

154196

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

DARLIK BARAJI GÖVDE ŞEVİNİN WINSTABL VE PLAXİS PROGRAMLARIYLA ANALİZ VE KARŞILAŞTIRILMASI

İnş Müh. Hakan Ali ALİPAŞAOĞLU

FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında

Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Sönmez YILDIRIM

Prof. Dr. Sönmez YILDIRIM

Prof. Dr. Gökhan BAYKAL

Gökhan Baykal

İSTANBUL, 2004

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	iv
KISALTMA LİSTESİ.....	v
ŞEKİL LİSTESİ	vi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	vii
ÖNSÖZ	viii
ÖZET	ix
ABSTRACT	x
1. GİRİŞ.....	1
2. DARLIK BARAJI.....	3
3. ŞEVLERİN DURAYLILIĞI.....	5
3.1 GİRİŞ.....	5
3.2 Şev Göçmelerinin Sınıflandırılması	6
3.3 Şev Duraylılığını Etkileyen Etkenler.....	9
3.4 Suyun Şev Duraylılığı Üzerindeki Etkisi	10
3.5 Güvenlik Sayısı	11
3.6 Limit Denge Analizleri.....	13
3.7 Şev Duraylılığı Analiz Yöntemleri.....	14
3.7.1 Blok Analizi.....	14
3.7.2 Düzlemsel Yüzey Analizi.....	15
3.7.3 Dairesel Yüzey Analizi.....	17
3.7.3.1 $\phi=0$ Analizi	18
3.7.3.2 Sürtünme Dairesi Yöntemi	19
3.7.4 Dilim Yöntemi.....	21
3.7.4.1 İsveç Dilim (Fellenius, 1936) Yöntemi	23
3.7.4.2 Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi (Bishop,1955).....	25
3.7.4.3 Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi (Janbu, 1954).....	27
3.7.4.4 Spencer Yöntemi (1967).....	28
3.7.5 Abaklar Yardımı İle Güvenlik Araştırması	29
3.7.5.1 Taylor Abakları	30
3.7.5.2 Bishop- Morgenstern Abakları	31
3.7.5.3 Spencer Abakları	33
3.7.5.4 Hızlı Su Çekilmesi Durumu İçin Morgenstern Abakları.....	34
3.8 Deprem Yükleri Altında Analiz (Sismik Analiz).....	35
3.8.1 Statik Benzeri Yöntem	37
3.8.2 Newmark'ın Yer Değiştirme Yöntemi.....	41
3.8.3 Kalıcı Yer Değiştirme.....	43
3.8.4 Kalıcı Yer Değiştirmeler Hesaplanması.....	43
3.8.4.1 Franklin ve Chang (1977).....	44
3.8.4.2 Makdisi ve Seed (1977, 1978).....	45
3.8.4.2.1 Dik Şevlerin Sismik Stabilesinin Değerlendirilmesi İçin Basitleştirilmiş Yöntem (Ashford ve Sitar).....	51
3.8.5 Kabul Edilebilir Kalıcı Yer Değiştirmeler	57
4. BU TEZ KAPSAMINDA KULLANILAN PROGRAMLARIN ÖZELLİKLERİ.....	59

4.1	Winstabl Programının Özellikleri.....	59
4.1.1	Winstabl Menü Yapısı.....	60
4.2	Plaxis Programı	61
4.2.1	Plaxis Menü Yapısı.....	62
5.	DARLIK BARAJI GÖVDE ŞEVİ ANALİZLERİ	64
5.1	Giriş	64
5.2	Winstabl Programı İle FS Belirlenmesi ve Makdisi-Seed Yöntemi İle Kalıcı Deplasman Hesap Analizi	64
5.3	Plaxis Programı ile Analiz.....	68
5.3.1	Dinamik Analiz	68
5.3.2	Statik Analizle FS Hesabı.....	71
5.3.3	Zemin Parametrelerinin Değişim Etkileri (Parametrik Çalışma)	72
6.	SONUÇLAR.....	74
	KAYNAKLAR.....	76
	EKLER	78
EK 1	Winstabl Analiz Sonuçları	78
EK 2	Plaxis Analiz Sonuçları.....	78
EK 1	Winstabl Analiz Sonuçları	79
EK 2	Plaxis Analiz Sonuçları.....	109
	ÖZGEÇMİŞ.....	112

SİMGE LİSTESİ

C	Zemin kohezyonu
ϕ	Zeminin içsel sürtünme açısı
γ	Zeminin birim ağırlığı
z	Yer yüzeyinden derinlik
α_n	Dilim açısı
H	Yer yüzünden kayan yüzeye derinlik, şev yüksekliği
$a_{\max}$	Deprem yatay ivmesi
b	Dilim tabanı genişliği
c_m	Mobilize olmuş kayma kuvveti
C_m	Kayma yüzeyi boyunca etkiyen kohozif kayma direnci bileşkesi
c_u, ϕ_u	Drenajsız kayma mukavemeti ve içsel sürtünme açısı
E_L, E_R	Dilim sınırındaki normal kuvvetler
E_{ref}	Elastisite modülü
F	Toplam gerilme için güvenlik sayısı
F_c, F_ϕ	Efektif gerilmeler için güvenlik sayısı kohezyon ve sürtünme bileşeni
F_d	Sürükleyici kuvvetler
H	Şev yüksekliği
y	Maksimum kayma derinliği
L	Kayma yüzeyi uzunluğu
σ'	Efektif gerilme
ϕ	İçsel sürtünme açısı
ϕ'	Efektif kayma mukavemeti parametresi
τ	Kayma mukavemeti
α	Şev arkası eğimi
β	Şev eğimi
γ_w	Doygun birim hacim ağırlık
γ_s, γ_{dry}	Kuru birim hacim ağırlığı
δ	Sürsaj yükü açısı
$\ddot{u}_{\max}$	Şev tepesindeki maksimum ivme
v	Poisson oranı
ψ	Kabarma açısı
k_x, k_y	Yatay ve düşey permeabilite
k_y	fs=1 yapan yatay deprem ivmesi
g	Yerçekimi ivmesi
ρ	Malzeme yoğunluğu
W, Wn	Dilim ağırlığı, n. Dilim ağırlığı
r_u	Boşluk suyu basınç oranı
$k_{\max}$	Ortalama ivme
T	Periyot
λ	Sönüm oranı
G	Kayma modülü
γ_c	Kayma gerinimi seviyesi

KISALTMA LİSTESİ

- FS : Güvenlik Sayısı
- YASS : Yer altı su seviyesi



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 İstanbul'un genel haritası	3
Şekil 2.2 Darlık Barajı Haritası, Gövde Şevi ve Pompa İstasyonu	4
Şekil 3.1 Genel göçme türlerinin şekilleri gösterilmiştir.	9
Şekil 3.2. Blok kayma analizi.....	14
Şekil 3.3. Düzlemsel göçme yüzeyi	15
Şekil 3.4 $\phi=0$ analizinde kullanılan kuvvetler.	19
Şekil 3.5. Sürtünme dairesi yöntemi	20
Şekil 3.6 Normal dilimler yöntemiyle duraylılık analizi: (a) deneme göçme yüzeyi; (b) n'inci dilime etki eden kuvvetler	22
Şekil 3.7 Katmanlı zeminler için, normal dilimler yöntemiyle duraylılık analizi.....	22
Şekil 3.8. a. Bir şevde göçen kütleye etkiyen kuvvetler, b. İsveç dilim yönteminde tek dilime etkiyen kuvvetler	24
Şekil 3.9 Bishop'un sadeleştirilmiş dilimler yöntemi: denge noktası için kuvvet çokgeni	25
Şekil 3.10 Janbu düzeltme sayıları	27
Şekil 3.11 D ve L'nin gösterimi	28
Şekil 3.12 Spencer yönteminde dilimler arası kuvvetler.....	28
Şekil 3.13. Taylor Abağı	31
Şekil 3.14 Bishop-Morgenstern abakları.....	32
Şekil 3.15. Spencer duraylılık abakları	33
Şekil 3.16 Hızlı su çekilmesi durumu için duraylılık analizi	34
Şekil 3.17 Morgenstern'in su çekilmesi duraylılık grafiği	35
Şekil 3.18.a) Düşük frekans uzun dalga boyu ,b) yüksek frekans kısa dalga boyu	37
Şekil 3.19 Sismik yükler için statik benzeri sınırlayıcı denge noktası analizi	38
Şekil 3.20 Örnek şev için, yatay sismik katsayıya (k_h) göre güvenlik katsayısının değişimi ..	40
Şekil 3.21 Birleşik kayma dayanımı zarfı	41
Şekil 3.22. Geleneksel Newmark modelinin şematik örneği.	42
Şekil 3.23 354 yatay akselograma dayanılarak k_h/A' 'nın bir fonksiyonu olarak kalıcı yer	44
değiştirme. (Hynes- Griffin ve Franklin, 1984.)	44
Şekil 3.24. Şev tepesindeki max. ivmenin hesaplanması yaklaşımı	46
Şekil 3.25 k_{max} değer grafiği	47
Şekil 3. 26 Kayma modülü- kayma gerinimi değer grafiği.....	49
Şekil 3.27. Periyot – Spektral ivme.....	49
Şekil 3.28 Deprem büyüklüğüne göre yer değiştirmenin tahmini.	51
Şekil 3.29 a) >200m için kayma düzlemi, b) >30m için kayma düzlemi	52
Şekil 3.30. Analizlerde kullanılan örnek hiper madde ağı.	53
Şekil 3.31. Pacific Palisades modeli için normalleştirilmiş maksimum sismik katsayı profili	55
Şekil 3.32. Seaclyff modeli için normalleştirilmiş maksimum sismik katsayı profili	56
Şekil 3.33. Makdisi ve Seed ile karşılaştırılarak tüm normalleştirilmiş maksimum sismik katsayı profillerinin özet çizimi	57
Şekil 4.1 Düğüm noktası gösterimi üçgen eleman	63
Şekil 5.1 Gövde Şevi Kesiti (Autocad çizimi)	65
Şekil 5.2 İvme katsayısı-FS grafiği	65
Şekil 5.3 Hesaplamada kullanılan spektral ivme kaydı. (Arçelik Fabrikası, Gebze).....	66
Şekil 5.4 Girdi olarak kullanılan ivme değişimi.....	70
Şekil 5.5. +8,35 ve 55 metre deplasman grafikleri ($U_x = U_{x_B} - U_{x_A}$).....	71
Şekil 5.6 Parametre deplasman grafikleri.....	73

ÇİZELGE LİSTESİ

	Sayfa
Çizelge 3.1 Şev Hareketi Sınıflandırılması (TSE,Varnes).....	6
Çizelge 3.2 Yamaç dengesinde etkenler.....	10
Çizelge 3.3 Yamaç ve şevlerde güvenlik sayıları.....	11
Çizelge 3.4 Abaklarla ilgili çalışmalar.....	29
Çizelge 3.5 Uygulamada Kullanılan Tipik Sismik Katsayılar ve FS'lar	39
Çizelge 3.6. k_s sismik katsayı seçimi.....	39
Çizelge 3.7 Statik Benzeri Analiz İçin Esaslar.....	40
Çizelge 5.1 YASS-İvme-FS sonuç tablosu	65
Çizelge 5.2 Malzeme çizelgesi.....	69
Çizelge 5.3 Parametre – deplasman değişim tablosu	72
Çizelge 5.4 Parametre- deplasman ilişkisi	73



ÖNSÖZ

Tez süresince bana göstermiş olduğu yakınlık, sabır ve anlayıştan dolayı **Prof. Dr. Sönmez Yıldırım’a** teşekkür ve saygılarımı sunarım. Ayrıca bilgisayar dalında ve diğerkonularda yardımını esirgemeyen Sn. Yrd.Doç.Dr. Mehmet Berilgen’e, arkadaşlığını ve bilgisini esirgemeyen Ar. Gör. Sn. Şenol Adatepe’ye çok teşekkür ediyorum ve saygılarımı sunuyorum...

Ve tabi ki aileme...de

İnş. Müh. Hakan Ali Alipaşaoğlu



ÖZET

Bu çalışmada örnek olarak alınan Darlık Barajı gövde sevi, dinamik yükler altında yüklenmiş ve deplasman analizleri, Winstabl programının kullanımıyla Makdisi-Seed yönteminin birleştirilmesiyle pseudostatik olarak yapılmış ve sonuçları Plaxis programının deplasman analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Böylelikle güvenli tarafta kalan yöntemin tespiti amaçlanmıştır.

İncelenen Darlık Barajı hakkında genel bilgilerin verilmesinden sonra kitle hareketlerinin sınıflandırılması, şev duraylılığı analiz yöntemleri , Winstabl ve Plaxis programları hakkında kısa bilgiler verilmiştir.

Su seviyeleri belirlenen üç durum için (+8,+35 ve +55metreler) ayrı ayrı sonuçlar Winstabl ile FS değerleri bulunmuş ve depremli durum için statik benzeşimli analiz yapılarak güvenlik değerleri elde edilmiştir.

Aynı baraj kesiti Plaxis programı ile statik durum için FS araştırılmış, dinamik analizle ise deplasman sonuçları belirlenmiştir. Ayrıca değişik zemin parametreleri denenerek parametrik bir çalışma yapılmıştır.

Anahtar kelimeler: Şev duraylılığı, Güvenlik Sayısı(FS), Yatay ivme katsayısı, Deplasman

ABSTRACT

In this study, the Darlık Dam slope was analyzed under dynamic loads, by integrated use of Winstabl Program and the Makdisi-Seed method, the displacements found pseudostatically were compared with the results of the Plaxis program, with the aim of determining the solution on the safe side.

First the general information about the investigated Darlık Dam is given, then brief information about classification of mass movements, slope stability analysis methods, Winstabl and Plaxis programs are presented.

Results for three are presented reservoir level conditions (+8, +35 and +55 meters), have been determined, FS values by Winstabl and FS values obtained for different horizontal acceleration coefficients are found and graphically, presented.

With the Plaxis program, FS determination with static analysis and the displacements are determined by the dynamic analysis. In addition, different soil parameters are tested.

Keywords: Slope stability, Safety Factor (FS), Horizontal acceleration coefficient, Displacement

1. GİRİŞ

Zemin yapılarının güvenli, ekonomik ve mukavemetli olarak tasarımları mühendislerin en çok uğraştıkları konulardan biridir. Zemin yapılarında, özellikle doğal veya yapay eğimli arazi yüzeylerinde yani şevlerde malzeme zemindir. Şevin duraylılığı incelenirken geoteknik, topografik ve malzeme özellikleri birer girdi olarak girmektedirler. Bu özelliklerin değişimleri ve birbirleri ile etkileşimleri şev duraylılığını etkiler. Bununla birlikte şevin duraylılığını bozan en önemli nedenlerden biri yükleme koşullarındaki değişikliklerdir. Çoğunlukla yükleme koşulları biçiminin değişmesi, özellikle dinamik yükleme şev duraylılığını bozan ve şevde göçmeye neden olan en önemli etkidir. Statik olarak dengede olduğu bilinen şevlerin genellikle depremler sırasında veya sonrasında göçtüğü bilinmektedir. Deprem yarattığı etki çevrimli atalet kuvvetleri doğurmaktadır. Zemin kayma dayanımı, geçici yük nedeniyle veya doğan fazla boşluk suyu basıncı nedeniyle düşebilir. Deprem yüklerinin ve kayma dayanımındaki düşmenin birleşik etkisi, etkilenen şevde genel duraylılığın azalması sonucunu doğuracaktır. Deprem odağından harekete başlayan deprem dalgalarının özellikleri geçtikleri zemin tabakalarından etkilenmektedirler. Bu karşılıklı etkileşim şevin dinamik yükleme karşısındaki davranışını anlamada ve duraylılık hesaplarında ve bunların göz önüne alınmasında zorluklar yaratmaktadır.

Günümüzde meydana gelen depremlerde oluşan can ve mal kayıplarının çoğu yapının yapısal kusurlarının yanında zemin özelliklerinin iyi bilinmemesinden kaynaklanmaktadır.

Günümüzde deprem yükleri etkisi altındaki yapıların bilgisayar programları altında analizlerinin gerekliliği ve sonuçlarının doğruluğunun araştırılması önemini arttırmaktadır.

Deprem riski taşıyan bölgelerde, yapılan yapılarda özellikle baraj gibi toplumu yakından ilgilendiren yapılarda güvenli bir şekilde tasarımın yapılması çok önemlidir.

Çalışmanın ikinci bölümünde Darlık Barajı hakkında genel bilgiler verilmiş, bölgenin ve barajın tanıtılması yapılmıştır.

Üçüncü bölümde, şevin tanımı, şev hareketleri, sınıflandırılması, şevin duraylılığının incelenmesi için şevin duraylılık analizlerinin güvenliliği konusundaki yaklaşımlar ve koşullar anlatılmıştır. Şev stabilite yöntemleri ve şevlerde sismik analiz yöntemlerinin değişik araştırmacıların çalışmaları incelenmiştir.

Dördüncü bölümde ise analiz için kullanılan bilgisayar programlarının menüleri ve hesap şekilleri açıklanmıştır.

Beşinci bölümde, Winstabl ile güvenlik sayılarının ve kritik yüzeylerin incelenmesi yapılarak Makdisi-Seed yönteminin sayısal sonuçları ile deplasman sonuçları gösterilmiştir. Plaxis programının hesap şekliyle birlikte hesap adımları izlenmiş ve deplasman –t grafikleri ile birlikte sonuçlar sunulmuştur. Ayrıca zemin parametrelerinin değişiminin deplasman üzerindeki etkileri araştırılmıştır.



2. DARLIK BARAJI

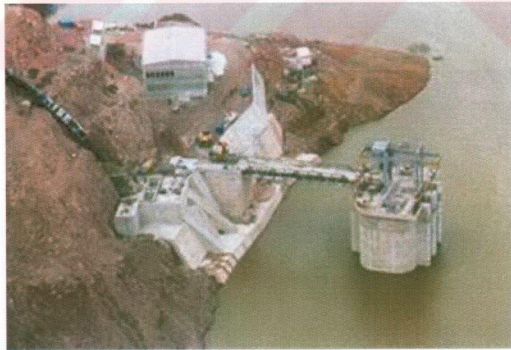
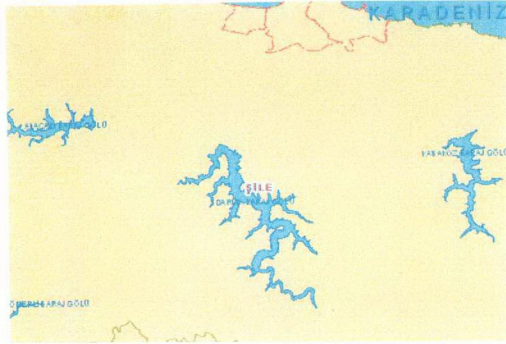
Dünyamızın vazgeçilmez gereksinmelerinden suyun, giderek artan kirliliklerden, yaşanan iklimsel bozukluklardan ve artan nüfus yoğunluğundan dolayı toplumsal gereksinimi karşılamakta yetersiz kalması sonucu su tutma barajları yapılmaya başlanmıştır. İstanbul Büyükşehir Belediyesi geçmiş yıllarda İstanbul'un çokça yaşadığı su sorunlarını çözmek için birçok su projesini hayata geçirmeye çalışmaktadır. Darlık Barajı , İstanbul'un su sorununu çözmesi için belediye tarafından 1986 yılında başlanmış ve 1990 yılında bitirilerek işletmeye açılmıştır. İstanbul'un işletmede olan tesisleri içinde $97 \text{ hm}^3/\text{yıl}$ su rezervi ile en büyük dördüncü barajdır. İstanbul'un toplam yıllık su rezervi ise $944 \text{ hm}^3/\text{yıl}$ 'dır. Su, baraj gölünün güneyindeki pompa istasyonundan Ömerli içme suyu arıtma tesislerine gitmektedir.

Dolayısıyla böyle önemli bir barajın olası bir deprem karşısında oluşabilecek deplasmanlarının hesaplanması önemini artırmıştır.



Şekil 2.1 İstanbul'un genel haritası

Bu tezde Darlık Barajının gövde şevinde bir deprem sonrasında oluşabilecek kalıcı deplasmanlar belirlenmeye çalışılmıştır. Bunun için Winstabl ve Plaxis programlarından elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.



Şekil 2.2 Darlık Barajı Haritası, Gövde Şevi ve Pompa İstasyonu .

3. ŞEVLERİN DURAYLILIĞI

3.1 GİRİŞ

Şev, bir zemin kitlesinin bir yatay düzleme göre açısı yapan herhangi bir yüzeyine denilmektedir. Şev, doğal şartlar altında oluşmuşsa doğal şev, insan eliyle kazı veya dolgu sonrası oluşanlara ise yapay şev denilmektedir.

Eski çağlardan beri insanlar çeşitli amaçlarla yaptıkları yapıların yüklerinin aktarıldığı zeminin duraylılığı ile ilgilenmişlerdir. Yeryüzü geometrisinden dolayı varolan doğal şevler ve bu şevlerin üzerinde inşa edilen yapılar, duraylılığı, tasarımı, mühendislerin güvenlik ve ekonomik açıdan en çok ilgilendikleri konulardan biri olmuştur. Artan nüfus ve teknolojik gelişmelere paralel olarak çoğalan yollar, sorunlu zeminler üzerinde yüksek dolgular, barajlar, büyük ve derin kazılar beraberinde duraylılık sorunlarını da getirmektedir.

Şev duraylılığının değerlendirilmesinde, birçok etkinin göz önüne alınması gerektiğinden önce kayma veya göçme hareketinin sınıflandırılması, kaymayı oluşturan nedenlerin iyi incelenmesi ve hem ekonomik açıdan hem de güvenlik açısından iyi analiz edilmesi gerekliliğini ortaya çıkarmaktadır.

Şevlerin duraylılık analizi için gerekli en önemli unsur, şev geometrisi, boşluk suyu basınçları, zemin kayma mukavemeti, yükleme koşulları ve çevre koşulları olarak öne çıkmaktadır. Burada en önemli şey, arazi incelenmesi çok ayrıntılı ve iyi yapılmasıyla birlikte doğru analiz yönteminin seçilmesi gerekliliğidir. Deneyim ve bilginin doğrultusunda seçilecek en ufak ve güvenli tarafta kalacak güvenlik sayısı ile ekonomik açıdan da uygulanabilir olabilmesini sağlayacaktır.

Tüm şevlere her koşulda uygulanabilecek bir analiz yöntemi bulunmamaktadır. Analiz yöntemlerinde iki ana yaklaşım vardır. Bunlardan biri limit denge yaklaşımı, diğeri ise gerilme-şekil değiştirme analizidir. Günümüz uygulamalarında limit denge analiz yöntemleri, geçmişteki uygulamalardaki güvenilirlik nedeniyle de uygulanmaya devam edilmektedir. Limit denge ilkesine dayanan kolay yöntemlerle, gerilme altında yapıların deformasyonları hesaplanamasa bile yapıların güvenliği hakkında karşılaştırmalı sonuçlar bulmak olanaklıdır. Analiz yöntemlerinin hemen tümü zemin kayma dayanımının basit bir formda (örneğin Mohr-Coulomb) tanımlanmasını gerektirmektedir (Yıldırım,2002).

Verilen şev kesiti ve malzeme özellikleri için sonlu elemanlar tekniğindeki ilerlemelerle, deformasyonları analiz etmek ve şevdeki güvenliği gerilme ve şekil değiştirmelerle bulmak olanaklı hale gelmektedir. Bu tür gelişmiş yöntemler için verilerin çok doğru olması gerekmektedir, zira verilerin kendi hatalarını olduğu gibi sonuçlara yansıtma olasılığı vardır.

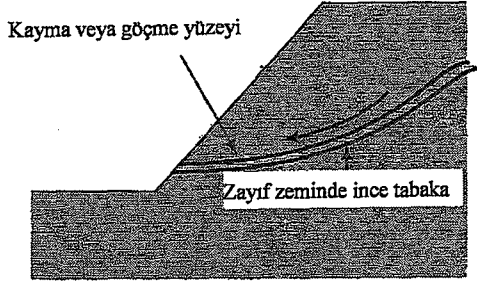
3.2 Şev Göçmelerinin Sınıflandırılması

Zemin veya kaya şevlerin özellikleri, arazide bulundukları denge durumları, etkisi altında kaldıkları yükler farklı farklı olmasına ve her şevin kendi özel koşullarında değerlendirilmesinin gerekliliğine karşın, çoğu araştırmacının yaptığı gibi şev kaymalarını tanımlamak ve sınıflandırmak sorunun çözümünü kolaylaştırıcı bir yaklaşımdır. Terzaghi ve Peck 1967’de “ kaymaların meydana gelmesi hemen hemen her düşünülebilir nedenden dolayı, ani veya yavaş, belli bir dürtme veya dürtmeksizin göçme olabileceğini söylemişlerdir.”

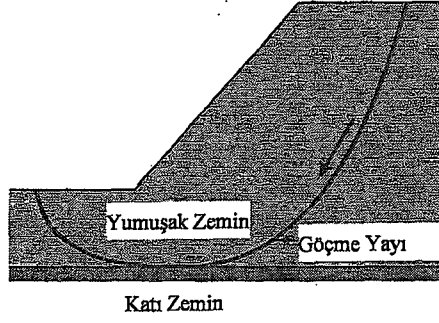
TS 8853’te benimsenen Varnes (1978)’in önerdiği sınıflandırma aşağıda verilmektedir.

Çizelge 3.1 Şev Hareketi Sınıflandırılması (TSE,Varnes)

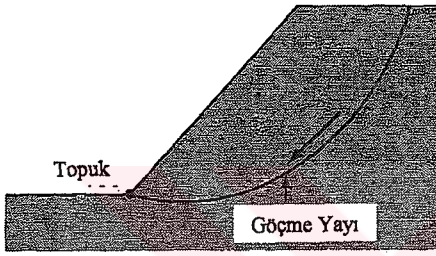
NO	HAREKET SINIFI		ZEMİN ÖZELLİĞİ			
			TÜR	İRİ	TÜR	İNCE
1	Düşme		A	Moloz Düşmesi	B	Toprak Düşmesi
2	Devrilme			Moloz Devrilmesi		Toprak Göçmesi
3	Kayma	Dönel				Zemin Yayılması
		Düzlemsel		Moloz Kayması		Zemin Kayması
4	Yanal Yayılma			Moloz Yayılması		Zemin (çamur) Akması
5	Akma			Moloz Akması		Zemin Akması
6	Karmaşık		İki veya daha fazla yamaç hareketinin birlikte oluşması			



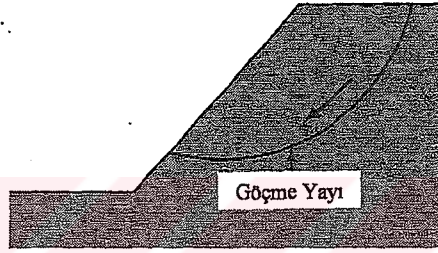
a.) İnce zayıf bir zemin tabakası boyunca zemin kütlelerinin hareketi



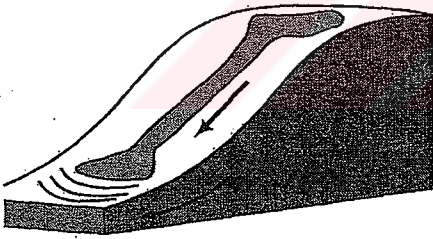
b.) Temel kayma



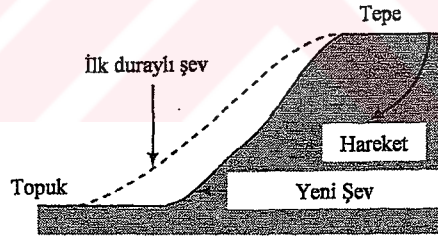
c.) Topuk kayması



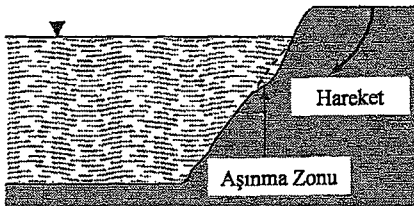
d.) Şev kayması



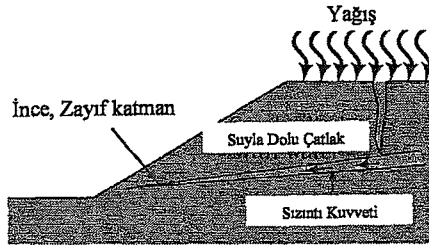
e.) Akma



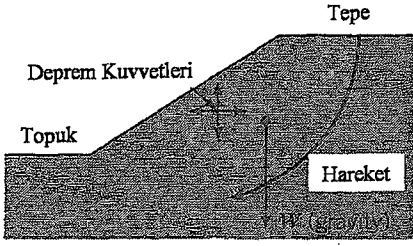
f.) Erozyonla şevin kayması



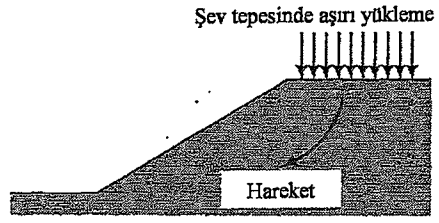
g.) Sel ve nehirlerin aşındırması



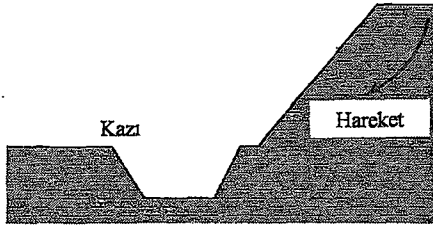
h.) Zayıf tabakalı zeminlerde yağmur suyunun sızıntı etkisi



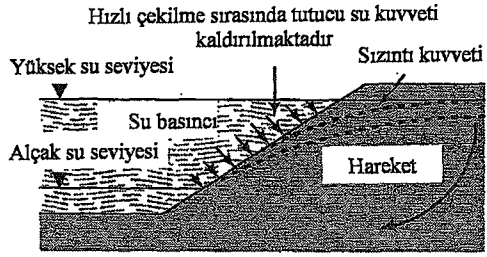
ı.) Yerçekimi ve deprem kuvvetleri



j.) Şev tepesinde yükleme



k.) Şev topuğunda kazı



ı.) Hızlı çekilme

daireysel kayma

daireysel

yüzeysel

daireysel olmayan

bileşik kayma

düzlemsel kayma

blok kayma

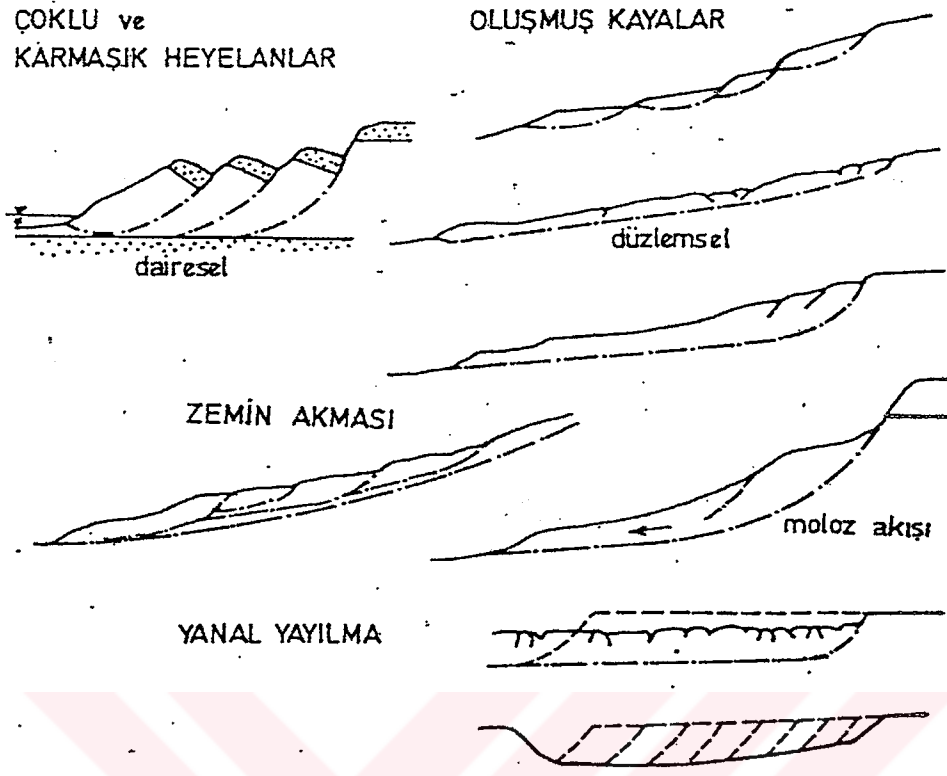
yassı kayma

Akmalar

toprak akışı

çamur akması

m.) Kil şevlerin hareket türleri (Skempton vd. , 1969)



n.) Kil şevlerin hareket türleri (Skempton vd. , 1969)

Şekil 3.1 Genel göçme türlerinin şekilleri gösterilmiştir.

