar	MH İnorganik siltler, diyatomeali veya mikali ince kumlu veya siltli zeminler, elastisiteli siltler				
						GW İyi derecelenmiş çakıl, çakıl-kum karışımları (ince daneleri az veya hiç olmayan)	GP Fena derecelenmiş çakıl, çakıl-kum karışımları (ince daneleri az veya hiç olmayan)	SC Kilili kumlar, fena derecelenmiş kum-kil karışımları	SM Siltli kumlar, fena derecelenmiş kum-silt karışımları
PT	Turba ve diğer fazla organik zeminler	OH	Oriyantasyonlu yüksek plastisiteli organik killer	OH	Oriyantasyonlu yüksek plastisiteli organik killer				
Laboratuvar sınıflandırma kriterleri		Granülometri eğrisinden çakıl ve kum yüzdeleri bulunur. 200 No. dan geçen ince malzeme nisbetine göre iri taneli zeminler şöylece sınıflandırılır.				PLASTİKLİK İNDİSİ			
		<p>* 5 den az GW, GP, SW, SP</p> <p>* 12 den fazla GM, GC, SM, SC</p> <p>* 5 - 12 sınır halindedir. İki sembol birden kullanılacaktır.</p>				<p>(Plastisite diyagramı) LIKT LİMİTİ</p>			
Laboratuvar sınıflandırma kriterleri		$U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4 ; \quad C_r = C_g = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}} = 1 - 3$				$U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6 ; \quad C_r = C_g = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}} = 1 - 3$			
		<p>GW nin granülometri şartlarını karşılamayanlar.</p> <p>Atterberg limitleri A hattının üstünde ve <math>I_p &lt; 4</math></p> <p>Atterberg limitleri A hattının üstünde ve <math>I_p &gt; 7</math></p> <p>Her iki sembol beraber kullanılır.</p>				<p>SW nin bütün granülometri şartlarını karşılamayanlar</p> <p>Atterberg limitleri A hattının üstünde ve <math>I_p &lt; 4</math></p> <p>Atterberg limitleri A hattının üstünde ve <math>I_p &gt; 7</math> ise sınır halindedir. İki sembol beraber kullanılacaktır.</p>			

Tablo 2.12 Toprakların ortalama fiziksel özellikleri

Topra- nın Sı- nıfla- ma Grubu	Proctor Sıkıştırması		Boşluk Oranı $e_o$	Geçirimsizlik (permeabi- lite) $k$ $10^{-6}$ cm/sn	Sıkışa Bilme (Kompressibilite)		Kayma Mukavemeti		
	Maksimum kuru birim ağırlık $kg/m^3$	Optimum Su Muh- tevası %			1.5 $kg/cm^2$ altında %	3.75 $kg/cm^2$ altında %	$C_o$ $kg/cm^2$ optimum	$C_{sat}$ $kg/cm^2$ doğun	TgØ
GW	> 1900	< 13.3	(*)	27000± 13000	< 1.4	(*)	(*)	(*)	> 0.79
GP	> 1760	< 12.4	(*)	64000± 34000	< 0.8	(*)	(*)	(*)	> 0.74
GM	> 1824	< 14.5	(*)	> 0.3	< 1.2	< 3.0	(*)	(*)	> 0.67
GC	> 1840	< 14.7	(*)	> 0.3	< 1.2	< 2.4	(*)	(*)	> 0.67
SW	1900 ± 80	13.3± 2.5	0.37±(*)	(*)	1.4 ± (*)	(*)	4.1±0.4	(*)	0.79±0.02
SP	1760 ± 32	12.4± 1.0	0.50±0.03	> 15.0	0.8 ± 0.3	(*)	2.4±0.65	(*)	0.74±0.02
SM	1824 ± 16	14.5± 0.4	0.48±0.02	7.5 ± 4.8	1.2 ± 0.1	3.0 ± 4.8	5.37±0.65	2.11±0.37	0.67±0.02
SM-SC	1900 ± 16	12.8± 0.5	0.41±0.02	0.8 ± 0.6	1.4 ± 0.3	29 ± 1.0	5.30±2.25	1.52±0.53	0.66±0.07
SC	1840 ± 16	14.7± 0.4	0.48±0.01	0.3 ± 0.2	1.2 ± 0.2	2.4 ± 0.5	7.91±1.60	1.16±0.65	0.60±0.07
ML	1648 ± 16	19.2± 0.7	0.63±0.02	0.59 ± 0.23	1.5 ± 0.2	2.6 ± 0.3	7.04±1.09	0.94±(*)	0.62±0.04
ML-CL	1744 ± 32	16.8± 0.7	0.54±0.03	0.13 ± 0.07	1.0 ± 0.2	2.2 ± 0.0	6.68±1.74	2.32±(*)	0.62±0.04
CL	1728 ± 16	17.3± 0.3	0.56±0.01	0.08 ± 0.03	1.4 ± 0.2	2.6 ± 0.4	9.15±1.09	1.38±0.22	0.54±0.04
OL	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
MH	1312 ± 32	36.3± 3.2	1.15±0.12	0.16 ± 0.10	2.0 ± 1.2	3.8 ± 0.8	7.62±3.12	2.11±0.94	0.47±0.05
CH	1504 ± 32	25.5± 1.2	0.80±0.04	0.05 ± 0.05	2.6 ± 1.3	3.9 ± 1.5	10.82±3.56	1.16±0.62	0.35±0.09
OH	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

± li kısım, ortalama değerin %90 güvenlik sınırlarını göstermektedir.

(\*) İşareti ise bilgi yetersizliğini belirtmektedir.

$C_o$ =Toprağın normal haldeki kohezyonu

$C_{sat}$ =Toprağın doğun haldeki kohezyonu

### 3. TOPRAK DOLGU BARAJLARDA ŞEV STABİLİZE ANALİZLERİ

#### 3.1. Dünyada ve Türkiye' de Şev Kaymaları

Şev kaymalarının en önemli yönü genellikle önceden tahmin edilememesi ve onarılması güç olaylarla büyük maddi zararlar vermesidir.

1963 yılında İtalya' da Venedik yakınında 256 m yüksekliğindeki ince kemer tipi Vaiont baraj gölü içerisinde meydana gelen kayma olayında  $250 \times 10^6 \text{ m}^3$  toprak ve kaya kayarak iki dakika gibi bir kısa sürede baraj gölünü doldurmuştur. Göl suyu, baraj gövdesi üzerinden tahminen 100 m yüksekliğinde bir dalga yaparak taşmış ve 2600 kişinin ölmesine neden olmuştur. Vaiont olayı kayma probleminin önemini açıklayan en feci örneklerdendir.

Türkiye' de İstanbul-Bolu ve Yalova-Bursa arasında ya da Marmara ve Karadeniz kıyılarında görülen kaymalar 1929 yılında Doğu Karadeniz Bölgesi' nde ağır can ve mal kaybına sebep olan kaymalar, 1950 yıllarında Trabzon yakınındaki Sera heyalanı ve 1979 yılındaki Kanlıtepe kayması, 1970 yılında Bingöl-Genç yakınında demiryolu tünel çıkışında meydana gelen akma ve kaymalar önemli şev kayması olaylarıdır. (Önal, 1983).



### 3.2. Şevlerin Stabilizesine Etki Eden Faktörler

Şevlerin stabilitesi, ortamın mekanik özellikleri yanında iklim ve bitki örtüsü gibi çevre şartlarına da bağlıdır. Uzun süre dengede kalan yamaçlar, kazı, drenaj şartlarını değiştirme, bitki örtüsünü kaldırma gibi müdahalelerle dengesini kaybedebilmektedir.

Dengeye etki eden faktörlerin en önemlileri dane şekline ait özellikler, bileşim, jeolojik yapı, yeraltı suyu basıncı ve gerilme durumudur. Bunların herhangi birinde değişimin meydana gelmesi dengenin bozulmasına neden olur. Şevlerde gerilme artışının nedenleri aşağıdaki gibidir.

- a) Topuğa yakın bölgede malzemenin artışı,
- b) Şev üstündeki yüklerin artışı,
- c) Çekme çatlaklarına su dolması,
- d) Boşluk suyu basıncındaki artış,
- e) Deprem ve diğer titreşim ivmeleri,
- f) Şev dışındaki su seviyesinde düşme,
- g) Giderek kırılma olayıdır.

Dirençin azalması da dengeye etki eden önemli bir faktördür. Dirençteki azalmanın nedenleri aşağıdaki gibidir;

- a) Aşınma ve yıpranma,
- b) Kil malzemesinin şişmesi,
- c) Kuru ortamdaki ani ıslanma, yapının bozulması,
- d) Zaman ve hareket sonucu direnç kaybı,
- e) Bağlayıcı malzemenin yıkanması,
- f) Süreksizlik yüzeylerinde su basıncı olarak sayılabilir.

### 3.3. Stabilite Analizinin Temel İlkeleri

#### 3.3.1. Analiz Metodlarını Sınıflandırma

Şevlerin stabilize analizi için çeşitli metodlar verilmiştir. Literatürdeki stabilize analiz metodları genel olarak iki grupta toplanmaktadır.

I. Kayma anında, toprak kütlesi içindeki gerilmeleri ve bu gerilmelerin dağılımını inceleyen limit gerilme metodu.

II. Muhtemel bir plastik kayma yüzeyi kabul ederek bu yüzey dışındaki gerilmeleri hesaba katmaya limit denge metodu denir.

Teorik analiz metodlarından başka deneysel olarak stabilize analizi yapmaya yarayan bir diğer metod da model deneyleri ile yapılan çalışmalardır. (Türke, 1964)

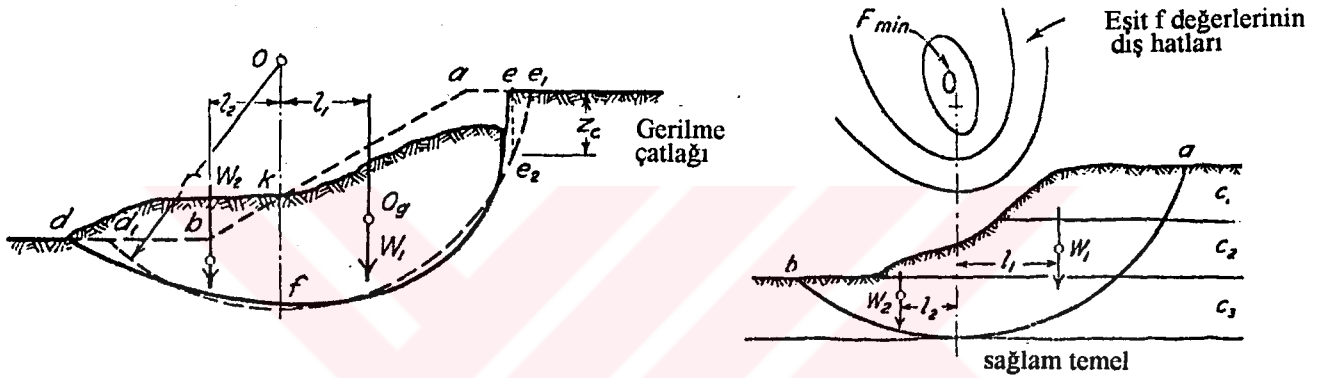
Elastisite teorisine dayanan birinci gruptaki analiz metodlarında, analizi yapılan yüzeyde oluşan birim gerilmelerle, kayma mukavemeti arasında denge tesisine çalışılır. Bu konuda çeşitli araştırmalar yapılmış fakat tam bir çözüm elde edilmemiştir.

İkinci gruptaki limit dengeye göre yapılan stabilize analizlerinde muhtemel bir kayma yüzeyi alınır. Hesaplamalar bu kayma yüzeyi üzerindeki dengeyi sağlayan kuvvetlere göre yapılır.

Bu çalışmada pratikte daha çok kullanılan ikinci gruptaki limit denge prensibine dayanan metodlar dairesel kayma yüzeyi kabulü ile incelenmektedir.

### 3.3.2. Kaymış Bir Şevde Güvenlik Sayısının Tesbiti

Kaymış bir şevde hesaplar yapılırken ilk olarak kayma yüzeyi tesbit edilir ve bundan faydalanılarak bu yüzey boyunca oluşan kayma mukavemeti bulunur. Bunun için kayma yüzeyi ile sınırlanmış zemin kütlesindeki kuvvetler hesaplanarak güvenlik sayısı aşağıdaki gibi hesaplanır. (Terzaghi, 1967)



Şekil 3.1 (a) Kaymış bir şevde kayma yüzeyinin şekli (b) Tabakalı kohezyonlu zeminlerde temel kayması (Terzaghi, 1967)

Şekil 3.1 kaymış bir şevde kayma yüzeyinin şeklini ve kaymış bir toprak kütlesini göstermektedir. Burada gerilme çatlağının derinliği,

$\tau_c = 2c / \gamma$  ve kayma yüzeyinin şekli arazi ölçümleri ile belirlenebilir. Hesaplarda gerçekteki kayma yüzeyine en iyi uyabilen O merkezli ve R yarıçaplı daire yayı kayma yüzeyi olarak alınır,

$$W_1 \cdot L_1 = W_2 \cdot L_2 + S \cdot r \cdot \widehat{d_1 \cdot e_2} \quad (3.1)$$

buradan "S" çekilirse,

$$S = \frac{W_1 L_1 - W_2 \cdot L_2}{r \cdot \widehat{d_1} \cdot e_2} \quad (3.2)$$

$W_1$  "akfe" nin ağırlığıdır.  $W_2$  ise "kb  $d_1$  f" nin ağırlığıdır. Şevin güvenlik sayısı,  $G_s$

$$G_s = \frac{\text{Harekete Karşı Koyan Kuvvetler}}{\text{Harekete Sebep Olan Kuvvetler}} \quad (3.3)$$

Bu tanımdan yararlanılarak,

$$G_s = \frac{S \cdot r \cdot \widehat{d_1} \cdot e_2}{W_1 \cdot L_1 - W_2 \cdot L_2} \quad (3.4)$$

Böylece kaymış bir şevdeki mukavemet değeri bulunarak stabil bir şey projelendirilmesi için yapılacak hesaplarda bu güvenlik sayısı değerinden yararlanılır. (Terzaghi, 1967)

Genellikle stabilite analizi yapılırken, kayma yüzeyi daire yayı olarak alınır.

### 3.3.3. Kayma Yüzeyi Tipleri

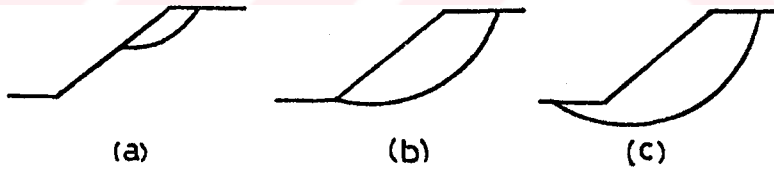
Kohezyonlu zeminlerde kaymalar genellikle Şekil 3.1' de görüldüğü gibi şevin üst topuğunda oluşan gerilme çatlaklarını takip eder. Kaymış bir şevde, kayma yüzeyinin eğrilik çapı, genellikle üst kısımda küçük, ortada en büyük, alt kısımda ise ikisi

arasındadır. Bu nedenle kayma yüzeyi bir elips yayına benzemektedir.

Kayma hareketi eğik yüzeyin bir kısmında görülüyorsa buna şev heyelanı, kayan kısım eğik yüzeyin tümünü kapsayıp, kayma yüzeyi eğik yüzeyin topuğundan geçiyorsa bu tür kaymayada topuk kayma yüzeyi altındaki sağlam zemine değerek geçerse bu tür kayma hareketine taban heyelanı denir. (Şekil 3.2)

Stabilite analizlerinde kayma yüzeyleri genellikle daire olarak alınır. Fakat bazı hallerde kayma yüzeyinin yeri ve şekil mevcut tabakaların etkisi ile değişebilir. Böyle hallerde dairesel olmayan bileşik (bir doğrultudan meydana gelmiş) kayma yüzeyleri mevcuttur. Kayma yüzeyleri,

- Dairesel
- Dairesel olmayan
- Düzlemsel
- Birleşik şeklinde olabilir.

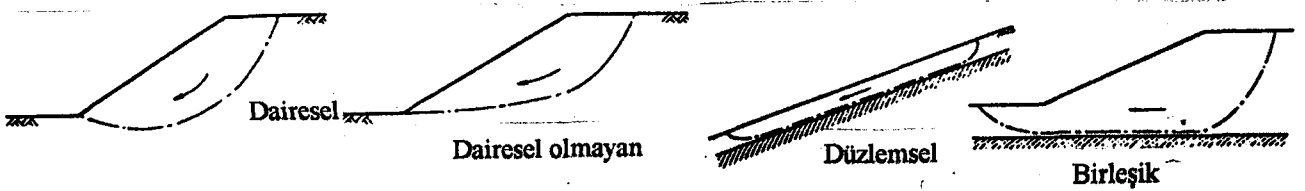


(a) şev kayması

(b) topuk kayması

(c) taban göçmesi

Şekil 3.2 Şev kaymaları (Smith, 1981).



Şekil 3.3 Kayma yüzeyi tipleri (Utku, 1975).

### 3.4. Şevlerde Zeminlerin Genel Stabilite Özellikleri

#### 3.4.1. Kohezyonsuz Zeminlerde

Kum ve temiz bir kumdan meydana gelmiş bir şevin stabilitesi şev yüksekliğinden tamamen bağımsızdır. Sadece şevin yatayla yaptığı açı " $\beta$ " açısının içsel sürtünme açısı  $\phi$  ' ye eşit olması gerekir.

Eğer kum gevşek durumda ise  $\beta < \phi$  olmalıdır. Böylece şevin kaymaya karşı güvenliği aşağıdaki gibidir.

Şev açısı " $\beta$ " olan bir kum şevin, şev yüzeyinde " $W$ " ağırlığında bir eleman göz önüne alalım,

$W \cdot \sin \beta$  , kuvveti bu elemanı aşağı doğru yuvarlanmak ister. Buna karşı duran sürtünme kuvveti, temas sahtına dik ve  $W \cdot \cos \beta$  kuvveti ile  $\tan \phi$  sürtünme katsayısının çarpımına eşittir.

$$W \cdot \cos \beta \cdot \tan \phi \text{ olur.} \quad (3.5)$$

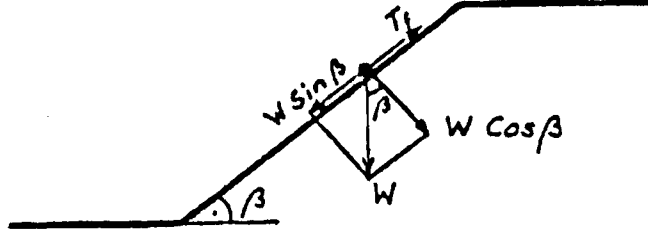
Harekete karşı, diğer bir deyimle, göçmeye karşı güvenlik sayısı,

$$G_s = \frac{W \cdot \cos \beta \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \beta} = \frac{\tan \phi}{\sin \beta / \cos \beta} = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (3.6)$$

olur.

