

**ŞEV STABİLİTESİNDE STATİK VE
DİNAMİK ANALİZ YÖNTEMLERİN
UYGULAMASI**

Aykut MUTLU
Yüksek Lisans Tezi

Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Mayıs – 2004

JÜRİ VE ENSTİTÜ ONAYI

Aykut Mutlu'nun Şev Stabilitesinde Statik ve Dinamik Analiz Yöntemlerin Uygulanması başlıklı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalındaki, Yüksek Lisans tezi ~~18.05.2004~~ tarihinde, aşağıdaki jüri tarafından Anadolu Üniversitesi Lisansüstü Eğitim-Öğretim ve Sınav Yönetmeliğinin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

	Adı-Soyadı	İmza
Üye (Tez Danışmanı)	: Yrd.Doç.Dr. Gülgün YILMAZ	
Üye	: Prof.Dr. Mustafa TUNCAN	
Üye	: Prof.Dr. Hasan MANDAL	

Anadolu Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun ~~30.06.2004~~ tarih ve ~~23/3~~... sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Enstitü Müdürü

Prof. Dr. ALTUĞ İFTAR
Fen Bilimleri Enstitüsü
Müdürü

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

ŞEV STABİLİTESİNDE STATİK VE DİNAMİK ANALİZ YÖNTEMLERİN UYGULAMASI

AYKUT MUTLU

Anadolu Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Yrd.Doç.Dr.Gülgün YILMAZ
2004, 129 sayfa

Günümüzde barajlar, otoyollar, yüksek yapılar gibi büyük ölçekli yapılarda zeminle etkileşim diğer yapılara göre daha fazla olmaktadır. Bu etkileşim sonucu karşılaşılan en büyük problemlerden biri de stabilite problemleridir. Bir zemin kütlelerinde ortaya çıkan göçme ve kayma hareketinin incelenmesi stabilite problemleri olarak isimlendirilir. Bu problemlerin çözümleri oldukça maliyetli olmaktadır. Dolayısıyla karşılaşılan problemi çözebilmek için analiz sırasında tüm kriterlerin gözönüne alınması gerekmektedir.

Bu çalışmanın birinci bölümünde şev stabilitesi analizinde kullanılan statik ve dinamik analiz yöntemleri incelenmiş ve yöntemlerin kullanımı ile ilgili öneriler verilmiştir. Çalışmanın ikinci bölümünde ise Libya'da inşa edilmiş bir dolgu baraj örnek olarak seçilmiştir. Bu örnek baraj üzerinde statik ve dinamik analiz yöntemlerinin çözümü Slope/ W bilgisayar programı kullanılarak yapılmıştır. Çözümlerden elde edilen sonuçlar literatürden elde edilen yönetmelik değerleri ve uygulama için hesaplanmış olan veriler ile karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda bulunan değerler hem literatür hemde örnek olarak seçilen barajın verileri ile uygunluk göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Şev stabilitesi, Statik analiz yöntemleri, Dinamik analiz yöntemleri, Dolgu barajlar

ABSTRACT

Master of Science Thesis

APPLICATION OF STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS METHODS IN SLOPE STABILITY

AYKUT MUTLU

**Anadolu University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Civil Engineering Program**

**Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Gülgün YILMAZ
2004, 129 pages**

There is a great interaction between the soil and structures such as dams, highways, bridges and tall buildings. Stability problems are the major ones among all other engineering problems. Stability problems can be defined as a failure or sliding in a soil mass. Taking necessary precautions to avoid stability problems may be costly. Because of this reason, all the stability criteria must be handled and satisfied, to solve these problems.

In first part of this study, most known static and dynamic slope stability analysis methods have been investigated, and some comments have been made. In second part of the study as an example, an earth dam which was built in Libya has chosen. Solutions of static and dynamic analysis methods have done with computer program Slope/W. Calculations were made according to engineering manuals. Results were compared with the design values of dam and satisfied the manuals. Results were adequate with both engineering manuals and design values.

**Keywords: Slope stability, Static analysis methods, Dynamic analysis
methods, Earth dams**

TEŞEKKÜR

Bu tezin hazırlanmasında sonsuz desteğini esirgemeyen değerli hocam Yrd.Doç.Dr.Gülgün YILMAZ'a İnşaat Mühendisliği Bölüm Başkanı Prof. Dr. Mustafa TUNCAN'a ve İnşaat Mühendisliği Bölümünün diğer öğretim elemanlarına teşekkürü borç bilirim.