3.3 Şev Duraylılığını Etkileyen Etkenler

Şevi kaydırmaya çalışan kuvvet zeminin kendi ağırlığıdır. Kaymaya karşı koyan ise kayma yüzeyi boyunca yer alan kayma mukavemetidir. Zemin dengesini en fazla etkileyen etken sudur.

Yamaçta denge kaybı, gerilmelerde artış ve ortamın direnme gücünde azalma sonucu oluşur. Bu etkenler çizelge 3.2’de gösterilmiştir.

Çizelge 3.2 Yamaç dengesinde etkenler

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

3.4 Suyun Şev Duraylılığı Üzerindeki Etkisi

Su, şev duraylılığını farklı şekillerde etkilemekte olup bunlar çok kez gözlemlenmiş göçmelerle ortaya konulmuştur. İlk olarak, şevler, negatif fazla boşluk basınçlarının kaybolması ve toprağın şişme ve yumuşamasına bağlı olarak, kazının tamamlanmasından epey sonra göçebilir. İkinci olarak, dışarıdaki su seviyesi hızla düşerse, dere, göl ve hendek kenarlarındaki yamaçlar göçebilir. Üçüncü olarak, yamaçlar çoğunlukla şiddetli yağış dönemlerinden sonra göçer.

Bir dere, gölde veya suyla dolu bir hendekteki serbest su, toplam gerilmeleri (σ_w) zemin yüzeyine uygular. Bu toplam gerilmeler, destek kaldırılırsa çökebilen yamacı desteklemeye yardım ederler.

Yağıştan sonraki veya yeraltı suyu koşullarındaki değişimlerden sonraki şev göçmelerinin nedeni, etkin gerilimde veya dayanıklılıkta azalmalara yol açan boşluk basınçlarındaki artışlardır. Sabit durum koşullarındaki bir yamaçta boşluk basınçlarını hesaplamak için, bir akış ağı çizmek gerekmektedir.

Birçok durumda, bir şevin tepesinde gerilme çatlakları oluşur. Çatlaklar suyla dolu olduğundan şevde ek hidrostatik kuvvetin doğmasına neden olur.

3.5 Güvenlik Sayısı

İncelenen zemin yapısında, yapının göçmeye karşı yeterli güvenlikte tasarlanmış olması gerekmektedir. Zeminin yapısı çoğu kez güvenlik sayısı denilen bir parametre ile tanımlanır. Güvenlik sayısı; dengeyi koruyan kuvvet veya momentlerin, kaymayı sağlayacak kuvvet veya momentlere oranı olarak tanımlanmaktadır. Geoteknik mühendisliğinde çok çeşitli güvenlik sayısı tanımları yapılmıştır. Buna göre:

- 1) Olası kayma yüzeyi boyunca direnen kuvvetlerin kaydıran kuvvetlere oranı,
- 2) Bir noktada direnç gösteren momentlerin, kaydıran momentlere oranı,
- 3) Olası kayma yüzeyi boyunca zemindeki varolan kayma mukavemetinin, ortalama kayma gerilmelerine oranı,

gibi tanımları olmaktadır.

Uygulamalarda TSE'nin verdiği değerler aşağıda gösterilmektedir.

Çizelge 3.3 Yamaç ve şevlerde güvenlik sayıları

ŞART	Güvenlik Sayısı , FS		
	Toplam Gerilme	Efektif Gerilme	Deprem
Dolgularda yapım sonu	1,50	-	-
Yarmalar	1,50	1,25	1,00
Barajda sızıntı	1,50	1,25	-
Barajda ani su düşmesi	1,50	1,10	-
Laboratuvar maksimum direnç parametreleri Kullanımı ile	1,50	1,35	1,00
Kalıcı dirence göre	-	1,20	1,00
Uzun vadede duraylılık	-	1,20	-
Yamaç üzerinde yapı bulunması	1,80	1,50	1,20
Fissürlü killer	-	1,50	-

Son tanımlamada güvenlik sayısı şu şekilde belirlenebilir:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (3.1)$$

burada FS = dayanıklılığa göre güvenlik katsayısı

τ_f = zeminin ortalama kayma mukavemeti

τ_d = olası göçme yüzeyi boyunca gelişen ortalama kayma mukavemeti

Zeminin kayma mukavemeti, kohezyon ve sürtünme olmak üzere iki bileşenden oluşur ve şu şekilde yazılabilir

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (3.2)$$

burada c = kohezyon

ϕ = sürtünme açısı

σ = olası göçme yüzeyi üzerindeki normal gerilme

Benzer bir şekilde şunu yazabiliriz:

$$\tau_d = c_d + \sigma \tan \phi_d \quad (3.3)$$

burada c_d ve ϕ_d , sırasıyla, olası göçme yüzeyi boyunca gelişen kohezyon ve sürtünme açısıdır. Eşitlik (3.2) ve (3.3)'ü Eşitlik (3.1)'de yerine konulduğunda şu eşitlik elde edilir:

$$FS = \frac{c + \sigma \tan \phi}{c_d + \sigma \tan \phi_d} \quad (3.4)$$

Bazı durumlarını (kohezyon F_c 'ye göre güvenlik katsayısı ve sürtünme F_ϕ 'ye göre güvenlik katsayısı) olmak üzere ayrı ayrı güvenlik sayıları da tanımlanabilir.

$$F_c = \frac{c}{c_d} \quad (3.5)$$

ve

$$F_\phi = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d} \quad (3.6)$$

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

FS, 1'e eşit olduğunda, şev, göçmeye yakın durumdadır. Genel olarak, kararlı bir yamaç tasarımı için, bulunan değere %10 eklenerek güvenli tarafta kalınmasına veya özel hallerde dayanıklılığa göre güvenlik katsayısının 1,5 değeri kabul edilmesi öngörülmüştür.

3.6 Limit Denge Analizleri

Zemin mekaniğinde şev duraylılık analizlerinde limit denge analizi kullanılır. Zeminde Mohr-Coulomb kriteri uyarınca tam plastik göçme olduğu varsayılmaktadır. Limit denge yaklaşımının dayandığı ana fikir, göçme olasılığı bulunan bir yüzey varsaymak ve bu yüzey boyunca göçmeye yol açacak gerilme durumunu bulmaya çalışmaktır. Bu gerilme gerçek gerilme durumu değildir. Bu gerilmenin güvenlik sayısına bağlı belli oranda mobilize olan gerçek gerilmedir. Burada güvenlik sayısı mobilize kayma gerilmeleri ile göçmeye yol açacak kayma gerilmelerinin bir oranı olarak tanımlanır. Tasarımda limit denge analizi güvenlik sayısını bulmada kullanılır. Bir şev göçtüğünde güvenlik sayısı 1 kabul edilir. Göçme yüzeyi boyunca ortalama kayma direncini bulmak için bu analiz kullanılır. Limit denge analizlerinin tüm ortak ilkeleri şunlardır;

- 1- Bir kayma mekanizması gereklidir. Basit olarak şevler dairesel veya düzlem kayma yüzeyleri boyunca göçtüğü varsayılır.
- 2- Varsayılan kayma mekanizmasına eşdeğerde istenen kayma direnci statik olarak hesaplanır.
- 3- Denge için hesaplanmış kayma direnci mevcut kayma mukavemeti ile kıyaslanır. Bu kıyaslama güvenlik sayısı terimleri ile yapılır.
- 4- En düşük güvenlik sayısı deneme ile bulunur.

$c'_m L$ = kilin kohezyonundan dolayı direnme kuvveti

C_m ve ϕ_m = merkez blokun zemin gerilme parametreleri , ile efektif ağırlık (W-u)

Blok analizinde kullanılan aktif ve pasif yatay zemin gerilmeleri aşağıdaki eşitlikle hesaplanabilir

$$\sigma_{A/P} = K_{A/P} \cdot \sigma'_v \pm 2c_m \sqrt{K_{A/P}} \quad (3.8)$$

Zemin itki katsayıları Rankine itki katsayıları olarak gösterilebilir:

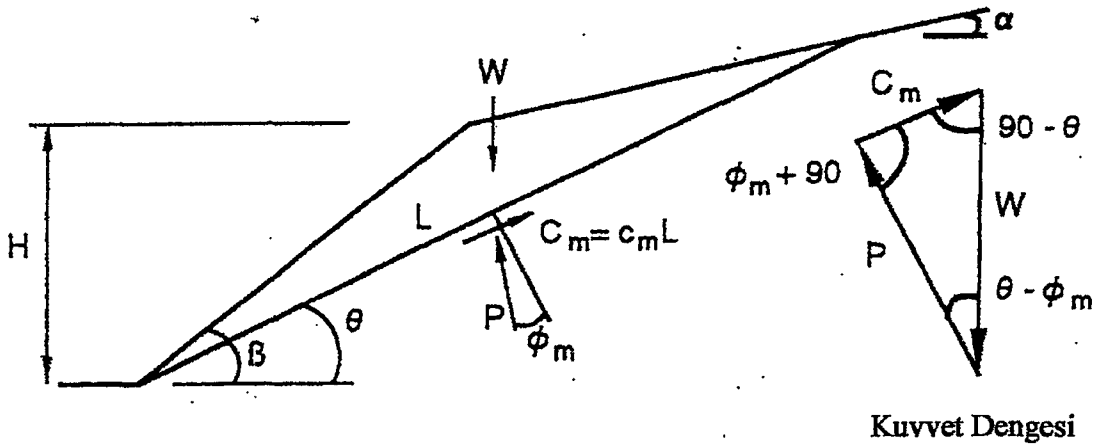
$$K_A = \frac{1 - \sin \phi_m}{1 + \sin \phi_m} \quad \text{ve} \quad K_P = \frac{1 + \sin \phi_m}{1 - \sin \phi_m} \quad (3.9)$$

Bu eşitlikler şevin gerisi yatay ise uygundur. Eğer aktif veya pasif bloklar farklı katmanlardan geçiyor ise her katmandan uygun katsayılar seçilerek yapılmalıdır.

3.7.2 Düzlemsel Yüzey Analizi

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

Bir düzlemsel göçme yüzeyi, göçme düzlemindeki zeminin mukavemet parametreleri ve şev geometrisine bağlı olarak kapalı formdaki çözümle kolaylıkla analiz edilebilir: Şekil 3.3'te gösterilen üç kuvvet; Ağırlık (W), mobilize olmuş kayma mukavemeti (S_m) ve normal kuvvet (tepki kuvveti, N) hesap için tanımlanmalıdır.



Şekil 3.3. Düzlemsel göçme yüzeyi

Blok ağırlığı geometriden faydalanılarak bulunabilir:

$$L = \frac{H}{\sin \beta} \cdot \frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin(\theta - \alpha)} \quad (3.10)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin^2 \beta} \cdot \frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin(\theta - \alpha)} \right] \quad (3.11)$$

$$N = W \cdot \cos \theta \quad \text{ve} \quad S_m = W \sin \theta \quad (3.12)$$

eğer FS'nın kohezyon ve sürtünme bileşenleri kullanılırsa

$$c_m = \frac{c}{F_c} \quad \text{ve} \quad \tan \phi_m = \frac{\tan \phi}{F_\phi} \quad (3.13)$$

Mohr-coulomb kriterini kullanarak hesaplanan mobilize olmuş kayma mukavemeti ile üstteki eşitlikle kullanılarak geliştirilirse

$$W \sin \theta = c_m \cdot L + W \cos \theta \tan \phi_m \quad (3.14)$$

$$\begin{aligned} c_m &= \frac{W}{L} [\sin \theta - \cos \theta \tan \phi_m] \\ &= \frac{\gamma H^2}{2L} \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \cdot \sin \theta} [\sin \theta - \cos \theta \tan \phi_m] \right] \\ &= \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta) [\sin \theta - \cos \theta \tan \phi_m]}{\sin \beta} \right] \end{aligned} \quad (3.15)$$

Yukarıdaki eşitliklerde α açısı görülmemektedir. Bu nedenle α açısı hesapları doğrudan etkileyemeyecektir. Bu eşitlik kullanıcıya dengeyi sağlamak için gerekli 'kohezif' direncin büyüklüğünü hesaplamakta yardımcı olacaktır. Bununla birlikte, bu yalnızca yatayla θ açısı yapan bir düzlemsel yüzey için çözüm getirir. Kritik açığı (θ_{crit}) belirlemek için, bu eşitlik mobilize olmuş kohezif direncin maksimum değerini vermelidir. Eşitlikteki(3.15) γ, β ve H değerlerinin sabit olduğu varsayımıyla eşitliğin payının ilk türevi aşağıdaki gibi olmaktadır:

$$\frac{\partial}{\partial \theta} [\sin(\beta - \theta)(\sin \theta - \cos \theta \tan \phi_m)] \quad (3.16)$$

$$= -\cos(\beta - \theta) [\sin \theta - \cos \theta \tan \phi_m] + \sin(\beta - \theta) [\cos \theta + \sin \alpha \sin \theta]$$

$$= [\sin \alpha \cos \theta - \sin \theta \cos \alpha] + \tan \phi_m [\cos \alpha \cos \theta + \sin \alpha \sin \theta]$$

$$= \sin(\beta - 2\theta) + \tan \phi_m [\cos(\beta - 2\theta)] = 0$$

$$\theta_{crit} = \frac{\beta + \phi_m}{2} \quad (3.17)$$

buradan da C_m 'in kritik değeri bulunabilir

$$C_m = \frac{1}{4} \gamma H \left[\frac{1 - \cos(\beta - \phi_m)}{\sin \beta \cos \phi_m} \right] \quad (3.18)$$

şevin kritik yüksekliğini $C_m = C$ ve $\phi_m = \phi$ alınırsa

$$H_{crit} = \frac{4c}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right] \quad (3.19)$$

dikey bir şevde $\beta = 90^\circ$, $\phi = 0$ olması halinde üstteki eşitlikteki H_{crit} aşağıdaki gibi olmaktadır.

$$H_{crit} = 4c/\gamma \quad (3.20)$$

tipik bir analiz için, c - ϕ zemininde güvenlik sayısının kohezyon ve sürtünme bileşenleri eşitleninceye kadar aşağıdaki adımlar izlenir:

1- Güvenlik sayısı sürtünme bileşeni F_ϕ seçilir

2- ϕ_m değeri hesaplanır

3- mobilize olmuş kohezyon değeri C_m hesaplanır.

4- $F_c = c/c_m$ değeri hesaplanır

5- $F_c = F_\phi$ olana kadar 1-4 arası yinelenir.

3.7.3 Dairesel Yüzey Analizi

Yumuşak kohezyonlu zeminlerde göçme genellikle dairesel bir kayma yüzeyinde olduğu gibi bu tür kaymalar her cins zeminde de görülebilir. Şev göçmeleri genellikle tepesindeki çekme çatlakları ile belirlenir. Terzaghi'nin (1967), kohezyonlu zeminlerde üst ucundan en az eğriliğe, ortada en çok ve en alt uçta orta seviyede eğriliği olan bir eğri (elips parçası) kayma

yüzeyi tanımladığı bilinmektedir. Ancak homojen zeminlerdeki kayma yüzeyi genellikle daire, bazen de logaritmik spiral varsayılır. Taylor (1948) homojen zeminler için, logaritmik spiral kayma yüzeylerine dayanan duraylılık analizi sonuçlarının hemen hemen dairesel analizle bulunana benzer olduğunu göstermiştir. Bu daha sonra Chen (1975) tarafından plastik denge analizi kullanılarak kanıtlanmıştır. Skempton (1948), kayma yüzeyi olarak daire yayı kabul edildiğinde en basit analiz yönteminin $\phi=0$ analizi olduğunu belirtmiştir.

3.7.3.1 $\phi=0$ Analizi

Orta katı killerde kaymalar genellikle derin ve iki boyutlu dairesel yüzeyler boyunca ortaya çıkmaktadır. Eğer kayma hiç su hareketi olmadan oluşuyorsa, kilin mukavemeti gerilme seviyesinden bağımsızdır, bu da drenajsız kayma mukavemeti c_u olarak tanımlanır. Bu analizde ilk adım dairesel olası kayma yüzeyinin belirlenmesidir. Güvenlik sayısının bazı tanımlarında, bir merkeze göre kaydıran ve karşı koyucu momentlerin oranı olduğu düşünülürse, burada şev hareketi geçiren momentler veya kaydıran momentler şevin kendi ağırlığı, üst yapı yükleri ve su basınçlarının bu merkeze göre momentleridir, karşı koyan momentler ise kayma yüzeyi boyunca zeminin kohezyonunun gösterdiği direncin momenti,

$$M_r = C_{ist} \cdot R^2 \cdot \theta \quad (3.21)$$

Burada,

C_{ist} = Kayma yüzeyi boyunca etkiyen kohozif kayma direnci

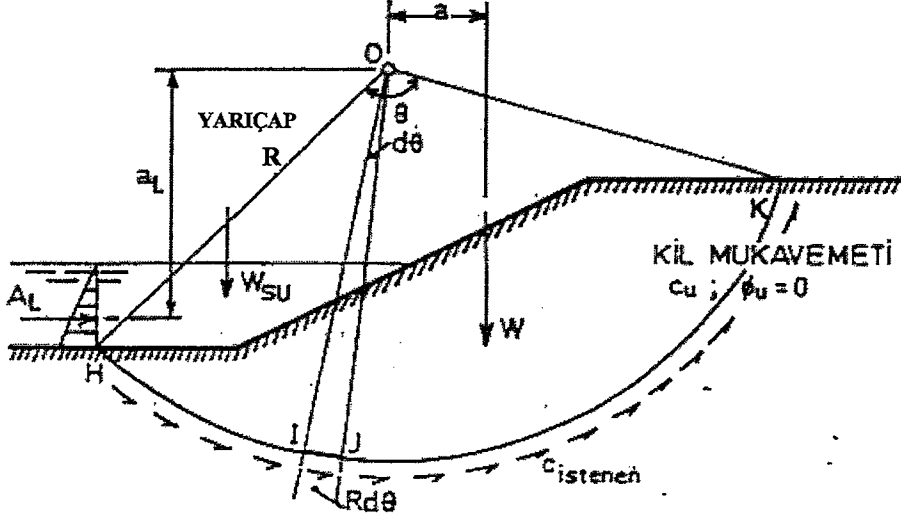
R = Göçme dairesi yüzeyi yarıçapı

θ = HOK açısı

şeklinde verilebilir. Buradan hareket ile güvenlik sayısı,

$$FS = C_u / C_{ist} \quad (3.22)$$

olarak tanımlanır. Buna göre çeşitli kayma daireleri denenerek hepsi için güvenlik sayısı bulunur, bu güvenlik sayısının içinde en küçük olana göre tasarım yapılması gerekir. Şekil3.4'de, $\phi=0$ analizine etki eden kuvvetler gösterilmektedir.



Şekil 3.4 $\phi=0$ analizinde kullanılan kuvvetler.

3.7.3.2 Sürtünme Dairesi Yöntemi

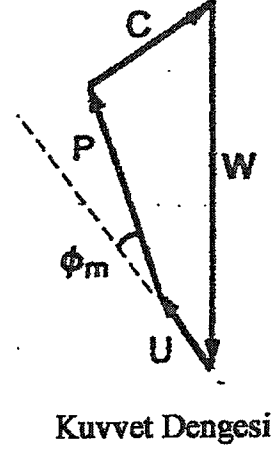
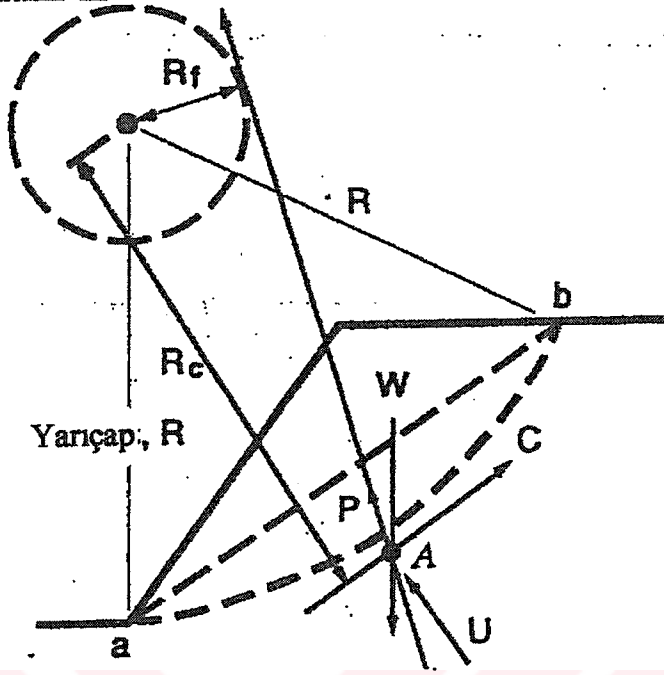
Homojen şevlerde, Taylor'un geliştirdiği sürtünme dairesi yöntemi c- ϕ zeminler için tüm stabilite analizini sağlayan ilk çalışmadır. Homojen zemin şevlerinde, bu yöntem toplam veya efektif gerilme analizine uygulanabilir. Şeve etkien kuvvetler Şekil 3.5'de gösterilmektedir.

Kayma yüzeyi boyunca mobilize olan kayma mukavemetinin normal ve sürtünme bileşenlerinin bileşke kuvvetinin yönü tahmin edilerek genel denge sağlanır. Bileşke kuvvetin doğrultusu ($R_f = R \cdot \sin \phi_m$) yarıçapındaki sürtünme dairesine teğettir. Kayma yüzeyi boyunca etkien bütün normal gerilmelerin bileşkesi bu noktadaymış gibi varsayılmaktadır. Bu varsayım güvenlik faktörü için en küçük değeri garanti etmektedir (Lambe ve Whitman, 1969). Kayma yüzeyi boyunca etkien kohezif kayma gerilmelerinin bileşkesi C_m -ab- kirişine paralel etmektedir (Şekil 3.5). Dairenin merkezi, C_m 'in sonucunda meydana gelir ve moment dağıtımı yapılarak yeri bulunabilir. C_m 'in sonucunda hareketin çizgisi aşağıdaki gibi bulunabilir:

$$R_c = \frac{L_{yay}}{L_{kiriş}} \cdot R \quad (3.23)$$

değerler şekilde gösterilen uzaklıklardır.

Sürtünme Dairesi



Şekil 3.5. Sürtünme dairesi yöntemi

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

- 1- W, kayan kütle bulunur
- 2- U, boşluk suyu basınç kuvveti bileşkesinin büyüklüğü ve yönünün bulunur
- 3- R_c uzaklığı bulunur
- 4- efektif bileşke kuvvet bulunur (W') ($W-U$ 'dan oluşan) ve A noktasında kesişimi
- 5- F_ϕ değeri varsayılır
- 6- mobilize olmuş sürtünme açısı bulunur, $\phi_m = \tan^{-1}(\tan \phi / F_\phi)$ (3.24)
- 7- sürtünme dairesi çizimiyle, $R_f = R \cdot \sin \phi_m$ bulunur

- 8- A noktasından geçecek şekilde bir kuvvet poligonu çizilir
- 9- Sürtünme dairesine teğet doğrultuda P'nin yönü çizilir
- 10- Dairesel göçme yüzeyi iki uç noktasını birbirine bağlayan kirişin eğimine uygun olarak C_m 'nin yönü çizilir
- 11- Poligon C_m değerini verecektir.
- 12- C_m değerini kullanarak $F_c = c.L_{yy} / C_m$ hesaplanır. (3.25)
- 13- 5-12 arası , $F_c = F_\phi$ olana dek yinelenir.

3.7.4 Dilim Yöntemi

Dilimler yöntemini kullanarak duraylılık analizinde, AC, deneme göçme yüzeyini temsil etmekte olup bir dairenin yayıdır (Şekil 3.6a). Deneme göçme yüzeyinin üzerindeki zemin birkaç (genelde 10-12) dikey dilime bölünür. Her dilimin genişliğinin aynı olması gerekmemektedir. Gösterilen en kesite dik bir birim uzunluk düşünüldüğünde, tipik bir dilimde (n 'inci dilim) etki eden kuvvetler Şekil 3.6b'de gösterilmektedir. W_n , dilimin ağırlığıdır. N ve S_m kuvvetleri, R reaksiyonunun sırasıyla normal ve teğet bileşenleridir. E_L ve E_R , dilimin yanlarına etki eden normal kuvvetlerdir. Benzer şekilde, dilimin yanlarına etki eden kesme kuvvetleri X_L ve X_R 'dir. Kolaylık açısından, boşluk suyu basıncının sıfır olduğu kabul edilmektedir. E_L , E_R , X_L ve X_R kuvvetlerinin belirlenmesi zordur. Ancak, E_L ve X_L bileşkelerinin, büyüklük olarak E_R ve X_R bileşkelerine eşit olduğu ve etki çizgilerinin kesiştiği yaklaşık bir varsayımda bulunabilir.

Denge noktası göz önünde bulundurularak,

$$N = W_n \cdot \cos \alpha_n \quad (3.26)$$

Dirençli kesme kuvveti şu şekilde ifade edilebilir:

$$S_m = \tau_d(\Delta L_n) = \frac{\tau_f(\Delta L_n)}{FS} = \frac{1}{FS} [c + \sigma \tan \phi] \Delta L_n \quad (3.27)$$

Eşitlik (3.27)'te normal gerilme σ şu eşitliğe eşittir:

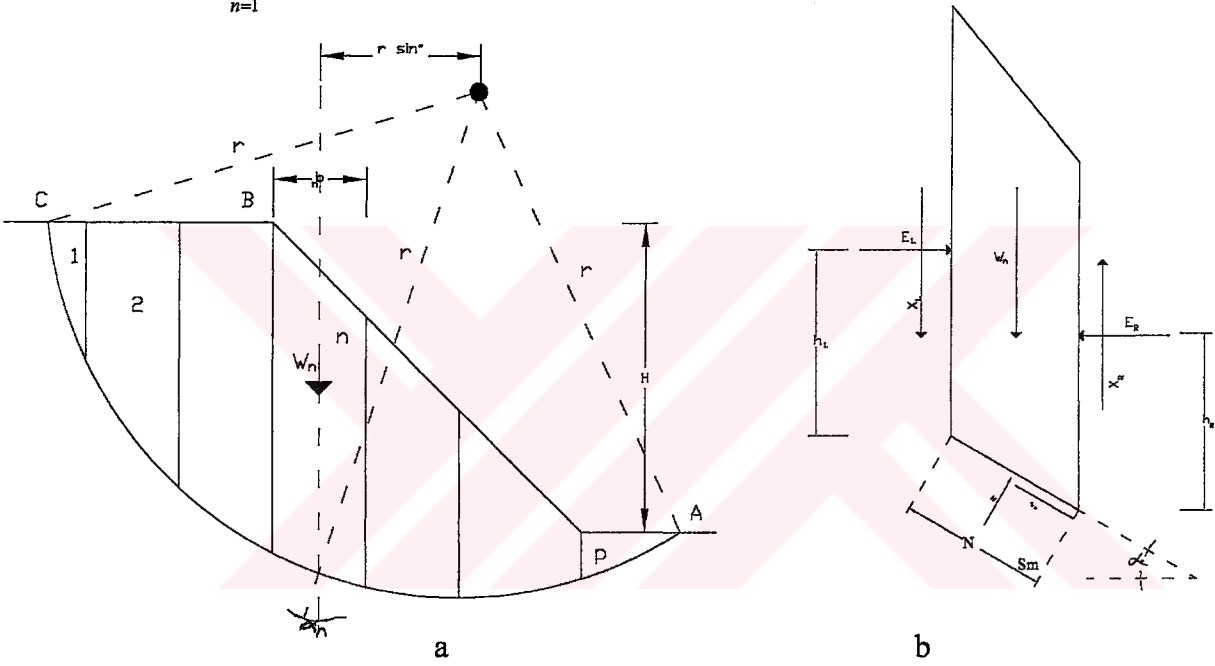
$$\frac{N}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \quad (3.28)$$

ABC deneme parçasının denge noktası için, O çevresindeki harekete geçirici kuvvetin momentini, O çevresindeki direnme kuvvetinin momentine eşittir, ya da

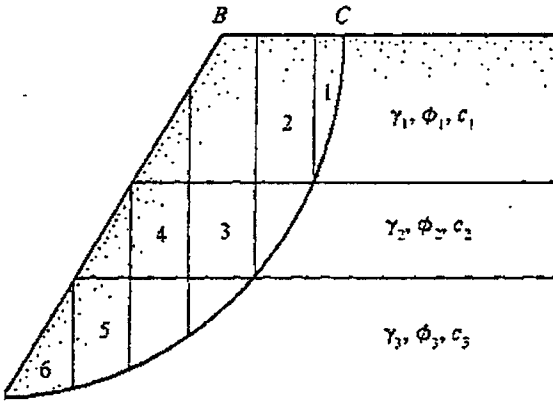
$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{FS} \left(c + \frac{W_n \cdot \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \tan \phi \right) (\Delta L_n)(r) \quad (3.29)$$

veya

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \Delta L_n + W_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \tan \phi)}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \cdot \sin \alpha_n} \quad (3.30)$$



Şekil 3.6 Normal dilimler yöntemiyle duraylılık analizi: (a) deneme göçme yüzeyi; (b) n'inci dilime etki eden kuvvetler



Şekil 3.7 Katmanlı zeminler için, normal dilimler yöntemiyle duraylılık analizi

[Not: Eşitlik (3.30)'da ΔL_n , yaklaşık olarak $(b_n)/(\cos \alpha_n)$ 'ye eşittir ve burada $b_n = n$ 'inci dilimin genişliği.]

α_n değerinin artı veya eksi olabileceğini unutulmamalıdır. Yayın eğimi, yerin eğimiyle aynı çeyrek daire olduğunda α_n değeri artıdır. Minimum güvenlik katsayısını (kritik dairenin güvenlik katsayısı) bulmak için, deneme dairesinin merkezini değiştirerek birkaç deneme yapmak gerekir.

Kolaylık olması açısından, homojen bir zeminin eğimi Şekil 3.6'da gösterilmektedir. Bununla birlikte, Şekil 3.7'de gösterildiği gibi, dilimler yöntemi katmanlı zemini olan yamaçları kapsayacak şekilde de genişletilebilir. Genel duraylılık analizi yöntemi aynıdır. Ancak, bazı küçük noktaları akılda tutmak gerekir. Güvenlik katsayısı hesaplaması için Eşitlik (3.30) kullanıldığında, ϕ ve c değerleri tüm dilimler için aynı olmayacaktır. Örneğin, 3 numaralı dilim için (Şekil 3.7), $\phi = \phi_3$ sürtünme açısı ve $c = c_3$ kohezyon, 2 numaralı dilim için de $\phi = \phi_2$ ve $c = c_2$ kullanmak gerekmektedir.

3.7.4.1 İsveç Dilim (Fellenius, 1936) Yöntemi

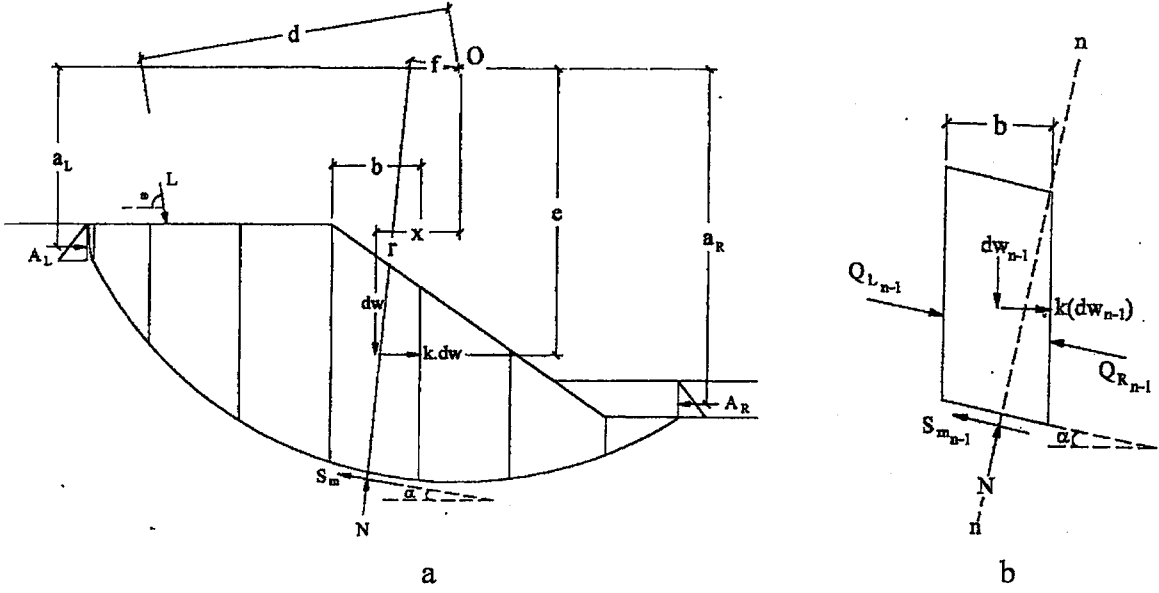
Dilimler arası kuvvet bileşkesinin dilim tabanına paralel olduğunu varsayan bu yöntemde bir dilime etkiyen kuvvetler (n-1)inci dilim için aşağıdaki gibidir.