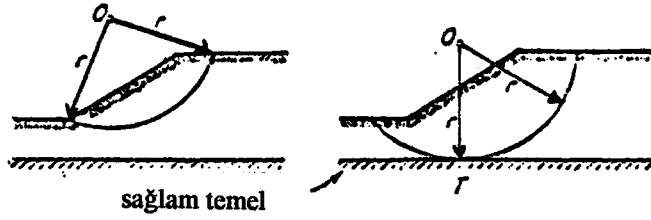
Limit denge halinde güvenlik sayısının  $G_s = 1$  olması için  $\phi = \beta$  olmalıdır. Şevin stabilitesi için  $\beta \leq \phi$  olmalıdır.

Tatbikatta tamamen kohezyonsuz bir zemine çok nadir rastlandığından kohezyonlu zeminlerdeki stabilite konusu daha önemlidir.



Şekil 3.4 Bir kum şevin stabilitesi (Kumbasar, 1985)

### 3.4.2. Kohezyonlu Zeminlerde



Şekil 3.5 Şev ve taban kayması (Terzaghi, 1967)

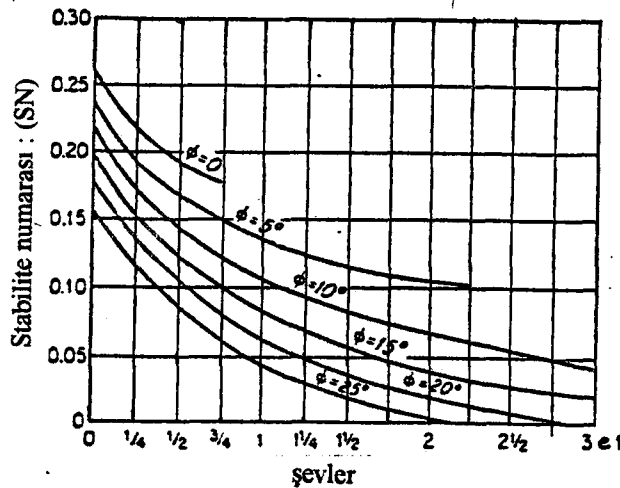
Şekil 3.5 de a ve b de şev kayması ve taban göçmesi durumları gösterilmiştir. Her iki figürde taban (alt kısım); kaya, çok katı (sağlam) kil veya diğer sağlam materyallerden ibaret olabilir. Eğer güvenlik sayısı tam "1" ise o şev daima stabildir.

Kuru ve temiz şev yüzeylerinde ve kohezyonsuz malzemelerden (kum, çakıl, belirli uzunluktaki silt) ibaret şevlerde kayma meydana gelmez.

Genellikle zemin kütlelerinin, kohezyon "c" ve içsel sürtünme açısı "φ" ve birim ağırlık "γ" mevcut olduğu taktirde şevin kritik yüksekliği hakkında karar verilebilir. (Dimitri, 1967)

$$H_{cr} = \frac{1}{SN} \cdot \frac{c}{\gamma} \quad (3.7)$$

Burada "SN" stabilite numarasıdır. SN, içsel sürtünme açısı φ ' nin farklı emniyetler için bir değişkendir. "SN" değerleri grafikte verilmiştir. (Şekil 3.6)



Şekil 3.6 Şevlerin dikliğine karar vermek için grafik  
(Dimitri, 1967)



### 3.5. Kritik Kayma Yüzeyinin Tayini

Dairesel kaymaların analizi yapılırken,

a) Kayma yüzeyi dairesel ve bunun bir merkez etrafında döndüğü kabul edilir.

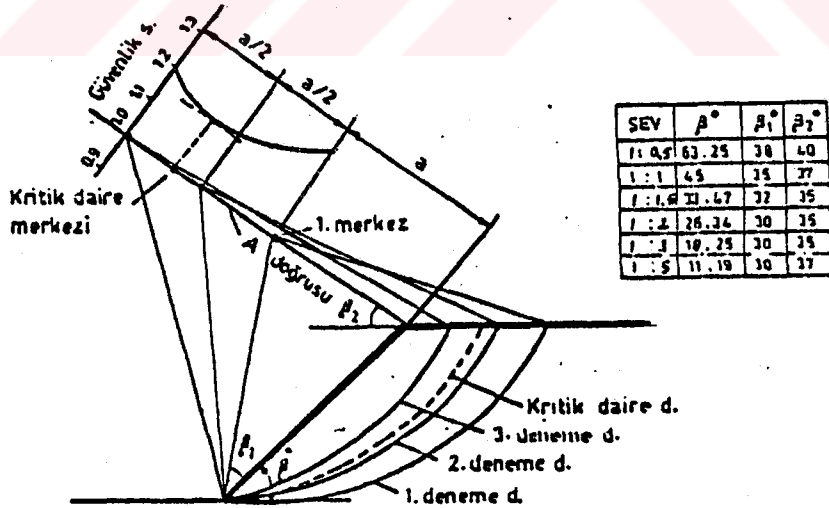
b) Bu yüzey üzerine etkileyen kuvvetlerin dengesi araştırılır.

c) En kritik kayma yüzeyi elde edilene kadar bu işleme devam edilir.

Verilen bir şevde kritik kayma yüzeyinin tesbiti oldukça güçtür. Bunu tayin etmek için bazı yaklaşımlar verilmiştir.

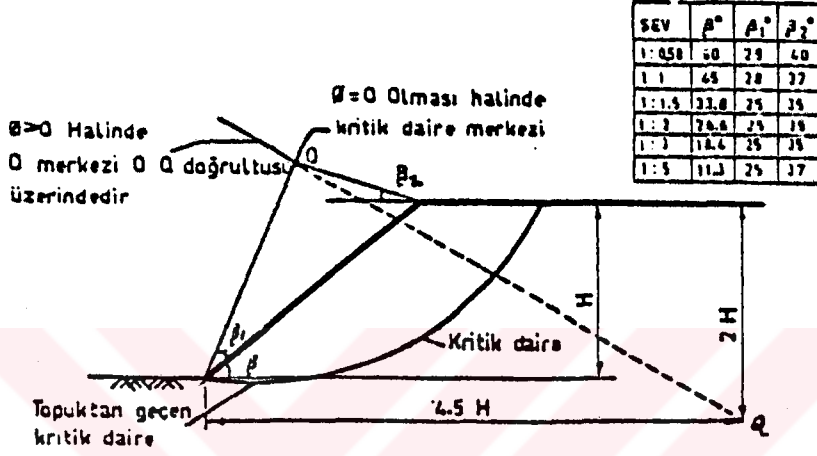
İlk yaklaşım olarak kritik daire merkezi Şekil 3.7' deki gibi bulunabilir.

Şev açısına bağlı olarak bulunan daire merkezini ilk deneme dairesi merkezi olara alırsak bunu takip eden deneme dairesinin merkezleri A doğrusu boyunca ve ilk merkezin sonunda olacaktır.



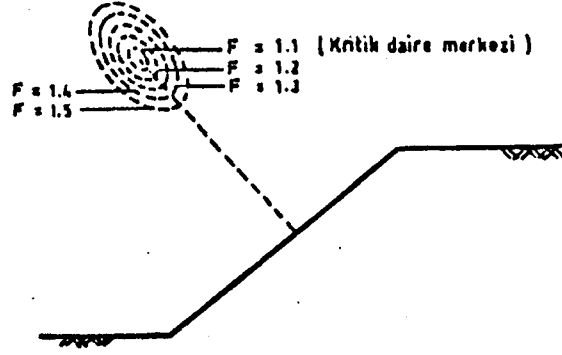
Şekil 3.7 Deneme dairelerinin yerleştirilmesi (Özal, 1966)

Fellenius tarafından verilen bir diğer metotta şev açısına bağlı olarak verilen açılar yardımıyla kritik daire merkezleri bulunabilmektedir. Şekil 3.8' de Fellenius metodu ile kritik dairenin topuktan geçmesi halinde daire merkezinin bulunması gösterilmektedir.



Şekil 3.8 Kritik dairenin yerleştirilmesinde Fellenius Metodu

Genellikle limit denge analizlerinde minimumun güvenlik sayısını veren kayma dairesi kritik kayma yüzeyi olarak alınmaktadır. Minimumun güvenlik sayısını veren kayma dairesi çeşitli denemeler sonucu bulunur. Denemeler sonucu eşit güvenlik sayılarını veren kayma dairelerinin merkezleri birleştirilerek eşit güvenlik sayısı eğrileri çizilir. Bunlar yardımıyla minimumun güvenlik sayısını veren kayma dairesinin merkezi Şekil 3.9' da görüldüğü gibi tayin edilir.



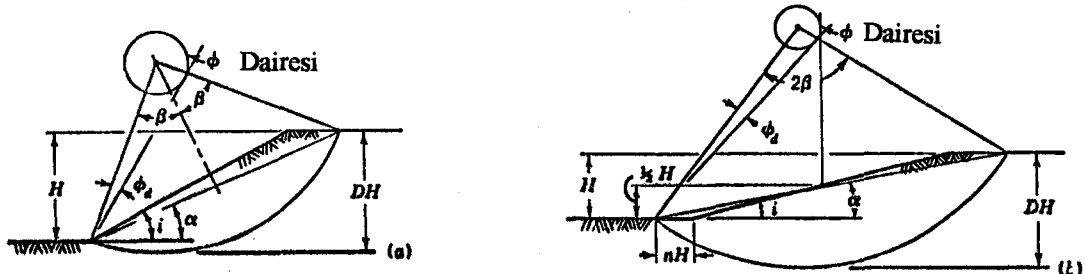
Şekil 3.9 Kayma dairelerinin merkezleri ve eş güvenlik sayısı eğrileri

Bir matematik deneme metodu kullanarak Friction-Circle metoduna dayanan bir genel çözüm Taylor tarafından yapıldı ve 1937' de basıldı.

Çözümler, bu basit durum için elde edilebilir ve şev açısı ile sürtünme açısının herhangi bir verilmiş değerleri için stabilite sayısının direkt olarak veren tablo ve grafikler şeklinde yapılabilir. Bu çözümler hiçbir sızma içermeyen durumlar ve şekil 3.10 da gösterilen enkesit tipleri ile basit homojen sonsuz şevler için tamamen uygundur.

Fakat bunlar çok kompleks durumların SN çözümleri ve kabataslak saptamalar içinde kullanılabilir.

Bu metod tarafından elde edilen stabilite sayıları Tablo 3.1' in 4 ve 5. kolonlarında verilir.



Şekil 3.10 Friction-Circle Metodunun elemanları

Dik şevler için kritik daire, şevin topuğunda kayma yayı üzerinde en düşük nokta ile şevin topuğundan geçer. Şekil 3.11 de bu anahtar eğri A ile gösterilir. Bu durum, stabilite sayılarının bir grafiği olan şeklin A bölgesinin her yerinde devam eder. B bölgesinde, kritik dairenin aşağıdaki noktası şevin üç durum anahtar eğrisi B' de gösterilir. Küçük şev açıları ve küçük sürtünme açıları için kritik daire durum 2' de gösterildiği gibi şevin topuğundan geçer. Bu durumun devam ettiği bütün diziler için, stabilite sayıları uzun noktalı eğrilirlerle kart içinde verilir. Topuktan geçen en tehlikeli daireler için stabilite sayıları, topuğun altından geçen çok tehlikeli daireler olduğu zaman veya bunlar olmadığı zaman şekildeki gibi koyu çizgilerle verilir ve topuktan geçen en tehlikeli eğri, sezilebilecek kadar farklı stabilite sayısına sahip değildir. Tablo 3.2' de kritik dairenin yeri ile ilgili olarak ek datalarla stabilite sayıları sunulur. Şekil 3.10 da  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $n$  ve  $D$  değişkenlerine göre bir çözüm yolu elde edilir. Kalın ve uzun noktalı eğrilerle verildiği gibi, sürtünme açısı 5 dereceden daha az olmadıkça grafik ve tablo stabilite sayıları arasındaki farkların fazla önemli olmadığını gösterir.

Belirli bir dolgudan alınan zemin numunelerinin kesme kuvvetlerinin bulunmasında, yeryüzü altındaki daha büyük derinliklerde artmış gerilmelerle doğru orantılı bir eğilim göstermez.

$\phi = 0$  durumu için stabilite sayısı derinliğin limit değerine bağlıdır. Bu durumu meydana getirmek için, kullanılan değişkenler kayma kütlesi derinliğinin şevin yüksekliğine oranıdır ve  $D$  ile dizayn edilir. (Şekil 3.10)

D' nin çeşitli değerleri ve  $\phi = 0$  durumu için Şekil 3.12 deki grafik şekil 3.11 de eklenir. Çözüm eğrileriyle gösterildiği gibi, topuğun altından geçen daireler tam çizgi eğrileriyle gösterilir ve ns değeri kısa noktalı çizgilerle belirtilir.

Topuğun altından drairenin geçmesini önleyen topuk dışında yüklemelerin olduğu durumlar, uzun noktalı çizgilerle gösterilir.

Eğer, şev topuğun yüksekliğinde çıkıntılı hava tabakası veya diğer bir sağlam malzeme varsa, durum şekil 3.12 deki gibi birleşimin bir D değeri ile gösterilir. Birleşime eşit D ve sıfırdan daha büyük  $\phi$  için, çözüm 15 derecelik şevler alınarak yapılır. Böylece daha büyük sürtünme açıları için kısa noktalı çizgiler şekil 3.11. de kısa uzunluktadır.

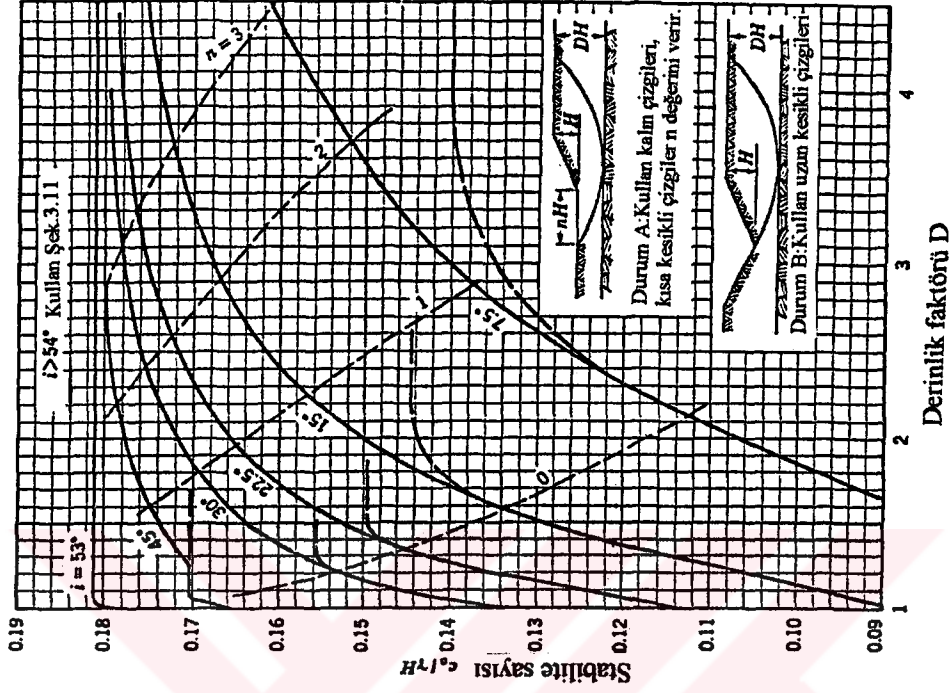
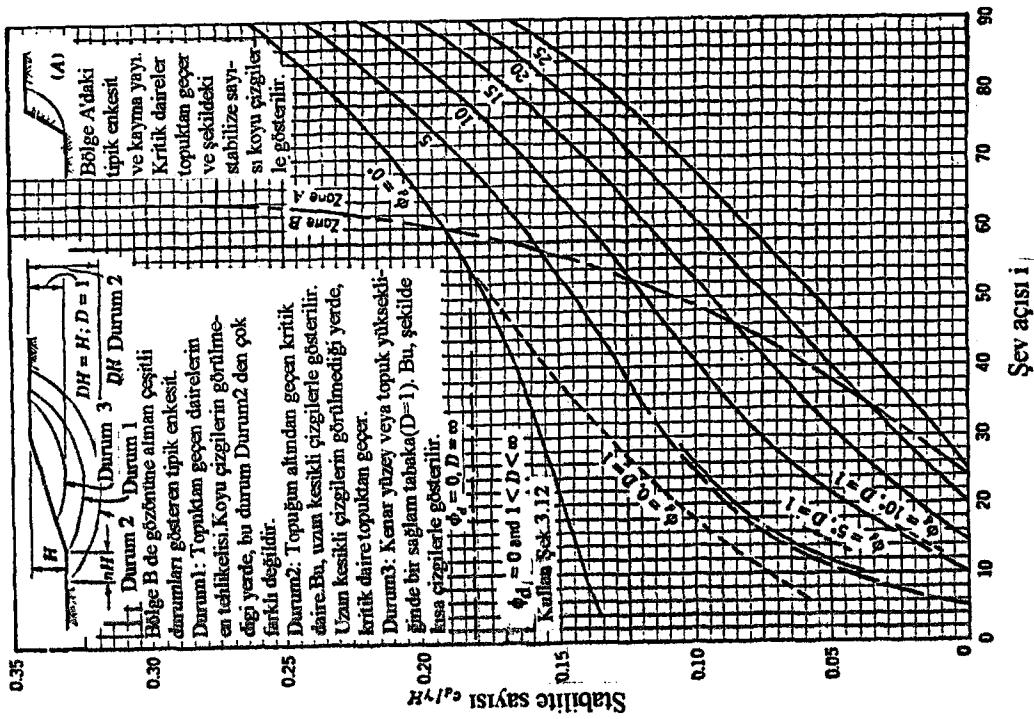
Şekil 3.11 ve 3.12 deki grafikler kendileri için onların çıkarıldıkları yalnızca oldukça basit kesitlere tam olarak uygulanabilir. Basit kesitlere yakın olan ve az çok heterojen zeminlerden ibaret olan birçok şev, ortalama değerlerle birlikte grafikleri kullanarak yaklaşık bir analiz yapılabilir.

Grafikler kullanıldıkları zaman, çatlakların etkisi ortalama kohezyonun bir azaltılmış değerinin kullanımıyla ele alınabilir. Sızmanın etkisini hesaba katmak ise oldukça zordur. (Taylor, 1937)

Tablo 3.1 Sızmasız homojen basit şevler için stabilite sayıları

(1) $i$	(2) $\emptyset_d$	(3) Culmann	(4) Slices	(5) $\emptyset$ Circle	(6) Logarithmic Spiral
90	0	0.25	0.261	0.261	0.261
	5	0.229	0.239	0.239	0.239
	15	0.192	0.199	0.199	
	25	0.159	0.165	0.166	0.165
75	0	0.192	0.219	0.219	0.219
	5	0.171	0.196	0.195	
	15	0.134	0.154	0.152	
	25	0.102	0.118	0.117	
60	0	0.144	0.191	0.191	0.191
	5	0.124	0.165	0.162	0.162
	15	0.088	0.120	0.116	0.116
	25	0.058	0.082	0.079	0.078
45	0	0.104	(0.170) <sup>1</sup>	(0.170)	(0.170)
	5	0.083	0.141	0.136	
	15	0.049	0.085	0.083	
	25	0.023	0.048	0.044	
30	0	0.067	(0.156)	(0.156)	(0.156)
	5	0.047	(0.114)	(0.110)	
	15	0.018	0.048	0.046	
	25	0.002	0.012	0.009	0.008
15	0	0.033	(0.145)	(0.145)	(0.145)
	5	0.015	(0.072)	(0.068)	(0.068)
	10	0.004		(0.023)	

<sup>1</sup> Verilen tüm değerler şevin topuğundan geçen kritik daire içindir. Topuğun aşağısından geçen çok daha tehlikeli bir daire olduğu zaman, parantezdeki değerler gösterilir. Topuğun aşağısındaki eğriler üzerindeki data için Tablo 3.2'ye bak.