Yüksek lisans eğitimim süresince derslerimi takip etmemde gerekli kolaylığı göstermelerinden dolayı Eskişehir Büyükşehir Belediye Başkanı Sayın Prof. Dr. Yılmaz BÜYÜKERŞEN'e, Karayolları 15. Bölge Müdürlüğü Müdürü İsmail KARTAL, Yol Yapım Başmühendisi Nurettin ERAKMAN'a teşekkür ederim.

Değerli dostum İnşaat Mühendisi Türcan TUTUK'a ve tüm öğrenim hayatım boyunca maddi ve manevi desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen sevgili annem ve babama şükranlarımı sunarım.

İÇİNDEKİLER

ÖZET.....	i
ABSTRACT.....	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
İÇİNDEKİLER.....	iv
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	vii
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	ix
1. ŞEV STABİLİTESİNE GİRİŞ.....	1
2. ŞEV STABİLİTE ANALİZİ	2
2.1. Efektif ve Toplam Gerilme Kavramı	2
2.2. Kırılma Çeşitleri.....	3
2.2.1. Kırılğan olmayan zeminler	3
2.2.2. Kırılğan Zeminler	3
2.3. Artık Mukavemet Kavramı	4
2.4. Zemin İçindeki Süreksizliklerin Kayma Mukavemetine Etkisi.....	5
2.5. Güvenlik Sayısı Kavramı	5
3. ŞEV STABİLİTESİNDE STATİK ANALİZ YÖNTEMLERİ.....	6
3.1. Sonsuz Şevler	6
3.1.1. Kuru Kumdaki Sonsuz Şevler	6
3.1.2. Su Seviyesi Altındaki Sonsuz Kohezyonsuz Şevler	7
3.1.3. Su Seviyesi Altındaki Sonsuz Kohezyonlu Şevler	8
3.2. Düzlem Kayma Yüzeyle Şevler	9
3.3. Sürtünme Dairesi Yöntemi.....	12
3.4. Dizayn Kartları	12
3.4.1. Taylor Kartları	13
3.5. Dilimleme Yöntemleri.....	15
3.5.1. Ordinary Yöntemi.....	19

3.5.2. Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi	20
3.5.3. Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi	22
3.5.4. Genelleştirilmiş Limit Denge Yöntemi (GLE)	23
3.5.5. Janbu Genelleştirilmiş Dilimleme Yöntemi (GPS)	26
3.6. Tasarım Ölçütleri	29
3.7. Limit Denge Yöntemlerinin Karşılaştırılması	30
3.8. Limit Denge Yöntemlerinin Seçimi Ve Kullanımı	32
3.8.1. Temel Dört Adım	32
3.8.2. Analiz Yönteminin Seçimi	33
3.9. Statik Analiz Yöntemleri İçin Öneriler	34
4. ŞEV STABİLİTESİNDE DİNAMİK ANALİZ YÖNTEMLERİ	34
4.1. Dinamik Şev Stabilitesi	34
4.2. Depremesel Şev Kaymaları	35
4.3. Depremesel Kayma Aktivitesi	35
4.4. Şev Stabilitesi Değerlendirilmesi	36
4.5. Gerilme-Deformasyon Analizi	36
4.6. Sismik Şev Stabilitesi	36
4.6.1. Ataletsel Duraysızlık Analizi	37
4.6.1.1. Pseudostatik Analiz	37
4.6.1.1.1. Pseudostatik Katsayının Seçimi	38
4.6.1.1.2. Pseudostatik Yaklaşımın Limitleri	39
4.6.1.2. Newmark Kayan Blok Analizi	40
4.6.1.2.1. Akma İvmesinin Şev Deformasyonlarına Etkisi	44
4.6.1.2.2. Uygulanan Hareketler	47
4.6.1.2.3. Şev Deplasmanlarını Etkileyen Diğer Faktörler	48
4.6.1.3. Makdisi - Seed Analizi	48
4.6.1.4. Gerilme-Deformasyon Analizi	50
4.6.1.4.1. Gerilme Potansiyeli Yaklaşımı	50
4.6.1.4.2. Rijitlik Azaltma Yaklaşımı	50
4.6.1.4.3. Doğrusal Olmayan Analiz Yaklaşımı	51
4.6.2. Zayıflatan Duraysızlık Analizi	51
4.6.2.1. Akma Göçmesi Analizi	51
4.6.2.1.1. Stabilitate Analizi	51
4.6.2.1.2. Deformasyon Analizi	52