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

$$\sum F_n = 0, \quad N = dW \cdot \cos \alpha - k \cdot dW \cdot \sin \alpha \quad \text{elde edilir.} \quad (3.31)$$

Şev üzerine, L gibi bir dış yük, sol tarafında çekme çatlağında birikebilecek su basıncı kuvveti A_L , topukta su birikmesi etkisi A_R kuvveti etkimektedir. Gözönüne alınan bir dilim tabanında N gibi bir normal kuvvet doğmuş, S_m gibi bir kayma dayanımı mobilize olmuştur. Dilim ağırlığı dW , depremleri halde dilime etkiyen dinamik kuvvet (kW)'dir (3.8.a).

Şekil 3.8.b'de görülen şev için güvenlik sayısı için O gibi bir noktaya göre moment dengesi yazılırsa



Şekil 3.8. a. Bir şevde göçen kütleye etkiyen kuvvetler, b. İsveç dilim yönteminde tek dilime etkiyen kuvvetler

$$\sum M_o = 0$$

$$\sum dW.x + \sum k.dW.e + A_L.a_L - A_R.a_R + L.d = \sum N.f + \sum S_m.r \quad (3.32)$$

mobilize olmuş kayma dayanımı için

$$S_m = \frac{S}{FS} = \frac{(N - ub \sec \alpha) \tan \phi'}{FS} + \frac{c'b \sec \alpha}{FS} \quad (3.33)$$

olduğu gibi yazılabilir. Burada c', ϕ' efektif gerilmeler cinsinden kayma dayanımı parametreleri, u dilim tabanında boşluk suyu basıncıdır. Sonuçta S_m için eşitlikler yerine koyulursa

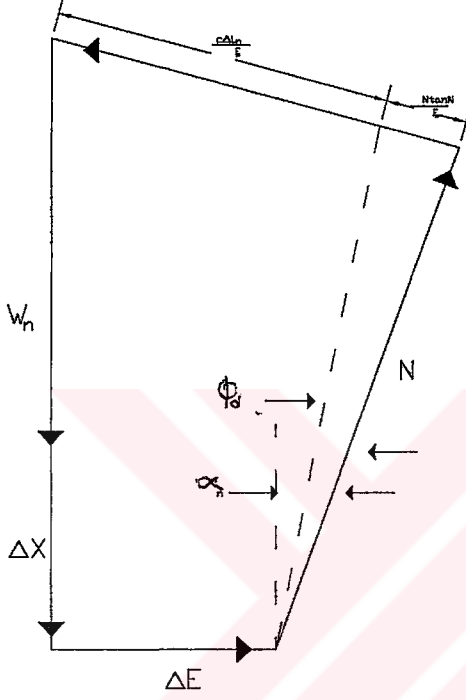
$$FS = \frac{\sum r \{ c'b \sec \alpha + (N - ub \sec \alpha) \tan \phi' \}}{\sum dW.x + \sum k.dW.e + A_L.a_L - A_R.a_R + L.d - \sum N.f} \quad (3.34)$$

elde edilir.

Bu yöntem nedeniyle bulunacak güvenlik sayısının hatalı olacağı açıktır. İncelikli yöntemlere göre yanlışlığın genelde %10-15 düzeyinde olduğu, bazı özel durumlarda %60'a kadar çıktığı belirtilmektedir. Yöntemin ilk geliştirilen yöntem olması, hatanın güvenli tarafta kalması nedeniyle günümüzde de uygulama alanı devam etmektedir.

3.7.4.2 Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi (Bishop,1955)

Bishop, 1955 yılında, dilim yöntemi için daha incelikli bir çözüm önermiştir. Bu yöntemde, her dilimin yan taraflarındaki kuvvetlerin etkisi bir ölçüde hesaba katılır. Şekil 3.6'da gösterilen şev göz önüne alınarak bu yöntem incelenebilir. Şekil 3.6b'de gösterilen n'inci dilime etki eden kuvvetler, Şekil 3.9'da yeniden çizilmiştir. Şimdi, $E_L - E_R = \Delta E$ ve $X_L - X_R = \Delta X$ olsun. Ayrıca, şunları yazılabilir:



Şekil 3.9 Bishop'un sadeleştirilmiş dilimler yöntemi: denge noktası için kuvvet çokgeni

$$S_m = N.(\tan \phi_d) + c_d \Delta L_n = N. \left(\frac{\tan \phi}{FS} \right) + \frac{c \Delta L_n}{FS} \quad (3.35)$$

Şekil 3.9, n'inci dilimin dengesi için kuvvet çokgenini göstermektedir. Dikey yöndeki kuvvetler toplandığında,

$$W_n + \Delta X = N. \cos \alpha_n + \left[\frac{N. \tan \phi}{FS} + \frac{c \Delta L_n}{FS} \right]. \sin \alpha_n \quad (3.36)$$

veya

$$N = \frac{W_n + \Delta X - \frac{c \Delta L_n}{FS} \sin \alpha_n}{\cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \sin \alpha_n}{FS}} \quad (3.37)$$

ABC parçasının dengesi için (Şekil 3.6a), O'ya göre moment alındığında,

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \cdot \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} S_m r \quad (3.38)$$

burada

$$\begin{aligned} s_m &= \frac{1}{FS} (c + \sigma \tan \phi) \Delta L_n \\ &= \frac{1}{FS} (c \Delta L_n + N \tan \phi) \end{aligned} \quad (3.39)$$

Eşitlik (3.37) ve (3.39), Eşitlik (3.38)'da yerlerine konulduğunda,

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan \phi + \Delta X \tan \phi) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (3.40)$$

olup burada

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \sin \alpha_n}{FS} \quad \text{dır.} \quad (3.41)$$

$\Delta X = 0$ olduğu varsayılırsa (dilimler arası kuvvetlerden $dE \neq 0$ anlamına gelmektedir). Eşitlik (3.40) aşağıdaki gibi olmaktadır:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan \phi + \tan \phi) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (3.42)$$

FS teriminin Eşitlik (3.42)'in her iki tarafında bulunduğu görülmektedir. Bu nedenle, FS 'nin değerini bulmak için bir deneme yanılma yöntemi kullanmak gerekir. Normal dilimler yönteminde olduğu gibi, minimum güvenlik katsayısını veren kritik yüzeyini bulabilmek için bir dizi göçme yüzeyinin incelenmesi gerekmektedir.

En yaygın olarak kullanılan yöntemin, Bishop'un sadeleştirilmiş yöntemi olduğu bilinmektedir. Yöntemin bilgisayar uygulamaları oldukça yaygındır.

3.7.4.3 Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi (Janbu, 1954)

Bir önceki yöntemde olduğu gibi dilimler arası kesme kuvvetleri gözardı etmekte ve dilim tabanı normal kuvvetleri F 'e bağlı bulunmaktadır. Güvenlik sayısı ise moment dengesi yerine tüm şevde şeve etkileyen dış kuvvetlerin dengesi yazılarak bulunur

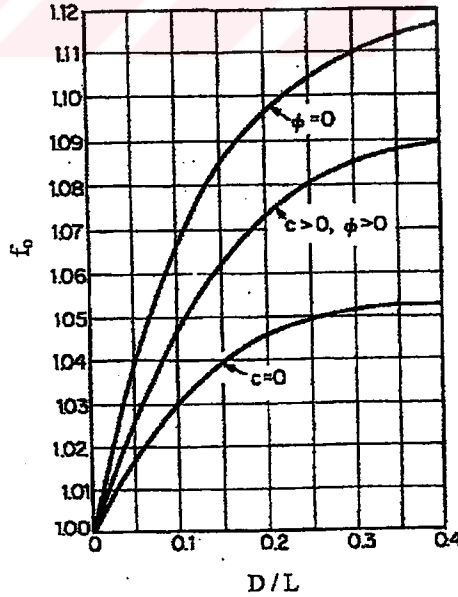
$$\sum F_h = 0$$

$$\sum k.dW + \sum N.\sin \alpha - \sum S_m.\cos \alpha + A_L - A_R + L.\cos w = 0 \quad (3.43)$$

S_m için (3.33) de tanımlanan değer yazılarak güvenlik sayısı çekilirse

$$FS_0 = \frac{\sum \{ (N - ub \sec \alpha) \tan \phi' . \cos \alpha + c' b \}}{\sum N \sin \alpha + \sum k.dW + A_L - A_R + L.\cos w} \quad (3.44)$$

elde edilir. Bu değer düzeltilmemiş güvenlik sayısı diye tanımlanır. Burada da FS_0 bulunuşunda gerek duyulan N kuvveti FS_0 'a bağlı olduğu için deneme-yanılma tekniği ile çözüm elde edilmelidir. Göçme yüzeyinin biçimi (D/L) ile kayma dayanımı parametrelerine bağlı olarak Janbu elde edilen F_0 güvenlik sayısının bir f_0 düzeltme sayısı ile düzeltilmesini öngörmektedir. Sonuçta $FS = f_0 . FS_0$ olacaktır. Düzeltme sayıları aşağıdaki grafikten alınabilir.



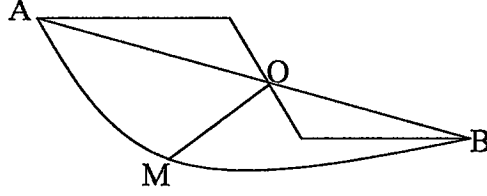
Şekil 3.10 Janbu düzeltme sayıları

$$f_0 = 1 + b_1 \left[\frac{D}{L} - 1.4 \left(\frac{D}{L} \right)^2 \right] \quad (3.45)$$

yalnız c zemininde $b_1 = 0.69$

yalnız ϕ zemininde $b_1 = 0.31$

c ve ϕ zemini $b_1 = 0.50$



Şekil 3.11 D ve L'nin gösterimi

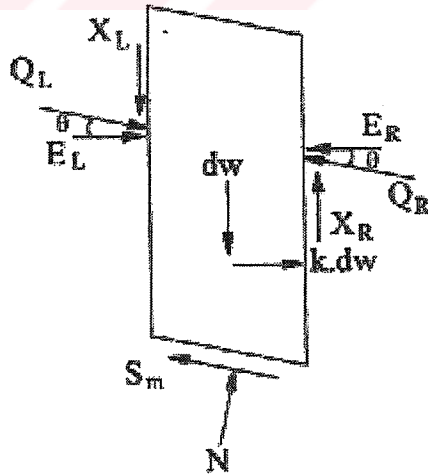
D = OM uzaklığı (En derin yer olarak tanımlanır)

L = AB uzaklığı

3.7.4.4 Spencer Yöntemi (1967)

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

Yatay kuvvet dengesi yazılırsa



Şekil 3.12 Spencer yönteminde dilimler arası kuvvetler

$$\sum F_h = 0 \quad E_L - E_R + k.dW + N.\sin \alpha - S_m.\cos \alpha = 0 \quad (3.46)$$

$x_L = E_L.\tan \theta$ ve $x_R = E_R.\tan \theta$ olduğu düşünülerek düşey kuvvet dengesinden

$$\sum F_v = 0 \quad X_L + dW - X_R - N \cdot \cos \alpha - S_m \cdot \sin \alpha = 0 \quad (3.47)$$

$$\text{ve } (E_L - E_R) \cdot \tan \theta + dW - N \cdot \cos \alpha - S_m \cdot \sin \alpha = 0 \text{ yazılabilir.} \quad (3.48)$$

(3.46)'dan $(E_L - E_R)$ eşitliği (3.48) de yerine konursa

$$\tan \theta (S_m \cdot \cos \alpha - N \cdot \sin \alpha - k \cdot dW) + dW - N \cdot \cos \alpha - S_m \cdot \sin \alpha = 0 \quad (3.49)$$

ve bu eşitlikte S_m için (3.33) eşitliği düşünülürse N kuvveti için bu kez FS ve θ 'ya bağlı bir eşitlik elde edilir.

Spencer güvenlik sayısının tanımı için hem moment dengesi hem de kuvvetlerin yatay dengesini tüm şev için gözettiğinden θ 'ya bağlı güvenlik sayıları elde etmektedir. Moment dengesi (3.32) eşitliğine benzerdir. Buradan elde edilecek FS_m , θ 'ya bağlı olarak elde edilmiş olacaktır. Diğer yandan tüm dilimler için yatay kuvvet dengesi Janbu eşitliği için (3.43) formundadır. Bulunan değerler FS_f yine θ 'ya bağlıdır. Hem FS_m 'i sağlayan tek bir θ olup, bulunan değer tüm şev için güvenlik sayısıdır.

3.7.5 Abaklar Yardımı İle Güvenlik Araştırması

Abak yardımı ile çözümler, ayrıntılı analizlerin sonuçlarının hızlı bir şekilde ulaşmaya yönelik bulunmuştur. Abakların genel varsayımları şu şekilde oluşmaktadır:

- 1- İki boyutlu limit denge analizi
- 2- Homojen şevler
- 3- Yalnızca dairesel kayma yüzeyler

Çizelge 3.4 Abaklarla ilgili çalışmalar

İsim	Parametreleri	Şev eğimleri	Analitik yöntemler	Notlar
Taylor 1948	c_u	$0 - 90^\circ$	$\phi = 0$	Drenejsız analiz
	C, ϕ	$0 - 90^\circ$	Dairesel sürtünme	Kuru şevler
Bishop ve Morgenstern 1960	c, ϕ, r_u	$11 - 26,5^\circ$	Bishop	İlk kez suyun etkileri
Spencer 1967	c, ϕ, r_u	$0 - 34^\circ$	Spencer	Sadece topuk dairesel yüzeyleri
Janbu 1968	c_u c, ϕ, r_u	$0 - 90^\circ$	$\phi = 0$ Janbu	Gerilme çatlakları etkileri boşluk basıncının göz önüne alınışı
Cousins 1978	c, ϕ, r_u	$0 - 45^\circ$	Sürtünme dairesi	Taylor'un geliştirilmesi

3.7.5.1 Taylor Abakları

Suya doaygun fissürsüz killerde inşaattan hemen sonra drenajsız koşulların geçerli olması nedeniyle $\phi_u = 0$ yazılabilir. Yapılacak bir toplam gerilme analizi için (3.34) eşitliğinde

$$c' \rightarrow c_u \quad u \rightarrow 0 \quad \phi' \rightarrow \phi_u = 0$$

yazılır ve homojen bir şev için çekme çatlağındaki su kuvveti, topuktaki su kuvveti gözardı edilir statik durum göz önüne alınırsa ve dairesel bir göçme yüzeyi için

$$FS = \frac{\sum c_u \cdot b \cdot \sec \alpha}{\sum dW \cdot \sin \alpha} \quad (3.50)$$

biçimine dönüştür. Burada $dW = b \cdot h \cdot \gamma$ dilim ağırlığıdır. Şevin yatayla β açısı yaptığı ve H yüksekliğinde olduğu düşünülürse

$$FS = \frac{c_u}{\gamma \cdot H} \frac{\sum b \cdot \sec \alpha}{\sum \frac{h}{H} b \cdot \sin \alpha} = \frac{c_u}{\gamma \cdot H} \frac{1}{S} \quad \text{veya} \quad \frac{c_u}{\gamma \cdot H} \cdot N_s \quad (3.51)$$

şeklinde gösterilebilir. Burada $1/S$ veya N_s ile gösterilen değere ‘Duraylılık Sayısı’ adı verilir. Yapılan araştırmalar topuk açısı $53-90^\circ$ arasında olan şevlerde kritik göçme yüzeyinin topuktan geçtiğini göstermiş olup duraylılık sayısının topuk açısı β ’ya bağlı olarak elde edilebileceğini göstermiştir. Topuk açısının $0-53^\circ$ arasında değerleri için kritik göçme yüzeyi derinden geçip topuk ötesine ilerleyen yüzeyler olduğundan bu kez duraylılık sayısı topuk altında göçmenin gelişemeyeceği yüzeyin yerini belirleyen bir derinlik faktörünün de fonksiyonu olacağı açıktır. Derinlik faktörü ise $n_d = \frac{H + H'}{H}$ ile tanımlanır (H = şev yüksekliği, H' = sağlam tabaka ile şev tapuğu arasındaki uzaklık).

Önceleri yalnızca kohezyonu olan zeminler için ($\phi = 0$) geliştirilen abaklar daha sonra $\phi > 0$ olan zeminleri de kapsayan biçimde geliştirilmiş olup, kayma dayanımının hem kohezyon hem içsel sürtünme açısı bileşeninin olduğu zeminlerin duraylılık araştırmalarının toplam gerilmeler cinsinden yapılmasına olanak vermektedir. Şekil 3.13’de verilen eğriler kullanılarak aşağıdaki çözüm yapılabilir.

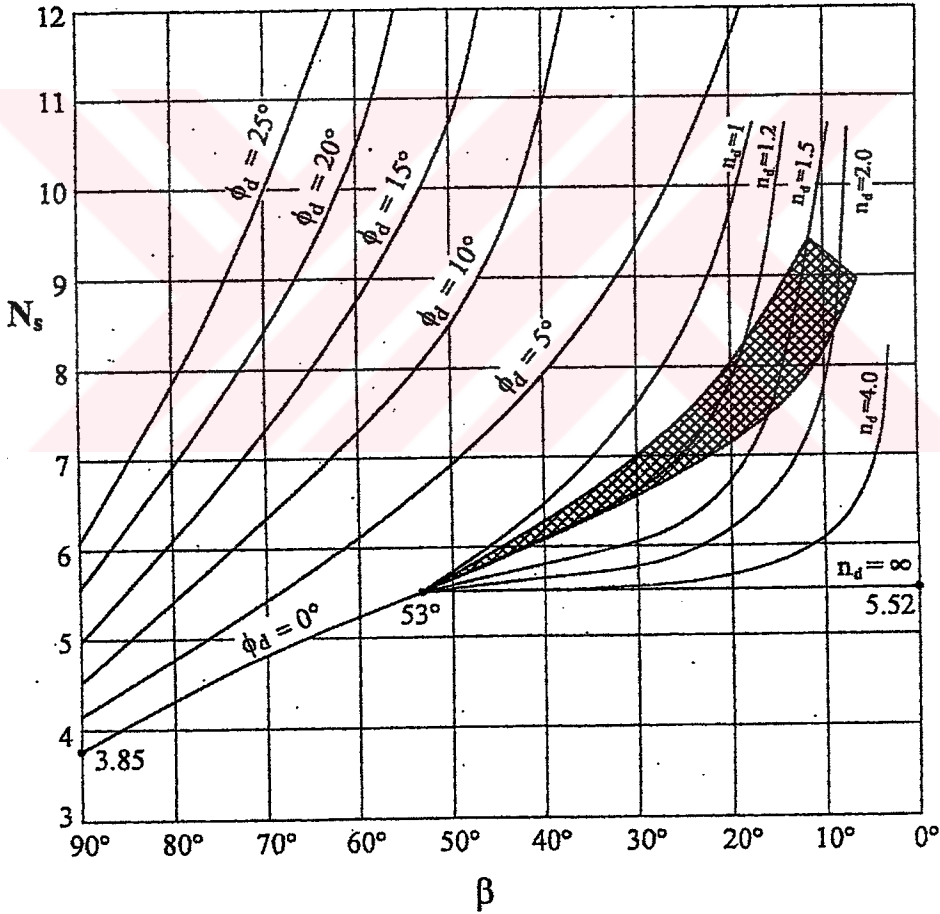
Güvenlik sayısı verilmiştir. Bunun sağlanması için şev açısı sorulmaktadır. Bu durumda güvenli kayma dayanımı parametreleri

$$c_d = \frac{c}{FS}, \quad \phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FS} \right) \text{ elde edilip}$$

$$N_s = \frac{\gamma \cdot H}{\frac{c}{FS}} = \frac{\gamma \cdot H}{c_d} \text{ bulunur.} \quad (3.52)$$

N_s değerinden yatay çizilip ϕ_d eğrisi kestirilip β okunur.

β açısının verilip FS'nın bulunması istenirse, deneme-yanılma ile bir FS varsayıp N_s bulunur. N_s 'den çizilen yatay, β ekseninden çizilen dikeyle hesaplanan ϕ_d eğrisi üzerinde kesişirse varsayılan FS doğru değerdir, yoksa varsayılan değer değiştirilmelidir.



Şekil 3.13. Taylor Abağı

3.7.5.2 Bishop- Morgenstern Abakları

Bishop, şev duraylılık analiz yöntemini geliştirdikten sonra aynı zamanda şev tasarımı için daha kolay çözüm getiren tasarım abaklarını da geliştirmiştir. Homojen şevlerde efektif

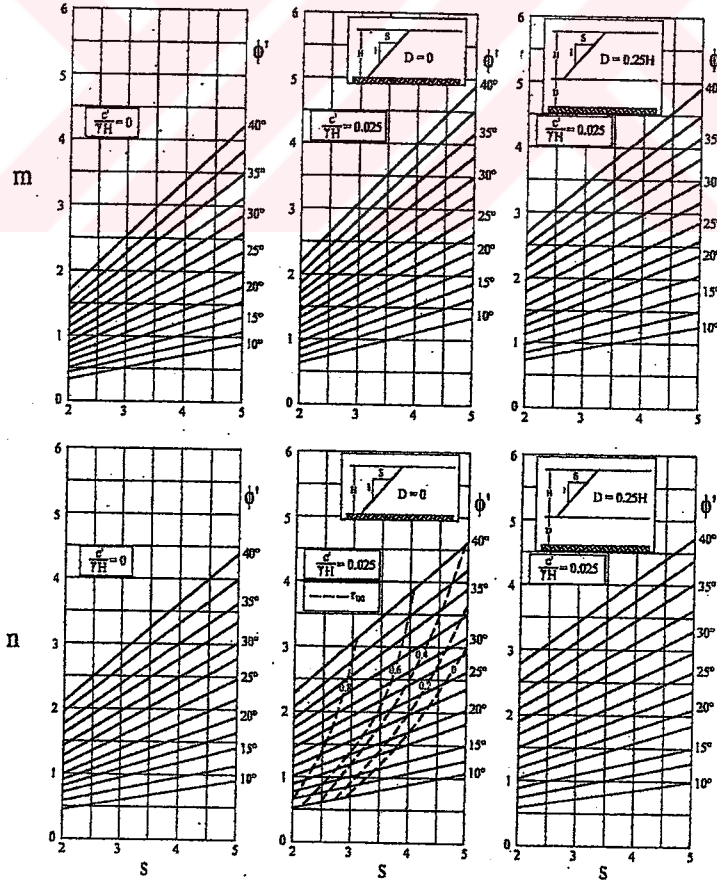
gerilme analizi kullanarak, belli şev açıları için (11–26,5°) hesap yapabilmektedir. Efektif kohezyon c' , γ , doymun birim hacim ağırlık ve şev yüksekliği H , boyutsuz duraylılık sayıları $c'/\gamma H$ ile birleştirilmiştir. Şeve etki eden boşluk suyu basıncı oranı, ' r_u ' olarak adlandırılan bu parametre,

$$r_u = \frac{u}{\gamma H} \quad (3.53)$$

eşitliği ile verilmektedir. Bir şevde yüksek boşluk suyu basınçlarının olması düşük efektif gerilme anlamına gelir, düşük kayma direnci ise düşük güvenlik sayısı demektir. Bishop, şev duraylılık analizinde abaklarla yapılan hesaplamada kullanılan güvenlik faktörünü, (şekil 3.14)

$$FS = m - n r_u \quad (3.54)$$

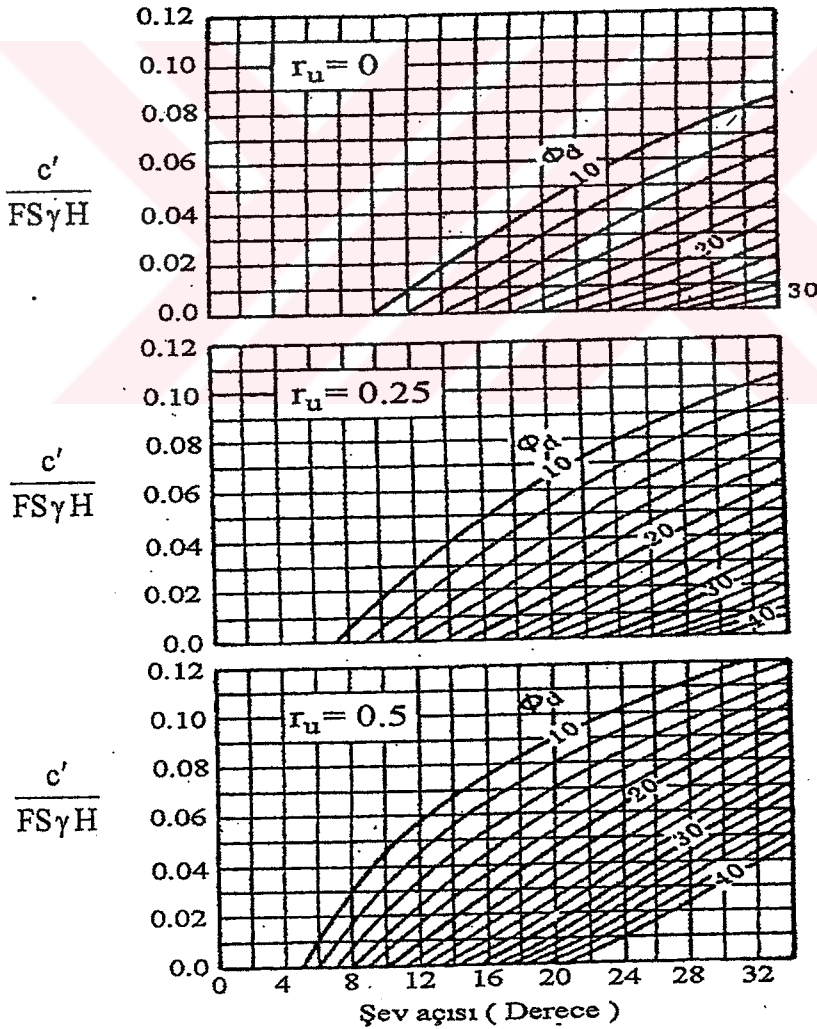
şeklinde tanımlamaktadır. Burada m ve n , D ve $c'/\gamma H$ dayanan boyutsuz sayılardır. Bir şevde genellikle r_u dağılımı değişkendir ama genellikle analiz için r_u 'nun sabit alınması fazla yanlışla neden olmamaktadır.



Şekil 3.14 Bishop-Morgenstern abakları

3.7.5.3 Spencer Abakları

Spencer abakları (1967), Spencer yöntemine dayanarak tüm denge durumuna göre kullanılarak çözüm için oluşturulmuştur. Üç değişik boşluk basıncı oranı, $r_u = 0$, $r_u = 0,25$ ve $r_u = 0,50$ için hazırlanmış bu abaklarda sağlam tabaka çok derinde varsayılmaktadır. Bu yöntemde önceden değinildiği gibi dilimler arası kuvvetleri birbirine paralel varsaymakta, tüm şev için hem kuvvet hem de moment denge denklemleri yazılmaktadır. Sağlam tabaka topuğa yakın ise Spencer abakları ile çözüm tutucu sonuçlar vermektedir. Güvenlik sayısı verilmişse, $\frac{c'}{\gamma.FS.H}$ değeri ve $\phi_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{FS}\right)$ ile bulunmuş mobilize olmuş içsel sürtünme açısına göre şev topuk açısı doğrudan elde edilebilir. Diğer yandan şev açısının verildiği durumlarda güvenlik sayısının bulunuşu deneme yanılma yoluyla bulunabilmektedir. Spencer abakları aşağıda verilmiştir.



Şekil 3.15. Spencer duraylılık abakları

3.7.5.4 Hızlı Su Çekilmesi Durumu İçin Morgenstern Abakları

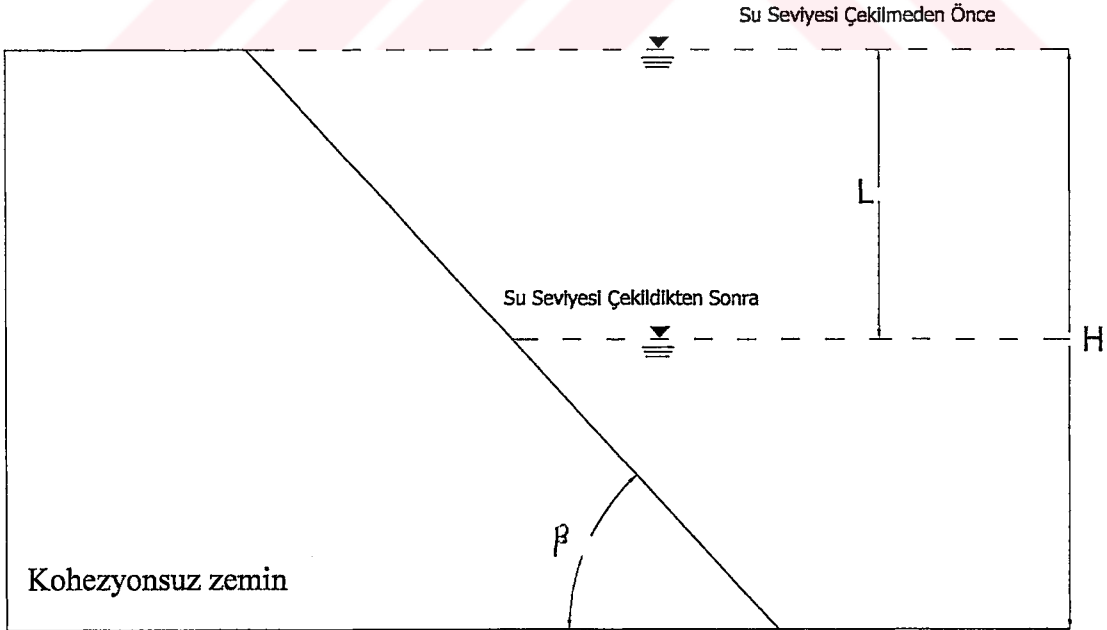
Morgenstern (1963), hızlı su çekilmesi sırasında FS güvenlik katsayısını belirlemek için Bishop'un dilimler yöntemini kullanmıştır. Morgenstern, çözümün hazırlanmasında aşağıdaki notasyonları kullanmıştır (Şekil 3.16):

1. L = su çekilmesi yüksekliği
2. H = şev yüksekliği
3. β = şevin yatayla yaptığı açı

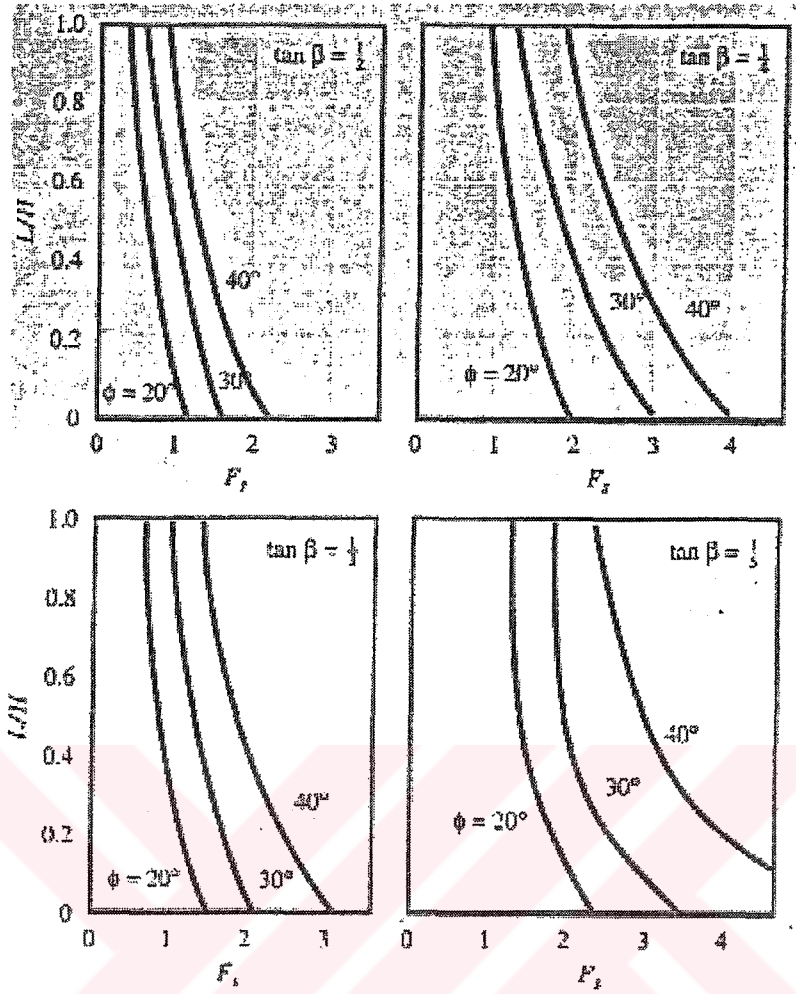
Morgenstern ayrıca şu varsayımlarda bulunmuştur:

1. Şev homojen malzemeden yapılmıştır ve geçirimsiz bir taban üzerinde bulunur.
2. Başlangıçta su seviyesi şevin üst kısmı ile çakışmaktadır.
3. Çekilme sırasında, boşluk suyu basıncı sönümlenmez.
4. Doymuş zeminin birim hacim ağırlığı $(\gamma_{sat}) = 2\gamma_w$, $(\gamma_w = \text{suyun birim ağırlığı})$.