Şekil 3.11 Stabilite sayılarının grafiği

Şekil 3.12 Sınırlı derinlik ve sıfır sürtünme açısının durumu için stabilite sayılarının grafiği

Tablo 3.2.  $\phi$  Circle metoduyla kritik daireler üzerinde stabilite sayıları ve diğer dotalar

(1) $i$	(2) $\phi d$	(3) $\alpha$	(4) $\beta$	(5) $n$	(6) $D$	(7) $\frac{cd}{\gamma H}$
90	0	47.6	15.1	.....	.....	0.261
	5	50	14	.....	.....	0.239
	10	53	13.5	.....	.....	0.218
	15	56	13	.....	.....	0.199
	20	58	12	.....	.....	0.182
	25	60	11	.....	.....	0.166
75	0	41.8	25.9	.....	.....	0.219
	5	45	25	.....	.....	0.195
	10	47.5	23.5	.....	.....	0.173
	15	50	23	.....	.....	0.152
	20	53	22	.....	.....	0.134
	25	56	22	.....	.....	0.117
60	0	35.3	35.4	.....	.....	0.191
	5	38.5	34.5	.....	.....	0.162
	10	41	33	.....	.....	0.138
	15	44	31.5	.....	.....	0.116
	20	46.5	30.2	.....	.....	0.097
	25	50	30	.....	.....	0.079
45	0	(28.2) <sup>1</sup>	(44.7)	.....	(1.062)	(0.170)
	5	31.2	42.1	.....	1.026	0.136
	10	34	39.7	.....	1.006	0.108
	15	36.1	37.2	.....	1.001	0.083
	20	38	34.5	.....	.....	0.062
	25	40	31	.....	.....	0.044
30	0	(20)	(53.4)	.....	(1.301)	(0.156)
		(23)	48	.....	(1.161)	(0.110)
	5	20	53	0.29	1.332	0.110
	10	25	44	.....	1.092	0.075
	15	27	39	.....	1.038	0.046
	20	28	31	.....	1.003	0.025
	25	29	25	.....	.....	0.009
15	0	(10.6)	(60.7)	.....	(2.117)	(0.145)
	5	(12.5)	(47)	.....	(1.549)	(0.068)
		11	47.5	0.55	1.697	0.070
	10	(14)	(34)	.....	(1.222)	(0.023)
All values <sup>2</sup>	0	14	34	0.04	1.222	0.023
		0	66.8	$\infty$	$\infty$	0.181

<sup>1</sup> Parantez içindeki şekiller, topuğun aşağısından geçen çok tehlikeli bir eğri mevcut olduğu zaman topuktan geçen en tehlikeli daire için değerlerdir.

<sup>2</sup> Sonsuz bir derinlikteki kritik bir değer.



Tablo 3.3: Doygun silt ve kil temellere oturan settelerin stabilize dolgu şevleri için tavsiye edilen eğimler

Kıvam (Konsistans) Yumuşak	Gölet yüksekliğine eşit bir derinlikte bir ayak (1) için ortalama darbe sayısı 4 ten az	Toprak sınıfı (2)	Göletlerin değişik yükseklikleri için şevler				
			15m.	12m.	9m.	6m.	3m.
Orta	4-10	SM	4 1/2:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		SC	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		ML	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CL	6 1/2:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		MH	7:1	5 1/2:1	4 1/2:1	3 1/2:1	3:1
		CH	13:1	10:1	7:1	4:1	3:1
		SM	4 :1	3 1/2:1	3:1	3:1	3:1
Katı	11-20	SC	5 1/2:1	4 1/2:1	3 1/2:1	3:1	3:1
		ML	5 1/2:1	4 1/2:1	3 1/2:1	3:1	3:1
		CL	6 :1	4 1/2:1	3 1/2:1	3:1	3:1
		MH	6 1/2:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CH	11:1	9:1	6:1	3:1	3:1
		SM	3 1/2:1	3:1	3:1	3:1	3:1
		SC	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
Sert	20 den fazla	ML	5 :1	4:1	3 1/2:1	3:1	3:1
		CL	5 :1	4:1	3:1	3:1	3:1
		MH	5 1/2:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		CH	10:1	8:1	5 1/2:1	3:1	3:1
		SM	3 1/2:1	3:1	3:1	3:1	3:1

(1) Standart penetrasyon deneylerine göre (2) Bileşik toprak sınıflama sistemine göre

Not: Tablo 18 ve 19'da verilen şevler yukarıdaki şevlere eşit ya da daha yatık olduğu zaman stabilize dolgulara ihtiyaç yoktur.

**Tablo 3.4:** Şev eğimleri (David 1952)

Dolgu Malzemesi	Yaklaşık şev eğimi	Şartlar Durumu
Kohezyonsuz zemin	1/ 2.5	Şev çim ile kaplanarak korunması gerekir.
(Mansap şevi)	1/ 2.0	Şev kaya ile kaplanarak korunması gerekir.
Kaya dolgu	1/1.5	Orta çekirdekli.
Kohezyonsuz zemin (Menba Şevi)	1/2.5	Eğimli kil çekirdekli
	1/2.5	Su alçalması halinde serbest drenajlı şev
	1/2.5	Su alçalması halinde düşey sızmalı
	1/2.5	Üniform malzemede kapiler yüksekliği > dolgu yüksekliği olduğu yerlerde.
	1/3.5	Su alçalmasından sızmanın eğimin dışına çıkması halinde

Tablo 3.5. Stabil temellerde küçük zonlu dolgu barajlar için tavsiye edilen şev eğimleri (Dominy, 1960)

Baraj tip	Maksat	Hızlı alçalma müsaadesi	Kanat malz sınıflandırma	Çekirdek malz. sınıflandırılması	Menba Şevi	Mansap Şevi
Minimum Çekirdek Zonlu.	Herhangi bir maksat	Kritik değil	(Kritik değil) Kaya dolgusu GW,GP,SW,SP (Çakıllı)	(Kritik değil) GC,GM,SC,SM, CL,ML,CH, veya MH	2:1	2:1
Minumun Çekirdek Zonlu	Biriktirme veya feyezandan korunma	YOK	(Kritik değil) Kaya dolgusu GW,GP,SW (Çakıllı) veya SP (Çakıllı)	GC,GM ----- SC,SM ----- CL,ML ----- CH,MH -----	2:1 $2 \frac{1}{4} : 1$ $2 \frac{1}{2} : 1$ 3:1	2:1 $2 \frac{1}{4} : 1$ $2 \frac{1}{2} : 1$ 3:1
Minumun Çekirdek Zonlu	Biriktirme	YAR	(Kritik değil) Kaya dolgusu GW, GP,SW (Çakıllı) veya SP (Çakıllı)	GC,GM ----- SC,SM ----- CL,ML ----- CH,MH -----	$2 \frac{1}{2} : 1$ " 3:1 $3 \frac{1}{2} : 1$	2:1 $2 \frac{1}{4} : 1$ $2 \frac{1}{2} : 1$ 3:1

Tablo 3.6 Stabil temellerde homojen küçük toprak dolgular için tavsiye edilen şev eğimleri (Dominy, 1960)

Baraj tipi	Maksat	Hızlı alçalma- maya karşı müsaadesi	Zemin sınıfı	Menba şevi	Mansap şevi
Homojen veya islah edilmiş homojen	Feyazandan korunma veya biriktirme	Yok	GW,GP,SW,SP	Elverişsiz	
			GC,GM,SC,SM	$2 \frac{1}{4}:1$	2:1
			CL,ML -----	3:1	$2 \frac{1}{2}:1$
			CH,MH-----	$3 \frac{1}{2}:1$	$2 \frac{1}{2}:1$
İslah edilmiş homojen	Biriktirme	Var	GW,GP,SW,SP	Elverişsiz	
			GC,GM,SC,SM	3:1	2:1
			CL,ML -----	$3 \frac{1}{2}:1$	$2 \frac{1}{2}:1$
			CH,MH-----	4:1	$2 \frac{1}{2}:1$

### 3.6. Stabilitenin değerlendirilmesi

Yamaç ve şevlerde stabilite bozulmasının yapısını ve ilerlemesini önceden tahmin etmek bugünkü olanakların ötesindedir. Bununla beraber yapılan gözlemler yamaç ve şevlerde

birçok stabilite bozulması ve ilerlemesinin zemin ve/veya kaya kütlesi içinde teşekkül eden kayma yüzeyleri boyunca meydana geldiğini gösterir. Bu nedenle mühendislik amaçları için basit kayma modelleri teşkil etmek elverişli olacaktır. Hatta bu modeller şev kaymalarının haricinde heyelan ve kaya parçalarının akmalarına bile uygulanabilirler.

Şev ve yamaçların stabilite hesaplarında mühendislerin basit kayma modellerini seçmelerinin nedeni hesaplama zorlukları değildir. Çok gelişmiş bir model ve teori kullanmak mümkün olsaydı ve analizlerinin bilgisayar yardımıyla hemen hemen masrafsız yapılması mümkün olsaydı bile böyle bir modelleme için gereken parametrelerin araziden elde edilmesi çok zor ve masraflı olacaktı. Oysa buna ihtiyaç yoktur.

Basit kayma modelleri limit denge yöntemleri kategorisinde yer alırlar. Mesala eğimli bir düzlem üzerinde tek bir zemin veya kaya kütlesi ele alalım. Kaya mekaniği söz konusu olduğunda bu düzlem bir çatlak veya fay düzlemi olabilir. Zemin mekaniğinde ise bu düzlem tabakalaşma düzlemi veya kaymanın meydana gelmesi muhtemel herhangi bir düzlem olabilir. Bu düzlem sürtünme direnci özelliklerine ve ilaveten normal yükten bağımsız bir dirence (kohezyon) sahip olabilir. Blok kaymaya yakın olmadıkça kaydırıcı kuvvet kayma mukavemetine eşdeğer olamaz. Budurumda harekete karşı direnen kuvvet stabiliteyi bozmakta olan kuvvete eşittir. Buna mobilize olmuş (uyanık) kayma mukavemeti denilir. Gerçek mukavemetle mobilize olmuş mukavemet arasındaki oranı "emniyet faktörü" denilen bir izafi stabilite katsayısı ile tarifleriz. (Özdoğru, 1987)

### 3.6.1. Spencer Yöntemi

Bishop tarafından önerilen gelişmiş yöntem kuvvetlere ve momentlere göre bütün kuvvet bileşenlerini dikkate almasına karşın rutin yöntem bunları dikkate almamaktadır. Bunu nedeni Spancer (1967) tarafından açıklanmıştır. Bütün dilimlerarası kuvvetlerin bileşkesi tek bir dilimde ele alınarak buna  $z$  denirse

$$z = \frac{c' \frac{b}{F} + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot b \sec \alpha) \tan \phi' / F - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left( 1 + \tan \phi' \tan(\alpha - \theta) / F \right)} \quad (3.8)$$

bağıntısı yazılabilir. Burada  $\theta$  bileşkenin yatayla yaptığı açıdır. Tüm kütlelerin dengesi için dilimlerarası kuvvetlerin ve bunların kaymanın dönme merkezine göre momentlerin vektörel toplamı sıfıra eşit olmalıdır. Böylece aşağıdaki üç ifade

$$\sum z \cos \theta = 0 \quad (3.9)$$

$$\sum z \sin \theta = 0 \quad (3.10)$$

$$\sum z \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (3.11)$$

yazılabilir. (Bu ifadelerden üçüncüsü dilim genişliğinin küçük olduğunu varsayar. Bu nedenle  $z$  kuvvetinin her kayma yüzeyi diliminin merkezi doğrultusundan etkidiğini kabul etmek yaklaşık olarak doğrudur.) Bu denklemlerden üçü, ikisini dejenere eder.

En kolay çözüm  $\theta$  değerleri dizisini alarak ve iki fonksiyonun kesim noktasını bularak  $F$  yi tayin etmektedir. Spencer bunun için bazı detaylar vermektedir. Bu çalışmanın en önemli bulgusu

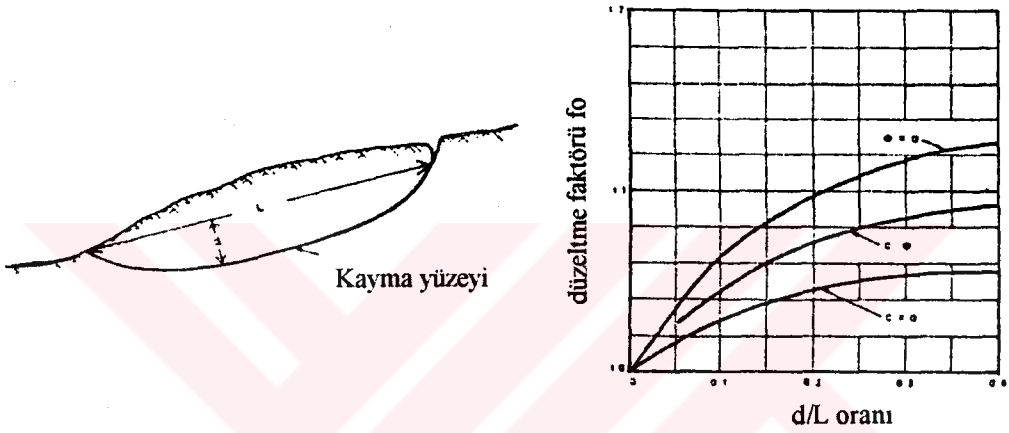
moment denklemi tarafından verilen emniyet faktörünün  $\theta$  nın artan değeriyle sadece çok az değişmesidir.  $\theta = 0$  için beklenildiği üzere Bishop' un rutin yöntemine eşdeğerdir. Bunun aksine kuvvet dengesinden türetilen denklem  $\theta$  ya karşı çok hassastır. Bishop' un rutin yöntemi izafî doğruluğunun anahtarı burada yatmaktadır. Bu şüphesiz moment dengesine dayanmaktadır. Bunların genliği kuvvetlerinkenden çok daha fazladır. Ve momentlerin dengesinin sağlanması kuvvet dengesini hemen sağlar. Fakat bunun tersi doğru değildir. Eğer moment dengesinin gerekleri sağlanırsa hatta dilimlerarası basitleştirilmiş kuvvet varsayımı olsa bile kuvvet dengesi denkleminin yalnız başına ulaştığından daha iyi bir çözüm elde edilir (Özüdoğru, 1987).

### 3.6.2. Janbu Yöntemi

Janbu (1955) moment dengesinden ziyade kuvvet dengesi denkleminde dayanan rutin stabilize analizi yöntemi geliştirmeyi seçmiştir. Bishop yönteminin genel çizgilerini izleyerek sonuçta

$$F = \frac{\sum (c' b + (W - u \cdot b + Dx) \tan \phi') \frac{\sec^2 \alpha}{(1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi') F}}{\sum W \cdot \tan \alpha} \quad (3.12)$$

Aynen Bishop yönteminde olduğu gibi bu bağıntıyı çözmek için iteratif metod kullanılabilir. Aynı uygunlukta başlangıç değeri konvansiyonel yöntem bağıntısının kullanılmasıyla (küçük bir artım ilavesi) bulunabilir. Janbu' nun rutin yönteminde yapılan hesaplamalardaki bazı hataları ortadan kaldırmak amacıyla amprik bir düzeltme faktörü önerilmiştir. Bu Şekil 3.13 de gösterilmiştir.



Şekil 3.13 Janbu' nun düzeltme faktörü diyagramı

Bu düzeltme faktörü emniyet katsayısını arttıracak yapıda olup, kaymanın uzunluğuna oranla izafi derinliğe ve zemin özelliklerine bağlıdır.  $F'$  nin maksimum % 13 artmasına neden olabilir. Düzeltme iteratif işlem sırasında değil rutin yöntem uygulandıktan sonra yapılmalıdır.

$$F_{\text{düzeltmiş}} = f_0 \cdot F \quad (3.13)$$

dir.  $f_0$  diyagramdan alınır. Bu yöntemde dar dilimler kullanılmalıdır. (Özüdoğru, 1987)



### 3.6.3. Bilgisayar Uygulamaları

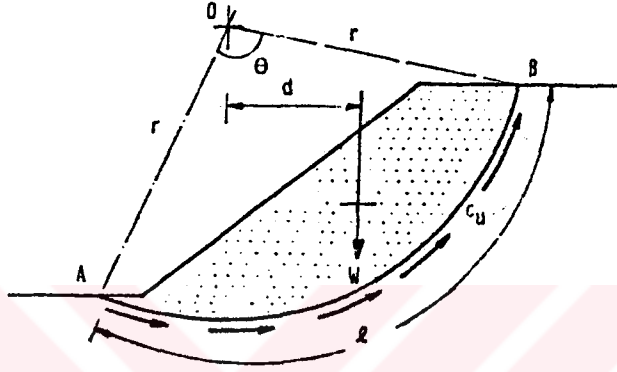
Tipik bir toprak barajda herbir kayma dairesi için kendi itaratif çözümünü yapamak kaydı ile bu kayma dairelerin yüzlercesinin analizini yapamaya ihtiyaç vardır. Bu ise zaman tasarrufu açısından bilgisayar kullanmanın önemini vurgular. Little ve Price (1958) şev ve yamaç stabilitesi için birçok bilgisayar ilkini ortaya koymuşlardır. Adı geçen yazarlar analizlerinde Bishop' un rutin yöntemini kullanmışlardır. Fakat bu yöntemin itina göstermeksizin uygulanması sonuçlarda numeric uygunsuzluklar ortaya çıkarabilir. Bu durum Whitman ve Bailey (1967) tarafından vurgulanmıştır. Zemin özelliklerinin, dilim boyutlarının ve emniyet faktörünün belirli kombinasyonları için

$$\frac{\text{Sec } \alpha}{1 + \tan \alpha \tan \frac{\phi}{F}} \quad (3.14)$$

bağıntısının pay ve paydasının her ikisinde sıfır veya negatif değerler alabilirler. Sıfır sözkonusu edilirse bu durum negatif veya sonsuz efektif kuvvetler verir. Whitman ve Bailey bu kabul durumlarda işlemlerin yeniden gözden geçirilmesini önerirler. Bu yöntemde ve bütün diğer dilim yöntemlerinde kayma yüzeyinin şeklini ve etrafındaki kuvvetleri elverişli olarak gösteren uygun dilimler almak gereklidir. Minimum 30 dilim tavsiye edilir. (Özüdoğru, 1987)

### 3.6.4. $\phi = 0$ Analizi

Kohezyonlu zeminlerdeki şevlerin kısa süreli stabilitesinin tahkiki için  $\phi = 0$  kabulü yapılarak drenajsız deneylerden elde edilen ( $\phi = 0$ )  $c_u \neq 0$  kohezyon değeri kullanılır.