4.12. Akma göçmelerinde mesafe tahmin kartı: (a) Mukavemet eğrisi hesabı için stabilite sayısı, (b) Hacim ve Mukavemet değişkenlerini birlikte sağlayan H_T ve α değerleri	53
4.13. LSI'nın mesafe ve deprem büyüklüğüyle değişimi (Youd ve Perkins 1986).....	56
4.14. Byrne'in (1991) deformasyon hesaplama modeli için gerilme, birim deformasyon ve geometrik notasyonları	57
4.15. $f(a_y/a_{max})$ 'ın a_y/a_{max} ile değişimi (Baziar vd. 1992)	59
4.16. Kalıcı deplasmanların LSI ile karşılaştırılması (Baziar vd. 1992).....	59
5.1. Çalışmada kullanılan dolgu barajın enkesiti	70

ÇİZELGELER DİZİNİ

3.1.	Dilimleme yöntemlerinde kullanılan denklemler ve bilinmeyenler.....	15
3.2.	Limit denge yöntemlerinde sağlanan statik denge koşulları	16
4.1.	Deprem aktivitelerinde göçmüş dolgu barajların pseudostatik analiz sonuçları.....	40
4.2.	Sıvılaştırılabilir zeminlerin genişçe yayılım gösterdiği alanlarda farklı LSI değerleri için sıvılaşma etkilerinin genel karakteri ve çokluluk durumu (Youd ve Perkins 1987)	55
4.3.	Düzeltilmiş standart penetrasyon değerlerine göre $(N_1)_{60}$, temiz kum için sınırlayıcı kayma birim deformasyonun ortalama değerleri (Seed vd.1985)	58
4.4.	Eşitlik 4.24 ve 4.25'in uygulanabileceği değer aralıkları (Seed vd.1985)	61
5.1.	Statik tasarım durumlarında kullanılacak kayma mukavemeti ve boşluk suyu basınçları.....	64
5.2.	Baraj gövdesi dolgu malzemelerinin özellikleri	67
5.3.	Firmanın tasarımda kullandığı güvenlik sayıları (Garabulli, Rezervuar 3)	69
5.4.	Dolgu barajlarda gerekli minimum güvenlik sayıları (U.S.Army Corps of Engineers, 2003).....	69
5.5.	Çalışma sırasında göz önüne alınan yöntemlerle elde edilen güvenlik sayıları.....	71

1. ŞEV STABİLİTESİNE GİRİŞ

İnşaat Mühendisliğinde karşılaşılan problemlerin büyük bir kısmının çözümü zemin mekaniği ve zemin dinamiği teorilerinin altında yatmaktadır. Şev stabilitesi analizi de bu problemler arasında yer almaktadır.

Genellikle konu hakkında fazla bilgisi olmayanlar en dik şevlerin en az stabil olduğu kanısındadırlar. Fakat bazı durumlarda daha az eğimli şevlerin kaydığı halde dik olanların stabil kaldıkları gözlenmiştir. Şevlerin stabilitesini bozan sebeplerin başında;

- Şev üzerindeki gerilmenin (yükün artması),
- Şevin iç mukavemetini düşürecek içsel sebeplerin ortaya çıkması sayılabilir.

Bu sebeplerin en önemlisi sudur; su zeminin birim hacim ağırlığını artırır ve kayma mukavemetini düşürür. Çevresel faktörlerin etkisiyle zeminin ağırlığında oluşan artışlar, üzerinde yapı inşa edilmesi gibi sebepler sonucu sürşarj yüklerinin artması, şiddetli yağmurlar sonucu zeminin su muhtevasının artması, önceden oluşmuş olan bir şevde kazı yapılması sonucu kaymaya karşı koyan kuvvetlerin azalması, doğal bitki örtüsünün bozularak, ağaç köklerinin kesilmesi şevlerde kaymaya sebep olmaktadır. Bu gibi sebepler sonucu meydana gelebilecek yatay hareketler ve deformasyonlar, çoğunlukla kendini önceden belli ederek, yavaşça yada aniden oluşabilmektedir. Ani kaymalar genelde kazı yapılması sırasında drenajsız ortamlarda kayma gerilmelerinin ortaya çıkarak harekete sebep olmasının sonucudur. Yavaşça yada uzun süreli kaymalara ise genelde doğal şevlerde rastlanmaktadır.