Şekiller 3.17'de Morgenstern tarafından geliştirilmiş çekilme duraylılık grafikleri verilmektedir.



Şekil 3.16 Hızlı su çekilmesi durumu için duraylılık analizi



Şekil 3.17 Morgenstern'in su çekilmesi duraylılık grafiği

3.8 Deprem Yükleri Altında Analiz (Sismik Analiz)

Depremler büyük heyelanları ve şev hareketlerini başlatabilirler. Geçmişteki ve yakın tarihteki depremler incelendiğinde büyük felaketlerle sonuçlanan depremin neden olduğu şev göçmelerine rastlanmaktadır. Deprem dalgalarının ürettiği tekrarlı yükleme sonucu oluşan zemin göçmeleri, kaymaları ve şev duraylılığı bozulmaları olası bir tehlike olarak tanımlanmalıdır. Son yıllarda oluşan depremler kadar tarihsel depremlerde de çok büyük hasarlara yol açan şev kaymalarına rastlanılmaktadır. Dolayısıyla özellikle yerleşim bölgeleri oluşturulurken, baraj, tünel, otoyol, gibi önemli projeler tasarlanırken şev duraylılık hesaplarında deprem riskinin hesaba katılması her açıdan önemlidir.

Deprem zemin hareketleri, şevlerde ve setlerde döngüsel yapıdaki büyük, kararlılığı bozucu, ataletli güçleri (bu atalet kuvvetleri depremin etki yönüne zıt ve kısa sürelidir) harekete geçirmekte ve toprağın kayma dayanıklılığı, geçici yüklere (yani, döngüsel gerilmelere) bağlı olarak veya fazla boşluk suyu basınçlarının oluşumuna bağlı olarak düşebilmektedir. Sismik yüklerin ve kayma dayanımındaki değişikliklerin birleşik etkisi, etkilenen yamacın

duraylılığında genel bir azalmayla sonuçlanır.

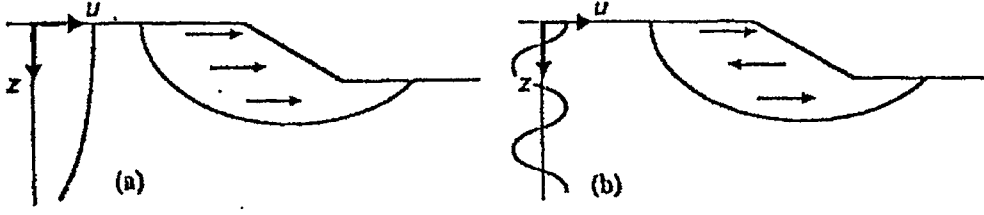
Tipik olarak, tekrarlı yükler, önemli ölçüde bir deprem öncesi güç kaybı ile sınırlanabilen gevşek, doymuş, kohezyonsuz malzemelerde (çakıl, kum ve plastik olmayan siltler) boşluk suyu basınçlarında önemli artışa neden olurlar. Ancak, kohezyonlu zeminler ve kohezyonsuz kuru malzemeler genellikle aynı ölçüde çevrimsel yüklerle etkilenmez. Kohezyonlu zemin hassas değilse, çoğunlukla, döngüsel yükleme sırasında ve sonrasında, statik kayma dayanıklılığının en az yüzde 80'inin korunacağı görülmektedir (Makdisi ve Seed, 1978).

Genel olarak, depremler sırasında yamaçların duraylılığını değerlendirmek için dört analiz yöntemi önerilmiştir (Sharma, S. , 2002) . Bunlar, artan karmaşıklık ve maliyet sıralamasıyla aşağıda verilmektedir:

- (1) *Statik Benzeri Yöntem* Bir limit denge noktası analizinde statik yatay ve düşey kuvvet eklenerek, depremin ataletli kuvvetlerinin benzeşimi yapılır.
- (2) *Newmark'ın Yer Değiştirme Yöntemi* Bu yöntem, gerçek şev ivmelerinin, kalıcı yer değiştirmelerin meydana getirmesinin aksine, statik akma ivmesini aşabileceği kavramına dayanır (Newmark, 1965).
- (3) *Deprem Sonrası Duraylılık* Bu, tahmin edilen depremle karşılaştırılabilir biçimdeki tekrarlı yükler altında temsil edici zemin örnekleri üzerinde belirlenen drenajsız laboratuvar dayanımları kullanılarak hesaplanır (örneğin, Castro ve diğerleri, 1985).
- (4) *Dinamik Sonlu Eleman Analizi* Bu, genleşme, gerilme ve kalıcı yer değiştirmeleriyle ilgili ayrıntılar sağlayan uygun, bütünleştirici bir zemin modelinin kullanıldığı iki (veya üç) boyutlu birleştirilmiş bir analizdir (örneğin, Finn, 1988; Prevost ve diğerleri, 1985).

Bir deprem hareketi bir şev boyunca yayılırken şevin farklı kısımları farklı miktarlarda ve farklı fazlarda hareket eder. Şevin esnekliğinin klasik Newmark katılık varsayımından sapmasının boyutu başlıca olarak hareketin dalga boyu ile potansiyel kayma kütlesinin büyüklüğü arasındaki ilişkiye bağlıdır. (Düşük frekanslı hareketlerin veya çok katı malzemelerdeki hareketlerin üreteceği türden) ince kayma kütleleri ve/veya uzun dalga boyları halinde, kayma kütlesinin esnekliğinin etkilerinin küçük olması olasıdır [Şekil 3.18(a)]. (toprak dolguların çoğu için beklenebilecek) kalın kayma kütleleri ve/veya kısa dalga boyları halinde, etki önemli olabilir. Bu tür durumlarda, olası kayma kütlesi içindeki hareketlerin genliği ve fazları değişkenlik gösterir; aslında kayma kütlesinin farklı kısımları belirli bir anda farklı yönlerde hareket ediyor olabilir [Şekil 3.18(b)]. Olası kayma kütlesinin

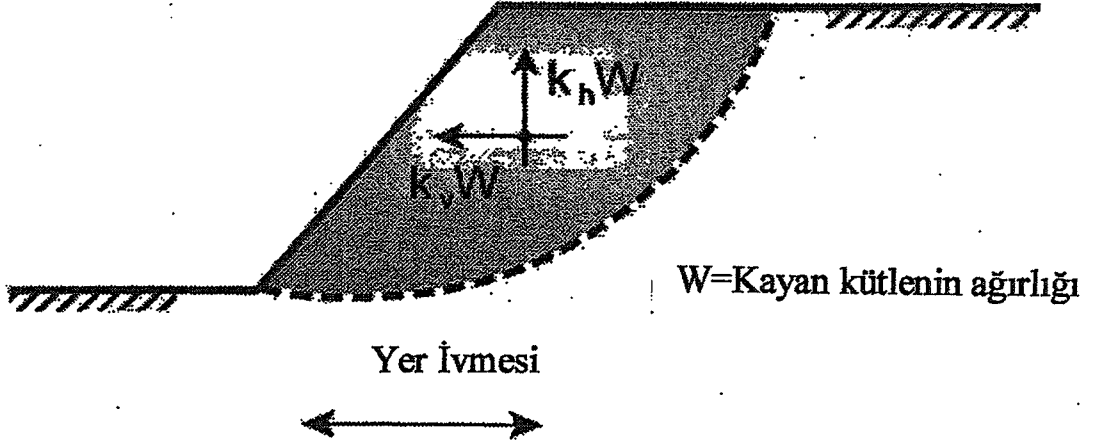
üzerinde etkiyen itici kuvvet kayma kütlesi içindeki hiçbir noktanın ivmesine orantılı olmayacağı açıktır(Kramer, S.L,1997).



Şekil 3.18.a) Düşük frekans uzun dalga boyu ,b) yüksek frekans kısa dalga boyu

3.8.1 Statik Benzeri Yöntem

Statik benzeri yöntem, bir deprem bölgesinde yamaç duraylılığının değerlendirilmesi için en basit yaklaşımı oluşturmaktadır. Uygulanmasında, limit denge noktası yöntemi, depremde zemin ivmelerine bağlı olası atalet güçlerinin benzeşimi için kullanılan yatay ve dikey *statik* sismik kuvvetleri içerecek şekilde değiştirilir. Bu sismik kuvvetlerin, Şekil 3.19'da gösterildiği gibi, olası kayma kütlesinin ağırlığı ile alttaki zeminin (g birimiyle) ivmesiyle tanımlanan yatay ve dikey sismik katsayıların (k_h ve k_v) çarpımına orantılı olduğu kabul edilmektedir. Statik analizle tanımlandığı gibi, yamaç içinde en gerilimli bölge olacağı için, statik benzeri sismik katsayıları kullanarak yalnızca en kritik yüzeyin tekrar analiz edilmesi önerilir.



Şekil 3.19 Sismik yükler için statik benzeri sınırlayıcı denge noktası analizi

Tipik olarak, sismik kuvvetin sadece yatay yönde ($k_v = 0.0$) hareket ettiği ve yamaçta bir atalet kuvvetini ($k_v W$) harekete geçirdiği varsayılır; burada W , olası kayma kütlelerinin ağırlığıdır. Daha sonra, geleneksel yöntemler kullanılarak FS hesaplanır. Bu yöntemle ilgili en büyük güçlük, uygun bir sismik katsayının ve kabul edilebilir bir FS değerinin seçilmesidir. Deprem, bir şevde doğası değişken atalet kuvvetlerine yol açan zemin hareketlerine neden olmaktadır. Değişken atalet kuvvetleri kısa süreli olup doğrultu birçok kez değişmektedir. Bu nedenle deprem yükünün bir çevirimi sırasında güvenlik sayısı 1.0'ın altına çok kısa bir süre içerisinde ve yük yönü değişinceye kadar düşecektir. Bu düşüş sırasında kalıcı yer değiştirmeler üst üste binecektir. Sürenin çok küçük oluşu bu aralıktaki yer değiştirmenin sınırlı olmasını sağlamaktadır. Bu nedenle uygun bir sismik katsayı ve güvenlik sayısı seçilirse sismik katsayının pik ortalama ivmeden küçük olması durumunda bile bütün deprem boyunca kalıcı deformasyonun küçük olması sağlanabilmektedir.

Sismik katsayının büyüklüğü, beklenen deprem güçlerinin yapısının etkin şekilde benzeşimini sağlamalıdır; bu da şunlara bağlıdır: (1) depremin şiddeti, örneğin pik zemin ivmesi (PGA), (2) sarsıntının süresi ve (3) frekans içeriği. Fazla tutucu bir varsayım olarak, şevde beklenen pik zemin ivmesine eşit bir sismik katsayı seçmek elbette olanaklıdır. Ancak, bu tutuculuk hiç ekonomik olmayan bir değerlendirmeye ve $k_h \geq 0.4$ için muhtemel sayısal güçlüklerle yol açacaktır. Dolayısıyla, şevler ekonomik şekilde tasarlanacaksa, bu tür katsayıların seçilme nedeni açıklanmalıdır. Şevlerin sismik duraylılığını değerlendirmek için kullanılan bazı tipik sismik katsayılar Çizelge 3.5'de verilmektedir.

Çizelge 3.5 Uygulamada Kullanılan Tipik Sismik Katsayılar ve FS'lar

Sismik Katsayı	Görüşler
0.10	Önemli deprem, FS > 1.0 (Corps of Engineers, 1982)
0.15	Büyük deprem, FS > 1.0 (Corps of Engineers, 1982)
0.15-0.25	Japonya, FS > 1.0
0.05-0.15	California Eyaleti
0.15	Seed (1979), FS > 1.15 ve yüzde 20 dayanıklılık düşüşü ile
$\frac{1}{3}$ - $\frac{1}{2}$ PGA ^a	Marcuson ve Franklin (1983), FS > 1.0
$\frac{1}{2}$ PGA	Hynes-Griffin ve Franklin (1984), FS > 1.0 ve yüzde 20 dayanıklılık düşüşü

^aPGA = pik zemin ivmesi, g birimiyle

Seed (1966), kaynaklarda bulunan sismik katsayıları derleyerek deprem şiddetine bağlı olarak bu değerleri aşağıdaki tabloda özetlemiştir(B.G. Siyahi,1994). (Şile, Türk deprem yönetmeliğine göre 2. Bölgede bulunmaktadır.)

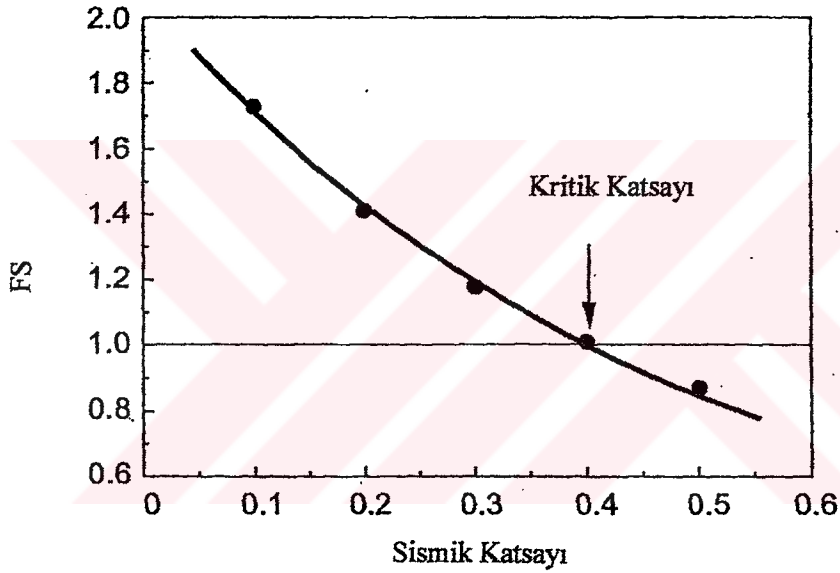
Çizelge 3.6. k, sismik katsayı seçimi

k, Sismik katsayı	Bölge	I, şiddet
0.0	3	I-IV
0.05	3	V-VI
0.1	2	VII
0.15	2	VIII
0.25	1	X ve daha büyük

Statik benzeri analizin sonuçlarının Şekil 3.20'de gösterilen formda sunulması önerilir. Bu çizim, statik durum için tanımlanan kritik yüzeyin yatay sismik katsayısının bir fonksiyonu olarak FS'nin değişimini gösterir. Şekil 3.20'nin incelenmesinde, farklı sismik katsayılara karşılık gelen FS kolayca karşılaştırılabilir ve aynı zamanda bire eşit bir FS oluşturan kritik sismik katsayı (veya akma ivmesi) k_y belirlenebilir. Sismik katsayı arttıkça, kayma derinliğinin arttığı da gözlenmektedir.

Statik benzeşimli analizler, olası olarak duraylı olmayan bir kütleyle sabit tek yönlü ivmeler (yatay veya dikey) uygulayarak bir fiili deprem hareketinin geçici etkilerinin modelini oluşturur. Oluşan atalet kuvvetlerinin şevi duraysız yapan yönlerde etkin olduğu varsayılır.

Yatay ve dikey statik benzeşimli yükler, genellikle atalet kuvvetlerinin “olası olarak duraylı olmayan malzemenin” ağırlığına oranına sayısal olarak eşit sismik katsayılar, k_h ve k_n , olarak tanımlanır. Olası olarak duraylı olmayan zeminin kuvvet ve/veya moment dengesi çözülerek, bir statik benzeşimli emniyet sayısı hesaplanabilir. Statik benzeşimli emniyet sayısı sismik koşullar altında duraylılığı geoteknik mühendislerinin iyi bildiği bir biçimde bir duraylılık indeksi sağlar. Ancak uygun bir sismik katsayının seçilmesi kritik ve karmaşık bir husustur (Terzaghi 1950; Seed 1979; Marcuson 1981; Hynes-Griffin ve Franklin 1984). Ayrıca statik benzeşimli güvenlik sayıları olası şev deformasyonları hakkında bilgi sağlamaz ve büyük gerilme düzeylerinde azalan mukavemet sergileyen malzemelerde özellikle güvenilir olmayabilir.



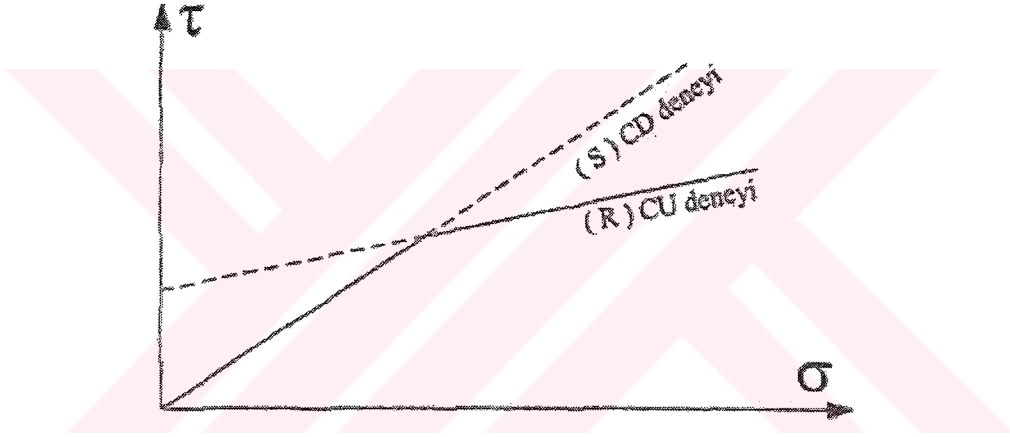
Şekil 3.20 Örnek şev için, yatay sismik katsayıya (k_h) göre güvenlik katsayısının değişimi

Çizelge 3.7 Statik Benzeri Analiz İçin Esaslar

Koşul	Görüşler
$k_y > \text{PGA}$	Şevin proje depremine dayanması beklenebilir
$\frac{1}{2} \text{PGA} < k_y < \text{PGA}$	Küçük hasar olabilir
$k_y < \frac{1}{2} \text{PGA}$	Şev duraysız olabilir

Şev için beklenen PGA'nın büyüklüğü biliniyorsa, Çizelge 3.7de öngörülen sonuçlara ulaşmak için hesaplanan kritik ivme değeri k_y kullanılabilir.

Genelde statik benzeşimli limit denge analizler toplam veya efektif gerilme analizleri şeklinde yapılabilir. Tipik olarak Corps of Engineer uygulamasında kumlu zeminlerde düşük hücre basınçlarında konsolidasyonlu-drenajlı (CD) deney zarfı (S), yüksek hücre basınçları için konsolidasyonlu-drenajsız (CU) deney zarfı (R) birleşiminden oluşan kayma dayanımı zarfı kullanılmaktadır, Şekil 3.21. Bu kayma dayanımı zarfı arazide sıkı kumlar ve katı killerde kayma gerilmelerinin negatif boşluk basıncı yaratması durumunda bunların sönümlenmesini gözönüne alan tutucu bir yaklaşım olup geçirgenliği fazla zeminler için önerilmektedir. Depremde geçirgenliği düşük zeminlerde drenajsız koşulların varlığı daha fazla olasılık olup CU zarfı daha uygundur. Şekil 3.21’de birleşik kayma dayanımı zarfı görülmektedir (Yıldırım, 2002).



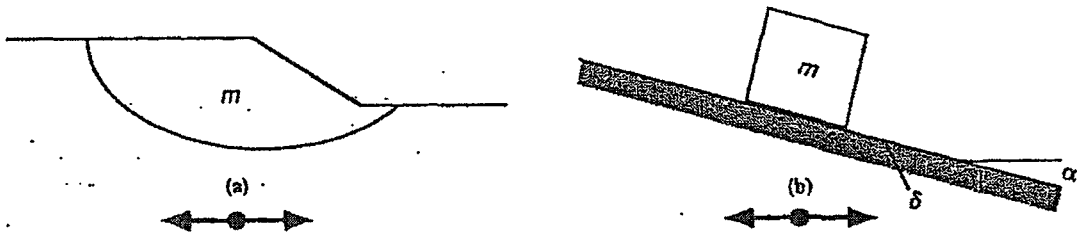
Şekil 3.21 Birleşik kayma dayanımı zarfı

3.8.2 Newmark'ın Yer Değiştirme Yöntemi

Bir şevin deprem sonrası kullanışlılığı güvenlik sayısından çok sarsıntı sırasında oluşan deformasyonlar ile ilgilidir. Newmark (1965) deprem sarsıntısı nedeniyle oluşan kalıcı şev deplasmanlarının tahmini için basit bir yöntem geliştirmiştir. Bundan böyle ‘klasik Newmark’ olarak belirtilen bu yöntem kalıcı deplasmanının depremin yol açtığı atalet kuvvetleri kayma yüzeyi boyunca kayma mukavemetinin harekete geçmesinden doğan direnç kuvvetlerini aştığında başladığını varsayar. Kayma yüzeyi üzerindeki malzemeyi (“kayan kütle”) katı (=esnek olmayan) varsayarak, Newmark şev sismik duraylılık probleminin eğimli bir düzlem üzerindeki katı bir blok problemine benzer olduğunu göstermiştir (Şekil 3.22). Bir düzlem üzerindeki bir blok, blok üzerinde düzleme paralel olarak etkiyen atalet kuvveti blok ile düzlem arasındaki göreceli harekete direnen sürtünme kuvvetini aşmadığı sürece düzlem ile

birlikte hareket eder. Bu sürtünme kuvveti aşıldığında, blok artık düzlem kadar hızlanmaz ve düzleme göre hareket eder. Bu hareket atalet kuvveti düzlemin hızının bloğun hızına eşitlenmesi yetecek kadar süreyle sürtünme kuvvetinin altına ininceye kadar devam eder. Olası kayma yüzeyi üzerindeki malzeme katı (=esnek olmayan) varsayıldığı için, kayma yüzeyi boyunca ivme sabittir ve atalet kuvveti bloğun ivmesine orantılıdır. Atalet kuvvetinin direnç kuvvetine eşit olduğu (ve kaymanın başladığı) noktadaki ivme (kayma) ivmesidir; (bu ivme) 1 düzeyinde hesaplanmış güvenlik sayısı üreten bir statik benzeşimli ivme olarak alınır. Kayma ivmesinin ve taban ivmesinin zaman içindeki gelişiminin bilinmesiyle basit bir çift entegrasyon süreci ile kalıcı deplasmanlar hesaplanabilir.

Newmark'a göre, atalet kuvvetleri ters çevrildiğinde hareket durabilir. Hız, atalet kuvvetleri ters çevrilse bile veya ters çevrilmese bile pozitif olmaktadır. Fakat olası göçme yüzeyindeki akma direncinden az olmaktadır. Yüzey üstündeki kaymanın nedeni pozitif hızla ilgilidir. Diğer taraftan hız, akma direncinden büyük olduğunda atalet kuvvetlerine karşın negatif olabilmektedir. Hepsisi, atalet kuvvetli ve hızın her ikisinin de yön ve büyüklüğüne bağlı olmaktadır. Yanı sıra, birde Newmark tarafından gösterilen, yokuş yukarı direnç, önemli hata olmadan geniş sonsuz gibi alınabilmektedir. Bu durumda, zemin hareketleri, aşağı doğru yönlü şevlerde genellikle aşağıya doğru kütle hareketine yol açmaktadır. Fakat zemin hareketleri, aşırı derece büyük değerlerde zemin hareketleri olduğunun dışında göreceli ek hareket olmadığında kütle ayrılması şev boyunca yukarıya doğru olabilir (yani çok büyük değerlerde yukarı akma olabilir) .



Şekil 3.22. Geleneksel Newmark modelinin şematik örneği.

Newmark tarafından önerilen yöntemde, doğrudan yamaçtaki kayma kütlelerinin ivme zaman geçmişi (akselogram) hesaba katılarak basit statik benzeri yaklaşım genişletilebilir. Sahada beklenen zemin hareketlerinin gerçekçi bir modelini örneklemek üzere seçilen bu akselogram, daha sonra kalıcı yer değiştirmeleri belirlemek için akma ivmesi ile karşılaştırılır.

Newmark'ın yönteminde şunlar varsayılmaktadır:

(1) iyi tanımlanmış bir kayma yüzeyinin varlığı,

- (2) sağlam, mükemmel bir plastik kayma malzemesi,
- (3) sarsıntı sırasında göz ardı edilebilir kesme dayanıklılığı kaybı ve
- (4) dinamik gerilim, kesme dayanıklılığını *aşarsa*, kalıcı gerilimlerin gerçekleşmesi.

Ayrıca, şevin sadece yokuş aşağı yönde bozulacağı varsayılır ve dolayısıyla yokuş yukarı yönde sonsuz dinamik kayma direnci olduğu varsayılmaktadır. Bu yöntem, geleneksel limit denge noktası yöntemleri kullanılarak potansiyel göçme yüzeyi için akma ivmesi veya kritik sismik katsayı k_y değerinin belirlenmesini gerektirir. Bu değer, Şekil 3.20'de sunulan grafik gibi bir grafiği oluşturan analizlerden kolayca belirlenebilir. Bu yöntemle ilgili başlıca güçlük, kayma kütlelerinin hareketlerinin benzeşimini yapan uygun bir akselogramın seçilmesidir. Ancak, bu seçildikten sonra, kalıcı yer değiştirmeleri, kritik göçme yüzeyi için akma ivmesini aşan akselogram bölümlerinin çift integrallenmesiyle hesaplanır.

3.8.3 Kalıcı Yer Değiştirme

Bildirilen kalıcı yer değiştirmeler, kayma kütlelerinin yerçekimi merkezinin hareketini temsil eder. Düzlemsel bir kayma yüzeyi için, bu kalıcı yer değiştirmenin yönü, kayma yüzeyine paralel olacaktır. Düzlemsel olmayan tipik kayma yüzeyi için, kalıcı yer değiştirmelerin yönü hemen görülmez. Bu gibi durumlarda, blok hareketinin başlangıç yönü, kayma kütlelerinin sınırı boyunca varolan serbest gövde kuvvetlerinin hesaba katılmasıyla belirlenebilir. Bu yön, ilk olarak sonuçtaki tüm kesme güçlerinin ve göçme yüzeyinin sınırı boyunca tüm normal güçlerin belirlenmesiyle hesaplanabilir. Bu, esas olarak, bir limit denge noktası analizinde belirlendiği şekilde, tüm dilimlerin tabanında kesme güçlerinin ve normal güçlerin vektörel toplamına eşittir. Daha sonra, kalıcı yer değiştirmelerin, kümülatif kesme ve normal kuvvetlerin bileşkesinin yönü boyunca hareket ettiği kabul edilir (Sharma,S., 2002).

Bu şekilde yer değiştirmelerin hesaplanması kolaydır ve deprem sarsıntısı sırasında, şevdeki göçme kütlelerinin tam olarak sağlam bir gövde şeklinde davranacağı varsayımına dayanmaktadır. Tasarım için yer değiştirmeler zorunluysa, dinamik davranışın incelenmesi için, bir plastik yapı modeliyle birlikte sayısal bir yöntem kullanılmalıdır.

3.8.4 Kalıcı Yer Değiştirmeler Hesaplanması

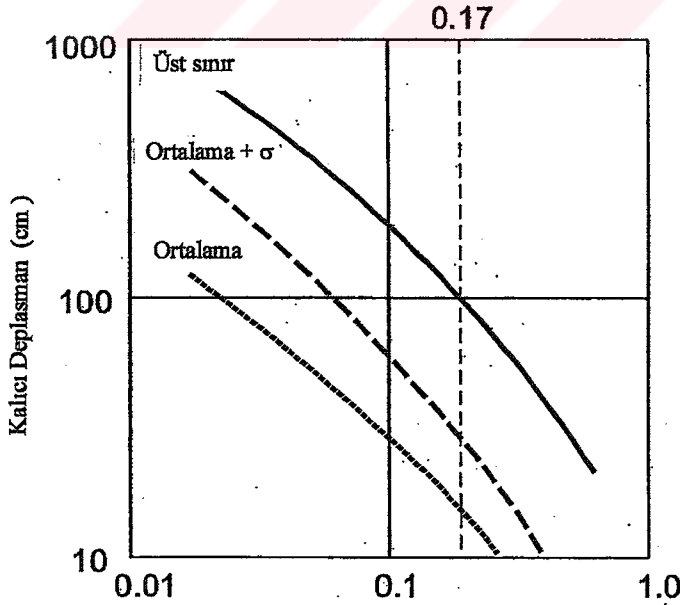
Önerilen analizin tepki analizi bölümünden kurtulmak için, tasarımcının, Newmark'ın yöntemine uygun olarak doğrudan çift integralleme yapmadan kalıcı yer değiştirmelerin büyüklüğünü tahmin etmelerine olanak vermek üzere iki yaygın yöntem önerilmiştir. İlk sadeleştirme katkısı, Franklin ve Chang (1977) tarafından, 354 yatay ivme zaman geçmişi için

hesaplanan kümülatif yer değiştirmelerin özeti şeklinde yapılmıştır. Newmark yer değiştirmeleri, bu verilerle, çift integralleme yapmadan tahmin edilebilirdi. Mühendis, elbette kayma kütlesi içindeki olası büyütmeleri hesaba katmak için bir ölçek etkisini katmak zorunda kalacaktır.

İkinci katkı Makdisi ve Seed (1977, 1978, 1979) raporunda sağlanmıştır. Bu sadeleştirilmiş yöntem, tepki analizi etkilerini tam olarak içerebilir ve kalıcı yer değiştirmelerin tahminine olanak veren grafikler sağlamaktadır. Dolayısıyla bu yöntem, şevin yakınındaki bilinen ana kaya hareketleriyle, mühendisin şevdeki maksimum ivmeleri ve deformasyonları hızlı şekilde hesaplamasına olanak verir.

3.8.4.1 Franklin ve Chang (1977)

Franklin ve Chang 1977 yılında, Newmark'ın yöntemine uygun olarak kalıcı yer değiştirmeler için 354 ivme zaman geçmişinin çift integralini almış olup; bunlardan 348'i gerçek depremler sırasında kaydedilmiştir. Bunların sonuçları, var olan 354 kayıt için normalleştirilmiş bir katsayı ile hesaplanmış Newmark yer değiştirmeleri arasındaki değişimi gösteren Şekil 3.23'de sunulmaktadır. Veriler üç eğri şeklinde sunulmaktadır: (1) ortalama, (2) ortalama + σ , ve (3) tüm sonuçlar için üst sınır. ortalama ve ortalama + σ eğrileri, regresyon yöntemleri kullanılarak geliştirilmiştir.



$$\frac{k_y}{A} = \frac{\text{kritik sismik katsayı}}{\text{tahmini PGA}}$$

Şekil 3.23 354 yatay akselograma dayanılarak k_y/A 'nın bir fonksiyonu olarak kalıcı yer değiştirme. (Hynes- Griffin ve Franklin, 1984.)