Şekil 3.14  $\phi = 0$  analizi

AB dairesel kayma yüzeyi gözönüne alınır. O merkezine göre kaydıran kuvvetlerin momenti

$$Md = W \cdot d \quad (3.15)$$

O merkezine göre kayma yüzeyi boyunca zemin direncinin momenti:

$$\begin{aligned} Mr &= c_u \cdot r \cdot \theta \cdot r \\ &= c_u \cdot r^2 \cdot \theta = c_u \cdot l \cdot r \end{aligned} \quad (3.16)$$

Kaymaya karşı güvenlik sayısı

$$F = \frac{Mr}{Md} = \frac{c_u \cdot r^2 \cdot \theta}{W \cdot d} = \frac{c_u \cdot l \cdot r}{W \cdot d} \quad (3.17)$$

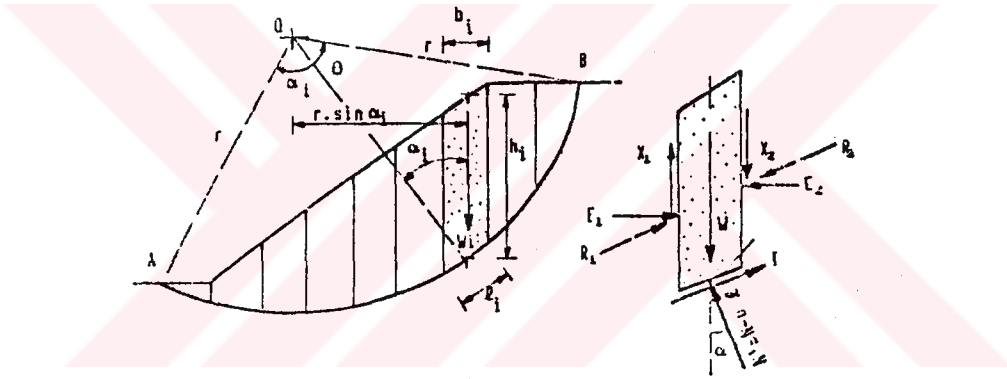
### 3.6.5. c - Ø Analizi (Dilim Metodu)

Hem kohezyonlu hem de kayma mukavemeti açısı sıfırdan farklı zeminler için kayma yüzeyi boyunca direnç normal kuvvetede bağlıdır. Bu tür zeminler için dilim yöntemi kullanılır.

Daire parçası şeklindeki zemin kütlesi dilimlere ayrılır.

Kayma düzlemi boyunca direnen kuvvetlerin O merkezine göre momenti,

$$M_r = (\sum c \cdot b_i / \cos \alpha_i + \sum W_i \cos \alpha_i \tan \phi) r \quad (3.18)$$



Şekil 3.15 Dilim Metodu

Kaydırıcı kuvvetlerin momenti,

$$M_d = \sum T_r = (\sum W_i \sin \alpha_i) r \quad (3.19)$$

olduğuna göre güvenlik sayısı

$$F = \frac{M_r}{M_d} = \frac{\sum c \cdot b_i / \cos \alpha_i + \tan \phi \sum w_i \cos \alpha_i}{\sum w_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (3.20)$$

### 3.6.6. Efektif Gerilme Analizi

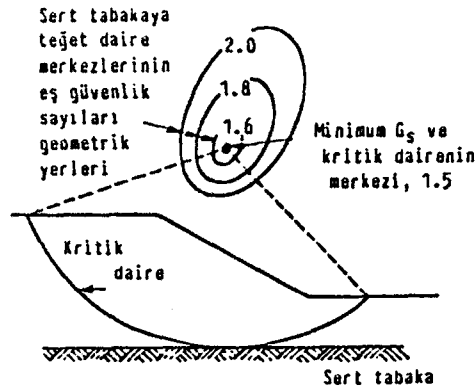
Şevlerin uzun süreli stabilite analizlerinde drenajlı kayma direnci parametreleri  $\phi'$  ve  $c'$  (efektif gerilmeler cinsinden) kullanılır.

Bu durumda aynı ifade efektif gerilmeler cinsinden

$$G_s = \frac{\sum \frac{c' b_i}{\cos \alpha_i} + \tan \phi' \sum \left( W_i \cos \alpha_i - \frac{u b_i}{\cos \alpha_i} \right)}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (3.21)$$

ile hesaplanır.

Stabilite analizleri bir şev için çeşitli kayma dairelerinden güvenlik sayısının en küçük olduğu kayma dairesinin aranması şeklinde yapılır. (Şekil. 3.16)



Şekil 3.16 Kayma dairelerinin merkezi

Dilim tabanı hangi zemin içinde kalıyorsa o zemine ait kayma direnci parametreleri kullanılır.

Her bir dilim ağırlığı analitik yol ile yada grafik ile hesaplanır., El ile hesapta 10-15 dilim, bilgisayar ile yapılan dilim olan ve ağırlıklarının analitik yoldan elde edildiği hesaplarda 50-100 dilim alınır. Hesapların tablo halinde düzenlenmesi kolaylık sağlar. (Tan, 1988)

### 3.6.7. Yüzeysel Akma

Kohezyonsuz zeminde kayma yüzeyi zemin yüzeyine paralel olan sonsuz bir şevi inceleyelim.

Prizmatik elemana etkileyin kuvvetler;

$$W = \gamma \cdot z \cdot b \cdot \cos \beta \quad (3.22)$$

$$N = W \cdot \cos \beta \quad (3.23)$$

$$T = W \cdot \sin \beta \quad (3.24)$$

Eleman yan yüzeylerine etkileyen (E) kuvvetlerinin eşit olduğunu kabul edersek birbirlerini götürürler. Kohezyonsuz zeminde kayma direnci

$$\tau_f = \sigma_n \tan \emptyset \text{ ise} \quad (3.25)$$

$$T = b \cdot \tau_f \quad (3.26)$$

$$N = b \cdot \sigma_n \quad (3.27)$$

$$T = N \cdot \tan \emptyset \quad (3.28)$$

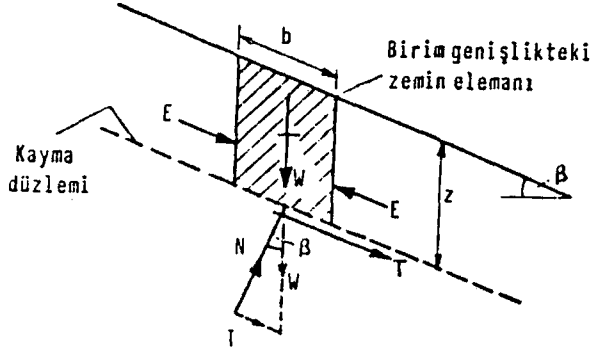
$$\frac{T}{b} = \frac{N}{b} \tan \emptyset \quad (3.29)$$

buradan,

$$W \cdot \sin \beta = W \cdot \cos \beta \tan \phi \quad (3.30)$$

$$\tan \beta = \tan \phi \quad (3.31)$$

elde edilir.



Şekil 3.17 Sonsuz şevde bir zemin elemanına etkiyen kuvvetler

Bu nedenle şevin eğim açısı hiçbir zaman kayma direnci açısından büyük olamaz. Kaymaya karşı güvenlik sayısı

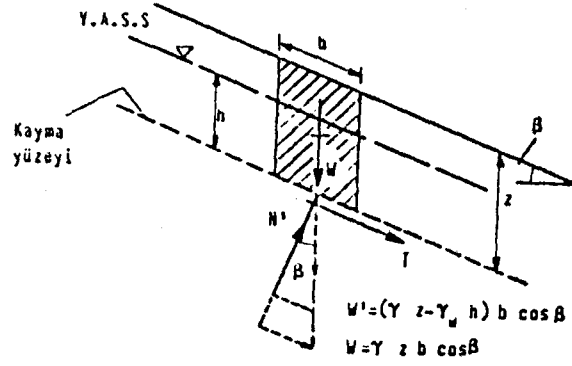
$$F = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (3.32)$$

ve efektif gerilmeler cinsinden

$$F = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (3.33)$$

olarak elde edilir.

Bu analiz sadece kuru zemin için geçerlidir. Halbuki tabiatta birçok durumda yeraltı suyu akımı mevcuttur, bu nedenle suyun varlığının hesaba katılması gerekir.



Şekil 3.18 Sonsuz şevde efektif gerilme analizi

Efektif normal kuvvet  $N' = W' \cos \beta$

$$= (\gamma_w \cdot z \cdot b \cdot \cos \beta - \gamma_w \cdot h \cdot b \cdot \cos \beta)$$

$$= (\gamma_w \cdot z - \gamma_w \cdot h) b \cdot \cos^2 \beta$$

Kaydırmaya çalışan kuvvet  $T = W \cdot \sin \beta$

$$= \gamma_w \cdot z \cdot b \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta$$

Kaymaya karşı güvenlik sayısı =

$$\frac{T}{b} = \frac{N'}{b} \tan \phi'$$

$$= \frac{(\gamma_w \cdot z - \gamma_w \cdot h) b \cos^2 \beta \cdot \tan \phi'}{\gamma_w \cdot z \cdot b \sin \beta \cos \beta}$$

$$= \left( 1 - \frac{\gamma_w \cdot h}{\gamma_w \cdot z} \right) \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

(3.34)

veya boşluk suyu basıncını ilave ederek,

$$u = \gamma_w \cdot h \cdot \cos^2 \beta$$

$$G_s = \left( 1 - \frac{u}{\gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta} \right) \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (3.35)$$

elde edilir. Eğer yeraltı su seviyesi yüzeyde ise  $h = z$

$$G_s = \left( 1 - \frac{\gamma_w}{\gamma} \right) \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} = \frac{\gamma_A \cdot \tan \phi'}{\gamma \cdot \tan \beta} \quad (3.36)$$

olur. Burada  $\gamma_A$  su altındaki birim hacim ağırlığıdır. (Tan, 1988)

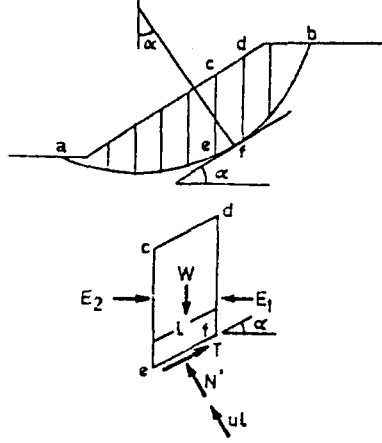
### 3.6.8. Bishop Metodu

Geçirgenliği düşük olan zeminlerde suyun drene olması uzun zaman içerisinde gerçekleşir. Yerüstü maden işletmelerinde ve orta yollarda olduğu gibi uzun vadede stabilitesini korumaları beklenen şevlerde efektif gerilmeler cinsinden hesaplanmış makaslanma dayanımı parametreleri önem taşır. Drenaja müsaade edilerek yapılan direk zemin makaslama testi ile veya gözenek suyu basıncı ölçülerek yapılan üç eksenli sıkışma testi ile belirlenir.

Yukarıdaki esaslara göre önerilmiş olan Bishop yönteminde kayan kütle dilimlere ayrılarak önce dilimin tek tek daha sonra tüm kütlelerin stabilitesi hesaplanır. Bishop yöntemi dilim metoduna benzer, fakat efektif gerilmeler kullanılır. Şekil 3.19 da gösterilmiştir. Emniyet katsayısının büyüklüğü kabul edilen kayma



düzlemi boyunca kuvvetlerin dengesi prensibine göre emniyet katsayısı çözülür. (Strigler, 1969)



Şekil 3.19 Bishop basitleştirilmiş dilim yöntemi

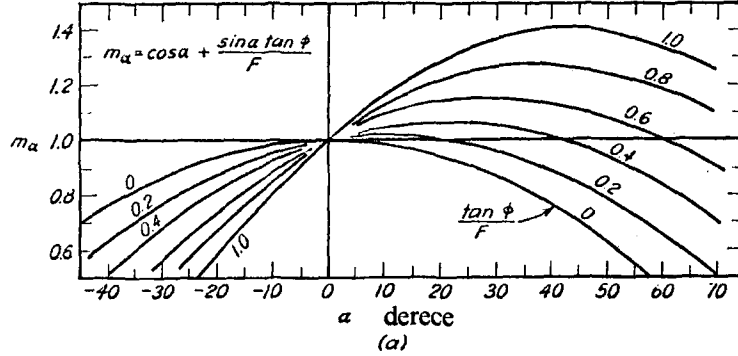
$$F_s = \frac{\sum (c' l + \tan \phi' \cdot N')}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (3.37)$$

$$N' = \frac{W - \frac{c' l}{F_s} \cdot \sin \alpha - u \cdot l \cdot \cos \alpha}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \cdot \sin \alpha}{F_s}} \quad (3.38)$$

burada

$N'$  terimi kayma yüzeyi üzerindeki efektif normal kuvveti göstermektedir.

### 3.6.9. $\alpha$ Açısına ve $\tan \phi / G_s$ Değerine Bağlı Olarak $G_s$ ' nin Tayini



Enkesitten gelen değerler								
	1	2	3	4	5	6	7	8
Dilim No:	$\alpha^\circ$	$\sin \alpha$	$W'$	$W' \sin \alpha$	$c + \frac{W'}{b} \tan \phi$	$(5) \cdot b$	$\frac{m_\alpha}{F_a} =$	$(6)/(7)$
								$\Sigma(8)$

$$\text{ilk deneme için, } F_a = \frac{\Sigma(6)}{\Sigma(4)} \quad F = \frac{\Sigma(8)}{\Sigma(4)}$$

(b)

Şekil 3.20 Kaymanın dairesel olması ve dilimler arasındaki kuvvetlerin ihmal edilmemesi halinde şevin güvenlik sayısının hesabı (a)  $M_\alpha$ ' yı hesaplamak için grafik (b) Hesap için tablo şekli

### 3.6.10. $\emptyset$ Dairesi Metodu

$\emptyset$  içsel sürtünmesine haiz bir zeminde meydana gelen bir kaymada normal kuvvetler sürtünmeden dolayı normalden bir  $\emptyset$

açısı kadar saparlar. Bu yeni doğrultular "O" merkezli ve  $R \cdot \sin \phi$  yarıçaplı daireye teğet olurlar.

Diğer taraftan kayma yüzeyinde meydana gelen kohezyon mukavemetinin bileşkesinin doğrultusu yayın krişi doğrultusundadır.

Sürtünme dairesi metodu olarak da bilinen bu metotta toplam gerilmelere göre stabilite analizi yapılır. Kayma yüzeyi daireseldir. Merkezi "O" yarıçapı "R" olan bir kayma dairesi seçilir. Seçilen bu kayma dairesi için harekete geçen kayma mukavemeti,

$$\tau_m = \frac{\tau_f}{G_s} = \frac{1}{G_s} (c + \sigma \cdot \text{tg } \phi) \quad (3.39)$$

yazılabilir. Bağıntıda,

$$c/G_c = c_m \quad (3.40)$$

$$\text{tg } \phi / G_\phi = \text{tg } \phi_m \quad (3.41)$$

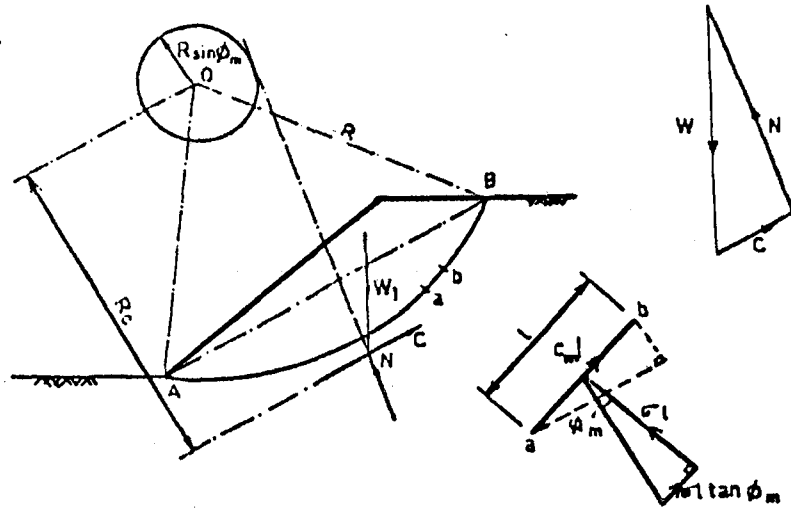
değerleri yerine yazılırsa,

$$\tau_m = c_m + \sigma \cdot \text{tg } \phi_m \text{ olur.} \quad (3.42)$$

yukarıda verilen bağıntılarda,

$$G_c = G_\phi = G \quad (3.43)$$

olarak yazılır.



Şekil 3.21 Ø dairesi metodu

Şekil 3.21' de verilen kayma yüzeyi üzerinde L uzunluğunda bir "ab" elemanı alınır, bu elemanı etkileyen kuvvetler,

$c_1$  : Birim Kohezyon

$c$  : Zemin kohezyonu

$G_c$  : Kohezyona göre güvenlik sayısı

$G_\phi$  : Sürtünmeye göre güvenlik sayısı

1. Normal Kuvvet :  $\sigma \cdot L$

2. Kayma Direnci :  $c_m \cdot L$

3. Kayma direnci bileşeni:  $\sigma \cdot L \cdot \text{tg } \phi_m$

AB daire yayı boyunca devam eden kayma direncini AB kirişine dik olan bileşenlerin bileşkesi sıfır olacaktır. Bu nedenle AB kayma dairesine etki eden bileşke kayma direnci (kohezyon kuvveti) AB kirişine paralel olacaktır. Bu kuvvetin değeri,

$$C = c_m \cdot L \quad (3.44)$$

Kayma dairesine etki eden bileşke kayma direncinin "O" merkezine göre momenti ise,

$$C \cdot R_c = R \cdot \sum c_m \cdot L \quad (3.45)$$

olacaktır. AB kayma dairesinin uzunluğuna  $L_A$  dersek,

$$L_A = \sum L \quad (3.46)$$

değerini denklemde yerine yazarsak,

$$c_m \cdot L \cdot R_c = c_m \cdot L_A \cdot R \quad (3.47)$$

bağıntısı elde edilir. Bu bağıntıda "Rc" değeri çekilirse,

$$R_c = \frac{L_A}{L} \cdot R \quad (3.48)$$

yazılır. Rc: Bileşke kohezyon kuvvetinin kayma dairesi merkezine uzaklığıdır.

(a-b) elemanına etki eden  $\sigma \cdot L$  ve  $\sigma \cdot L \cdot \text{tg} \varnothing_m$  kuvvetlerinin bileşkesi "O" merkezli ve  $R \cdot \text{Sin} \varnothing_m$  yarıçaplı daireye teğettir. Bu daireye " $\varnothing$  dairesi" denir. Dolayısıyla AB kayma dairesine etki eden  $\sigma \cdot L$  ve  $\sigma \cdot L \cdot \text{tg} \varnothing_m$  kuvvetlerinin de  $\varnothing$  dairesine teğet olacağı kabul edilir.