Şev stabilitesi uygulaması için gerekli hesaplamalarda genellikle drenajlı kayma mukavemeti kullanılır. İnce kum ve siltli kum bu durumun dışında kalır. Bu tip zeminler düşük permeabiliteye sahiptirler ve boşluk suyu basıncı, hızlı yükleme durumlarında (deprem ve kazık çakma gibi ani yüklemelerde) düşemezler. Boşluk suyu basıncındaki artış gevşek kumlarda mukavemetin tamamen kaybolmasına ve büyük yıkımlara yol açabilir. Sıkı kum yatakları ise dinamik şok yükleriyle mukavemet kazanırlar çünkü bunlar içindeki boşluk suyu basıncı negatif yönde oluşmaktadır.

Şevleri genel olarak üçe ayırmak mümkündür;

- Doğal şevler,
- Kazı sonucu oluşan şevler,
- Dolgu sonucu oluşan şevler.

Şev stabilitesi analizleri temel kabulleri ve hesap yöntemleri bakımından iki gruba ayrılır. Bunlardan birincisi limit dengesine dayanır. Bu hesap yönteminde zeminin mukavemetine ve muhtemel kayma yüzeyine göre bir güvenlik sayısı belirlenir. Tüm limit denge problemleri statik bakımdan belirsizlikler içerir. Bunun sebebi de gerilme - deformasyon ilişkisinin kayma yüzeyi boyunca tam olarak belirlenememesidir. Bu sebepten dolayı bazı kabuller yapmak gereklidir. Bu kabullerin farklılığından dolayı analiz yöntemlerinde ortaya farklı sonuçlar çıkabilmektedir. İkinci yöntem ise, elastisite ve plastisite teorileriyle kritik noktadaki kayma gerilmelerinin kayma mukavemetiyle karşılaştırılması esasına dayanır.

2. ŞEV STABİLİTE ANALİZİ

2.1. Efektif ve Toplam Gerilme Kavramı

Mukavemet parametrelerini hesaplamak için temel olarak iki yaklaşım vardır. Efektif gerilme yönteminde olası kayma yüzeyindeki boşluk suyu basıncı tahmin edilir ve kayma mukavemeti efektif mukavemet parametreleri üzerine kurulur. Efektif gerilme parametreleri drenajlı konsolidasyon (CD) veya drenajsız konsolidasyon (CU) deneylerinden elde edilir. Toplam gerilme yönteminde doğal şartlara uygun hazırlanmış modellerde laboratuvar deneyleri yapılarak kayma mukavemeti toplam gerilme cinsinden bulunur. Modelde oluşan boşluk suyu basıncı asıl şevdekiyle aynı kabul edilir. Bu iki yöntemin güvenilirlikleri açısından büyük farklılıkları yoktur. Denklemlerdeki belirsizlikler ise şevin içindeki boşluk suyu basıncının tam olarak tahmin edilememesinden kaynaklanır. Dolgu zeminlerde, dolgu aşamasında boşluk suyu basıncı ölçülebildiğinden efektif gerilme yöntemi daha avantajlı olabilir. Kaymaların detaylı araştırılması yapılmak istenildiğinde – akademik çalışma veya yapılması düşünülen bir inşaat projesi olsun – en iyi şekilde etüt ederek yüzeyin verdiği bilgilerin

değerlendirilmesi gerekmektedir. Daha sonra arazinin fotoğrafları değerlendirilmeye alınır. Topografik veriler ve fotoğraf bilgileri kontürlü bir plana işlenir. Arazinin hava araçlarından yüksek çözünürlüklü fotoğrafları elde edilir. Fakat bu fotoğrafları yorumlamak tecrübesiz kişiler için güçtür. Bazı durumlarda, şimşek gibi doğa olayları sebebiyle fotoğraflarda oluşan gölgeler fotoğrafların aşırı derecede yanlış yorumlanmasına sebep olabilir. Bu gibi durumlardan kaçınmak için arazinin düşük açılı eğik fotoğrafları da çekilmelidir. Şevin stabil olup olmadığı aynı yönden aynı açıyla çekilmiş iki fotoğrafın karşılaştırılmasıyla anlaşılabilir.