Örnek olarak, analiz için akma ivmesi 0.4g olan yamaç ele alınacaktır. Sahada 0.5g PGA beklenebilirse, k_p/PGA oranı = 0.8. Sonra, Şekil 3.23'de sunulan grafik kullanılarak, maksimum deformasyon miktarının üst sınırı yaklaşık 20 santimetre olarak tahmin edilebilir. Ortalama ve ortalama + σ değerleri, 20 santimetrelilik üst sınır değerinden çok daha azdır. Kayma kütlesi, 0.5g PGA'dan daha büyük zemin hareketleriyle karşılaşarsa, yamacın daha büyük yer değiştirmeler göstermesi beklenebilir.

3.8.4.2 Makdisi ve Seed (1977, 1978)

Toprak baraj duraylılığının, minimum güvenlik katsayısı yerine deprem kaynaklı deformasyonlar olarak değerlendirilmesi kavramını ilk öneren Newmark olmuştur. Bu kavram Seed ve Goodman tarafından daha da geliştirilmiştir. Son olarak, önceki gelişmelerden yararlanan Makdisi ve Seed, deprem sırasındaki şev deformasyonlarını tahmin etmek için basit ve rasyonel bir yöntem geliştirmişlerdir. Bu yöntem, set deformasyonlarının hesaplanmasında standart bir uygulama haline gelmiştir. Yöntem, Newmark'ın deformasyon kavramına dayanmakta ve Seed ve Martin tarafından önerilen ortalama sismik katsayıyı ve çeşitli yöntemlerle hesaplanabilen akma ivmesini kullanmaktadır.

Seed ve Martin(1966), ilk Mononobe tarafından önerilen tek boyutlu dilim kesme yöntemini , toprak barajların duraylılık analizlerinde kullanılan ortalama sismik katsayı hesaplanmasını uygulamıştır. Seed ve Martin'in varsayımları (S.A. Asford,2002);

1-sabit bir temele dayalı ve sonsuz uzunlukta baraj göz önüne alınmaktadır

2-barajın vizkoelastik homojen bir malzemeden oluşmaktadır

3-baraj enin yüksekliğe oranı, sadece kaymadan dolayı deformasyonları ihmal edilebilen eğilmeler için yeterli büyüklükte olması

4-herhangi bir yatay yüzeydeki kesme kuvveti sabittir

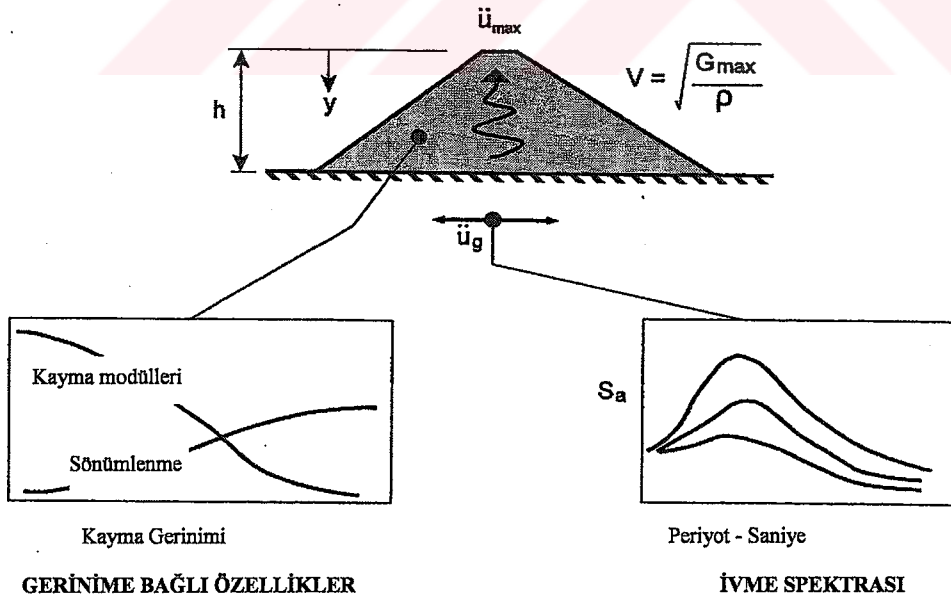
5-suyun etkisi önemsiz

bu yöntemde kullanılan barajın bütün yüksekliğinde ivme zaman geçmişi hesaplanır. Deprem süresince barajdaki kuvvetlerin hareketi gösterilmektedir. Etkileri depremsel kuvvet sırasına karşılık geliştirilebilmiştir. Analizin temeli, bir ortalama sismik katsayı, barajdaki depremin etkileri gösterilerek geliştirilmiştir. Hynes ve Franklin(1984) daha sonra sismik katsayı için daha gelişmiş çalışmalar yapmışlardır.

Makdisi ve Seed 'in , ilk ana varsayımları, toprak dolgunun akmaya kadar elastik bir malzeme gibi davrandığıydı ancak sonraki akmanın tam plastik davranış sergilediğini düşünmüşlerdir. Çalışmalarında, baraj yüksekliği,şev açısı, maksimum ivme katsayısı(g), periyotları ve deprem büyüklüklerine göre tek tek analiz edip çıkan grafiği yorumlamışlardır.

Kuru veya çok yoğun kumlar veya killi zeminden yapılmış pek çok tür toprak dolgu için, deprem sarsıntısının yol açabileceği deformasyonların boyutu potansiyel kaygan bir kütlenin akma ivmesinin, depremin dolgu tepesinde yol açtığı maksimum ivmesi ve dolgu titreşiminin doğal periyodu bilinerek öngörülebilir. Akma ivmesi, yani potansiyel kaygan kütlede kaymanın başladığı durumdaki ortalama ivme zeminin mukavemet parametreleri ile uygun bir duraylılık analizi yöntemi ile belirlenir.

Toprak dolguda maksimum tepe ivmesi ve toprak dolgunun doğal periyodu ya toprak dolgu kısmının bir sonsuz eleman analizi ile veya dilim analizi ile kolayca belirlenebilir. Ancak çoğu bakımdan basitleştirilmiş bir yol bu toprak dolgu özelliklerinin pek çok pratik bakımdan yeterli doğrulukta değerlendirilmesini sağlayabilir. Toprak dolguda belirli bir deprem yükü nedeniyle oluşan maksimum tepe ivmesi ve doğal periyodun el ile olarak hesaplanmasına izin veren böyle bir yol ileri ki paragrafta açıklanmaktadır. Bu yöntem ayrıca gerilmeye bağlı malzeme özelliklerinin tekrarlama yoluyla kullanılmasına da izin verir.



Şekil 3.24. Şev tepesindeki max. ivmenin hesaplanması yaklaşımı

Bu yöntemde, Şekil 3.24'te önerilen biçimde, dolgu özellikleri ve tepki spektrumları formundaki girişler esas alınarak bir toprak dolgunun dinamik tepkisinin hesaplanması için

Seed ve Martin (1966) tarafından önerilen kavram kullanılmaktadır. Bu yaklaşımla aşağıdaki yolla yapılır:

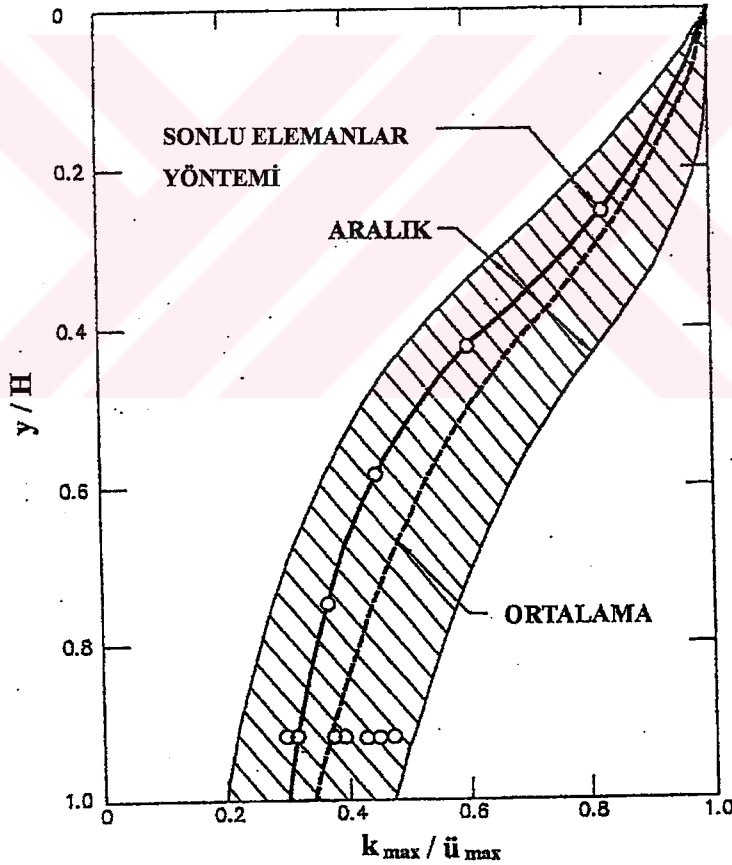
(1) Akma İvmesi (k_y) Bu, geleneksel limit denge yöntemleri kullanılarak

FS = 1 için hesaplanır.

(2) Ortalama İvme (k_{max}) Göçen kütle içindeki ortalama ivme hesaplanır.

(3) Kalıcı Yer Değiştirme (U) Newmark'ın yöntemi kullanılarak k_y/k_{max} oranı için bulunur.

Tepe ivmesini hesaplamak için, gerilime uyumlu parametrelerle sadeleştirilmiş bir yöntem kullanılır. Sonra, tepe ivmesiyle orantılı olarak, kayan kütle içindeki ortalama ivmeyi tahmin etmek için, Şekil 3.25'de gösterilen ilişki kullanılır. Sonra, zemin hareketi akselogramları ve Newmark'ın yöntemi kullanılarak kalıcı yer değiştirme tahmin edilir.



Şekil 3.25 k_{max} değer grafiği

İlk üç mod frekansının tahmin edilmesi için, kesme modülleriyle ilgili bilgiler ve dolgu malzemesinin kesme geriliminin bir fonksiyonu olarak sönüm oranı kullanılmaktadır. Bu üç model temel alınarak, mod katmanlaşması ve taban hareketlerinin esnek ivme tepkisi

spektrumları kullanılarak tepe ivmesi tahmin edilmiştir.

Yöntem kısaca aşağıdaki adımları içerir:

(1) H yüksekliğindeki şevde, şevi oluşturan zemin için başlangıç kayma modülü (küçük kayma gerinim kayma modülü) $G_{\max}$ arazi araştırmaları veya ampirik eşitliklerle tahmin edilir(Yıldırım,2002).

Granüler zeminlerde,

$$G_{\max} = 220(k_2)_{\max} (\sigma'_m)^{0.5} \quad \text{Seed ve diğerleri (1984)} \quad (3.55)$$

$$(k_2)_{\max} \cong 20(N_{160})^{1/3} \text{ olup } \sigma'_m = \left(\frac{1+2K_o}{3} \right) \sigma'_v \quad (3.56)$$

çok gevşek kumlarda $(k_2)_{\max} = 30$, çok sıkı kumlarda 75, iyi derecelenmiş sıkı çakıllarda 80-180, kaya dolgularda 120-170 değerleri almaktadır. Kohezyonlu zeminler için

$$G_{\max} = 99.5(P_a)^{0.305} \frac{(q_c)^{0.695}}{(e_o)^{1.13}} \quad \text{Mayne ve Rix (1993)} \quad (3.57)$$

eşitliği kullanılabilir. Burada P_a atmosfer basıncı (kPa), q_c koni uç direnci (kPa), e_o boşluk oranıdır.

Tipik $G_{\max}$ değerleri yumuşak kilde 2750-13750 kPa, katı kilde 6900-34500 kPa, siltli kumda 27600-138000 kPa, sıkı kum ve çakılda 69000-345000 kPa, kaya dolguda 1000000 kPa mertebelerindedir.

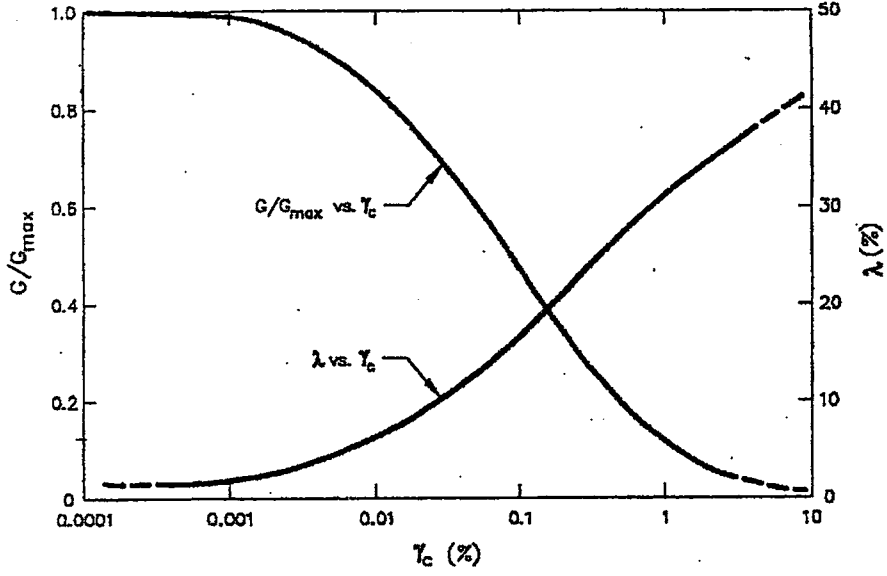
(2) Şevde ortalama bir kayma gerinimi seviyesi γ_c tahmin edilir, buna karşılık gelen

$\frac{G}{G_{\max}}$ ve sönüm oranı $\lambda(\%)$ değerini eğriden (şekil 3.26) belirlenir. Elde edilen azalmış G

modülüne karşılık gelen eşdeğer kayma dalgası hızını hesaplanır $V_s = (G/\rho)^{1/2}$ olup, burada

$(\rho = \frac{\gamma}{g})$ (g =yerçekim ivmesi)(ρ =şev malzemesinin yoğunluğu) γ = şev malzemesinin

ortalama birim hacim ağırlığıdır.



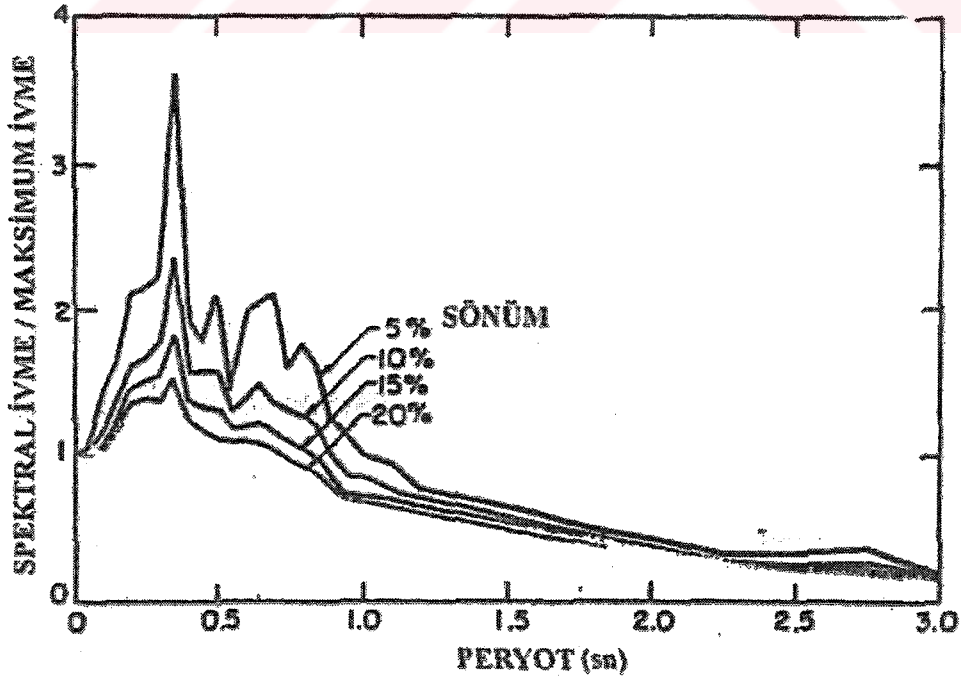
Şekil 3. 26 Kayma modülü- kayma gerinimi değer grafiği

(3) İlk üç modun periyotları hesaplanır:

$$T_1 = 2.618 \frac{H}{V} \quad T_2 = 1.138 \frac{H}{V} \quad T_3 = 0.726 \frac{H}{V} \quad (3.58)$$

burada H = dolgu yüksekliği

V = yukarıdaki 2. adımda belirlenen kesme dalgası hızı



Şekil 3.27. Periyot – Spektral ivme

4 Taban ivme tepki spektrum eğrilerinden tahmin edilen sönüm oranı λ ve T'ler için spektral ivmeler S_{a1} , S_{a2} ve S_{a3} bulunur. Spektrum eğrilerinin spesifik olarak o yer için üretilmiş olması gerekmektedir. (Şekil 3.27)

5 Maksimum ivme dolgu tepesinde meydana gelir ve aşağıdaki eşitlikten tahmin edilebilir:

$$\ddot{u}_{\max} = \left[2.56S_{a1}^2 + 1.12S_{a2}^2 + 0.74S_{a3}^2 \right]^{1/2} \quad (3.59)$$

6 Son olarak, aşağıdaki denklem kullanılarak ortalama kayma geriniminin hesaplanır:

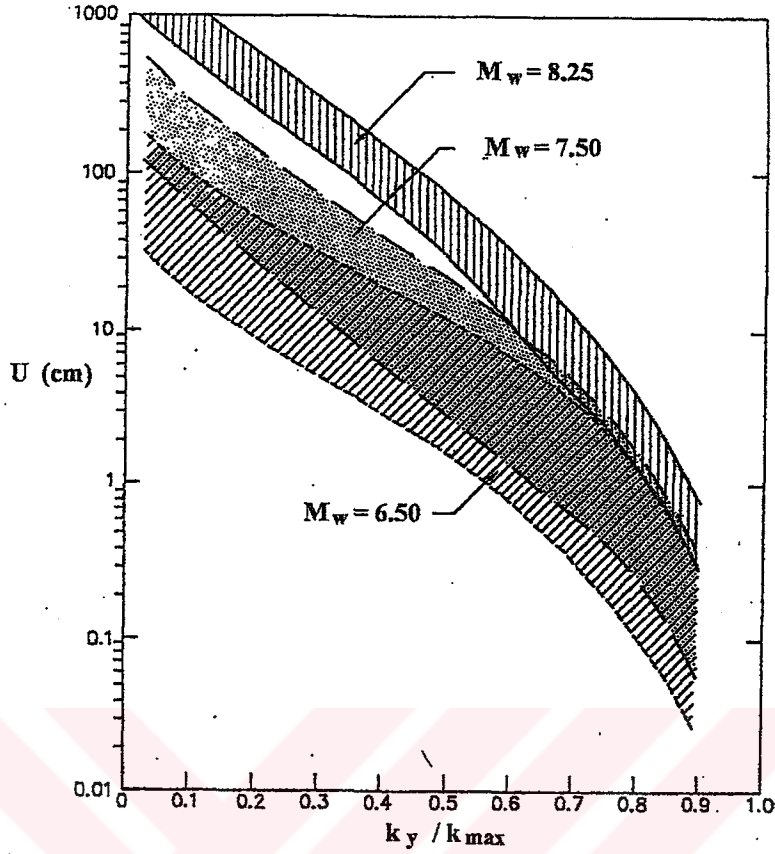
$$\gamma_{\text{average}} = (0.65)(0.3) \left[\frac{H}{V^2} \right] S_{a1} \quad (3.60)$$

7 Son adımda hesaplanan γ_{average} değeri, 1. adımda varsayılan değerle yaklaşık olarak aynı değilse, 1 - 6 arasındaki adımları yinelenir, fakat bu kez "yeni" tahmin olarak yeni hesaplanan ortalama kesme gerinimi değeri kullanılır. Uyumlu bir ortalama kayma gerinimi için maksimum ivme ve doğal süre T_1 belirlendikten sonra, aşağıdaki geri kalan adımlar kullanılarak yer değiştirme tahmin edilebilir:

8 Çevrimli gerilmeler altında kayma mukavemetinde düşme bekleniyorsa bu da statik kayma mukavemeti parametrelerinde göz önüne alınarak statik benzeşimli duraylılık analizi yapılarak güvenlik sayısını (1) yapan k_y ivmesi ve bu yüzeyin şev tepesinden olan maksimum derinliği (y) belirlenir.

9 Şekil 3.25 ve y/H oranı kullanılarak, $k_{\max}/\ddot{u}_{\max}$ oranının ve dolayısıyla, 5. adımdan bilinen maksimum ivme kullanılarak $k_{\max}$ değerinin belirlenir.

10 Verilen deprem büyüklüğü ve bilinen $k_y/k_{\max}$ oranı için, potansiyel kalıcı yer değiştirme aralığının tahmin edilmesi için Şekil 3.28 kullanılır. Daha büyük olaylar için daha uzun süre zemin sarsıntısı bekleneceğinden, bu aralıklar üç farklı deprem büyüklüğü için verilmiştir.



Şekil 3.28 Deprem büyüklüğüne göre yer değiştirmenin tahmini.

Şekil 3.28'de k_y/k_{max} oranı ile üç yer değiştirmesi aralığı tahmin edilmektedir. Doğru aralık, seçilen tepki spektrumlarıyla benzeşimi yapılan olayın boyutuna bağlı olacaktır.

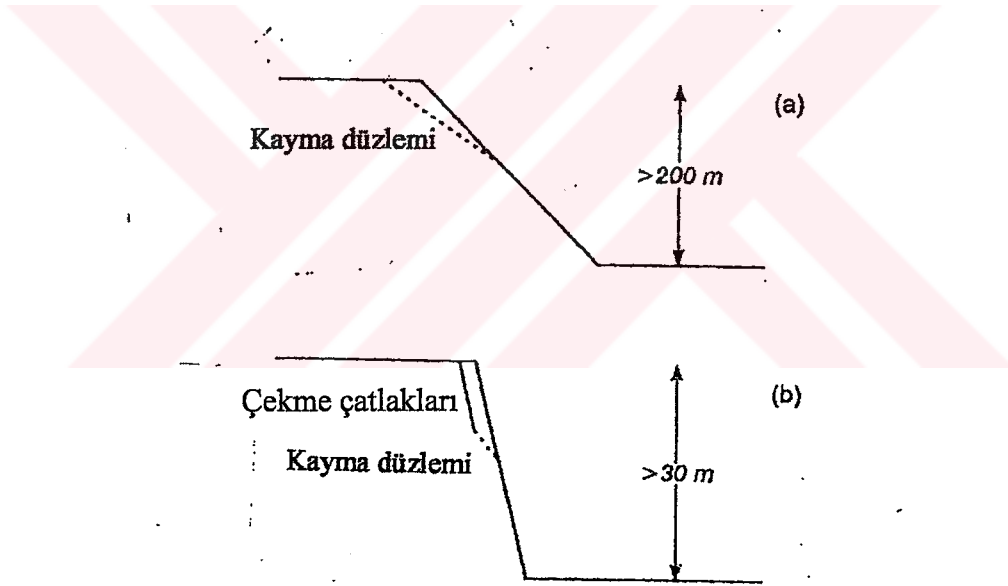
3.8.4.2.1 Dik Şevlerin Sismik Stabilitésinin Değerlendirilmesi İçin Basitleştirilmiş Yöntem (Ashford ve Sitar)

Gevşek tutturulmuş kumlardan oluşan dik şevlerdeki sismik kaynaklı göçmelerin uzun bir geçmişi vardır. Bu göçmelerin örnekleri ABD, Çin, Japonya ile Orta ve Güney Amerika'da bulunabilir (Ashford ve Sitar, 2002)(Şekil 3.29). Zayıf bağlı kum çoğu zaman 30° ile dikeye yakın eğimler arasında değişen şevlerde bulunur ve hem kesme, hem gerilim konusunda kırılğan bir davranış gösterir. Göçme yüzeyleri tipik olarak sıg ve şev yüzeyine alt-paraleldir. Bu özellikler nedeniyle çoğu zaman geleneksel yöntemlerin kullanıldığı duraylılık analizleri bu dik yamaçlar için uygun olmamaktadır. Burada açıklanan çalışma, dik yamaçların sismik duraylılığını değerlendirilmesine yönelik genel bir sadeleştirilmiş yöntem geliştirme girişiminin bir parçasıdır.

Dik yamaçların sismik tepkisini analiz eden çalışmalar oldukça sınırlıdır. Bununla birlikte, bugüne kadar, sismik yamaç duraylılığı konusundaki araştırma çalışmalarının çoğu, dolgu

barajların duraylılığının değerlendirilmesine yönelik olmuştur. Barajlar için geliştirilmiş olan yöntemlerin ve kavramların bazıları, dik yamaçları da kapsayacak şekilde genişletilebilir.

Toprak baraj duraylılığının, minimum güvenlik katsayısı yerine deprem kaynaklı deformasyonlar olarak değerlendirilmesi kavramını ilk öneren Newmark olmuştur. Bu kavram Seed ve Goodman tarafından daha da geliştirildi. Son olarak, önceki gelişmelerden yararlanan Makdisi ve Seed, deprem sırasındaki dolgu deformasyonlarını tahmin etmek için basit ve rasyonel bir yöntem geliştirdiler. Bu yöntem, dolgu deformasyonlarının hesaplanmasında standart bir uygulama haline gelmiştir. Yöntem, Newmark'ın deformasyon kavramına dayanır ve Seed ve Martin tarafından önerilen ortalama sismik katsayısı ve çeşitli yöntemlerle hesaplanabilen esneme hızlanmasını kullanır. Bu yöntemin basitliği çok çekicidir, fakat kırılğan malzemeden dik yamaçlara uygun hale getirilmesi için bazı değişikliklerin yapılması gerekmektedir.



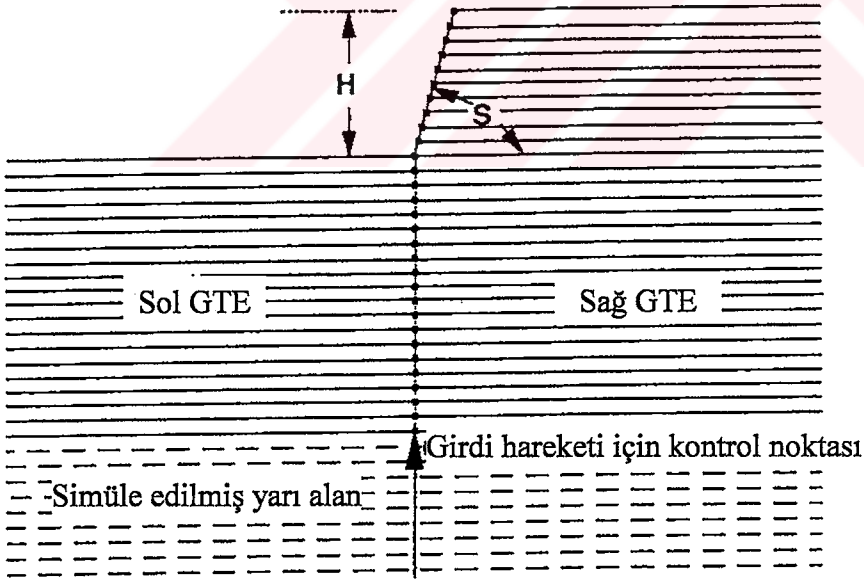
Şekil 3.29 a) >200m için kayma düzlemi, b) >30m için kayma düzlemi

Makdisi ve Seed'in basit ve rasyonel yaklaşımı ilginç olmakla birlikte, yöntem içindeki birkaç varsayım, gevşek kumlardaki dik şevleri kapsamıyordu. Çok daha önemlisi, gevşek kumların doğal kırılğanlıkları deformasyona dayalı analizlere uygun olmamaktaydı ve bir güvenlik sayısı veya göçmeye dayalı analizler daha uygundur.

Analizi yapmak ; için GROUND2D (Deng¹¹) adlı yeni bir bilgisayar programı kullanılmış. Program karmaşık bir tepki yöntemine dayanır ve frekans etki alanında çalışmaktadır. Zemin,

lineer visko-elastik bir katı madde olarak modellenmiş. Düzensiz geometrik ve malzeme sınırları olanlar dahil olmak üzere, gerçek saha sınırlarının yarı sonsuz yapısının simülasyonu için Genelleştirilmiş Aktarma Maddesi (Generalized Transmitting Element-GTE) kullanılmıştır. Düzensiz sınırları olan büyük yanal genişlikli toprak ve kaya bölgelerini modellemek için Genelleştirilmiş Hiper Madde (Generalized Hyperelement - GHE) kullanılır. Her iki madde, madde sınırları boyunca sonlu madde teorisini ve yatay yönde sürey teorisini kullanır, bu da GHE'yi yarı analitik bir yöntem haline getirmektedir. Yatay yönde analitik bir çözümün kullanılması, dik yamaçların saha tepki analizi için de GROUND2D'yi ideal kılar.

Şekil 3.30'da gösterilen model, tipik bir yamaç tepki analizinde kullanılan ağ düzeninin bir örneği olmaktadır. Her model, bir dizi yatay tabakaya bölünen sağ ve sol GTE'den oluşmuş ve her tabakanın kalınlığı, ele alınan en kısa dalga uzunluğunun (λ) en çok onda biri olarak seçilmiştir. Analizlerde ele alınmış olan frekanslar, 0.1 ila 10 Hz arasında olmuştur ve bu, mühendislik açısından genel aralıktadır ve analizlerde kullanılan sismogramların hakim frekanslarını içerir. Tüm öğeler, kalınlığın söz konusu frekansın bir fonksiyonu olarak değiştiği, simüle edilmiş bir visko elastik yarı alanın üzerinde yer alır. Deprem hareketi, yarı alanın yüzeyinde kontrol noktasında bir veri olmaktadır.



Şekil 3.30. Analizlerde kullanılan örnek hiper madde ağı.

Dik yamaçlara özgü olan koşullar karşılandığı sürece, dik yamaçlar için ortalama sismik katsayıları geliştirmek için, Seed ve Martin ile Makdisi ve Seed tarafından kullanılan benzer bir yaklaşım kullanılabilir. Bu çalışmada, ortalama sismik katsayı (k_{ave}), olası göçme parçası

içinde bir ağırlıklı ortalama özet yöntemi kullanılarak bulunabilir:

$$k_{av} = \sum \frac{m(y)}{M} \ddot{u}_a(y) \quad (3.61)$$

burada $m(y)$, çökme parçası içindeki verili bir yatay dilimin kütlesi; M , parçanın toplam kütlesi; $\ddot{u}_a(y)$ ise dilimin içindeki ivmedir. Göçme yüzeyinin dikliği ve tepenin arkasındaki malzemenin yarı sonsuz genişliği nedeniyle, kesme dilimi yöntemi kullanılmamıştır. Kolaylık açısından, buradaki analizde kullanılan ivmeler, yamaç yüzeyinde hesaplanan, makul değerlerde bulunan ivmelerdir.

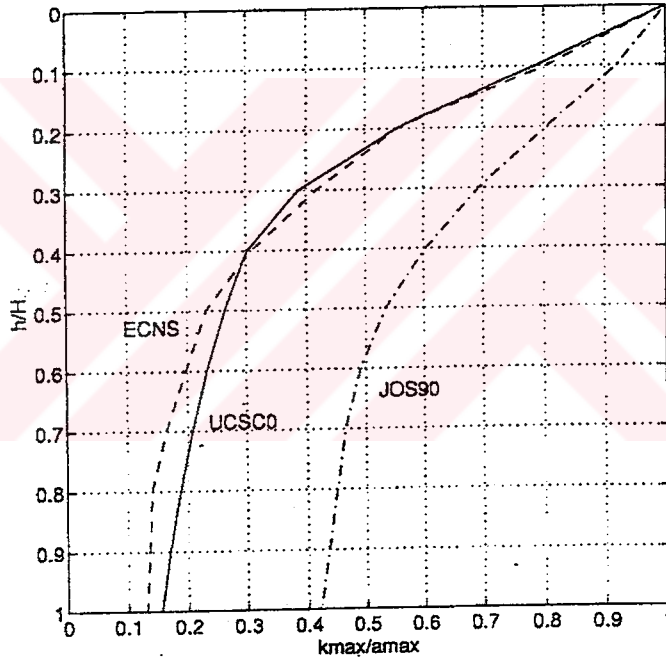
Analiz edilen yamaçlar, geçmişinde sismik kaynaklı göçmeler bulunan California'daki sahaların tipik kesitlerini içermektedir (Asford ve Sitar, 2002). Seçilen sahaların analizlerinde, California'da kaydedilen depremlerden alınan 3 farklı sismogram kullanılmıştır: 1940 El Centro N/S kaydı (ECNS), 1989 Loma Prieta UCSC0 kaydı ve 1992 Landers JOS90 kaydı. Çeşitli gerçekçi koşullara dayanılarak, tepe büyütme ile ortalama sismik katsayı arasındaki ilişkilerin değerlendirilmesi amaçlanmıştır. Analizde, tek boyutlu eşdeğer lineer saha tepki analizinden sağlanmış olan gerilime uyumlu zemin özellikleri kullanılmıştır. Yarı alanda sönümlemenin yüzde 0.5 olduğu kabul edilmiştir.