Hesaplarda kayacak kütlenin ağırlığı ( $W_1$ ) in değeri bilinmektedir. Bileşke kohezyon kuvvetinin sadece doğrultusu bilinmektedir. Bir  $G_{\varnothing}$  güvenlik sayısı seçilerek,

$$\text{tg} \varnothing_m = \text{tg} \varnothing / G_{\varnothing}$$

değeri hesaplanır. (Creing, 1978)

$R \cdot \text{Sin} \varnothing_m$  yarıçaplı, O merkezli  $\varnothing$  dairesi seçilir.  $W_1$  ile C kuvvetlerinin kesim noktasından  $\varnothing$  dairesine teğet çizilir. Bu teğet "N" reaksiyon kuvvetinin doğrultusunu verir.  $W_1$ , C, N kuvvetler poligonundan bileşke kayma direnci "C" bulunur. Buradan,

$$c_m = C/L \quad (3.49)$$

$c_m$ : harekete geçen kohezyon

C: kohezyon kuvveti

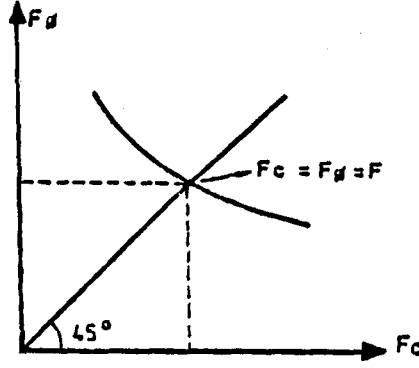
bağıntısı ile  $c_m$  değeri hesaplanır.

$$G_c = C/c_m \quad (3.50)$$

Böylece en az üç  $G_{\varnothing}$  değerine karşılık gelen  $G_c$  değeri hesaplanır. Bulunan değerler koordinat sisteminde işaretlenerek Şekil 3.22' deki gibi bir eğri çizilir. Koordinat sisteminin açısı ortayının eğriyi kestiği noktadaki değer,

$$G_c = G_{\varnothing} = G \quad (3.51)$$

güvenlik sayısı olarak alınır. (Önalp, 1982)



Şekil 3.22  $\emptyset$  daireesi metodunda minumum güvenlik sayısının tesbiti

### 3.6.11. Diğer Çeşitli Metodlar

Diğer stabilite analizleri grafik kama yöntemi, Morgenstern ve Price yöntemi, Maksumoviç yöntemi, Sarma metodu gibi yöntemlerdir. Mesala Sarma (1976) kendi yaptığı önceki çalışmalarını izleyerek stabilite analizinde bir seri kama kullanmanın avantajlarından bahseder. Bazı kaymaların özellikle graben kaymalarının düşey dilim analizine oranla daha doğru modellenmesi bu avantajların en küçüğü değildir.

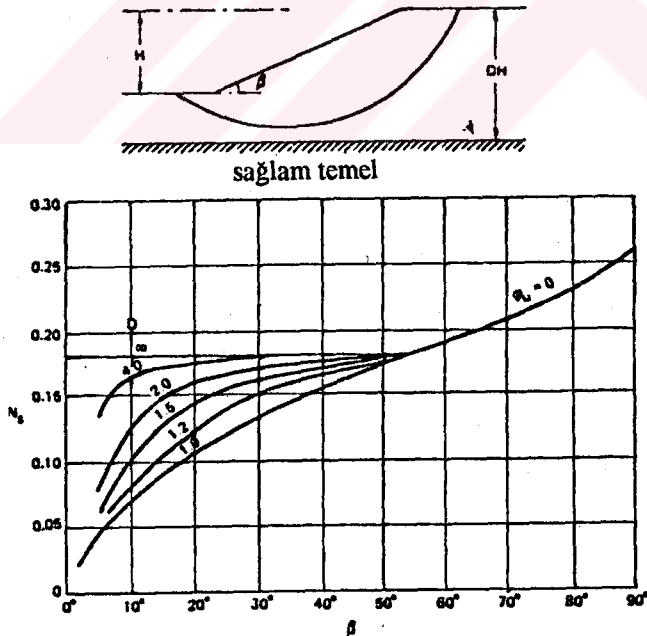
Yukarıda refere edilen yazarların çoğu probleme birden fazla teşebbüste bulunmuşlardır. Örneğin Spencer 1973 de stabilite analizi için "thrust line Criteria" üzerine daha ileri düşünceler ileri sürmüştür. Janbu 1973 deki çalışmalarını son noktaya getiren bir seri tebliğ yayınlanmıştır. Ve Morgenstern metodu 1969 ve tekrar 1984 de sonrakinde belirli  $f(x)$  dağılımlarının geçerliliğine yönelmiştir. Normal olarak bu ikinci düşünceler sadece önceden

ortaya konulan düşünceleri genişletirler. Fakat derinletmezler. Bazen yeni ve değerli veri üretir ve daha önce gösterilen analitik tekniklerin daha iyi anlaşılmasına yardımcı olurlar. Ayrıca  $\phi_u = 0$

analizinde  $F = \frac{c_u \cdot l \cdot r}{w \cdot d}$  (3.17) nolu denklemde göstermiştik. H yüksekliğinde bir şev için güvenlik sayısının minimum olduğu kayma yüzeyindeki  $N_s$  stabilite katsayısı

$$N_s = \frac{c_u}{F \cdot \gamma \cdot H} \text{ dir.} \quad (3.52)$$

Ayrıca  $\phi_u = 0$  durumu için  $N_s$ ' nin değeri şekil 3.23' den elde edilebilir.  $N_s$  katsayısı  $\beta$  şev eğimine ve derinlik faktörü  $D'$  ye bağlıdır. Burada  $DH$  sert tabakaya olan derinliktir.



Şekil 3.23  $\phi_u = 0$  için Taylor' un stabilite katsayısı

Gibson ve Morgenstern, drenajsız gerilme  $c_u'$  nun ( $\sigma_u = 0$ ) derinlik ile liner olarak değiştiği normal konsolide olmuş killerdeki şevler için stabilite katsayılarını buldu.

Drenajsız durumlar altında killerdeki şevler için u boyutlu analiz Gens Hutchinson ve Cavounidis tarafından yayınlandı.

Dairesel olmayan kayma yüzeylerinin analizi alternatif bir yöntem Bell (1968) tarafından gösterilmiştir. Withman ve Bailey (1967) tarafından zikredilen sonuçları vermemesine rağmen Monsgersten ve Price metodu kullanan Bellin, Sarma' nıkinde olduğu gibi metodu geçersiz kılınmaz.

Lowe ve Karafiath (1960) ve Seed ve Sultan (1967) de eğimli çekirdekli toprak barajların analizinde kama metodu varyatlarını gösterirler. Bunların metodu yukarıda belirtilen modeller ve teknikler ile gösterilebilir ve yorumlanabilir.

Dairesel olmayan kaymaların önceki analizleri iki dairesel yaydan müteşekkil kompozit kayma yüzeyleri ile yapılmıştır. Lineer hareket eden blokun her iki ucunda bir tane bulunur. Bu parçalar sırasıyla "aktif" ve "pasif" zonları gösterirler. Benzeri analizler dairesel parçalar yerine "aktif" ve "pasif" toprak basınçlarını koyarlar. Bu özellikle kayma yüzeyinin uygun bir model olmadığı ve yaklaşık berm genişliğinde veya yumuşak zeminde büyük dolgu için başlangıç aktif toprak basıncının zayıf ve ince çekirdekten gelmesi halinde faydalıdır. (zdoğru, 1987)



### 3.6.12. Stabilite Eğrileri İle Çözüm

Zemin homojen kil olup drenajsız halde,

$$\phi_u = 0, S = q_u/2 = c_u, \tau_f = s \text{ ise}$$

$q_u$  : Serbest basınç direnci,

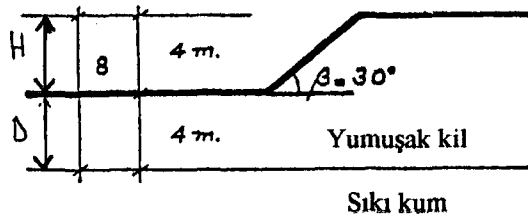
olduğu bilinmektedir. Bu gibi hallerde, kayma yüzeyi dairesel silindirik kabul edilerek, problem analitik olarak çözülmüş ve eğer "c" biliniyorsa " $H_c$ " kritik yükseklik bulunabilir. (Kumbasar, 1985)

$$H_c = N_s \frac{c}{\gamma} \quad (3.53)$$

Burada "Ns" boyutsuz bir sayı olup stabilite faktörü adı verilir.  $\beta$  şev açısı nd "derinlik faktörü" ve  $\phi$  kayma mukavemeti açısına bağlıdır. Stabilite faktörü (Ns) sadece nd ve  $\beta'$  ya bağlıdır. Burada nd şev yüksekliği H ve şev tabanının sağlam tabakaya uzaklığı D ise,

$$nd = \frac{H + D}{H} \text{ olur.} \quad (3.54)$$

Burada bu değer 1 ile  $\alpha$  arasında değişebilir.



Şekil 3.24 nd nin hesaplanması (Kumbasar, 1985)

Tüm şev kaymalarında  $53^\circ$  den daha büyük bir açı meydana gelirse bir topuk kayması olur. Eğer  $\beta$ ,  $53^\circ$  dereceden daha küçükse  $nd$  faktörüne ve kayma tiplerine ihtiyaç olur. Eğer  $nd = 1$  ise şev kayması meydana gelir.

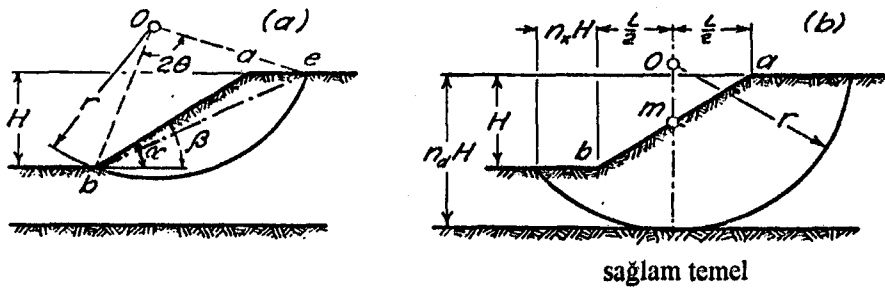
Eğer  $nd$  dörtten daha küçükse şev dairesi sert tabakaya teğet olur.  $nd$  ve  $\beta$  değerleri tabloda verilmiştir. Kayma şekli topuktan geçebilir. Tabandan geçmesi durumunda kayma yüzeyi sert tabakaya teğet olur.

Eğer  $\beta$  ve  $nd$  değerleri verilmişse Şekil 3.26' dan yararlanılarak  $N_s'$  ye karar verilir.  $N_s$ ,  $c$ ,  $\gamma$  parametrelerinden yararlanılarak kritik yüksekliğe karar verilebilir.

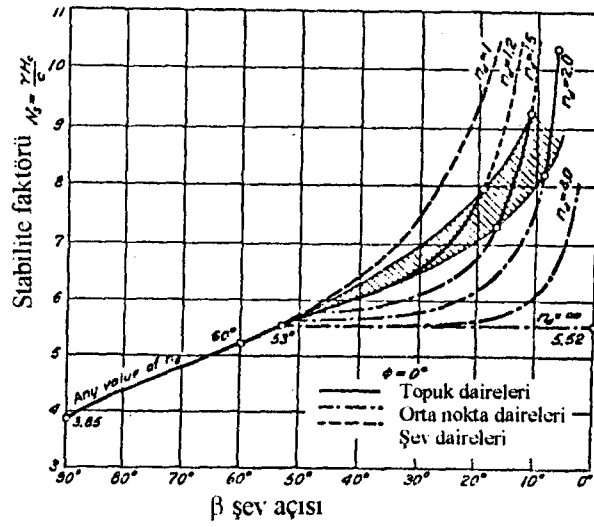
Eğer topuk dairesi boyunca kayma mevcut ise, kritik daire merkezinin durumu  $\alpha$  ve  $2\theta$  şekilde gösterilmiştir. Şekil 3.25' de,  $n_x \cdot H$ ,  $nd \cdot H$  değeri gösterilmiştir. (Terzaghi, 1967)

$\alpha$  ve  $\theta$  için farklı  $\beta$  şev açıları Şekil 3.27 de verilmiştir. Şekil 3.25' de gösterilen  $n_x \cdot H$  mesafesine karar vermek için, Şekil 3.28' den yararlanılarak  $n_x$  bulunur. Farklı  $\beta$  ve  $nd$  değerlerine göre  $n_x$  tahmin edilir.

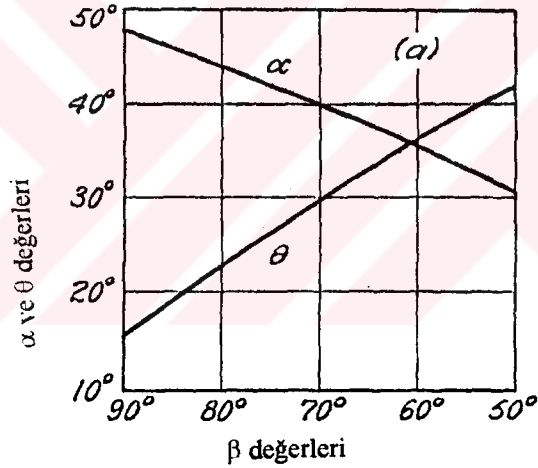
$\beta$ ,  $q_u$ ,  $H$ ,  $D$  ve  $\gamma$  belli olduğuna göre buradan  $c_u$  ve  $nd$  bulunur. Sonra tablodan  $nd$  ve  $\beta$  şev açlarına göre  $N_s$  bulunur. (Kumbasar, 1985)



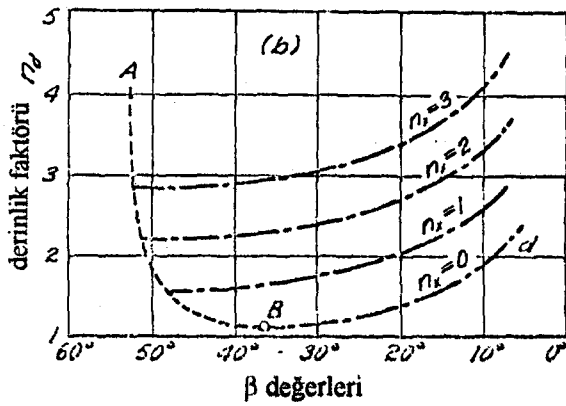
Şekil 3.25 Kritik dairenin durumu



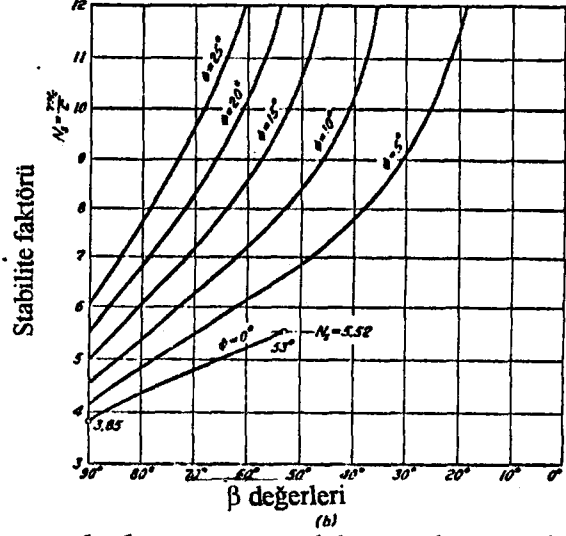
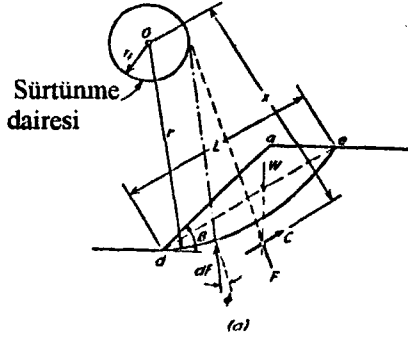
Şekil 3.26 nd dib faktörünün farklı değerleri için  $\beta$  dan da yararlanarak  $N_s$  ye karar verme



Şekil 3.27  $\alpha$  ve  $\theta$  değerine karar verme (Terzaghi, 1967)



Şekil 3.28  $n_x$  değerinin bulunması (Terzaghi, 1967)



Şekil 3.29 (a) Sürtünme ve kohezyona sahip malzemede şev kayması (b)  $\phi$  değeri için  $\beta$  dan yararlanılarak  $N_s$  nin tayini

Şu halde limit hal için harekete geçmesi gereken kohezyon  $c_m$  değeri,

$$c_m = \frac{\gamma \cdot H}{N_s}, \tau_f = c_u = q_u/2 \quad (3.55)$$

$$G_s = \tau_f / \tau = c_u / c_m \quad (3.56)$$

Burada, Taylor (Terzaghi, 1967) çözümünde bazı sınırlamalar vardır.

1. Kohezyonsuz zeminlere uygulanamaz
2. Kısmen su altında bulunan şevlere uygulanamaz
3. Gerilme çatlakları ihmal edilmiştir.
4. Sert fisürlü killere tabkik edilemez (Taylor, 1937)

### 3.7. Şevlerin Kaymaya Karşı Korunması

Bir şevin projelendirilmesi veya mevcut bir şevde kaymaya karşı güvenliğin arttırılması için alınabilecek çok sayıda önlem vardır. Bu önlemlerden efektif gerilmeleyi ve dolayısıyla kayma yüzeyinde kayma direncini arttırmak için yeraltı suyunu dolayısı ile sızma kuvvetlerini kontrol etmek, alınabilecek ilk önlem olarak ortaya çıkmaktadır.

Yarmalarda yüzeysel drenaj üst tabakalarda yumuşama ve gevşemeyi önler fakat stabiliteyi önemli derecede arttırmaz, derin drenajlar ise pahalıdır. Bunun yerine topukta yükleme veya şev eğimini azaltarak yükü azaltmak daha etkili olabilir.

Tabi şevlerde kayma yüzeyleri oldukça yüzeysel ve zemin yüzeyine paraleldir. Kayma yüzeyi altında drenaj teşkil edilmesi güvenliği arttırmak için yeterli olabilmektedir. Her şev stabilitesi problemin kendine özgü nedenleri olabilir. Ama etkeni ortaya çıkarmak alınacak önlemleride birlikte getirir. (Tan, O. 1988)

### 3.8. Güvenlik Sayıları

Şev stabilitesi analizlerinde aranan minimumun güvenlik sayıları, Gs esas olarak projenin özelliklerine bağlı olmakla birlikte bir yaklaşım olarak güvenlik sayısı için aşağıdaki minimum değerler kullanılabilir.

Barajda inşaat sonrası durum : 1.30

Sürekli sızma hali : 1.25

Ani su çekilmesi hali : 1.20

Uzun süredir dengede olan tabii şev : 1.10-1.20

Yapıların dahil olduğu problemler : 2.0 (Tan, 1988)



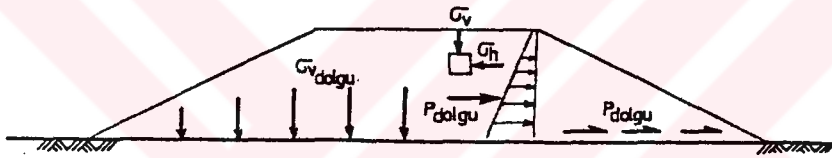
#### 4. YUMUŞAK ZEMİNLER ÜZERİNE İNŞA EDİLEN DOLGULARIN TASARIMI

Yumuşak zeminler üzerine inşa edilen dolguların davranış mekanizmasını tam anlamıyla yansıtabilen tasarımını gerçekleştirmek zemin mekanlığının önemli problemlerinden birisini oluşturmaktadır. Yumuşak zeminin temel zemini olarak kullanıldığı durumda, mühendislik açısından iyi ve dengeli bir yapıya ulaşabilmek için yumuşak zemin ile üzerindeki dolgunun davranış mekanizmasına doğruya yakın bir tanımlama getirmek ve buna göre inşa etmek gerekir. Özellikle yumuşak zemin üzerindeki dolgudan gelen düşey yükler ve kayma gerilmeleri etkisi altındaki davranış incelenmeli, temelin üzerindeki dolgu iç temelin göçmeden taşıyabileceği bir boyutlandırılmaya gidilmelidir.