2.2. Kırılma Çeşitleri

Zeminler, kırılma anında gösterdikleri özelliklere göre iki temel davranış gösterirler.

2.2.1. Kırılma olmayan zeminler

Bu tip zeminlerde zemin tam mukavemetine ulaştıktan sonra uygulanacak ilave yükler taşınmaz. Bu da zemin içindeki deformasyonları ve yer değiştirmelerin artmasına neden olur. Topuğun kabarması veya şev yüzünün yatay yer değiştirmesi bu tip zeminlerin gerilme - deformasyon eğrisini verir. En sonunda tüm kütle potansiyel kayma yüzeyi boyunca harekete geçer.

Şev tepesinin ilave yüklenmesi, topuğun yükselmesine ve tepenin oturmasına sebep olur. Kayma, kayma mukavemetinin kayma yüzeyi boyunca dengeye gelmesiyle durur. Bu durum bu çeşit zeminden oluşmuş dolguların belli yükseklikleri geçemeyeceklerine kanıttır. Çok küçük yer değiştirmeler bile şevi düzleştirmeye ve kayma gerilmesini düşürerek dengeye getirmek için yeterli olmaktadır. Prensip olarak kırılma olmayan zeminlerde yer değiştirmelerin az olması beklenir.

2.2.2. Kırılma Zeminler

Bu tip zeminlerde daha karmaşık bir davranış söz konusudur. Zemin kütlelerinin bir kısmının pik kayma mukavemetine ulaşması veya pik mukavemetin mobilize olması sadece zeminin daha fazla yük taşıyamayacağı anlamına gelmez, yükün akma sınırına geldiğini gösterir. Yük akması çevredeki tüm elemanların da

harekete geçmesine, zeminin yayılarak yük taşıma kapasitesini kaybetmesine ve harekete geçmesine yol açar. Bunun sonucunda daha fazla yer değiştirmeler oluşur ve kayma yüzeyi oluşana kadar daha da fazla mukavemet kaybı gerçekleşir. Kayma yüzeyi ise düz taneciklerin kayma gerilmeleri doğrultusunda yönlendirmesiyle oluşur. Kayma yüzeyi boyunca oluşan kayma mukavemeti artık mukavemettir ve kütle yerçekimi kuvvetleriyle artık mukavemet dengeye gelene kadar hareket eder. Eğer zeminin kırılganlığı büyükse büyük yer değiştirmeler oluşur.

Kırılganlık Bishop (1967) tarafından aşağıdaki eşitlikte verilmiştir;

$$I_b = \frac{Sp - Sr}{Sp} \quad (2.1)$$

Sp: Pik Gerilme

Sr: Artık Gerilme

Deformasyonun oluşum hızı yük-deformasyon eğrisindeki pik ve artık mukavemet değerleri arasındaki ilişkiye bağlıdır. Örneğin mukavemetteki hızlı bir düşüş yer değiştirmelerin daha hızlı olmasına neden olur. Benzer kırılma durumları şevdeki boşluk suyu basıncının artmasıyla da görülebilir.

2.3. Artık Mukavemet Kavramı

Kayma yüzeyinin oluşması düz yüzeyli kil taneciklerinin kayma yönünde düzlem oluşturmasıyla oluşur. Bu yönelim ince tabakalar halinde polarize ışık ve optik mikroskopla gözlenebilir. Zeminin bu özelliği diğer özelliklerini de elimine eder. Örneğin; gerilme geçmişi. Kayma yüzeyinin oluşması zemine tamamen yeni bir yapısal özellik kazandırır ve diğerlerinin önemini kaybettirir. Kayma yüzeyi oluşumu; düz parçacıkların aynı doğrultuda yönelmesi ve uygulanan gerilmelerin etkisinde parçacıkların birbiriyle sürtünme teması yapmasıdır. Kayma yüzeyleri yeteri kadar düz şekilli taneciklere sahip zeminlerde oluşur. Mika-kuartz, silt-kil karışımlarında yapılan deneyler kritik bir kil oranı olduğunu ve bu oran altında kile sahip zeminlerde kayma yüzeyi oluşmayacağını göstermiştir. Kayma yüzeyi oluşmazsa zeminin mukavemeti sabit kalır. Artık