Birinci model, 1989 Loma Prieta depreminde göçen, Santa Cruz, California yakınında Seacliff State Beach'te gerçekleşen özel koşulları temsil eden 27 metre yüksekliğinde, 75 derecelik bir yamaçtır. İkinci model, 1906, 1957 ve 1989'daki depremler sırasında yamaçların göçtüğü, Daly City, California'daki özel koşulları temsil eden 110 metre yüksekliğinde, 45 derecelik bir yamaçtan oluşur. Sonuncu modelde, 1994 Northridge depremi sırasında Los Angeles yakınında Pacific Palisades'de çöken yamaçların geometrisi esas alınmıştır. Bu model yüksekliği 60 metre olan 60 derecelik bir yamaçtan oluşur. Bu saha için sahaya özel veriler bulunmadığından, analizlerde kullanılan zemin özelliklerinde, yapışmalı kumlar için tipik olduğuna inanılan diğer iki sahada belirlenen özellikler esas alınmıştır.

Sonuçta seçilmiş birkaç sonuç ele alınmıştır. Göçme parçasının ucunun derinliğinin bir fonksiyonu olarak, her saha modeli için 3 girdi sismogramından ortalama sismik katsayı geçmişleri geliştirilmiştir. Her geçmişten, maksimum ortalama sismik katsayı (k_{max}) seçilmiş ve her model için bir k_{max} profili geliştirilmiştir. Makdisi ve Seed'de kullanılan yöntemle benzer şekilde, k_{max} profilleri, a_{max} modelinin maksimum tepe ivmesi ile normalleştirilmiştir. k_{max}/a_{max} profillerine karşı normalleştirilmiş derinlik h/H , saha modellerinin ikisi için Şekil 3.31 ve 3.32'de sunulmuştur.

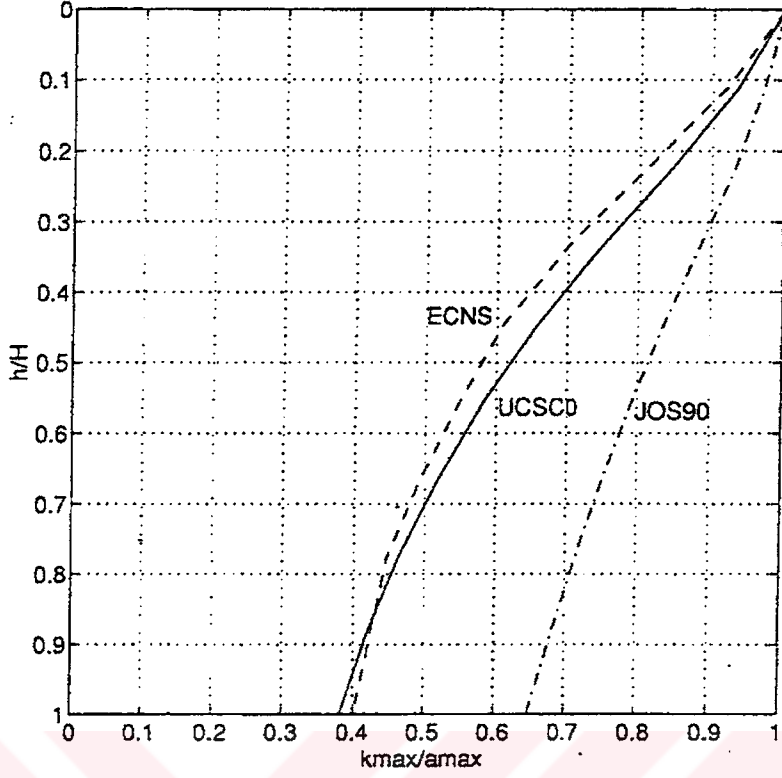
Şekil 3.31 ve 3.32'i incelendiğinde, her örnekte JOS90 girdi hareketiyle oluşturulan üst sınırla, profillerin şeklinin benzer olduğu görülür. UCSC0 ve ECNS girdi hareketlerinden elde edilen sonuçlar her küme içinde çok benzemektedir; alt sınır biri veya diğeriyle veya ikisinin bir bileşimi ile oluşturulur, bu da depremin frekans içeriğine bir bağımlılık olduğunu gösterir. Şekil 3.31 ve 3.32 arasındaki bir karşılaştırma, $k_{\max}/a_{\max}$ profilinin, artan yamaç açısı ile artma (sağa kayma) eğiliminde olduğunu gösterir. Bu, tüm girdi hareketlerinde tutarlıdır.

Burada ele alınmamış olan bazıları dahil olmak üzere, çalışmanın tüm sonuçları, Makdisi ve Seed'den alınan bir dizi değerle birlikte Şekil 3.33'de sunulmaktadır. Genel bir inceleme, Makdisi ve Seed tarafından sunulandan daha geniş bir aralıkta bulunan ve hem üst, hem de alt sınırları aşan değerler ortaya koymuştur. Bu verilerin üst sınırı JOS90 hareketiyle Seaciff Modeli iken, alt sınır, UCSC0 hareketiyle Daly City Modeli'dir.



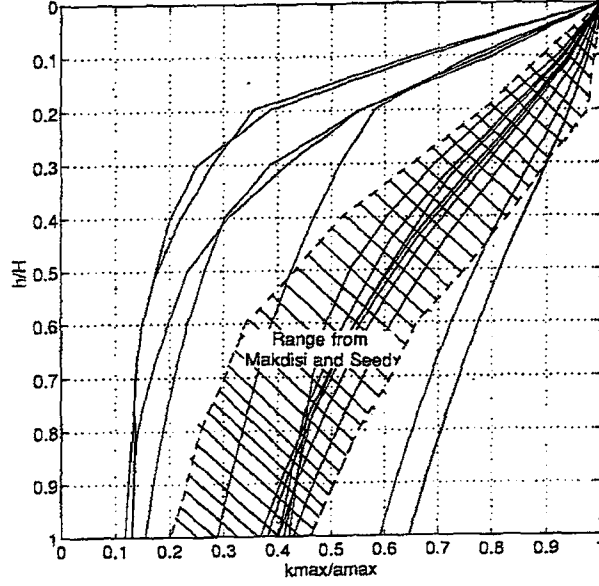
Şekil 3.31. Pacific Palisades modeli için normalleştirilmiş maksimum sismik katsayı profili

Bu sonuçlar, $k_{\max}/a_{\max}$ profilinin, kümeler içindeki karşılaştırmayla gösterildiği gibi, depremin frekans içeriğine ve kümeler arasındaki karşılaştırmayla gösterildiği gibi, yamaç açısına bağımlı olduğunu ortaya koymaktadır. 75 ve 60 derecelik yamaçlar için profil şekilleri arasındaki karşıtlık, hareketin yamacın tepesinde odaklanmasıyla ve hareketin, düzleşen yamaç yüzeyi boyunca azalmasıyla açıklanabilir. Bu etki, göçme yüzeyi yamaçtan aşağı doğru genişledikçe $k_{\max}/a_{\max}$ 'ın azalmasıyla sonuçlanmaktadır. Düzleşen yamaçlar boyunca noktalar, tepe hareketiyle, dik yamaçlar boyunca olan noktalara kıyasla daha uyumsuz olabilir.



Şekil 3.32. Seaciff modeli için normalleştirilmiş maksimum sismik katsayı profili

Burada sunulan $k_{\max}/a_{\max}$ profillerinin genel şekli aynıdır, fakat tek boyutlu kesme dilim yöntemini kullanan Makdisi ve Seed tarafından sunulan profillerle karşılaştırıldığında daha geniş bir aralığı kapsar. Ayrıca, $k_{\max}/a_{\max}$ profilleri, depremin frekans içeriğine ve yamaç açısına göre değişir. $k_{\max}/a_{\max}$ oranı yamaç açısı ile artarken, en dik yamaçlar, veriler için bir üst sınır oluşturur. Belirli bir yamaç için $k_{\max}/a_{\max}$ değeri seçerken, dik (60 dereceden fazla) yamaçlar için bir üst sınır değeri, hafif dik (60 dereceden az) yamaçlar için de ortalama değerler kullanmak makul görülmektedir.



Şekil 3.33. Makdisi ve Seed ile karşılaştırılarak tüm normalize edilmiş maksimum sismik katsayı profillerinin özet çizimi

3.8.5 Kabul Edilebilir Kalıcı Yer Değiştirmeler

Bir şev veya dolgu deprem sırasındaki gerçek kalıcı deformasyonları hakkındaki ayrıntıları sadece doğrusal olmayan, tam bir sayısal analiz sağlayabilir. Newmark'ın yaklaşımıyla hesaplanan yer değiştirmelerin büyüklüğü, sahanın depremselliğinin, şevin duraylılığı üzerindeki etkisinin nicel bir yansımasıdır.

Güvenli olan ve olmayan davranışın ayırt edilmesi için kullanılmış olan kabul edilebilir yer değiştirme seviyeleri değişmektedir. Bazı örnekler:

- (1) Hynes-Griffin ve Franklin (1984), iyi yapılmış toprak barajlarda 100 santimetreye kadar yer değiştirmelerin kabul edilebileceğini öne sürmektedir.
- (2) Wieczorek ve diğerleri (1985), San Mateo County'nin (California) toprak kayması hasar haritası için kritik parametre olarak 5 santimetre kullanmışlardır.
- (3) Keefer ve Wilson (1989), güney California'daki bağlantılı kaymalar için 10 santimetre kullanmışlardır.
- (4) Jibson ve Keefer (1993), Mississippi Vadisi'ndeki toprak kaymaları için 5 ila 10 santimetrelilik bir aralık kullanmışlardır.
- (5) California Eyaleti (1997), Newmark yer değiştirmesi 15 santimetreden az ise, yamaçların kabul edilebilir olduğunu onayladı. Newmark yer değiştirmesi 30 santimetreden fazla olan bir

yamacın *güvenli olmadığı* kabul edilmektedir. 15 - 30 santimetre arasındaki "gri" alanda bulunan yer değiştirmelerinde, değerlendirme için mühendislik kararı istenmektedir.

Kritik kalıcı yer değiştirmede, bir deprem sırasında yamacın performansını değerlendirmek için kullanılabilen tek bir değerin oluşturulması şu anda zordur. Mühendisin, kalıcı yer değiştirmelerin kritik veya kabul edilebilir değeri ile, sorunun parametreleri veya şev malzemelerinin karakteristikleri arasında bağlantı kurmasını önerilmiştir. Bu durumda, yumuşak, plastik malzemelerden yapılan şevler, kırılğan, hassas malzemelerden oluşan şevler için olanlardan çok daha büyük yer değiştirmelere dayanabilir.



4. BU TEZ KAPSAMINDA KULLANILAN PROGRAMLARIN ÖZELLİKLERİ

4.1 Winstabl Programının Özellikleri

Bu analizde kullanılan Winstabl programı 3.00 versiyon olup, Peter J. B. ve Hüseyin Bektaş tarafından geliştirilmiştir. (Wisconsin University, Madison,2002)

Winstabl programı, ana program olan STABL'ın grafik kullanımlı arabirimidir. STABL, şev duraylılık problemlerinin iki boyutlu limit denge metodunun, Fortran bilgisayar programlama diliyle çözümüdür.

Winstabl, *şev kritik yüzeylerini ve bu yüzeylerin güvenlik sayılarını hesaplanması* amaçlanarak genel olası kayma yüzeyleri için gelişigüzel yüzey üretme teknikleri içerir. Bu teknikler, dairesel yüzeyler, blok kayma yüzeyleri ve rastgele şekle sahip düzensiz yüzeyleri içerir.

Program, *çözüm analizi için seçenekler* sunarak kullanıcıya *değişik yöntemlerle çözüm sonuçlarını* sunmaktadır. Bunlar;

- Genelleştirilmiş limit denge yöntemi
- Basitleştirilmiş Bishop yöntemi
- Basitleştirilmiş Janbu yöntemi
- Genelleştirilmiş Janbu yöntemi
- Spencer yöntemi
- Blok kayma yüzeyi analizi

Winstabl programının özellikleri;

- Kullanılan birimler, İngiliz(ft,lb,s) ve SI (m,kN,s)
- Proje bilgileri girilebilir; proje ismi, no'su,tanımı, mühendisi,şevin yeri,analiz biçimi, tarih/saat belirtilebilir
- 20 çeşit heterojen zemin tabakasını ve zemin birimlerini göz önüne alabilmektedir
- şev geometrisi koordinat sistemi ile tanımlanabilmekte ve sağ eğimli şevlerde analiz yapabilmektedir

- anizotropik zemin mukavemeti parametreleri kullanılabilir
- su yüzeylerini tanımlayabilir
- boşluk suyu basıncı göz önüne alabilir
- deprem yükleri altında analiz yapabilir (yatay ve dikey deprem katsayıları)
- sürsaj yükleri katılabilir
- geotekstil gibi destekler tanımlanabilir
- ankrajlar hesaba katılabilir
- istenildiği kadar deneme kritik yüzey ve FS hesabı yapılabilir
- sonuçların çıktı olarak alına olanağı (hesabın tüm veri ve sonuçlarına ilişkin bilgi)

Winstabl programı istenilen sayıda kritik yüzey hesabı yapabilir. Ama genelde 100 kritik yüzey yeterlidir. Sonunda en kritik 10 yüzey toplanır göçme yüzeyleri (en kritiği kırmızı renkle gösterilir) ve en kritik 10 FS belirlenir.

4.1.1 Winstabl Menü Yapısı

Winstabl, şev verilerinin girilmesi komutları ve analiz komutları olarak iki kısımdan oluşur.

Programın menüsü altı başlıktan oluşmaktadır:

- 1- Dosya
- 2- Vveri giriş menüsü
 - proje bilgileri
 - şev geometri girişi
 - zemin verileri girişi
 - su yüzeyi tanımlanması
 - sürsaj yüklerinin yüzey sınırlarının tanımlanması
 - ankraj tanımlanması
 - genel sınır yüzeyi tanımlanması

- deprem yükleri tanımı
- anizotropik veri tanımı
- destekleme tabakası tanımlanması

3-Analiz menüsü

- spesifik göçme yüzeyi analizi
- dairesel/düzensiz yüzey analizi
- blok yüzey analizi
- Spencer yöntemi

4-Sonuçlar

- veri
- çıktı

5-Görüntü

6-Yardım menüsü

Programın içerik yapısından anlaşılacağı gibi hemen hemen tüm şevler için uygulanabilen çok amaçlı yardımcı bir programdır. Çalışmanın herhangi bir aşamasında F1 tuşu yardım almayı, F2 tuşu son durumdaki şev geometrisini görmeyi sağlamaktadır.

Bu çalışmada kritik yüzeyi ve güvenlik sayılarını hesaplamada Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi kullanılmıştır.

4.2 Plaxis Programı

PLAXİS programı geoteknik mühendisliği problemlerinin sayısal analizi için geliştirilmiş bir sonlu elemanlar programıdır. Program analizlerde gerilme artışları ve oturmaların hesaplanmasında elasto-plastik davranışı, tanımlanan yatay yer değiştirmeler ve deprem yükleri altında oluşan gerilme-şekil değiştirmeler ve ivme değerleri hesabında dinamik analizi göz önüne almaktadır. Programın malzeme modellerini tanımlamada sağladığı avantajdan dolayı zemin ortamı iki fazlı (katı ve sıvı) olarak göz önüne alınmakta ve drenajlı veya drenajsız çözümler yapılması olanaklı olmaktadır (Plaxis Manual 7).

Delf University’de 1970’li yıllarda sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak geoteknik mühendisliği için araştırılmaya başlanmış, önceleri ELPLAST adı altında basit hesaplamalar için Fortran 4 bilgisayar programlama diliyle yazılarak kullanılmıştır. Daha sonra çeşitli evrelerden geçmiş ve 1998 yılında Windows 95/98/NT için PLAXIS Version 7.0 üretilmiştir.

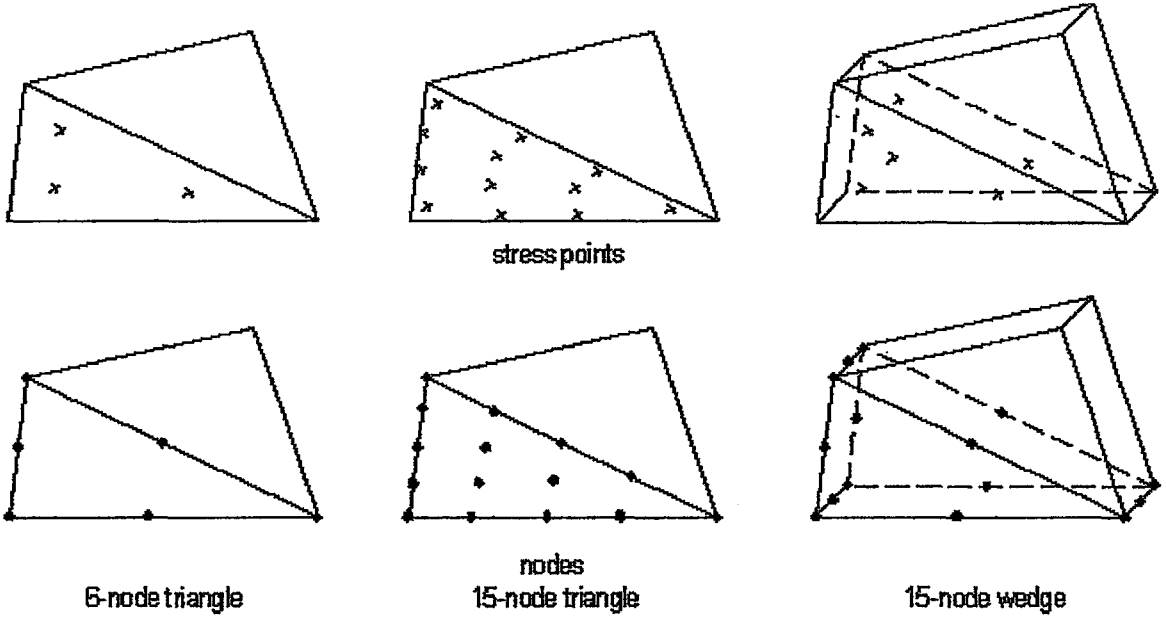
Geoteknik mühendisliği problemlerinde sonlu elemanlar analizleri sonucunda gerilmeler, yanal ve düşey hareketler, boşluk suyu basınçları ve zemin suyu akışı vb. belirlenebilmektedir. Zeminlerin gerilme-şekildeğiştirme davranışı non-lineer olduğundan geoteknik mühendisliği sonlu eleman analizlerinde bu davranışın modellenmesi gerekmektedir.

Bu çalışmada sonlu elemanlar ilkesiyle çalışan Plaxis bilgisayar programının 7.2 versiyonu kullanılarak bir baraj gövdesi modellenmiş ve deprem etkisi altındaki davranışı incelenmiştir. Plaxis, gövde şevinin geometrik olarak modellenmesi, zemin parametrelerini ve deprem yüklerinin belirtilmesiyle dinamik olarak analiz yapmaktadır. Ve sonuçlar deplasman-zaman grafikleri ile sunmaktadır. Plaxis programında dinamik analiz ile FS hesabı yapılmamaktadır. Sadece şevlerin statik analizlerinde FS hesabı yapılabilmektedir.

4.2.1 Plaxis Menü Yapısı

Plaxis, dört ana kısımdan oluşan karmaşık bir programdır. Bunlar,

1- *Veri girişi* ; ilk genel ayarlar olarak; proje bilgileri, kullanılan yatay ve düşey ivmeler, düğüm noktalı üçgen sonlu eleman seçimi (6veya15, şekil 4.1), birimler(SI-English), geometrik kullanılacak alan tanımlanır. Daha sonra geometrik alanın koordinatları girilir. Önceden belirlenen malzeme parametreleri her bir malzeme çeşidi gruplara ayrılmış ve bunlar farklı renklerle ayırt edilmiş. Sonra ağ kurularak üçgen elemanlarla yapı genelleştirilmektedir. İlk durum analizi yapmak için su yüzeyi belirlenerek ilk analiz yapılmaktadır.



Şekil 4.1 Düğüm noktası gösterimi üçgen eleman

2- *Hesaplama* ; hesap türü (plastik,dinamik), çalışma evresi, hesap parametreleri, varsa istenilen noktalara ilişkin özel nokta seçimi ve sonrasında çıktı için Output.

3- *Çıktılar* ; gerilme ve deformasyonlar gösterilmektedir. Yapının deformasyon durumunu ok, gölgeleme veya çevre şekli ile sunulmaktadır.

4- *Eğriler* ; deplasman-zaman, ivme-zaman, hız-zaman, kuvvet-zaman, boşluk suyu basıncı-zaman gibi eğriler sunularak analiz sonuçlanmaktadır.

Plaxis programı, sadece şev değil tanımlanabilen diğer geoteknik problemlerin çözümünde de kullanılabilen bir programdır.

5. DARLIK BARAJI GÖVDE ŞEVİ ANALİZLERİ

5.1 Giriş

Bu çalışmada, Darlık Barajı Gövde Şevinin deprem büyüklüğü $M=6,5$ ve $0.15g$ 'lik bir deprem yatay ivme katsayısı olan olası bir depremin YASS +8metre(İnşaat sonu), +35metre(Yarı Dolu) ve +55metre(İşletme) durumlarındaki oluşabilecek kalıcı deplasmanların hesaplanmasına yönelik bilgisayar programları ile analiz çalışması yapılmıştır.

Gövde şevinin analizi için öncelikli olarak gövde şev kesitinin geometrik koordinatları tanımlanarak, zemin parametreleri belirlenmiştir.

Daha sonra birinci analiz olarak, Winstabl programı ile her üç durum için FS ve kritik yüzey hesaplamaları yapılarak, Makdisi-Seed yönteminde kullanılması için $FS=1$ yapan deprem yatay ivme katsayısı deneme yoluyla bulunmuş ve Makdisi-Seed yöntemi adım adım izlenerek kalıcı deplasman hesaplanması tamamlanmıştır.

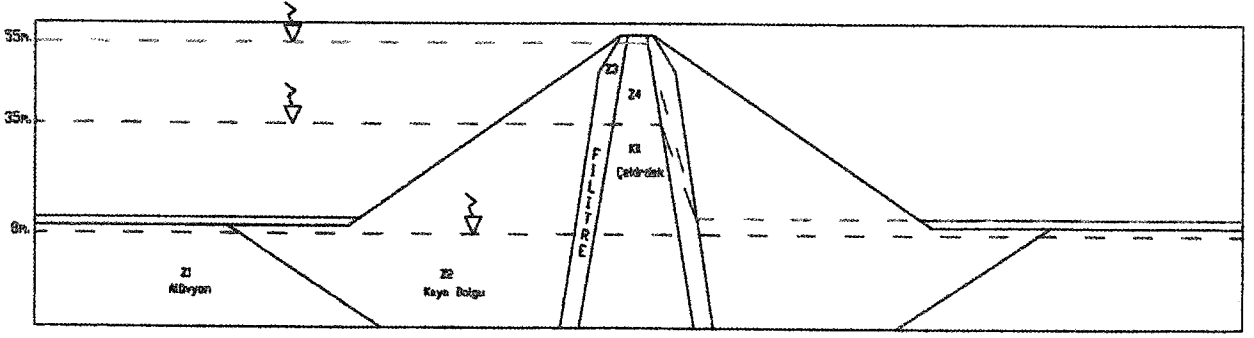
İkinci analiz olarak Plaxis programında gövde şev kesitinin tanımlanması ve zemin parametrelerinin girilmesiyle Plaxis programında her üç durum (YASS +8m.,+35m. ve +55m.) için istenilen deplasman hesaplamaları sonuçları elde edilmiştir. Ayrıca statik durumda FS araştırması yapabilen plaxiste FS değerleri ve zemin parametrelerinin değişiminin etkileri araştırılmıştır.

Hesaplamalarda 1999 Kocaeli depreminde Gebze'de bulunan Arçelik Fabrikasının deprem kayıtlarından, Darlık için elde edilen ivme kayıtları kullanılmıştır.

5.2 Winstabl Programı İle FS Belirlenmesi ve Makdisi-Seed Yöntemi İle Kalıcı Deplasman Hesap Analizi

Winstabl Programına ilişkin genel bilgileri önceki bölümde belirtilmiştir. Şev geometrisi genel olarak Şekil 5.1'deki Autocad çizimi verilmektedir. Winstabl programı analiz sonuçlarında şev koordinatları, zemin parametreleri, su yüzeyleri, kritik yüzeyleri ve FS'leri görülmektedir(EK1'de).

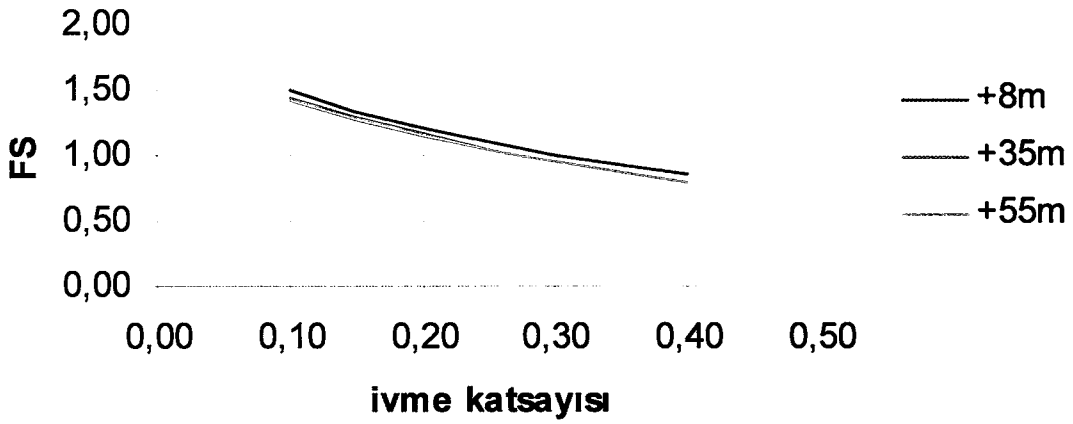
Yapılan analizler sonucunda elde edilen FS değerleri aşağıdaki çizelgede görülmektedir.



Şekil 5.1 Gövde Şevi Kesiti (Autocad  izimi)

Çizelge 5.1 YASS-İvme-FS sonuç tablosu

Su Kotu	İvme	FS	Su Kotu	İvme	FS	Su Kotu	İvme	FS
+ 8metre	-	1,85	+35metre	-	1,83	+55metre	-	1,81
	0.1 g	1,49		0.1 g	1,43		0.1 g	1,42
	0.15 g	1,34		0.15 g	1,29		0.15 g	1,27
	0.20 g	1,21		0.20 g	1,16		0.20 g	1,15
	0.25 g	1,10		0.25 g	1,05		0.25 g	1,04
	0.30g	1,00		0.27g	1,00		0.27g	1,00
	0.40 g	0,85		0.40 g	0,80		0.40 g	0,79



Şekil 5.2 İvme katsayısı-FS grafiği

Yukarıdaki çizelgeden de anlaşılabacağı gibi İvme-FS arasında beklendiği gibi bir ters orantı olduğu açıktır (Şekil5.2) . Diğer bir deyişle deprem etkisini arttırdıkça FS değeri azalmaktadır. Su kotu ise arttıkça FS'na ters oranda az da olsa etkimektedir.

Buradan elde edilen FS=1 yapan ivme değerlerinin Makdisi-Seed yönteminde kullanılmasıyla analize devam edilmiştir:

Makdisi-Seed yöntemindeki adımları aşağıda verilmektedir:

+8 metre için:

1- $\gamma_c=0.004$ (%) tahmin edilerek Şekil 3.26 tablosu yardımıyla $\frac{G}{G_{\max}}=0.93$ değeri saptanmıştır.

$G_{\max} = 1.000.000$ kPa değeri kullanılarak $G = 930.000$ kPa elde edilmiştir.

$$\gamma=20 \text{ kN/m}^3, \rho=\frac{20}{10}=2 \text{ kN.s}^2/\text{m}^4 \quad (g \approx 10 \text{ m/s}^2)$$

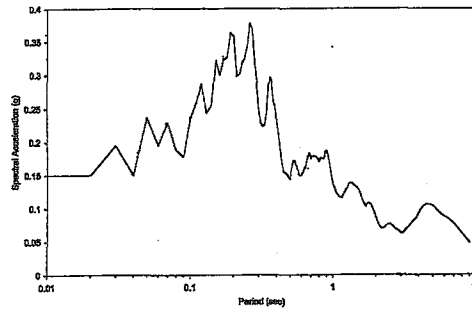
$$V = \sqrt{\frac{930000}{2}} = 681 \text{ m/s}$$

$$2- T_1 = 2.618 \frac{43}{681} = 0.165 \text{ s}$$

$$T_2 = 1.138 \frac{43}{681} = 0.0718 \text{ s}$$

$$T_3 = 0.726 \frac{43}{681} = 0.0458 \text{ s} \quad \text{değerleri bulundu.}$$

3- Bulunan T değerleri Şekil 5.3 de kullanılarak spektral ivme değerleri elde edildi.



Şekil 5.3 Hesaplama da kullanılan spektral ivme kaydı. (Arçelik Fabrikası, Gebze)

$$T=0.165 \quad \text{için } S_{a1} = \frac{0.335}{0.15} = 2.14$$

$$T=0.0718 \quad \text{için } S_{a2} = \frac{0.23}{0.15} = 1.53$$

$$T=0.0458 \quad \text{için } S_{a3} = \frac{0.18}{0.15} = 1.2$$

$$4- \ddot{u}_{\max} = 3.924$$

5- Şevin ortalama kayma gerinimi:

$$\gamma_{c_w} = 0.195 \left(\frac{43}{681^2} \right) \times 2.14$$

$$\gamma_{c_w} = 4.10^{-5} \quad (0.004 \%) \text{ değeri elde edildi.}$$

6- Böylece 1. adımda tahmin edilen değer aynı olduğu için başka bir iterasyona gerek olmadığı görülmektedir.

7-+8 metre için Winstabl programından elde edilen FS=1 için ivme değeri $k_y = 0.3$ olmaktadır. y derinliği ise Winstabl programının kritik yüzey çizgi koordinat tablosundan max derinlik olarak $y = 44.84$ metre olarak belirlenmiştir. (EK1) (H = 43 m).

8- $y/H=1.042$ olarak hesaplanmış ve Şekil 3.25'deki grafikden $\frac{k_{\max}}{\ddot{u}_{\max}} = 0.36$ oranı elde edilerek buradan $k_{\max} = 1.41$ elde edilmiştir.

9- $M=6.5$ ve elde edilen $\frac{k_y}{k_{\max}} = 0.212$ değerleri Şekil 3.28'deki eğriden okunursa $U=9-30$ cm (U, kalıcı yerdeğiştirme) arasında değiştiği görülmektedir.

+35 metre için ;

ilk 6 adım aynı olacağından 7. Adımdan sonra devam edilirse;

7-FS=1 için $k_y = 0.27$ olarak elde edilmiştir. $y = 44.84$ metre olarak belirlenmiştir. Böylelikle +8 metredeki değerlerle aynı olduğu görülmektedir. Sonraki adımların sonucunda $U=9-30$ cm kalıcı deplasman olduğu görülmüştür.

+55 metre için :

ilk 6 adım aynı olacağından 7. Adımdan sonra devam edilirse;

7- FS=1.02 için $k_y = 0.27$ olarak elde edildi. $y = 44.84$ metre olarak belirlenmiştir. Böylelikle +8 metredeki değerlerle aynı olduğu görülmektedir. Sonraki adımların sonucunda $U=9-30$ cm kalıcı deplasman olduğu görülmüştür.

Sonuçta yapılan hesaplamalar da her üç koşulda da kalıcı deplasmanın 9 ila 30 cm arasında olabileceği görülmektedir.