Yumuşak zeminler üzerindeki dolguların göçme probleminin çözümlenmesinde bir yapının göçme sınırını tayin etmeye yarayan plastik analiz yöntemleri kullanılabilir. Diğer taraftan kayma dairesi analizi de problemin çözümünde etkin yöntemlerden birisidir. Bu çalışmada bu iki yöntemin tasarımında kullanılması konusu tartışılmış ve yöntemlerin göreceli üstünlüğü karşılaştırmalı olarak incelenerek elde edilen güvenlik sayısı değerleri bir örnek üzerinde verilmiştir.

#### 4.1. Yumuşak Temelli Dolgu Mekanizması

Yumuşak zemin üzerine dolgu inşa edilmesi sırasında temel yüzeline herhangi bir sürtünmeli ara malzeme bulunmaz ise dolgunun bünyesinde bulunan tüm yükler temel zemini üzerine nakledilecektir. Gözönüne alınan yumuşak temelin derinliği  $D$ , üzerine inşa edilecek dolgunun birim hacim ağırlığı  $\gamma$  ve dolgu yüksekliğide  $H'$  tır. Bu durumda dolgunun bünyesinde bulunan



Şekil 4.1 Yumuşak zemin üzerindeki dolgu içerisinde oluşan kuvvetlerin dağılımı

temel yüzeyine düşey yönde etki eden  $\sigma_{vdolgu}$  gerilmeliri ve bu gerilmelerin etkisiyle dolguda daneler arası yatay hareketin sebep olduğu  $P_{dolgu}$  kuvveti oluşacaktır. (Şekil 5.1)

$P_{dolgu}$  kuvvetinin büyüklüğü, zeminlerin yatay yönde hareketinin belirlenmesine yarayan AKTİF RANKİNE TEORİSİ' den elde edilir.



$$P_{\text{dolgu}} = \frac{1}{2} (K_A)_{\text{mob}} \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (4.1)$$

Eşitlikteki  $(K_A)_{\text{mob}}$  terimi mobilize olmuş aktif toprak basıncı katsayısıdır.

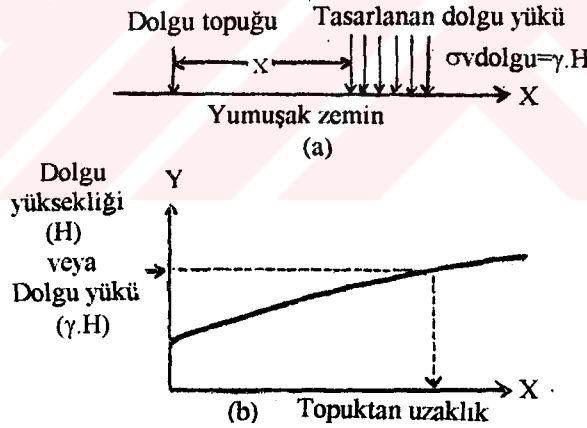
Yumuşak zemin üzerindeki dolgu içerisinde düşey yönde oluşan  $\sigma_{\text{dolgu}}$  gerilmeleri dolgunun zamanla oturmasına ve sıkışmasına sebep olur iken bu gerilmelerin etkisiyle oluşan  $P_{\text{dolgu}}$  kuvveti hareketi dolgunun merkezinden dolgu topuğuna doğru bir hareket geliştirerek dolguyu kaymaya zorlayacak, böylece yumuşak temelli dolgu mekanizmasının stabilitesini bozacaktır. Tüm bu nedenlerden dolayı yumuşak zeminlerden oluşmuş bir temel üzerine dolgu inşa edilmesi sırasında ilk akla gelmesi gereken soru temelin göçmesine neden olmayacak dolgu yüksekliğinin ve dolgu şev eğiminin ne olması gerektiğidir. Tabii ki bu dolgu yüksekliği ve şev eğimi bir güvenlik sayısı kavramı ( $F_s$ ) ile birlikte çözümlenerek yumuşak zeminin dolguyu göçmeden taşıması sağlanmalıdır.

Yumuşak zemin üzerine inşa edilen dolgunun taşıma kapasitesi problemi için yapıların göçme yükünün tayin edilmesinde kullanılan plastisite teoremlerinden faydalanmak mümkündür. Ayrıca bir temelin taşıma kapasitesinin tayininde tercih edilyen TERZAGHİ taşıma kapasitesi denklemi de yumuşak temelli dolgular için kullanılabilir. (Terzaghi ve Peck, 1967) Bilindiği gibi TERZAGHİ taşıma kapasitesi, zemin parametreleri ve temel sisteminin geometrik özelliklerine bağlı olarak bulunur. Diğer plastik analiz çözümleri de yumuşak zemin üzerine inşa edilen dolgular için kullanılmıştır. (Davis ve Booker, 1973)

## 4.2. Plastik Analiz Çözümlerinin Yumuşak ve Temelli Dolgu Mekanizmasına Uygulanması

Plastik analiz çözümler ile yumuşak zemin üzerine inşa edilen bir dolgunun tasarımını yapmak amacıyla bir grafik elde edilmiştir. (Davis ve Booker) Şekil 4.2 (a)' da taşınabilir dolgu yükü, dolgudan gelen ve temele doğrudan etki eden  $\sigma_{\text{dolgu}}$  düşey yükü ile bu yükün uygulandığı noktanın dolgu topuğuna uzaklığı  $X'$  e bağlı olarak verilmektedir.

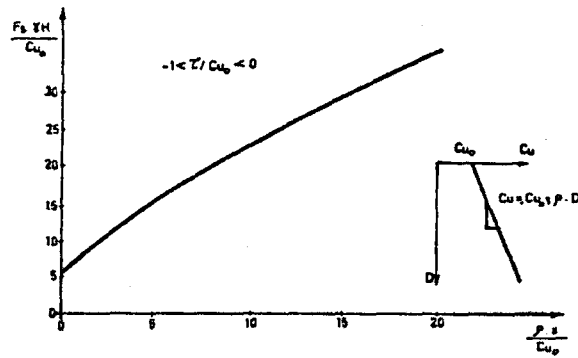
Bu tür dolguların tasarımı sırasında yumuşak zeminin güvenle taşıyabileceği yükün belirlenmesini sağlayan ve bu yükün dolgu topuğundan itibaren uygulandığı uzaklığı veren eğri Şekil 4.2 (b)' de gösterilmiştir.



Şekil 4.2 Yumuşak zemin üzerine inşa edilecek dolgunun tasarım yükseklığinin, şev uzunluğunun veya üzerindeki yükün belirlenmesi (Davis ve Booker, 1973)

Yumuşak zemin üzerindeki dolgunun şev uzunluğunun bulunması istenildiğinde dolgu yükü biliniyorsa bu eğrinin çok rahat kullanılabileceği açıkça görülmektedir. Bunun tersine olarak dolgu kenar şevinin uzunluğu dolgu tasarımı açısından sınırlayıcı bir faktör olmakta ise bu durumda dolgu yüksekliğinin grafikten belirlenmesi ile dolgunun tek aşamada inşa edilmesi mümkün olmaktadır.

Dolgu içerisindeki yatay hareketten dolayı oluşan kayma gerilmeleri ise tamamen dolgu merkezinden uzaklaşan yönde gelişmekte ve bu gerilmelerin oluştuğu dolgunun geometrisine, yoğunluğuna son olarak da sürtünme açısına bağlı olmaktadır. Çünkü tüm bunlara bağlı olarak kayma gerilmelerinin temel yüzeydeki drenajsız kayma mukavemetine oranı sıfırdan küçük bir değer almaktadır. ( $\tau/Cu_0 < 0$ ). Kayma gerilmeler eğrisi güvenlik sayısını ( $F_s$ ) içeren taşıma kapasitesi ifadesine karşılık, yumuşak zeminin birim hacim ağırlığına ( $\rho$ ), yüzeydeki drenajsız kayma



Şekil 4.3 Güvenlikle taşınmasına izin verilen düşey dolgu yükü ile dolgu topuğundan olan uzalığı (Davis ve Booker, 1973)

mukavemetine ( $Cu_0$ ) ve dolgu düşey yükünün şev topuğundan olan uzaklığına ( $X$ ) bağlı olarak Şekil 4.3' de verilmiştir.

$D$  derinliğine sahip bir zeminin drenajsız kayma mukavemeti değeri bilindiği gibi güvenlik sayısına bağlı olarak,

$$(Cu_D)_{mob} = \frac{Cu_0 + \rho \cdot D}{Fs} \quad (4.2)$$

eşitliği ile ifade edilmektedir.

Yumuşak zemin üzerine dolgu inşası tasarımı için plastik analiz çözümleri mukavemetinin derinlikle değişmesi durumunda veya farklı mukavemete sahip tabakalı zeminlerde genellikle tercih edilmezler. Ayrıca bu konuda plastik analiz yöntemi ile yapılan çözümlerin azlığı ve zorluğu hesapçıları alışılmış analiz yöntemlerine götürmektedir. Analiz yöntemlerinden en fazla uygulanan ise "Kayma Dairesi Analiz" yöntemidir.

#### 4.3. Kayma Dairesi Analizi Yönteminin Yumuşak Temelli Dolgu Mekanizmasına Uygulanması

Yumuşak zemin üzerine dolgu inşa edilmesi durumunda kenar şevlerinin belirlenmesinde esas etken dolgunun kayma direnci değil, dolgunun yüklendiği zeminin stabiliteyi belirleyen özellikleridir. Stabilite hesabı için kaymanın meydana geleceği yüzeyden bir kritik daire geçirilir. Bu dairede kaymaya karşı koyan

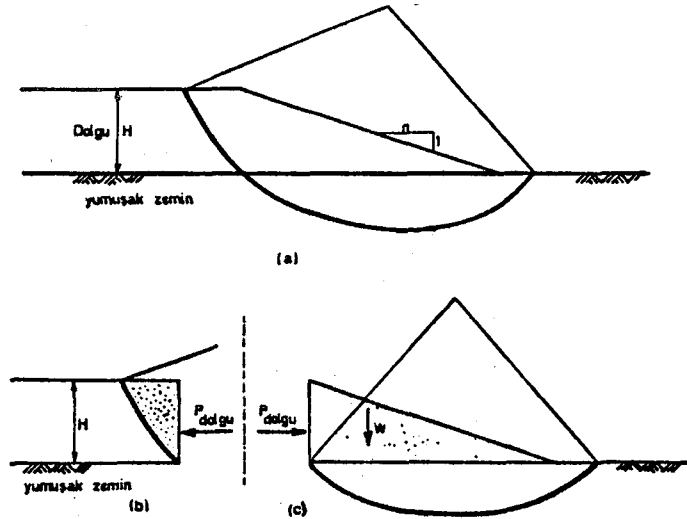
momentler ile sevi kaydıran momentler arasındaki oranın minimum olması gerektiğinden kritik dairenin yeri ve çapı önemlidir. Başka bir deyişle yumuşak temelli dolgu dengesini sağlayabilmek için temel zeminin yeterli kayma direncine sahip olması gerekmektedir.

Kayma dairesi yöntemini yumuşak temelli dolgular için uygularken dengeyi bozmaya çalışan iki kuvvet ortaya çıkmaktadır.

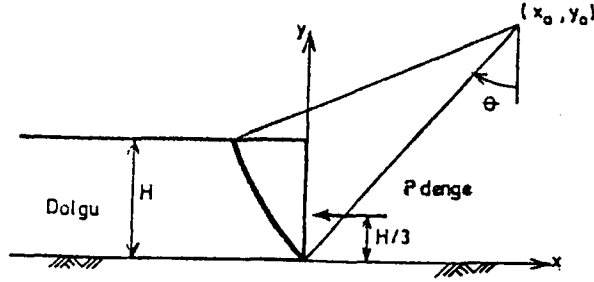
1- Kayma dairesinin dolgu içindeki bölümünde oluşan ve dolgu içinde dengeyi bozmaya çalışan yatay itkiden hesaplanan kuvvet, Şekil 4.4. (b).

2- Düşelde dengeyi bozmaya çalışan ve temelin bir bölümü üzerindeki dolgunun öz ağırlığından dolayı oluşan kuvvet, Şekil 4.4 (c).

Kayma dairesinin dolguda kalan bölümünde oluşan yatay itkiyi dengeleyen  $P_{denge}$  kuvveti standart BISHOP Metodu veya aktif RANKİNE Teorisi ile hesaplanabilir.  $P_{denge}$  kuvvetinin etkiye noktası ise dolgu yüksekliğinin üçte birindedir ( $H/3$ ) (Şekil 4.5).



Şekil 4.4 (a) Kayma dairesinin yumuşak temelli dolgu üzerine uygulanışı, (b) dolgu içerisindeki bölümü, (c) temel içerisindeki bölümü (Jewell, 1986)



Şekil 4.5 Kayma dairesinin dolgu içerisindeki bölümü  
(Jewell, 1986)

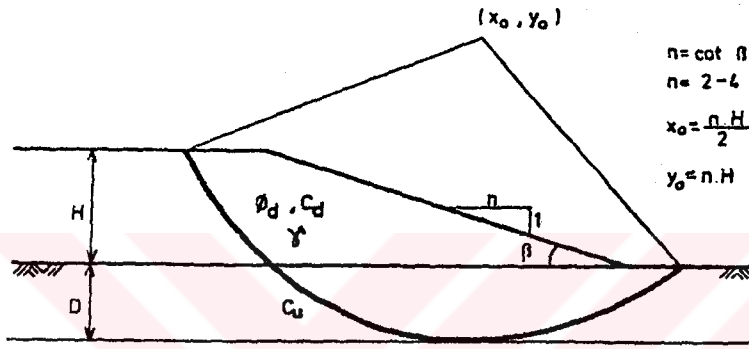
#### 4.3.1 Kayma Dairesi Analizi Uygulamasında Minimum Güvenlik Sayısı Seçimi

Yumuşak zeminler üzerindeki dolguların stabilite analizi için LOW, 1989 yılında geliştirilen yöntem ile kayma dairesini yumuşak zemin ve üzerindeki dolgudan geçirerek minimum güvenlik sayısını elde etmek mümkün olacaktır.

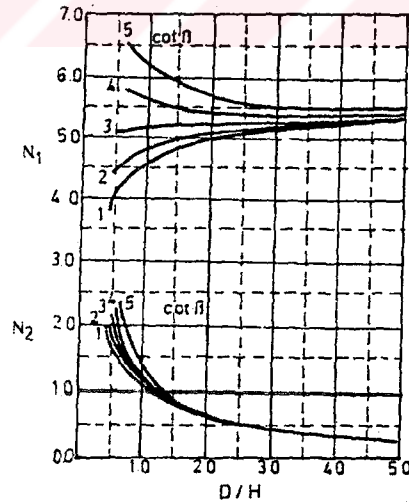
Şekil 4.6' da görülen H yüksekliğinde dolgunun altındaki yumuşak zemin D derinliğine sahiptir.  $(X_0, Y_0)$  merkez olmak üzere geçirilen kayma dairesinin güvenlik sayısını veren eşitlik aşağıdaki gibi ifade edilmektedir. (Low, 1989)

$$(F_s)_D = N_1 \cdot \frac{C_u}{\gamma \cdot H} + N_2 \cdot \left( \frac{C_d}{\gamma \cdot H} + \lambda \tan \phi_d \right) \quad (4.3)$$

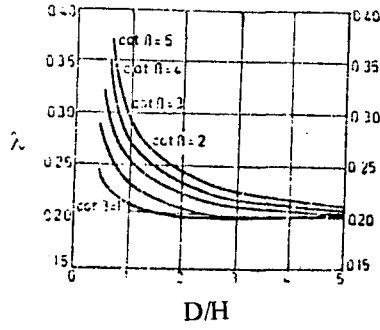
Burada dolguya ait özellikleri,  $\beta$  şev açısı,  $C_d$  kohezyon,  $\phi_d$  içsel sürtünme açısı,  $\gamma$  birim hacim ağırlık, yumuşak zeminin özelliklerini ise  $C_u$  drenajsız kayma mukavemeti ile  $\phi_u = 0$  içsel sürtünme açısı vermektedir. Eşitlikteki  $N_1$  ve  $N_2$  stabilite faktörü,  $\lambda$  ise bir sabet sayıdır. Bu güç sayıyı  $(D/H; \cot \beta)$ 'nin fonksiyonu olarak Şekil 4.7 ve 4.8' den elde etmek mümkündür.



Şekil 4.6 Yumuşak zemin-dolgu mekanizmasında kayma dairesi uygulaması



Şekil 4.7  $N_1$  ve  $N_2$  stabilite faktörleri (Low, 1989)



Şekil 4.8 λ sabit sayısı (Low, 1989)

Şekil 4.7 ve 4.8' de görüldüğü gibi Cot β eğrileri  $D/H \geq 0,5$  noktasından başlamaktadır.

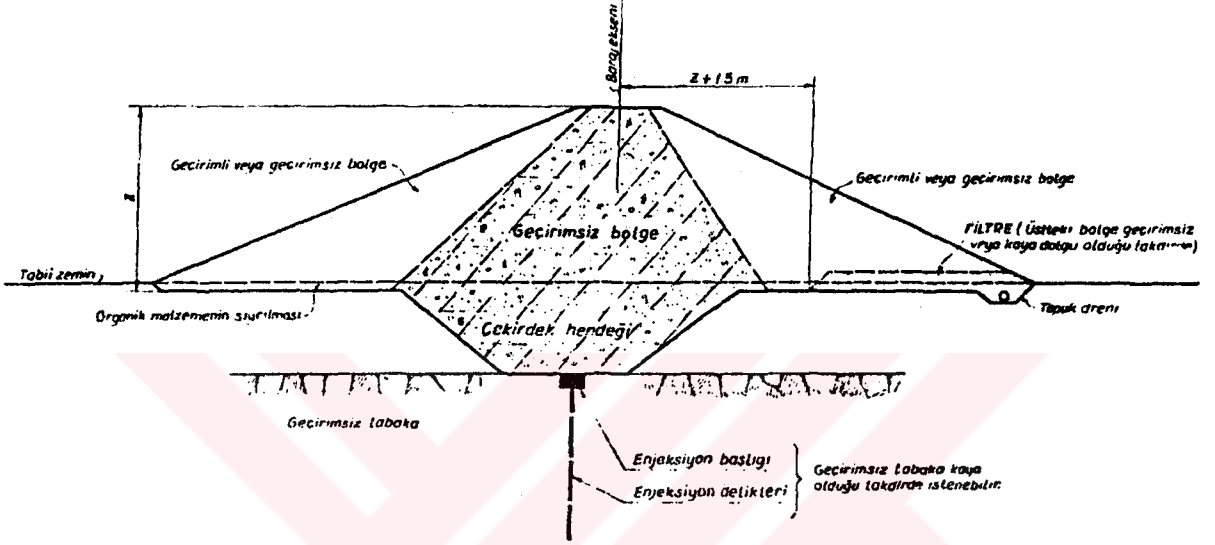
Sonuç olarak yumuşak zemin üzerine dolgu inşası tasarımı için minimum güvenlik sayısı yumuşak zemin içinde kritik derinliği değiştirmek suretiyle hesaplanmaktadır.