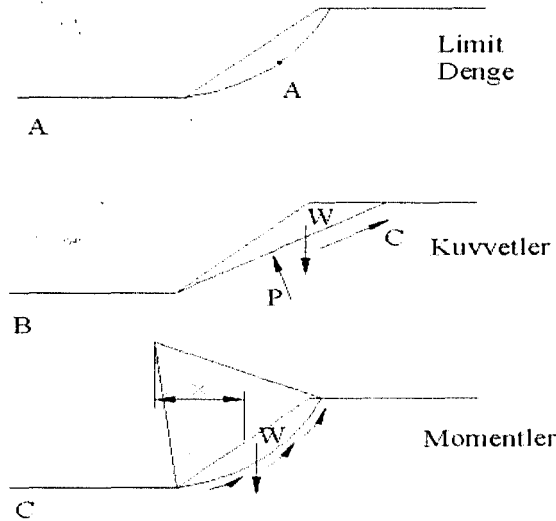
mukavemet durumunda içsel sürtünme açısı da pik durumdakinden daha küçüktür. Bazı zeminlerde artık kayma mukavemeti, yükleme oranına hassastır.

2.4. Zemin İçindeki Süreksizliklerin Kayma Mukavemetine Etkisi

Zemin içindeki en büyük süreksizlik kayma yüzeyidir. Böyle bir yüzeyde kayma mukavemeti düşer ve zeminin geleceğinde önemli rol oynar. Kayma mukavemetini etkileyen diğer süreksizlikler; çatlaklar ve birleşme yerleridir. Fay hattı kayma yüzeyi oluşturur ve sebebi kayma gerilmeleridir. Birleşme yerlerinde oluşan çatlakların sebebi çekme gerilmeleridir. Yataklanma ve katmanlaşma zeminin akümülyasyonu ve sıkıştırılmasıyla gerçekleşir.

2.5. Güvenlik Sayısı Kavramı

Güvenlik sayısı kavramının anlaşılması akla uygun şev tasarımları için önemlidir. İyi çözümlenmiş bir güvenlik sayısı, analizde kullanılacak olan mukavemet parametreleri, boşluk suyu basınçları gibi güvenilirliği tam olmayan verilerin oluşturduğu belirsizlik derecesini gösterir. Genelde arazi incelemesinin yetersiz olduğu durumlarda güvenlik sayısının büyük çıkması beklenir. Güvenlik sayısının çeşitli tanımları Şekil 2.1'de görülmektedir.



Şekil 2.1. Güvenlik sayısının çeşitli tanımları

3. ŞEV STABİLİTESİNDE STATİK ANALİZ YÖNTEMLERİ

3.1. Sonsuz Şevler

Sonsuz şevler limit denge yöntemlerine giriş için iyi bir başlangıçtır. Eğer bir şev oldukça uzunsa ve zemin özellikleri genelde şev boyunca aynıysa bu şev pratik olarak sonsuz şev kabul edilebilir.

3.1.1. Kuru Kumdaki Sonsuz Şevler

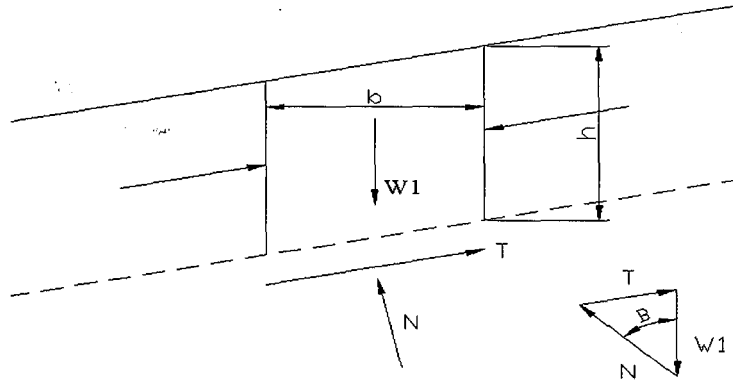
Şekil 3.1'deki kuru kohezyonsuz denge halindeki zemin ele alınır;

- h: Zeminin kayma yüzeyi derinliği.
- b: Hesaplanan zeminin genişliği.
- γ : Zeminin toplam birim hacim ağırlığı olmak üzere;

Burada hesaplanan dilimin ağırlığı ;

$$W_t = b \cdot h \cdot \gamma \quad (3.1)$$

olarak ifade edilir.