5.3 Plaxis Programı ile Analiz

Plaxis programı, statik ve dinamik yükler altında elastik ve elasto-plastik şekil değiştirmelerin analizini yapabilmektedir. Aynı zamanda zemin ortamını iki fazlı (katı ve sıvı) olarak göz önüne almakta ve drenajlı veya drenajsız çözümler yapılması olanaklı olmaktadır.

Bu analizde, iki boyutlu sonlu elemanlar analizlerinde 6 düğüm noktalı üçgen sonlu elemanlar göz önüne alınarak ortamın düzlem şekil değiştirme davranışı gösterdiği varsayılmıştır.

5.3.1 Dinamik Analiz

Plaxis programı analizinin başlangıç kısmı olan input'ta tüm hesap gelişim şekilleri EK2'de sunulmuştur.

-gövde şevinin geometrik verileri girilmiştir

-tanımlanan bölgelerdeki zemin özellikleri, malzeme ayarları içeriğinde düzenlenerek gövde şevini malzeme sınıflarına göre yerleştirilmesi yapılmıştır. Malzeme özellikleri çizelge 5.2'de belirtilmektedir.

-Dinamik hesaplamada ise deprem etkisinin yaratılması için tabanda deplasmanlar tanımlanarak (prescribed displacement) girdi olarak kullanılan deprem kaydı belli bir değere ölçeklendirilmiştir . Oluşturulan bu yer değiştirmelerin yatay bileşeninin değeri $x=16,8$ ve düşey bileşeni ise $y=0$ olarak belirlenmiştir(mavi çizgi hattı). Ayrıca standart absorbent boundry seçimi ile Plaxis'de dinamik koşullarda tekil kökenli titreşim varsayımı yapıldığı için yanal durumlar belirlenir(yeşil çizgi hattı).

Çizelge 5.2 Malzeme çizelgesi

Parametre	Adı	Kil Çekirdek	Altıvyon	Kaya dolgu	Filtre	Birim
Malzeme modeli	Model	MC	MC	MC	MC	-
Malzeme davranışı modeli	Tür	Drenajsız	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	-
Kuru birim hacim ağırlık	γ_{dry}	20	20	23	20.5	kN / m^3
Doygun birim hacim ağırlık	γ_{wet}	20	20	23	20.5	kN / m^3
Yatay permeabilite	k_x	1×10^{-3}	1	1	1	m/s
Düşey permeabilite	k_y	1×10^{-3}	1	1	1	m/s
Elastisite modülü	E_{ref}	1.32×10^6	2.2×10^5	2.76×10^6	2.01×10^6	kN / m^2
Poisson oranı	ν	0.30	0.35	0.20	0.25	-
Kohezyon	c_{ref}	5	0	0	0	kN / m^2
İçsel sürtünme açısı	ϕ	23	27	42	35	o
Kabarma açısı	ψ	0	0	7	5	o
Arabirim azaltma faktörü	R_{inter}	Rijit	Rijit	Rijit	Rijit	-
Arab. Permeabilite parametresi	Perm.	Doğal	Doğal	Doğal	Doğal	-

-mesh, sonlu eleman ağı oluşturulmuştur.

-hesabın başlangıç durumunun belirlenmesi için başlangıç koşulunda su seviyesinin çizimi yapılmıştır.

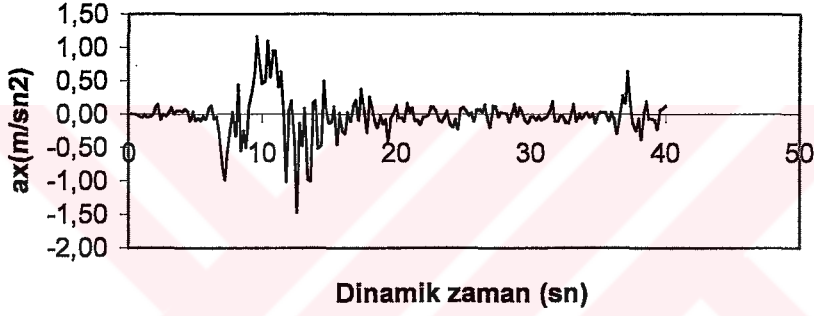
-su basıncının hesaplanmasında ise Feratik çizgi seçimi yapılmıştır. Bu yüzey serbest yer altı su seviyesi olarak tanımlanabilir. Bu yüzey tanımlandığında boşluk suyu basınçları, sabit seviyeli permeabiliteye göre hesaplanır.

- K_o yönteminde ise şev dinamik analizler için programda $\sum Mweight=0$ varsayımı yapılmıştır.

Ve sonra hesaplama geçilmiştir.

İki hesap adımı oluşturularak 1. Adım plastik analiz 2. Adım ise dinamik analiz olarak belirlenmiştir.

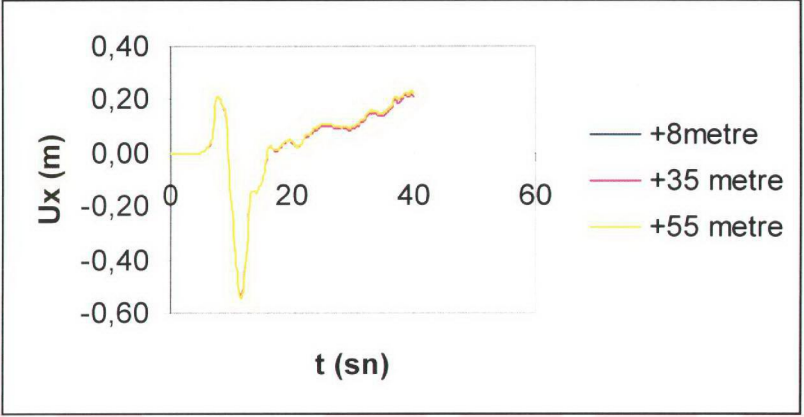
- plastik analiz 100 adım,40 sn ve yükleme şekli aşamalı yapım seçilmiştir (Burada gövdenin kendi ağırlığı altındaki hesaplamaları yapılmaktadır)
- dinamik analizde ise ‘total multipliers’ seçeneğinde deprem kaydı yüklenmekte ve 200 adım, 40 sn, önceki bulunan(plastikteki) değerleri kümülatif toplamaması için ‘reset displacement to zero’ seçilerek , zeminin dinamik etkiler karşısında sönümü program tarafından Rayleigh sönüm faktörleri şeklinde göz önüne alındığından yapılan analizde bunlar $\alpha=\beta=0.01$ değerleri seçilmiştir.
- Deprem ivme kaydı uygulandığında tabanda $a_{\max}=1.471m/sn^2$ (0.15g) , olacak şekilde seçilmiştir. (şekil 5.4)



Şekil 5.4 Girdi olarak kullanılan ivme değişimi

- Ağ kurularak taban ve tepede birer nokta seçimi yapıldı.(A ve B noktaları seçildi.)
- Hesaplamaya başlanmıştır.

Hesap analizi sonuçlandığında deplasmanları eğriler kısmında seçilen A ve B noktalarının deplasman(U_x)-zaman(t) farklarının excelde düzenlenmesi sonucunda toplam deplasman bulunmuştur. 40. Sn'deki fark deplasman değeri olmaktadır.



Şekil 5.5. +8,35 ve 55 metre deplasman grafikleri ($U_x = U_{x_R} - U_{x_d}$)

Grafikten okunan maksimum deplasman +8 ve 35 metreler için 21 cm iken +55 metrede 23 cm olarak gözlemlenmiştir.

5.3.2 Statik Analizle FS Hesabı

Plaxis programı sadece statik analizde FS araştırması yapabilmektedir. Statik analizde;

- şev geometrisi tanımlanmaktadır
- zemin parametreleri tanımlanmaktadır (dinamikle aynı)
- ağ oluşturularak sonlu eleman ağı oluşturulmuştur
- su seviyeleri belirlenmiş ve feratik yüzey analiz yapılmıştır.
- K_o yöntemi, $\sum Mweight = 1$ varsayımı yapılarak hesap kısmına geçilmiştir.
- Hesap adımları plastik ve phi-c-reduction seçilerek hesap parametrelerinde 'deplasmanları sifıra ayarla' seçilmiştir.
- $Msf=1$ seçilmiştir. Bu tanım zemin herhangi bir gerilme artışı olmadan deformasyonların başladığı sınır varsayımdır.

- Hesaplanacak noktalar ağ ortamında işaretlendikten sonra(A-B) hesaplanmaya başlandı.
- Sonuçları 'eğri' seçeneğinde, Msf-U grafiği seçilerek görülür. (multiplier- displacement)
- Güvenlik Sayıları , +8metre için FS=1,747 , +35 metre için FS=1,744 ve +55 metre için FS=1,743 olarak bulunmuştur.

5.3.3 Zemin Parametrelerinin Değişim Etkileri (Parametrik Çalışma)

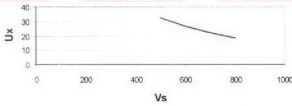
Plaxis programında zemin parametrelerinin deplasmanın bulunmasındaki etkilerini parametrelerin artışlarına göre(veya azalışlarına göre) sonuçta deplasmandaki değişimler gözlenmiştir.

Örnek olarak +55metre için $U_{xb-a}=22,6\text{cm}$ olan sonuç parametre değişimleri aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Çizelge 5.3 Parametre – deplasman değişim tablosu

KAYA DOLGU	Vs	Ux (cm)	γ	Ux (cm)	Φ	Ux (cm)	kx-ky	Ux (cm)	Ψ	Ux (cm)
	800	18,3	25	22,3	44	22,4	10	22,6	10	21,2
	700	22,6	23	22,6	42	22,6	1	22,6	7	22,6
	600	27,3	20	23,2	40	22,9	0,001	22,6	5	23,2
	500	32,3	18	23,5	38	23,1				
KIL ÇEKİRDEK	γ'	Ux (cm)	c	Ux (cm)						
	0,35	14,8	10	13,8						
	0,3	22,6	5	22,6						
	0,25	28,5	2	29						
	0,2	32,6								

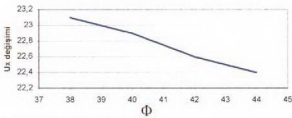
Vs-Ux değişimi



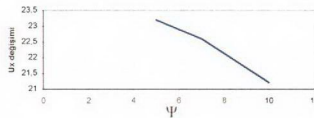
γ -Ux değişimi

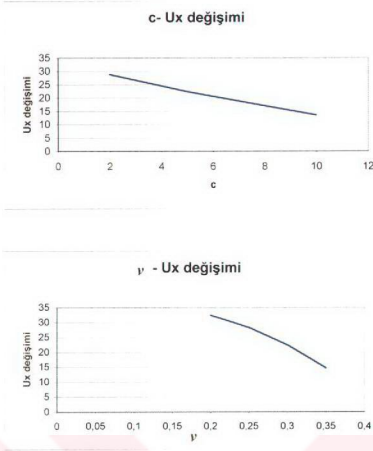


Φ -Ux değişimi



Ψ -Ux değişimi





Şekil 5.6 Parametre deplasman grafikleri

Bu sonuçlara dayanarak deplasmanın artışına veya azalmasına etkiyen parametreleri aşağıda tablo ile verilmiştir.

Çizelge 5.4 Parametre- deplasman ilişkisi

Parametre	Deplasman
V_s artarsa	Deplasman azalmakta
v artarsa	Deplasman azalmakta
γ artarsa	Deplasman azalmakta
ϕ azalırsa	Deplasman artmaktadır
Ψ azalırsa	Deplasman artmakta
k_x - k_y artarsa	Deplasman değişmemekte
C artarsa	Deplasman azalmakta

6. SONUÇLAR

Zemin yapılarında özellikle şevlerde güvenli ve ekonomik duraylılık analizleri yapmak uygulamada çok ilgi duyulan konulardan biridir. Üzerinde çok uğraşılmasına karşın zeminin iç yapısından ileri gelen belirsizlikler, yükleme koşullarındaki değişimler, geoteknik, topografik ve malzeme özelliklerinin değişmesi şev dengesini olumsuz etkilemekte, şevin dengesinin yorumlanmasını ve analiz yapılmasını zorlaştırmaktadır. Yükleme koşullarındaki farklılıklar özellikle dinamik yükleme olayın boyutlarını değiştirmektedir. Statik olarak dengede olan şevlerin genellikle dinamik yükleme sonucu göçmesine oldukça sık rastlanmaktadır. Çoğunlukla yükleme koşullarının belirlenemediği ve eğer bir risk varsa ise kaçınılmaz olan deprem yükleri ile duraylılık analizi yapılması gerekmektedir.

Bu çalışmada örnek olarak alınan Darlık Barajı gövde şevi dinamik yükler altında yüklenmiş ve analizleri, Winstabl programının kullanımıyla Makdisi-Seed yönteminin birleştirilmesiyle deplasman analizini statik benzeşimli açıdan yapılması ve Plaxis programının deplasman analiz sonuçlarının karşılaştırılması amaçlanarak güvenli tarafta kalan yöntemin belirlenmesi amaçlanmıştır.

Şev duraylılık analizinde limit denge yaklaşımı ile duraylılık analizi yapan bir çok dilim yöntemi bulunmaktadır. Bunların içinden en çok kullanılanları Basitleştirilmiş Bishop ve Basitleştirilmiş Janbu yöntemleridir. Kullanılan programda da basitleştirilmiş Bishop yöntemi seçilmiştir.

Sonuçların karşılaştırılmasında güvenlik sayılarının her üç su seviyesi durumunda da hesabı sonunda Winstabl programının bulduğu değerlerin (statik duruma göre) Plaxis programından elde edilen değerlerden büyük olduğu gözlenmiştir. Bunun sonucunda Plaxis programının daha güvenli tarafta kaldığı söylenebilir.

Ayrıca bulunan deplasman değerleri açısından bakıldığında Plaxis programından elde edilen değerlerin, Winstabl programının kullanılarak Makdisi-Seed yönteminden elde edilen değerlerin ortalaması gibi çıktığı görülmektedir. (Makdisi-Seed yönteminde belli aralıkta sonuçlar verilmektedir.)

Su seviyesinin farklı konumlarda olmasının deplasman değerlerini ciddi oranda etkilemediği gözlenmiştir.

Winstabl programıyla yapılan FS araştırması sonucunda güvenlik sayısının yatay ivmenin artışı ile FS'nin azaldığı görülmüştür. Bu da farklı deprem kayıtları kullanımlarında farklı

ivme değerleri kullanımında deplasman ve FS değerlerinin değişeceğini göstermektedir.

Kullanılan malzeme parametrelerinin gerçek değerlerinin belirlenmesi analiz sonuçlarının daha doğru çıkmasında önemli bir etken olarak görülmektedir. Bu da daha çok ve doğru yapılacak laboratuvar deneyleri sonuçlarının güvenilirliğine bağlı olmaktadır. Daha iyi malzeme kullanmanın (artan c, ϕ, V_s, v, γ) depremde dolgu deplasmanlarını azaltan bir etken olması beklenildiği şekilde bu tez kapsamında yapılan sayısal analizlerle bir kez daha gösterilmiş olmaktadır.

Sonuç olarak plaxis programının daha güvenli tarafta kaldığını söyleyebilmekteyiz. Aynı zamanda kullanılacak parametrelerin seçiminde deneyim ve bilginin önemli derecede etkisi unutulmamalıdır.



KAYNAKLAR

Atkinson, J., (1993), *An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations*, McGraw-Hill Book Company, London

B. G. Siyahi, (1994), “ Deprem Etkisindeki Şevlerde Stabilitenin İncelenmesi”, Doktora Tezi, İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü.

B. M. Das, (1998), “ Principles of Geotechnical Engineering”, John Wiley&Sons, New York.

C.J. Chang and W.F. Chen, (1984), “ Seismic Displacements in Slopes by Limit Analysis”, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110 pp. 860-874

D. Coduto, (1999), “Geotechnical Engineering , Principles and Practice”, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ 07458.

D. Leshchinsky and K.C. San, (1994), “ Pseudostatic Seismic Stability of Slopes: Design Charts”, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 120 pp. 1514-1532

E. Spencer, (1978), “ Earth Slopes Subject to Lateral Acceleration”, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. 104 pp. 1489-1500

H. B. Seed, F. I. Makdisi, (1978), “Performance Of Earth Dams During Earthquakes”, *ASCE Journal of The Geotechnical Engineering Division*, 104(GT7), pp. 967-993

H. B. Seed, F. I. Makdisi, (1978), “Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations”, *ASCE Journal of The Geotechnical Engineering Division*, 104(GT7), pp. 849-866

H. B. Seed, F. I. Makdisi, (1979), “Simplified Procedure for Evaluating Embankment Response”, *ASCE Journal of The Geotechnical Engineering Division*, 105(GT7), pp. 1427-1434

J. Kim, R. Salgado & J. Lee, (2002), “Stability Analysis of Complex Soil Slopes using Limit Analysis”, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 128 pp. 546-556

J. M. Duncan, (1996), “state of the art: Limit Equilibrium and Finite Element Analysis of Slopes”, *Journal of Geotechnical Engineering*, vol 122 pp. 577-593

J.N. Cernica, (1995), “ Geotechnical Engineering Soil Mechanics” John Wiley&Sons, New York.

K. Terzaghi & Peck, (1996), “ Soil Mechanics in Engineering Practice”, John Wiley & Sons, New York.

M. Budhu, (2000), “ Soil Mechanics & Foundations” John Wiley & Sons, New York.

Plaxis Manual (1997)

R. A. Siegel, (1975), “Stabl User Manual” Purdue University West Lafayette, Indiana

R. B. Seed & R. W. Boulanger, (1992), “ Stability and Performance of Slopes and Embankments-II”, Geotechnical Special Publication No:31 , Published by the ASCE, New York.

S. A. Ashford and N. Sitar, (2002), “Simplified Method for Evaluating Seismic Stability of Steep Slopes”, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128 pp. 119-128

S. A. Ashford and N. Sitar, (2002), Seismic Coefficients for Steep Slopes”, ASCE Soil Dynamics and Earthquake Engineering pp. 441-448

S.L. Kramer and M. W. Smith, (1997), “ Modified Newmark Model for Seismic Displacements of Compliant Slopes”, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123 pp. 635-644

Sharma, S., Abramsons, W. L., Lee, S.T. and Boyce, M.G., (2002), “Slope Stability and Stabilization Methods”, John Wiley & Sons, New York.

TS 8853, (1991), Yamaç ve Şevlerin Dengesi ve Hesap Metotları-Zeminde, TSE Türk Standartları Enstitüsü, ANKARA.

V. Kumbasar, F. Kip, (1984), “ Zemin Mekanik Problemleri” Çağlayan Kitabevi, İstanbul

Yıldırım, S., (2002), “Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı”, Birsan Yayınevi, İstanbul.

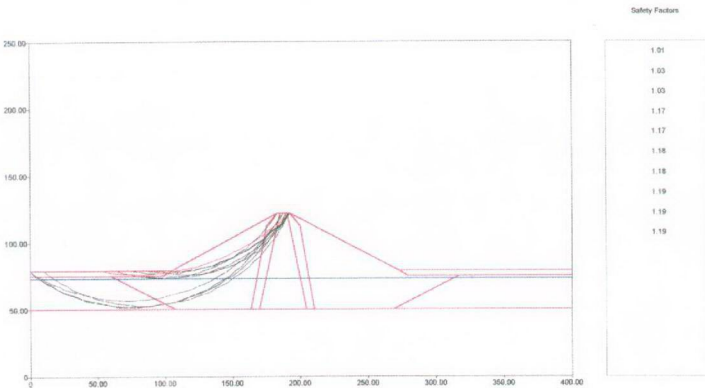
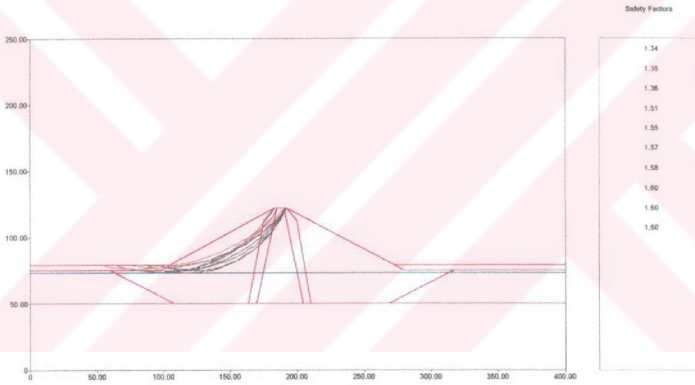
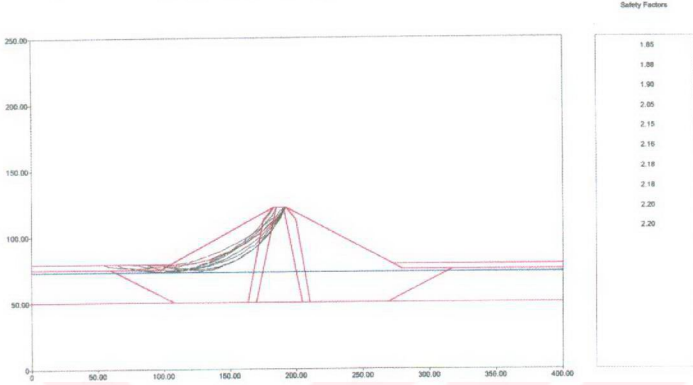
EKLER

- EK 1 Winstabl Analiz Sonuçları
EK 2 Plaxis Analiz Sonuçları



EK 1 Winstabl Analiz Sonuçları

+ 8 m için winstabl programı FS sonuçları



** PCSTABL6 **
 by
 Purdue University
 modified by
 Peter J. Bosscher
 University of Wisconsin-Madison
 --Slope Stability Analysis--
 Simplified Janbu, Simplified Bishop
 or Spencer's Method of Slices

PROBLEM DESCRIPTION
 BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries

30 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type BelowBnd
1	0.00	79.00	105.00	79.00	1
2	105.00	79.00	183.00	122.00	2
3	183.00	122.00	185.00	122.00	3
4	185.00	122.00	191.00	122.00	4
5	191.00	122.00	193.00	122.00	3
6	193.00	122.00	273.00	79.00	2
7	273.00	79.00	400.00	79.00	1
8	273.00	79.00	280.00	75.00	2
9	280.00	75.00	317.00	75.00	2
10	317.00	75.00	400.00	75.00	1
11	0.00	75.00	60.00	75.00	1
12	60.00	75.00	98.00	75.00	2
13	98.00	75.00	105.00	79.00	2
14	60.00	75.00	108.00	50.00	1
15	108.00	50.00	164.00	50.00	5
16	164.00	50.00	176.00	113.00	3
17	176.00	113.00	183.00	122.00	3
18	183.00	122.00	185.00	122.00	3
19	191.00	122.00	193.00	122.00	3
20	193.00	122.00	200.00	113.00	3
21	200.00	113.00	211.00	50.00	3
22	211.00	50.00	269.00	50.00	5
23	269.00	50.00	317.00	75.00	1
24	164.00	50.00	170.00	50.00	5
25	170.00	50.00	185.00	122.00	4
26	191.00	122.00	205.00	50.00	4
27	205.00	50.00	211.00	50.00	5
28	0.00	50.00	108.00	50.00	5
29	170.00	50.00	205.00	50.00	5
30	269.00	50.00	400.00	50.00	5

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

5 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (kN/m ³)	Saturated Unit Wt. (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Piez. Pressure Constant (kPa)	Surface No.
1	19.5	20.0	0.0	27.0	0.00	0.0	1
2	22.0	23.0	0.0	42.0	0.00	0.0	1
3	20.0	20.5	0.0	35.0	0.00	0.0	1
4	19.5	20.0	5.0	23.0	0.00	0.0	1
5	20.0	21.0	10.0	37.0	0.00	0.0	1

Soil Type No.	Total Unit Wt. (kN/m ³)	Saturated Unit Wt. (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Piez. Pressure Constant (kPa)	Surface No.
1	19.5	20.0	0.0	27.0	0.00	0.0	1
2	22.0	23.0	0.0	42.0	0.00	0.0	1
3	20.0	20.5	0.0	35.0	0.00	0.0	1
4	19.5	20.0	5.0	23.0	0.00	0.0	1
5	20.0	21.0	10.0	37.0	0.00	0.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 9.81

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	0.00	73.00
2	400.00	73.00

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 0.00 m. and X = 98.00 m.

Each Surface Terminates Between X = 183.00 m. and X = 193.00 m.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 10.00 m.

5.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

** Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method **

Failure Surface Specified By 25 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	87.11	79.00
2	92.09	78.53
3	97.08	78.27
4	102.08	78.22
5	107.08	78.38
6	112.07	78.74
7	117.03	79.32
8	121.97	80.11
9	126.87	81.10
10	131.72	82.30
11	136.52	83.70
12	141.26	85.30
13	145.93	87.10
14	150.51	89.10
15	155.01	91.28
16	159.41	93.65
17	163.71	96.21
18	167.89	98.94
19	171.96	101.85
20	175.91	104.92
21	179.72	108.16
22	183.39	111.56
23	186.91	115.11
24	190.28	118.80
25	192.97	122.00

Circle Center At X = 100.8 ; Y = 197.1 and Radius, 118.9

*** 1.851 ***

** PCSTABL6 **

by
Purdue University

modified by
Peter J. Bosscher
University of Wisconsin-Madison

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

PROBLEM DESCRIPTION

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries
30 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type BelowBnd
1	0.00	79.00	105.00	79.00	1
2	105.00	79.00	183.00	122.00	2
3	183.00	122.00	185.00	122.00	3
4	185.00	122.00	191.00	122.00	4
5	191.00	122.00	193.00	122.00	3
6	193.00	122.00	273.00	79.00	2
7	273.00	79.00	400.00	79.00	1
8	273.00	79.00	280.00	75.00	2
9	280.00	75.00	317.00	75.00	2
10	317.00	75.00	400.00	75.00	1
11	0.00	75.00	60.00	75.00	1
12	60.00	75.00	98.00	75.00	2
13	98.00	75.00	105.00	79.00	2
14	60.00	75.00	108.00	50.00	1
15	108.00	50.00	164.00	50.00	5
16	164.00	50.00	176.00	113.00	3
17	176.00	113.00	183.00	122.00	3
18	183.00	122.00	185.00	122.00	3
19	191.00	122.00	193.00	122.00	3
20	193.00	122.00	200.00	113.00	3
21	200.00	113.00	211.00	50.00	3
22	211.00	50.00	269.00	50.00	5
23	269.00	50.00	317.00	75.00	1
24	164.00	50.00	170.00	50.00	5
25	170.00	50.00	185.00	122.00	4
26	191.00	122.00	205.00	50.00	4
27	205.00	50.00	211.00	50.00	5
28	0.00	50.00	108.00	50.00	5
29	170.00	50.00	205.00	50.00	5
30	269.00	50.00	400.00	50.00	5

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

5 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (kN/m ³)	Saturated Unit Wt. (kN/m ³)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param. (kPa)	Piez. Pressure Constant (kPa)	Piez. Surface No.
1	19.5	20.0	0.0	27.0	0.00	0.0	1
2	22.0	23.0	0.0	42.0	0.00	0.0	1
3	20.0	20.5	0.0	35.0	0.00	0.0	1
4	19.5	20.0	5.0	23.0	0.00	0.0	1
5	20.0	21.0	10.0	37.0	0.00	0.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 9.81

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	0.00	73.00
2	400.00	73.00

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient Of 0.150 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient Of 0.000 Has Been Assigned

Cavitation Pressure = 0.0 kPa

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 0.00 m.
and X = 98.00 m.

Each Surface Terminates Between X = 183.00 m.
and X = 193.00 m.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 10.00 m.

5.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

Failure Surface Specified By 31 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	54.44	79.00
2	59.39	78.23
3	64.35	77.62
4	69.33	77.16
5	74.32	76.86
6	79.32	76.72
7	84.32	76.74
8	89.31	76.92
9	94.30	77.25
10	99.28	77.74
11	104.24	78.39
12	109.17	79.20
13	114.08	80.16
14	118.95	81.27
15	123.79	82.54
16	128.58	83.96
17	133.33	85.53
18	138.02	87.25
19	142.66	89.12
20	147.24	91.13
21	151.75	93.29
22	156.19	95.59
23	160.55	98.02
24	164.84	100.60
25	169.04	103.31
26	173.16	106.15
27	177.18	109.12
28	181.11	112.21
29	184.94	115.43
30	188.66	118.76
31	192.05	122.00

Circle Center At X = 81.3 ; Y = 234.9 and Radius, 158.2

*** 1.343 ***

** PCSTABL6 **

by
Purdue University

modified by
Peter J. Bosscher
University of Wisconsin-Madison

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

PROBLEM DESCRIPTION

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries
30 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type BelowBnd
1	0.00	79.00	105.00	79.00	1
2	105.00	79.00	183.00	122.00	2
3	183.00	122.00	185.00	122.00	3
4	185.00	122.00	191.00	122.00	4
5	191.00	122.00	193.00	122.00	3
6	193.00	122.00	273.00	79.00	2
7	273.00	79.00	400.00	79.00	1
8	273.00	79.00	280.00	75.00	2
9	280.00	75.00	317.00	75.00	2
10	317.00	75.00	400.00	75.00	1
11	0.00	75.00	60.00	75.00	1
12	60.00	75.00	98.00	75.00	2
13	98.00	75.00	105.00	79.00	2
14	60.00	75.00	108.00	50.00	1
15	108.00	50.00	164.00	50.00	5
16	164.00	50.00	176.00	113.00	3
17	176.00	113.00	183.00	122.00	3
18	183.00	122.00	185.00	122.00	3
19	191.00	122.00	193.00	122.00	3
20	193.00	122.00	200.00	113.00	3
21	200.00	113.00	211.00	50.00	3
22	211.00	50.00	269.00	50.00	5
23	269.00	50.00	317.00	75.00	1
24	164.00	50.00	170.00	50.00	5
25	170.00	50.00	185.00	122.00	4
26	191.00	122.00	205.00	50.00	4
27	205.00	50.00	211.00	50.00	5
28	0.00	50.00	108.00	50.00	5
29	170.00	50.00	205.00	50.00	5
30	269.00	50.00	400.00	50.00	5

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

5 Type(s) of Soil

Type No.	Total Unit Wt. (kN/m ³)	Saturated Unit Wt. (kN/m ³)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param. (kPa)	Piez. Pressure Constant Surface No.
1	19.5	20.0	0.0	27.0	0.00	0.0 1
2	22.0	23.0	0.0	42.0	0.00	0.0 1
3	20.0	20.5	0.0	35.0	0.00	0.0 1
4	19.5	20.0	5.0	23.0	0.00	0.0 1
5	20.0	21.0	10.0	37.0	0.00	0.0 1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 9.81

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	0.00	73.00
2	400.00	73.00

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient
Of 0.300 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient
Of 0.000 Has Been Assigned

Cavitation Pressure = 0.0 kPa

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random
Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced
Along The Ground Surface Between X = 0.00 m.
and X = 98.00 m.

Each Surface Terminates Between X = 183.00 m.
and X = 193.00 m.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation
At Which A Surface Extends Is Y = 10.00 m.