Özet olarak şöyle diyebiliriz ki, yumuşak zemin üzerine dolgu inşası tasarımı amacıyla kullanılan plastik analiz yöntemini ve kayma analiz yöntemini karşılaştırmak mümkündür. Çünkü her iki yöntemde de yumuşak zemin ve üzerindeki dolgunun göçme mekanizması düşünülerek bir teori kurulmuştur. Kayma dairesi analizi ile plastik analiz yönteminin sonuçları karşılaştırıldığında çok farklı olmadıkları görülmektedir. (Jewell,1986) Fakat yumuşak zeminin mukavemetinin derinlikle değişmesi veya farklı mukavemete sahip tabakalardan oluşması durumunda plastik analiz yönteminin yerine kayma dairesi analiz yöntemi tercih edilmektedir.

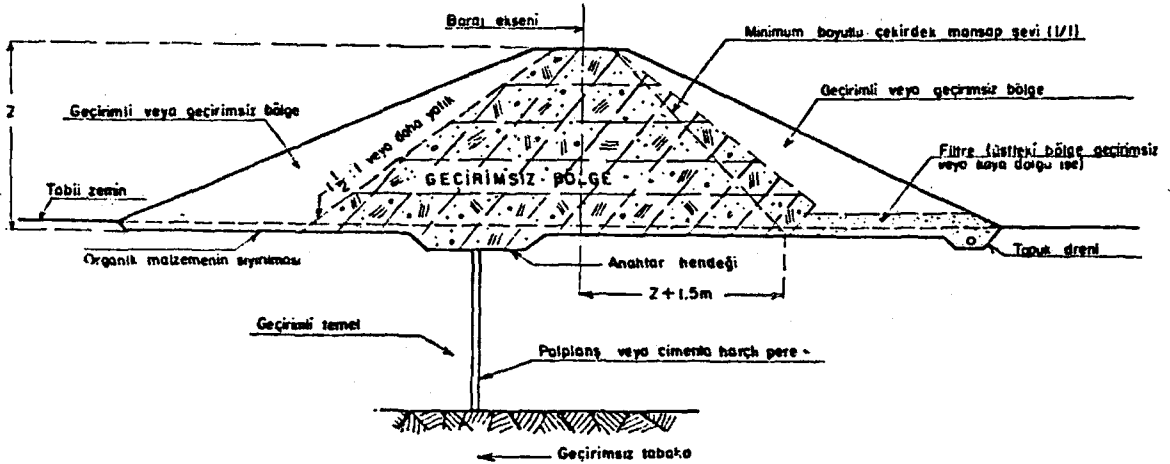
Low tarafından geliştirilmiş yöntemde sadece dolgu altındaki yumuşak zeminde kayma dairesi taban derinliğini değiştirerek,



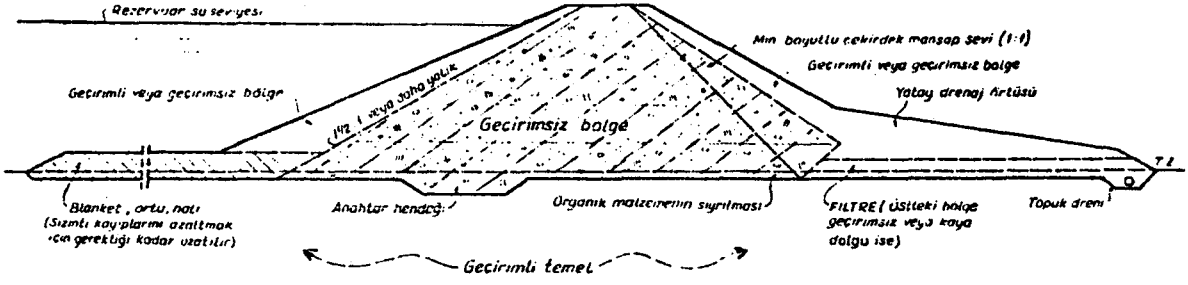
Şekil 4.7 ve 4.8' deki grafikleri tek tek kullanarak tek bir hesapla minimum güvenlik sayısını elde etmek mümkün olmaktadır. Low bu geliştirilmiş yöntemde kayma yüzeyini dairesel kabul etmekte, moment dengesini gözönüne almakta ve toplam gerilme analizine göre hesap yapmaktadır.



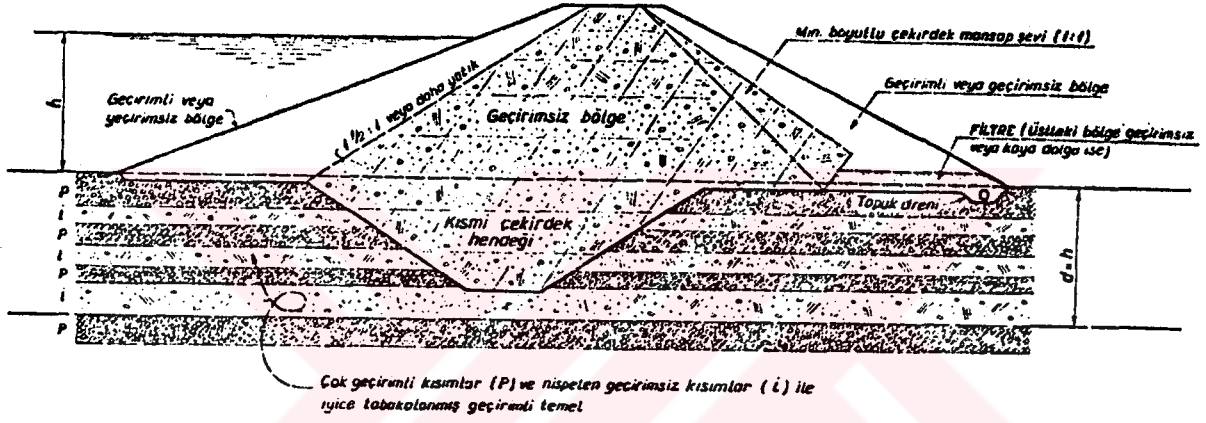
Şekil 4.9 Sığ geçirimli temellerde alınacak tedbirler



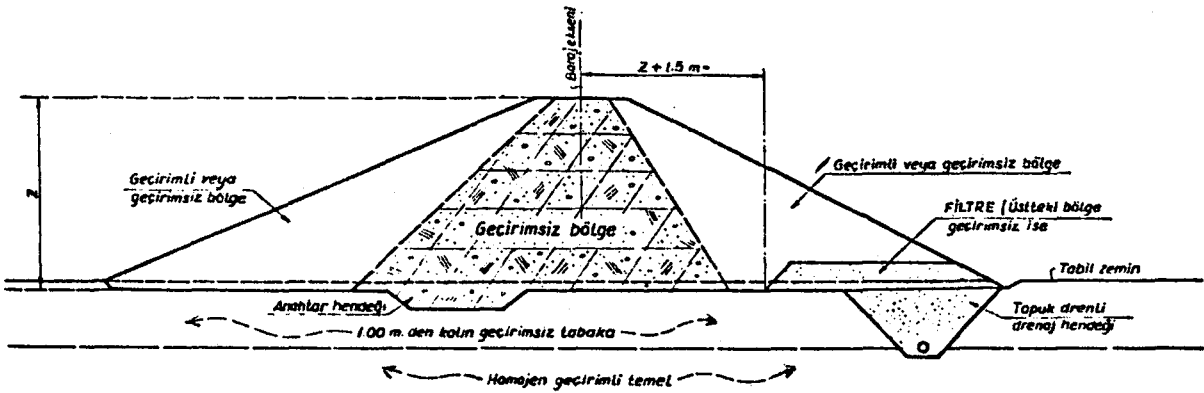
Şekil 4.10 Orta derinlikte geçirimli temeller için alınacak tedbirler



Şekil 4.11 Derin geçirimli temellerde alınacak tedbirler

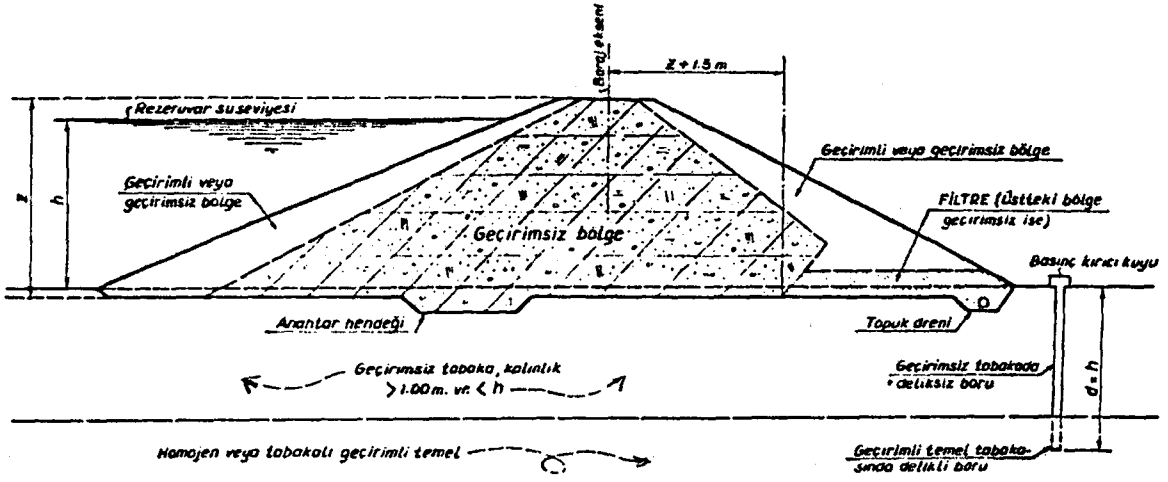


Şekil 4.12 İyice tabakalanmış orta yada derin geçirimli temellerde kısmi çekirdek hendeci



(Geçirimsiz tabaka kalınlığı; 1.00 m. den büyük, rezervuar yükünden küçük)

Şekil 4.13 Homojen geçirimli temellerde üstteki geçirimsiz tabaka için drenaj hendecinin kullanışı



(Geçirimli temel üstündeki geçirimsiz tabakanın kalınlığı 1.00 m. den büyük, rezervuar su yükü  $h$ 'dan küçük)

Şekil 4.14 Basınç kırıcı kuyunun kullanışı

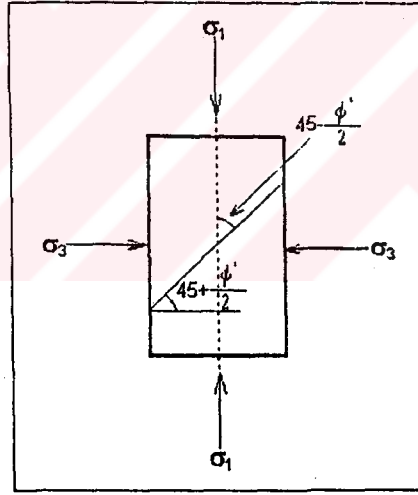
## Geçirimli temellerde alınacak tedbirler

HAL NO	ŞEKİL NO	Üst Geçirimsiz tabakanın kalınlığı	Geçirimli temel derinliği	Tabakalı veya homojen	Sızmanın kontrolü için tavsiye edilen tedbir.	Temizlikten gayri ek şartlar
BİRİNCİ HAL Üstü açık geçirimli temel	39. (A)	Yok	Siğ	Her iki durumda	Çekirdek hendeği	Topuk dreni, mansap filt-resine ihtiyaç olabilir. Enjeksiyona ihtiyaç olabilir.
	39. (B)	Yok	Orta	Her iki durumda	Palılaş veya çimento enjeksiyon perdesi	Toprak dreni. Geniş çer-kerdeğe ihtiyaç var. Bağ-lantı hendeği. Mansap filt-resine ihtiyaç olabilir.
	40	Yok	Orta veya derin	Tabakalı	Kısmi çer-kerdek hen deñil	Yukarıdaki gibi, yalnız bağ-lantı hendeğine ihtiyaç yok
	39 (C)	Yok	Derin	Her iki durumda	Yatay dre-naj halısı	Geniş çekirdek hendeği, sızmaları azaltmak için memba halısına ihtiyaç olabilir. Bağlantı hende-ği, topuk dreni
İKİNCİ HAL Geçirimli temel üzerinde kalınlığı birkaç dm. den oldukça derinliğe inebilen geçirimsiz tabaka var.	39 (A), (B) (C) 40	100 m. den az	Değişik derinlik-lerde		Birinci halde alınan tedbirler	
	39 (A), (B), (C)	1.00 m. den fazla, Rezervuar yükün-den az	Siğ veya orta		Birinci halde alınan tedbirler	
	41 (A) veya (B)	1.00 m. den fazla, Rezervuar yükün-den az	Derin	Homojen	Drenaj hendeği veya basınç kırıcı kuyular	Bağlantı hendeği
	41 (B)	1.00 m. den fazla, Rezervuar yükün-den az	Derin	Tabakalı	Basınç kırıcı ku-yular	Bağlantı hendeği Topuk dreni
		Rezervuar yükün-den fazla				Hiçbir tedbire ihtiyaç yoktur.

## 5-BULGULAR

### 5.1 Yumuşak Zeminler Üzerine İnşaa Edilecek Dolgu Şevlerin Analitik Olarak Tayini

Kırılma düzlemi ile büyük asal gerilme düzlemi arasında  $45 - \frac{\phi'}{2}$  açısı mevcuttur. (Terzaghi, 1967). Dolayısıyla kırılma halinde büyük asal gerilme doğrultusuyla kırılma düzlemi arasında  $45 - \frac{\phi'}{2}$  açısı meydana gelir. Şekil 5.1

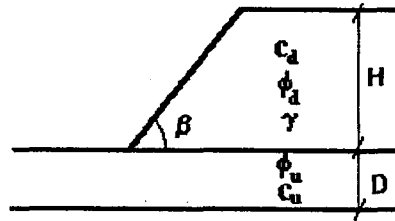


Şekil 5.1 Zeminlerin kırılması (Terzaghi, 1967)

Sınırlı bir şev dikkate alınırsa bu şevdeki her noktada büyük asal gerilmenin yönü değişmiyorsa yukarıdaki ifadelerle göre kırılma düzlemlerinin yönü de değişmez.

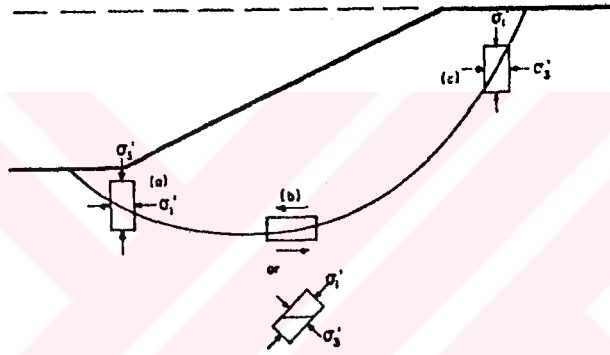
Çünkü  $45-\phi/2$  açısı sabit bir değer olarak kırılma düzlemi ile, büyük asal gerilme arasında kalacaktır. Bu durum takriben dik şevlerde görülmektedir. O halde kayma düzleminin şekli, tamamen büyük asal gerilmelerin yönüne bağlı olması gerekir. Şevlerde kırılma düzleminin oluşmasında başlıca rolü oynayan büyük asal gerilmelerin yön değişimi,  $\phi$  efektif sürütünme açısı, H şev yüksekliği, D geçirimli zemin kalınlığı ve  $\theta$  şev düzleminin düşeyle yaptığı açı ile ilgilidir.

Şekil 5.2 deki bir dolgu, H yüksekliği,  $\beta$  şev açısı,  $c_d$  kohezyonu,  $\phi_d$  içsel sürütünme açısı ve  $\gamma$  birim ağırlığı ile gösterilmiştir. Buradaki indis d yukarıdaki karakteristiklerin dolgu için olduğunu gösterir. Temeldeki  $c_u$  ile drenajsız kayma mukavemetidir., İçsel sürütünme açısı  $\phi_u$  sıfır olarak farzedilebilir.  $c_u$  temelin derinliği ile değişebilir. Buradaki indis u temeldeki malzemeyi karakterize etmek için kullanılmıştır.



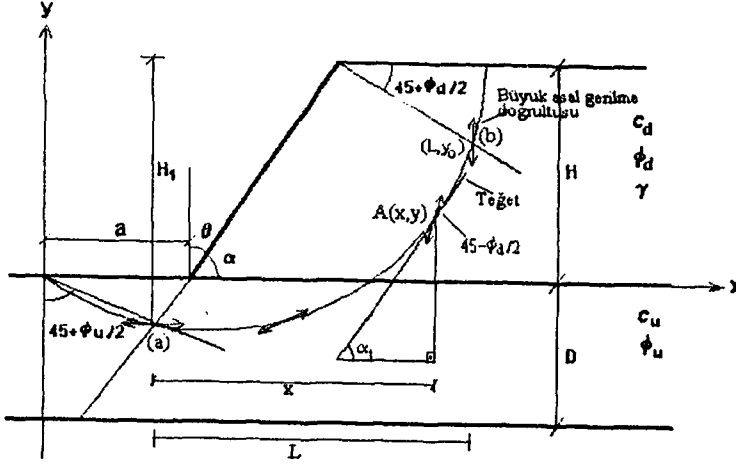
Şekil 5.2 Zayıf temellerde dolgu için notasyonlar

Birçok stabilite probleminde önemli özellik yükleme ve kazı esnasında asal eksenlerin dönmesidir. Bu durumda yumuşak killerin kayma gerilmesi azalır. Asal gerilmelerin yön değişimi Şekil 5.23 gösterilmiştir. (a) noktasında büyük asal gerilme yataydır. (b) noktasında yaklaşık 45° lik bir dönme olur ve (c) noktasında büyük asal gerilme düşeydir. Gerilme değerinin değişmesine göre büyük asal gerilmenin yönü değişir. Burada (a) noktasından (c) noktasına kadar büyük asal gerilme 90° lik bir dönme yapmıştır.



Şekil 5.3 Bir şevde asal gerilmelerin dönmesi

$\alpha_t$  açısının tayini: (a) noktasından geçen kırılma düzleminin aktif bölge sınırını (b) noktaya kestiği dik kate alınır. Bu düzlem üzerinde büyük asal gerilmenin birim mesafedeki dönme miktarı, büyük asal gerilmenin lineer değiştiği kabul edilirse  $\frac{\pi}{2L}$  olmaktadır.



Şekil 5.4 (a) Kayma düzlemlerinin tayini

Aynı kayma düzlemi üzerinde herhangi bir A (x,y) noktasındaki büyük asal gerilmenin dönme miktarı  $\frac{\pi}{2L} x$  olur. Bu durumda,

$$\alpha_{\tau} = \frac{\phi_d}{2} + \frac{\pi}{2L} x - 45 \quad (5.1)$$

olur.

Teğetin eğimi,

$$\operatorname{tg} \alpha_t = \operatorname{tg} \left( \frac{\phi_d}{2} - 45 + \frac{\pi}{2L} \cdot x \right) \quad (5.2)$$

eşitliği ile belirlenebildiğinden;



$$\frac{dy}{dx} = \frac{\sin\left(\frac{\varnothing_d}{2} - 45 + \frac{\pi}{2L} \cdot x\right)}{\cos\left(\frac{\varnothing_d}{2} - 45 + \frac{\pi}{2L} \cdot x\right)} \quad (5.3)$$

türev eşitliği yazılır. Denklem 5.3' ün integrali alınırsa;

$$\int dy = \int \frac{\sin\left(\frac{\varnothing_d}{2} - 45 + \frac{\pi}{2L} x\right)}{\cos\left(\frac{\varnothing_d}{2} - 45 + \frac{\pi}{2L} x\right)} dx$$

$$y = - \int \frac{-\sin\left(\frac{\varnothing_d}{2} - 45 + \frac{\pi}{2L} x\right)}{\cos\left(\frac{\varnothing_d}{2} - 45 + \frac{\pi}{2L} x\right)} dx \quad (5.5)$$

$$y = \frac{-2L}{\pi} \int \frac{\frac{-\pi}{2L} \sin\left(\frac{\varnothing_d}{2} - 45 + \frac{\pi}{2L} x\right)}{\cos\left(\frac{\varnothing_d}{2} - 45 + \frac{\pi}{2L} x\right)} dx \quad (5.6)$$

$$y = \frac{-2L}{\pi} \ln \left[ \cos\left(\frac{\varnothing_d}{2} - 45 + \frac{\pi}{2L} x\right) \right] + C \quad (5.7)$$

denklemini elde edilir. C sabitinin değeri  $x = 0$  ve  $y = 0$  için,

$$C = \frac{2L}{\pi} \ln \left[ \cos \left( \frac{\varnothing_d}{2} - 45 \right) \right] \quad (5.8)$$

olur. Bu değer denklem 5.7' de yerine yazılırsa kırılma düzleminin denklemini;

$$y = \frac{2L}{\pi} \ln \left[ \frac{\cos \left( \frac{\varnothing_d}{2} - 45 \right)}{\cos \left( \frac{\varnothing_d}{2} - 45 + \frac{\pi}{2L} x \right)} \right] \quad (5.9)$$

elde edilir.

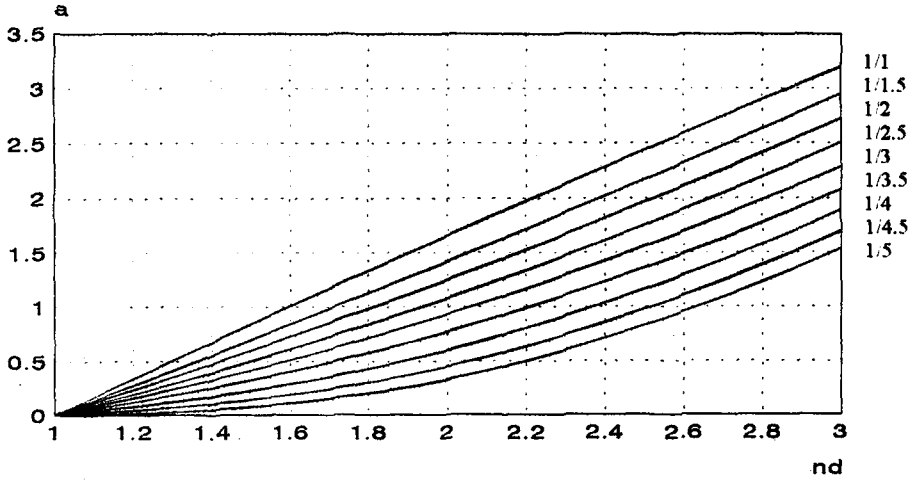
Burada,

L: Büyük esas gerilimin dönmeye başladığı yerden dönmenin bittiği yere kadar olan yatay mesafe.

a değeri, şev yüksekliği H ve şev tabanının sağlam tabakaya uzaklığı D' ye bağlı olarak Şekil 5.5' de verilmiştir.

Burada;

$$n_d = \frac{H + D}{H} \quad (5.10)$$

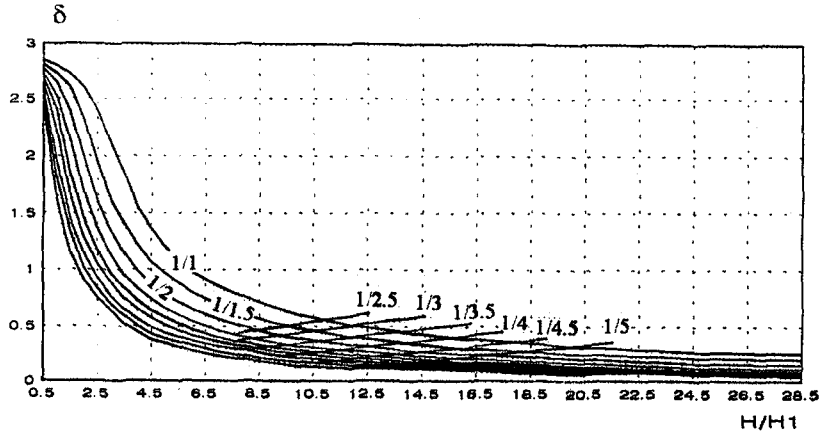


Şekil 5.5 a değerinin bulunması

Denklem (5.9)' da bulunan ifadeyi, H/D ve şev eğimine bağlı olan bir düzeltme faktörüyle çarparsak ( $\delta$ )

$$y = \delta \cdot \frac{2L}{\pi} \cdot \ln \left[ \frac{\cos \left( \frac{\phi}{2} - 45 \right)}{\cos \left( \frac{\phi}{2} - 45 + \frac{\pi}{2L} x \right)} \right] \quad (5.11)$$

olur.



Şekil 5.6 Düzeltme Faktörü

Bu düzeltme faktörü Stable bilgisayar programı yardımıyla, farklı yükseklikte şevler için geçirimli zemin yükseklikleri ve şev eğimleri birçok defa değiştirerek elde edilmiştir. Stable programı, A.B.D. Indiana Eyaleti Karayolları Araştırma Dairesi ile Purdue Üniversitesinin birlikte hazırladıkları ve yine A.B.D. Wisconsin-Madison Üniversitesinde uyarlaması yapılarak kullanıma sunulan bir şev stabilitesi programıdır.

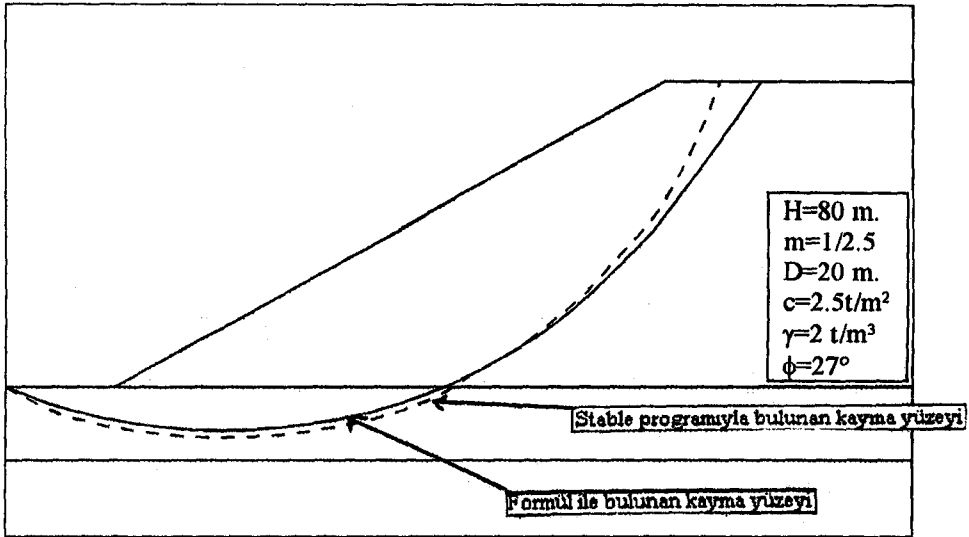
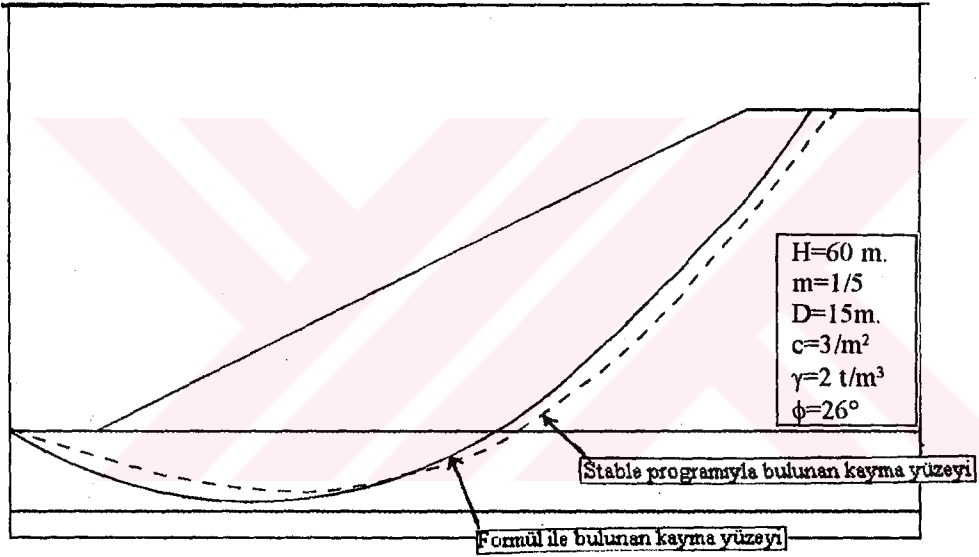
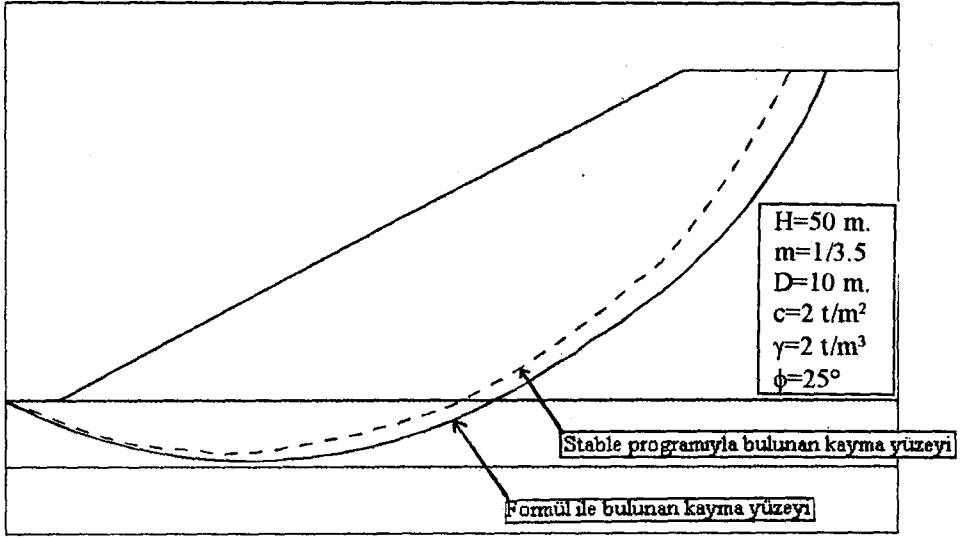
Yukarıdaki formül (5.11) deki L uzunluğu,  $\theta$  açısına,  $H_1$  yüksekliğine ve  $\phi_d$  içsel sürtünme açısına bağlı olarak,

$$L = H_1 \cdot \operatorname{tg}\theta + \frac{90 - \theta}{90} \cdot \frac{H_1}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\phi_d}{2}\right) \quad (5.12)$$

şeklinde elde edilir.

## 5.2 Sayısal Uygulamalar

Formül (5.11) yardımıyla elde edilen kayma yüzeyleri ile Stable bilgisayar programıyla bulunan kayma yüzeylerinin karşılaştırılması Şekil 5.7' de gösterilmiştir. Bu şekilden de görüldüğü gibi her iki kayma yüzeyi birbirine yakın çıktı.



Şekil 5.7. Analitik olarak bulunan yüzey ile Stable programıyla bulunan yüzeyin karşılaştırılması

## 6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, geçirimli zeminler üzerine inşa edilen dolguların kritik kayma yüzeyini veren denklem analitik olarak tayin edilmiştir. Metod olarak, zeminlerdeki kırılma olayı kullanılmıştır. Analitik olarak bulunan kayma yüzeyi ile Stable programı yardımıyla elde edilen kritik kayma yüzeyi karşılaştırılmıştır. Analitik bağıntıdan hesaplanan kayma yüzeyleri, Stable programıyla bulunan kayma yüzeyleri ile hemen hemen çakışmaktadır.

Böylece bu çalışmada verilen denklem kullanılarak kritik kayma yüzeyini kolaylıkla elde etmekle beraber her türlü kayma olayına ışık tutması bakımından da önemli bir gelişme olmaktadır.

## KAYNAKLAR

BAKER, R. "Determination of the critical slip surface in slope stability computations" *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech*, 4, 333-359, (1980).

BAKER, R. and GARBER, M. , "Teoretical analysis of the stability of slopes", *Geotechnique*, 28 (4), 395-411, (1978).

BİLGİN, M. , "Sıkıştırılmış killi zeminlerin özellikleri ve dolgu barajlarda oturmalar", *Tez*, (1972).

BİSHOP, A.V. , " The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", *Geotechnique*, 5, 7-17, (1955).

BOSSCHER, J. P. , "A Slope Stability Analysis Program", Version, Purdue Universty, Indiana, (1988).

BOUTRUP, E. , and LOWELL, C. W. , "Searching techniques in slope stabilty analysis", *Eng. Geol.* , 16, 51-61, (1980).

CELESTİNO, T. B. , and DUNCAN, J. M. , "Simplified search for non-circular slip surface", *Proc. 10 th. Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sweden*, pp. 391-394, (1981).

CHAPRA, S. C. , and CANALE, R. P. , "Numerical methods for engineers", Mcegraw-Hill International Editions, Singapore, (1990).

CHEN, Z,-Y. , and SHAO, C.M. , "Evaulation of minimum factor of safety in slope stability analysis", *Can. Geotech. J.* , 25 (4), 735-748, (1988).

CRAİG, R. F. , "Soil Mechanics, "Chapman & Hall, London pp. 102-151, (1990).

DAVID, C. , "Handbook of Applied Hydraulics", Second edition, (1952).

DAVIS, E. H. , and BOOKER, J. R. , "The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays "Geotechnique 23, No. 4, 551-563, (1973).

DOMINY, F. , "Desing of Small Dams", First Edition, (1960).

DRUCKER, D. C. , and PRAGER, W. , "Soil mechanics and plastic analysis or limit design", Q, Appl. Math. , 10 (2), 157-165, (1952).

HARR, M. E. , "Foundations of theoretical soil mechanics", Mc Graw-hill, New York, (1966).

HUANG, L. S. and YAMASAKI, K. , "Slope Failure Analysis Using Local Minumum Factor-Of-Safety Approach", Vol 119, No. 12 ASCE Journal of Geotechnical Engineering, (1993).

HUMPHREY, D. N. and LEONADS, G. A. , "Silide in upstream slope of lake shelbyville dam", Vol 112, No. 5 ASCE Journal of Geotechnical Engineering, (1986).

JANBU, N. , "Slope stability computation in Embankment-Dam Engineerring", Casgrande Volume (Eds. R. C. Hischfied and S. J. Poulos), John Wiley, New York, pp. 49-86, (1973).

JANBU, N. , "Application of composite slip surface for stability analysis", European Conf. on Stability of Earth Slopes, Stockholm, Sweden, Vol. 3, pp. 43-49, (1954).

JEWELL, B. A. , "Proceedings df the pretiction symposium on a reinforced emmbankment on soft ground. 17-18 September Department of Civil Engineering KING' s COLLEGE, strand, London.

KUMBASAR, V. , "Zemin mekaniği problemleri", (1985).

KUMBASAR, V. , "Zemin mekaniği", (1985).



LI, K. S. , and WHITE, W. , "Rapid evaluation of the critical slip surface in slope stability problems", International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 11, pp. 449-473, (1987).

LOW, B. K. , "Stability Analysis Of Embankments On Soft Ground", Vol. 115, No: 2 ASCE Geotechnical Engineering p.p. 211-227, (1989).

LOWE, J. , Çev. R. GÜNER. , "Dolguların stabilite analizi", (1975).

MORGENSTERN, N. R. , PRICE, V. E. , "The analysis of the stability of general slip surfaces", Geotech. , 15, 79-93, (1965).

NGUYEN, V. U. , "Determination of critical slope failure surface", J. Geotech. Eng. ASCE. , 111, 238-250, (1985).

ÖZAL, K. , " Küçük toprak barajların planlama, projelendirme, inşaatı", (1966).

SARMA, S. K. , "Stability analysis of embankments and Slopes", Geotechnique, 23, pp. 423-433. (1973)

SMITH, M. J. , "Soil Mechanics", (1981).

SPENCER, E. , "A method of analysis of the stability of embankment assuming parallel inter-slice forces", Geotech. , 17, 11-26, (1969).

SUNGUR, T. , "Su yapıları Cilt. 1", DSİ, Bayındırlık ve İskan Bak., Ankara, (1989).

TAYLOR, D. W. , "Fundamentals of Soil Mechanics", Wiley International Edition, New York, (1948).

TERZAGHI, K. , and Peck, R. B. , "Soil Mechanics in Engineering Practice", 2nd edn, John Wiley and Sons, New York, (1967).

TOSUN, H. , ARSLAN, A. , SEVİNÇLİ, K. , "Dolgu barajlar yönünden zemin mekaniği problemleri sempozyumu", DSİ, Bayındırlık ve İskan Bak. , Gümüşdör, İzmir 20-25 Eylül, (1993).

TUNA, A. , "Toprak dolgu baraj gövdesinin projelendirilmesi", (1979).

TUNA, A. , "Şevlerin Stabilitesi", (1980).

TUNA, A. , "Toprak dolgu barajların yapı malzemesi, dolgu tipleri", (1985).

UTKU, T. , "Teori ve tatbikatta heyelanlar ve stabilite analizi", (1975).

WASTİ, Y ve ÖZÇELİK, U. , "Donatılı zemin duvarlar ve bir uygulama", DSİ Yamaç ve şevlerin stabilitesi dayanma yapıları semineri, Samsun, C: 1, Sayfa: 9-19 (1987).

WILLIAM, J. L. , "Series in Soil Engineering", (1979).

## ÖZGEÇMİŞ

1972 yılında Elazığ'da doğdum. İlk, orta ve lise öğrenimimi Elazığ'da tamamladım.1989' da Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünü kazandım. Haziran 1993' de mezun oldum. Eylül 1993' de Fırat Üniversitesi Fen Bilimler Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı' nda yüksek lisans yapmaya hak kazandım ve "Geçirimli Temel Üzerindeki Toprak Dolgu Barajların Stabilitè Analizleri" üzerine bir çalışma yaptım. Ocak 1995 tarihinde Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne Araştırma Görevlisi olarak atandım.Halen bu göreve devam etmekteyim.