5.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial
Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical
First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

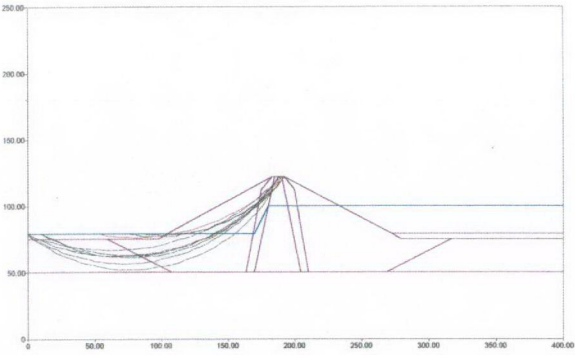
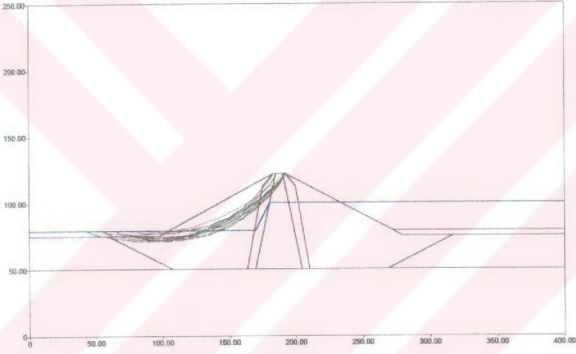
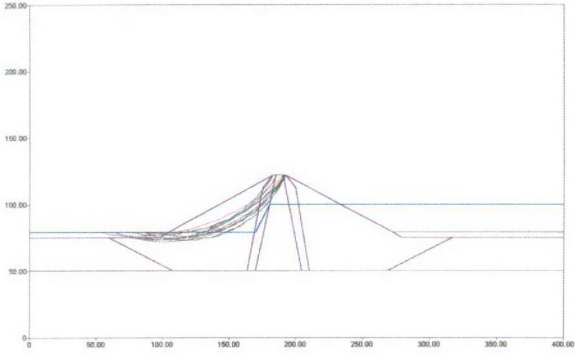
Failure Surface Specified By 31 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	54.44	79.00
2	59.39	78.23
3	64.35	77.62
4	69.33	77.16
5	74.32	76.86
6	79.32	76.72
7	84.32	76.74
8	89.31	76.92
9	94.30	77.25
10	99.28	77.74
11	104.24	78.39
12	109.17	79.20
13	114.08	80.16
14	118.95	81.27
15	123.79	82.54
16	128.58	83.96
17	33.33	85.53
18	138.02	87.25
19	142.66	89.12
20	147.24	91.13
21	151.75	93.29
22	156.19	95.59
23	160.55	98.02
24	164.84	100.60
25	169.04	103.31
26	173.16	106.15
27	177.18	109.12
28	181.11	112.21
29	184.94	115.43
30	188.66	118.76
31	192.05	122.00

Circle Center At X = 81.3 ; Y = 234.9 and Radius, 158.2

*** 1.008 ***

+ 35 m için winstabl programı FS sonuçları



** PCSTABL6 **

by
Purdue University

modified by
Peter J. Bosscher
University of Wisconsin-Madison

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

PROBLEM DESCRIPTION

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries
30 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type BelowBnd
1	0.00	79.00	105.00	79.00	1
2	105.00	79.00	183.00	122.00	2
3	183.00	122.00	185.00	122.00	3
4	185.00	122.00	191.00	122.00	4
5	191.00	122.00	193.00	122.00	3
6	193.00	122.00	273.00	79.00	2
7	273.00	79.00	400.00	79.00	1
8	273.00	79.00	280.00	75.00	2
9	280.00	75.00	317.00	75.00	2
10	317.00	75.00	400.00	75.00	1
11	0.00	75.00	60.00	75.00	1
12	60.00	75.00	98.00	75.00	2
13	98.00	75.00	105.00	79.00	2
14	60.00	75.00	108.00	50.00	1
15	108.00	50.00	164.00	50.00	5
16	164.00	50.00	176.00	113.00	3
17	176.00	113.00	183.00	122.00	3
18	183.00	122.00	185.00	122.00	3
19	191.00	122.00	193.00	122.00	3
20	193.00	122.00	200.00	113.00	3
21	200.00	113.00	211.00	50.00	3
22	211.00	50.00	269.00	50.00	5
23	269.00	50.00	317.00	75.00	1
24	164.00	50.00	170.00	50.00	5
25	170.00	50.00	185.00	122.00	4
26	191.00	122.00	205.00	50.00	4
27	205.00	50.00	211.00	50.00	5
28	0.00	50.00	108.00	50.00	5
29	170.00	50.00	205.00	50.00	5
30	269.00	50.00	400.00	50.00	5

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

5 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (kN/m ³)	Saturated Unit Wt. (kN/m ³)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Piez. Pressure Constant (kPa)	Piez. Surface No.
1	19.5	20.0	0.0	27.0	0.00	0.0	1
2	22.0	23.0	0.0	42.0	0.00	0.0	1
3	20.0	20.5	0.0	35.0	0.00	0.0	1
4	19.5	20.0	5.0	23.0	0.00	0.0	1
5	20.0	21.0	10.0	37.0	0.00	0.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 9.81

Piezometric Surface No. 1 Specified by 4 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	0.00	79.00
2	170.00	79.00
3	181.00	100.00
4	400.00	100.00

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 0.00 m. and X = 98.00 m.

Each Surface Terminates Between X = 183.00 m. and X = 193.00 m.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 10.00 m.

5.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

Failure Surface Specified By 31 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	54.44	79.00
2	59.39	78.23
3	64.35	77.62
4	69.33	77.16
5	74.32	76.86
6	79.32	76.72
7	84.32	76.74
8	89.31	76.92
9	94.30	77.25
10	99.28	77.74
11	104.24	78.39
12	109.17	79.20
13	114.08	80.16
14	118.95	81.27
15	123.79	82.54
16	128.58	83.96
17	133.33	85.53
18	138.02	87.25
19	142.66	89.12
20	147.24	91.13
21	151.75	93.29
22	156.19	95.59
23	160.55	98.02
24	164.84	100.60
25	169.04	103.31
26	173.16	106.15
27	177.18	109.12
28	181.11	112.21
29	184.94	115.43
30	188.66	118.76
31	192.05	122.00

Circle Center At X = 81.3 ; Y = 234.9 and Radius, 158.2

*** 1.828 ***

** PCSTABL6 **

by
Purdue University

modified by
Peter J. Bosscher
University of Wisconsin-Madison

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

PROBLEM DESCRIPTION

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries
30 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type BelowBnd
1	0.00	79.00	105.00	79.00	1
2	105.00	79.00	183.00	122.00	2
3	183.00	122.00	185.00	122.00	3
4	185.00	122.00	191.00	122.00	4
5	191.00	122.00	193.00	122.00	3
6	193.00	122.00	273.00	79.00	2
7	273.00	79.00	400.00	79.00	1
8	273.00	79.00	280.00	75.00	2
9	280.00	75.00	317.00	75.00	2
10	317.00	75.00	400.00	75.00	1
11	0.00	75.00	60.00	75.00	1
12	60.00	75.00	98.00	75.00	2
13	98.00	75.00	105.00	79.00	2
14	60.00	75.00	108.00	50.00	1
15	108.00	50.00	164.00	50.00	5
16	164.00	50.00	176.00	113.00	3
17	176.00	113.00	183.00	122.00	3
18	183.00	122.00	185.00	122.00	3
19	191.00	122.00	193.00	122.00	3
20	193.00	122.00	200.00	113.00	3
21	200.00	113.00	211.00	50.00	3
22	211.00	50.00	269.00	50.00	5
23	269.00	50.00	317.00	75.00	1
24	164.00	50.00	170.00	50.00	5
25	170.00	50.00	185.00	122.00	4
26	191.00	122.00	205.00	50.00	4
27	205.00	50.00	211.00	50.00	5
28	0.00	50.00	108.00	50.00	5
29	170.00	50.00	205.00	50.00	5
30	269.00	50.00	400.00	50.00	5

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

5 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (kN/m ³)	Saturated Unit Wt. (kN/m ³)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param. (kPa)	Piez. Pressure Constant Surface No.
1	19.5	20.0	0.0	27.0	0.00	0.0 1
2	22.0	23.0	0.0	42.0	0.00	0.0 1
3	20.0	20.5	0.0	35.0	0.00	0.0 1
4	19.5	20.0	5.0	23.0	0.00	0.0 1
5	20.0	21.0	10.0	37.0	0.00	0.0 1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 9.81

Piezometric Surface No. 1 Specified by 4 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	0.00	79.00
2	170.00	79.00
3	181.00	100.00
4	400.00	100.00

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient Of 0.150 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient Of 0.000 Has Been Assigned

Cavitation Pressure = 0.0 kPa

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 0.00 m.
and X = 98.00 m.

Each Surface Terminates Between X = 183.00 m.
and X = 193.00 m.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 10.00 m.

5.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

** Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method **

Failure Surface Specified By 31 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	54.44	79.00
2	59.39	78.23
3	64.35	77.62
4	69.33	77.16
5	74.32	76.86
6	79.32	76.72
7	84.32	76.74
8	89.31	76.92
9	94.30	77.25
10	99.28	77.74
11	104.24	78.39
12	109.17	79.20
13	114.08	80.16
14	118.95	81.27
15	123.79	82.54
16	128.58	83.96
17	133.33	85.53
18	138.02	87.25
19	142.66	89.12
20	147.24	91.13
21	151.75	93.29
22	156.19	95.59
23	160.55	98.02
24	164.84	100.60
25	169.04	103.31
26	173.16	106.15
27	177.18	109.12
28	181.11	112.21
29	184.94	115.43
30	188.66	118.76
31	192.05	122.00

Circle Center At X = 81.3 ; Y = 234.9 and Radius, 158.2

*** 1.286 ***

** PCSTABL6 **

by
Purdue University

modified by
Peter J. Bosscher
University of Wisconsin-Madison

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

PROBLEM DESCRIPTION

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries
30 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type BelowBnd
1	0.00	79.00	105.00	79.00	1
2	105.00	79.00	183.00	122.00	2
3	183.00	122.00	185.00	122.00	3
4	185.00	122.00	191.00	122.00	4
5	191.00	122.00	193.00	122.00	3
6	193.00	122.00	273.00	79.00	2
7	273.00	79.00	400.00	79.00	1
8	273.00	79.00	280.00	75.00	2
9	280.00	75.00	317.00	75.00	2
10	317.00	75.00	400.00	75.00	1
11	0.00	75.00	60.00	75.00	1
12	60.00	75.00	98.00	75.00	2
13	98.00	75.00	105.00	79.00	2
14	60.00	75.00	108.00	50.00	1
15	108.00	50.00	164.00	50.00	5
16	164.00	50.00	176.00	113.00	3
17	176.00	113.00	183.00	122.00	3
18	183.00	122.00	185.00	122.00	3
19	191.00	122.00	193.00	122.00	3
20	193.00	122.00	200.00	113.00	3
21	200.00	113.00	211.00	50.00	3
22	211.00	50.00	269.00	50.00	5
23	269.00	50.00	317.00	75.00	1
24	164.00	50.00	170.00	50.00	5
25	170.00	50.00	185.00	122.00	4
26	191.00	122.00	205.00	50.00	4
27	205.00	50.00	211.00	50.00	5
28	0.00	50.00	108.00	50.00	5
29	170.00	50.00	205.00	50.00	5
30	269.00	50.00	400.00	50.00	5

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

5 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (kN/m ³)	Saturated Unit Wt. (kN/m ³)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param. (kPa)	Piez. Constant (kPa)	Piez. Surface No.
1	19.5	20.0	0.0	27.0	0.00	0.0	1
2	22.0	23.0	0.0	42.0	0.00	0.0	1
3	20.0	20.5	0.0	35.0	0.00	0.0	1
4	19.5	20.0	5.0	23.0	0.00	0.0	1
5	20.0	21.0	10.0	37.0	0.00	0.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 9.81

Piezometric Surface No. 1 Specified by 4 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	0.00	79.00
2	170.00	79.00
3	181.00	100.00
4	400.00	100.00

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient Of 0.270 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient Of 0.000 Has Been Assigned

Cavitation Pressure = 0.0 kPa

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 0.00 m.
and X = 98.00 m.

Each Surface Terminates Between X = 183.00 m.
and X = 193.00 m.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 10.00 m.

5.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

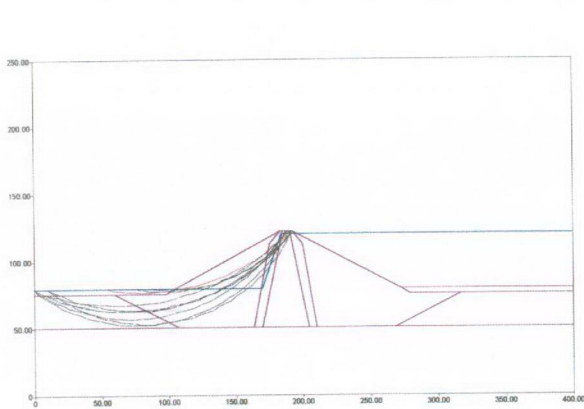
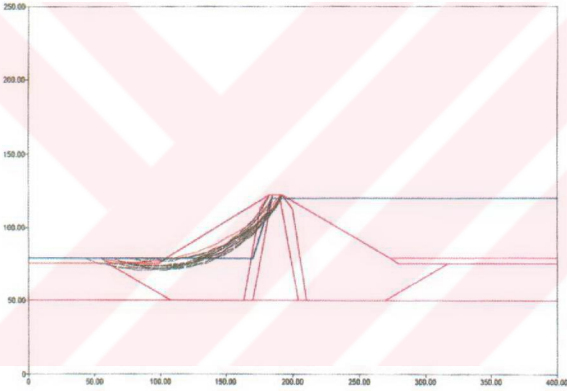
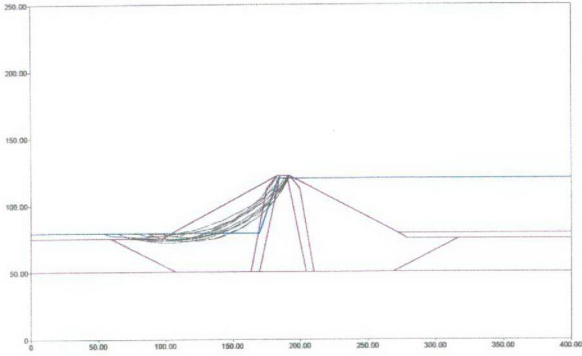
Failure Surface Specified By 31 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	54.44	79.00
2	59.39	78.23
3	64.35	77.62
4	69.33	77.16
5	74.32	76.86
6	79.32	76.72
7	84.32	76.74
8	89.31	76.92
9	94.30	77.25
10	99.28	77.74
11	104.24	78.39
12	109.17	79.20
13	114.08	80.16
14	118.95	81.27
15	123.79	82.54
16	128.58	83.96
17	133.33	85.53
18	138.02	87.25
19	142.66	89.12
20	147.24	91.13
21	151.75	93.29
22	156.19	95.59
23	160.55	98.02
24	164.84	100.60
25	169.04	103.31
26	173.16	106.15
27	177.18	109.12
28	181.11	112.21
29	184.94	115.43
30	188.66	118.76
31	192.05	122.00

Circle Center At X = 81.3 ; Y = 234.9 and Radius, 158.2

*** 1.012 ***

+ 55 m için winstabl programı FS sonuçları



** PCSTABL6 **

by
Purdue University

modified by
Peter J. Bosscher
University of Wisconsin-Madison

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

PROBLEM DESCRIPTION

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries
30 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type BelowBnd
1	0.00	79.00	105.00	79.00	1
2	105.00	79.00	183.00	122.00	2
3	183.00	122.00	185.00	122.00	3
4	185.00	122.00	191.00	122.00	4
5	191.00	122.00	193.00	122.00	3
6	193.00	122.00	273.00	79.00	2
7	273.00	79.00	400.00	79.00	1
8	273.00	79.00	280.00	75.00	2
9	280.00	75.00	317.00	75.00	2
10	317.00	75.00	400.00	75.00	1
11	0.00	75.00	60.00	75.00	1
12	60.00	75.00	98.00	75.00	2
13	98.00	75.00	105.00	79.00	2
14	60.00	75.00	108.00	50.00	1
15	108.00	50.00	164.00	50.00	5
16	164.00	50.00	176.00	113.00	3
17	176.00	113.00	183.00	122.00	3
18	183.00	122.00	185.00	122.00	3
19	191.00	122.00	193.00	122.00	3
20	193.00	122.00	200.00	113.00	3
21	200.00	113.00	211.00	50.00	3
22	211.00	50.00	269.00	50.00	5
23	269.00	50.00	317.00	75.00	1
24	164.00	50.00	170.00	50.00	5
25	170.00	50.00	185.00	122.00	4
26	191.00	122.00	205.00	50.00	4
27	205.00	50.00	211.00	50.00	5
28	0.00	50.00	108.00	50.00	5
29	170.00	50.00	205.00	50.00	5
30	269.00	50.00	400.00	50.00	5

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

5 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (kN/m ³)	Saturated Unit Wt. (kN/m ³)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Piez. Pressure Constant (kPa)	Piez. Surface No.
1	19.5	20.0	0.0	27.0	0.00	0.0	1
2	22.0	23.0	0.0	42.0	0.00	0.0	1
3	20.0	20.5	0.0	35.0	0.00	0.0	1
4	19.5	20.0	5.0	23.0	0.00	0.0	1
5	20.0	21.0	10.0	37.0	0.00	0.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 9.81

Piezometric Surface No. 1 Specified by 4 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	0.00	79.00
2	170.00	79.00
3	184.00	120.00
4	400.00	120.00

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 0.00 m.
and X = 98.00 m.

Each Surface Terminates Between X = 183.00 m.
and X = 193.00 m.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 10.00 m.

5.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

** Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method **

Failure Surface Specified By 25 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	87.11	79.00
2	92.09	78.53
3	97.08	78.27
4	102.08	78.22
5	107.08	78.38
6	112.07	78.74
7	117.03	79.32
8	121.97	80.11
9	126.87	81.10
10	131.72	82.30
11	136.52	83.70
12	141.26	85.30
13	145.93	87.10
14	150.51	89.10
15	155.01	91.28
16	159.41	93.65
17	163.71	96.21
18	167.89	98.94
19	171.96	101.85
20	175.91	104.92
21	179.72	108.16
22	183.39	111.56
23	186.91	115.11
24	190.28	118.80
25	192.97	122.00

Circle Center At X = 100.8 ; Y = 197.1 and Radius, 118.9

*** 1.806 ***

** PCSTABL6 **

by
Purdue University

modified by
Peter J. Bosscher
University of Wisconsin-Madison

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

PROBLEM DESCRIPTION

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries
30 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type BelowBnd
1	0.00	79.00	105.00	79.00	1
2	105.00	79.00	183.00	122.00	2
3	183.00	122.00	185.00	122.00	3
4	185.00	122.00	191.00	122.00	4
5	191.00	122.00	193.00	122.00	3
6	193.00	122.00	273.00	79.00	2
7	273.00	79.00	400.00	79.00	1
8	273.00	79.00	280.00	75.00	2
9	280.00	75.00	317.00	75.00	2
10	317.00	75.00	400.00	75.00	1
11	0.00	75.00	60.00	75.00	1
12	60.00	75.00	98.00	75.00	2
13	98.00	75.00	105.00	79.00	2
14	60.00	75.00	108.00	50.00	1
15	108.00	50.00	164.00	50.00	5
16	164.00	50.00	176.00	113.00	3
17	176.00	113.00	183.00	122.00	3
18	183.00	122.00	185.00	122.00	3
19	191.00	122.00	193.00	122.00	3
20	193.00	122.00	200.00	113.00	3
21	200.00	113.00	211.00	50.00	3
22	211.00	50.00	269.00	50.00	5
23	269.00	50.00	317.00	75.00	1
24	164.00	50.00	170.00	50.00	5
25	170.00	50.00	185.00	122.00	4
26	191.00	122.00	205.00	50.00	4
27	205.00	50.00	211.00	50.00	5
28	0.00	50.00	108.00	50.00	5
29	170.00	50.00	205.00	50.00	5
30	269.00	50.00	400.00	50.00	5

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

5 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (kN/m ³)	Saturated Unit Wt. (kN/m ³)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param. (kPa)	Piez. Pressure Constant (kPa)	Piez. Surface No.
1	19.5	20.0	0.0	27.0	0.00	0.0	1
2	22.0	23.0	0.0	42.0	0.00	0.0	1
3	20.0	20.5	0.0	35.0	0.00	0.0	1
4	19.5	20.0	5.0	23.0	0.00	0.0	1
5	20.0	21.0	10.0	37.0	0.00	0.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 9.81

Piezometric Surface No. 1 Specified by 4 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	0.00	79.00
2	170.00	79.00
3	184.00	120.00
4	400.00	120.00

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient Of 0.150 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient Of 0.000 Has Been Assigned

Cavitation Pressure = 0.0 kPa

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 0.00 m. and X = 98.00 m.

Each Surface Terminates Between X = 183.00 m. and X = 193.00 m.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 10.00 m.

5.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

Failure Surface Specified By 31 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	54.44	79.00
2	59.39	78.23
3	64.35	77.62
4	69.33	77.16
5	74.32	76.86
6	79.32	76.72
7	84.32	76.74
8	89.31	76.92
9	94.30	77.25
10	99.28	77.74
11	104.24	78.39
12	109.17	79.20
13	114.08	80.16
14	118.95	81.27
15	123.79	82.54
16	128.58	83.96
17	133.33	85.53
18	138.02	87.25
19	142.66	89.12
20	147.24	91.13
21	151.75	93.29
22	156.19	95.59
23	160.55	98.02
24	164.84	100.60
25	169.04	103.31
26	173.16	106.15
27	177.18	109.12
28	181.11	112.21
29	184.94	115.43
30	188.66	118.76
31	192.05	122.00

Circle Center At X = 81.3 ; Y = 234.9 and Radius, 158.2

*** 1.270 ***

** PCSTABL6 **

by
Purdue University

modified by
Peter J. Bosscher
University of Wisconsin-Madison

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

PROBLEM DESCRIPTION

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries
30 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type BelowBnd
1	0.00	79.00	105.00	79.00	1
2	105.00	79.00	183.00	122.00	2
3	183.00	122.00	185.00	122.00	3
4	185.00	122.00	191.00	122.00	4
5	191.00	122.00	193.00	122.00	3
6	193.00	122.00	273.00	79.00	2
7	273.00	79.00	400.00	79.00	1
8	273.00	79.00	280.00	75.00	2
9	280.00	75.00	317.00	75.00	2
10	317.00	75.00	400.00	75.00	1
11	0.00	75.00	60.00	75.00	1
12	60.00	75.00	98.00	75.00	2
13	98.00	75.00	105.00	79.00	2
14	60.00	75.00	108.00	50.00	1
15	108.00	50.00	164.00	50.00	5
16	164.00	50.00	176.00	113.00	3
17	176.00	113.00	183.00	122.00	3
18	183.00	122.00	185.00	122.00	3
19	191.00	122.00	193.00	122.00	3
20	193.00	122.00	200.00	113.00	3
21	200.00	113.00	211.00	50.00	3
22	211.00	50.00	269.00	50.00	5
23	269.00	50.00	317.00	75.00	1
24	164.00	50.00	170.00	50.00	5
25	170.00	50.00	185.00	122.00	4
26	191.00	122.00	205.00	50.00	4
27	205.00	50.00	211.00	50.00	5
28	0.00	50.00	108.00	50.00	5
29	170.00	50.00	205.00	50.00	5
30	269.00	50.00	400.00	50.00	5

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

5 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (kN/m ³)	Saturated Unit Wt. (kN/m ³)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param. (kPa)	Piez. Pressure Constant Surface No.
1	19.5	20.0	0.0	27.0	0.00	0.0 1
2	22.0	23.0	0.0	42.0	0.00	0.0 1
3	20.0	20.5	0.0	35.0	0.00	0.0 1
4	19.5	20.0	5.0	23.0	0.00	0.0 1
5	20.0	21.0	10.0	37.0	0.00	0.0 1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 9.81

Piezometric Surface No. 1 Specified by 4 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	0.00	79.00
2	170.00	79.00
3	184.00	120.00
4	400.00	120.00

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient
Of 0.270 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient
Of 0.000 Has Been Assigned

Cavitation Pressure = 0.0 kPa

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random
Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced
Along The Ground Surface Between X = 0.00 m.
and X = 98.00 m.

Each Surface Terminates Between X = 183.00 m.
and X = 193.00 m.

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation
At Which A Surface Extends Is Y = 10.00 m.

5.00 ft. Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial
Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical
First.

** Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method **

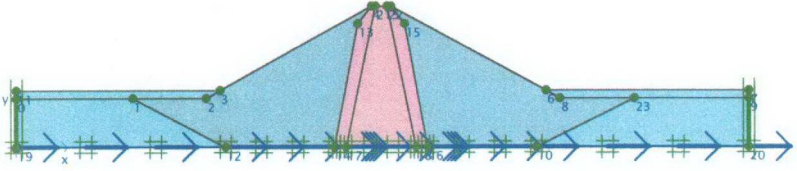
Failure Surface Specified By 31 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	54.44	79.00
2	59.39	78.23
3	64.35	77.62
4	69.33	77.16
5	74.32	76.86
6	79.32	76.72
7	84.32	76.74
8	89.31	76.92
9	94.30	77.25
10	99.28	77.74
11	104.24	78.39
12	109.17	79.20
13	114.08	80.16
14	118.95	81.27
15	123.79	82.54
16	128.58	83.96
17	133.33	85.53
18	138.02	87.25
19	142.66	89.12
20	147.24	91.13
21	151.75	93.29
22	156.19	95.59
23	160.55	98.02
24	164.84	100.60
25	169.04	103.31
26	173.16	106.15
27	177.18	109.12
28	181.11	112.21
29	184.94	115.43
30	188.66	118.76
31	192.05	122.00

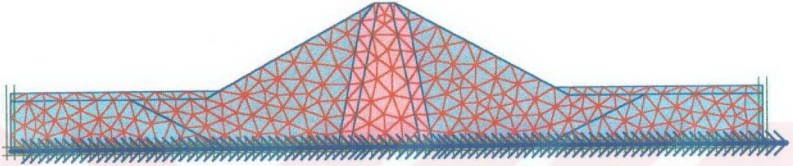
Circle Center At $X = 81.3$; $Y = 234.9$ and Radius, 158.2

*** 0.999 ***

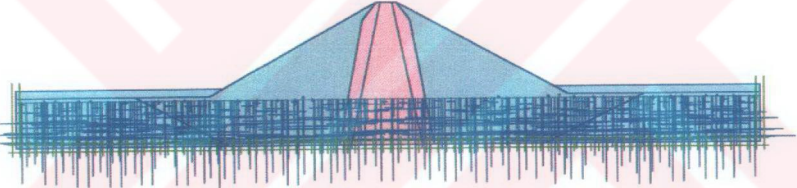
EK 2 Plaxis Analiz Sonuçları



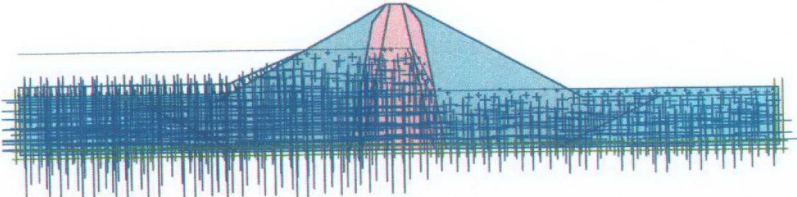
Şev genel görünümü (Input)



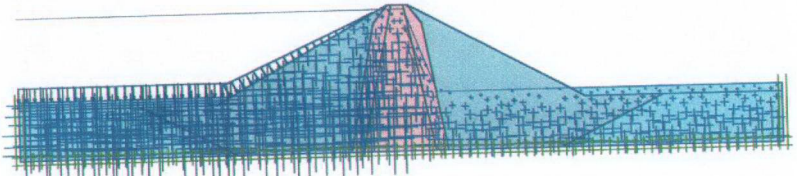
Mesh sonlu elemanlar ağı görünümü (Input)



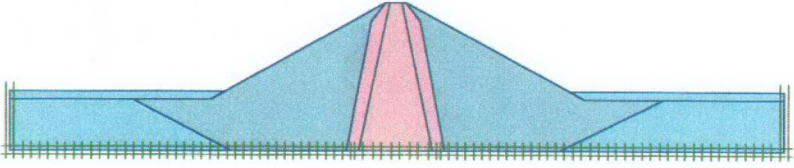
+ 8 m su seviyesi görünümü (Input)



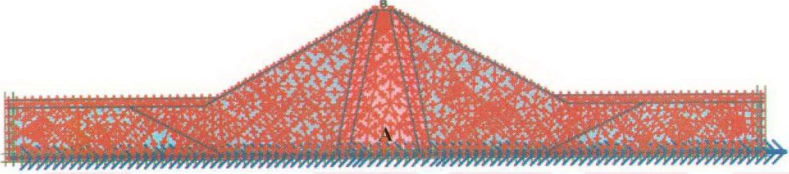
+35 m su seviyesi görünümü (Input)



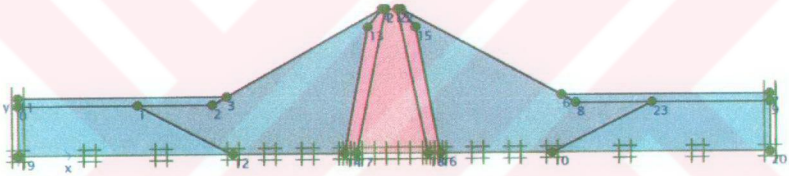
+55 m su seviyesi görünümü (Input)



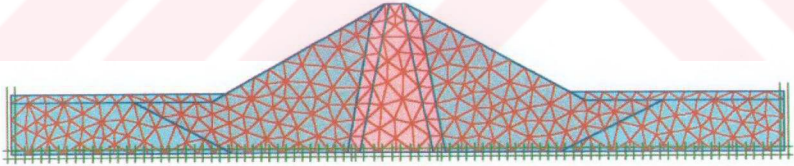
K 0 prosedürü



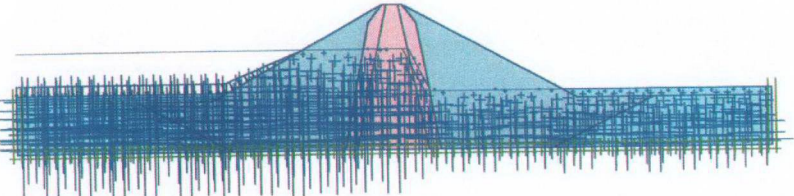
Hesaplama mesh oluşumu noktalarının belirlenmesi



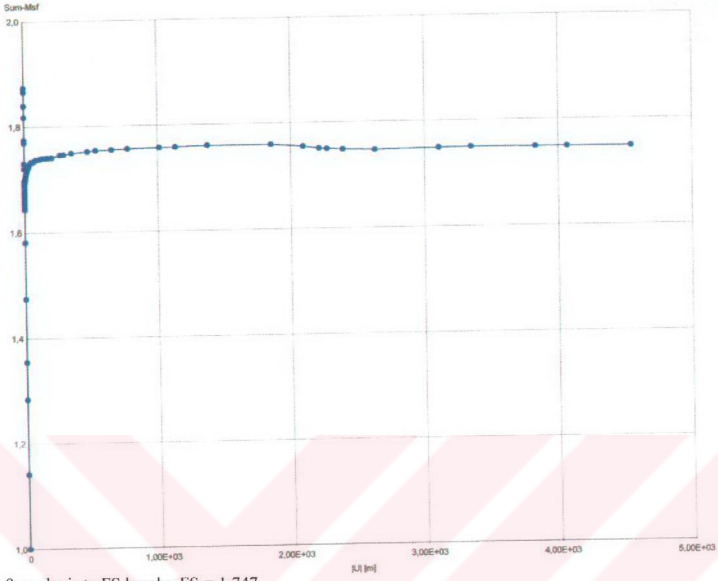
Statik analizde genel geometrik görünüm (Input)



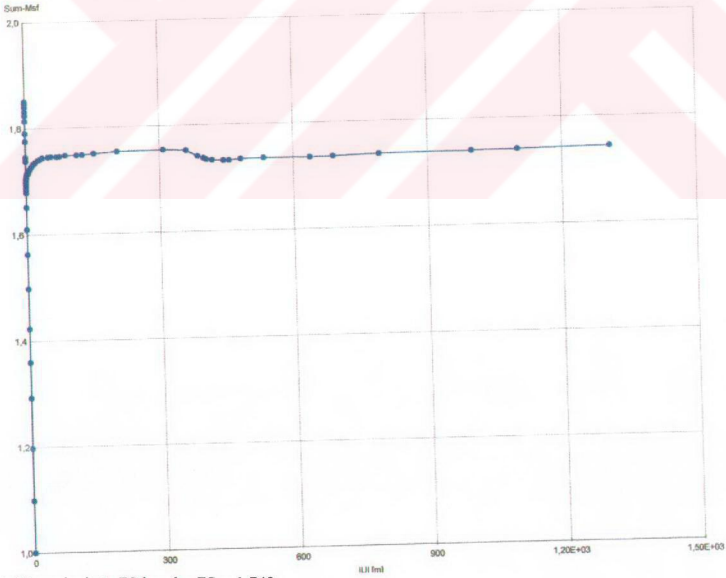
Statik analizde mesh ağlarının oluşturulması (Input)



Statik analizde +35 m için su seviyesi görünümü (Input)



+ 8 m plaxis te FS hesabı FS = 1.747



+ 55 m plaxis te FS hesabı FS = 1.743

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi	08.05.1978	
Doğum yeri	Karasu - SAKARYA	
Lise	1992-1995	Özel Bilfen Lisesi
Lisans	1995-1999	İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fak. İnşaat Mühendisliği Bölümü
Yüksek Lisans	2000-2004	Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Geoteknik Programı

Çalıştığı kurum(lar)

2002-2003 Kasktaş A.Ş.