Şekil 3.1. Sonsuz şevlerdeki tipik serbest cisim diyagramı ve kuvvet poligonu

Dilimin ağırlığı; Normal Kuvvet (N) ve Kayma Kuvveti (T) ile dengelenir. Bu kuvvetler arasındaki denge;

$$N = W \cdot \cos\beta \quad (3.2)$$

$$T = W \cdot \sin\beta \quad (3.3)$$

olarak ifade edilir.

Bu kuvvetleri ele alınan dilimin taban alanına bölünürse normal gerilme (σ) ve kayma gerilmesi (τ) bulunur.

$$\sigma' = \frac{N}{b / \cos \beta} = h\gamma \cos^2 \beta \quad (3.4)$$

$$\tau = \frac{T}{b / \cos \beta} = h\gamma \sin \beta \cos \beta \quad (3.5)$$

Sonsuz şevde güvenlik sayısı zeminin mukavemetinin denge için gerekli olan kayma gerilmesine oranı olarak tanımlanır.

Zeminin mukavemeti ;

$$S = \sigma' \tan \phi' \quad (3.6)$$

olarak tanımlanırsa;

$$F = \frac{S}{\tau} = \frac{\sigma' \tan \phi'}{h\gamma \sin \beta \cos \beta} = \frac{\tan \Phi'}{\tan \beta} \quad (3.7)$$

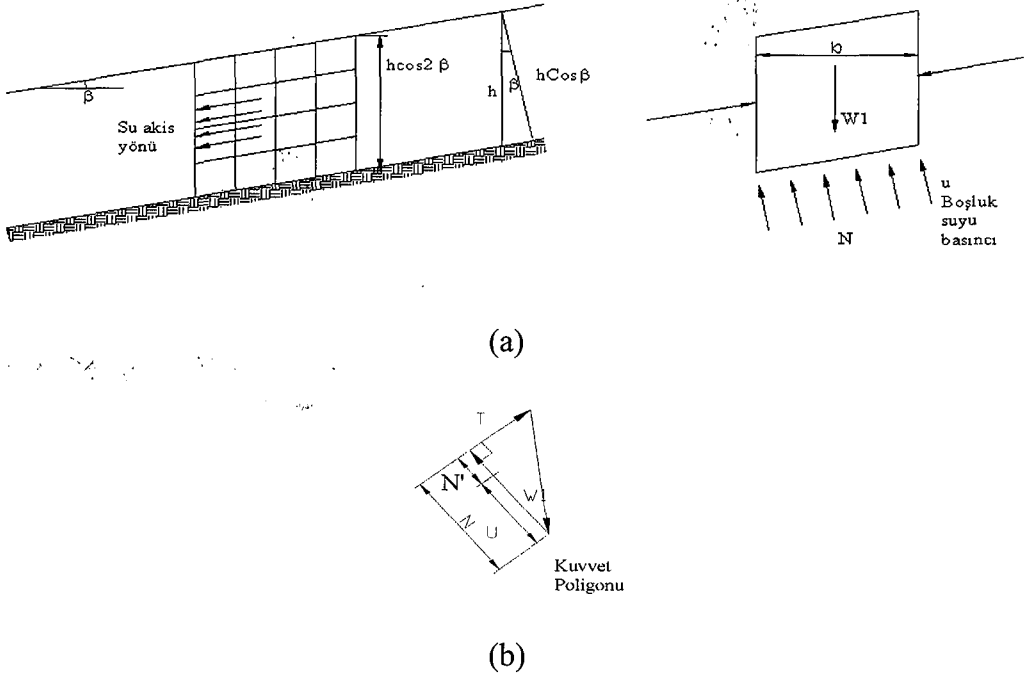
Bu eşitlikte güvenlik sayısını 1 olarak düşünülürse $\beta = \phi'$ olarak bulunur. Böylece bize kuru kohezyonsuz zeminlerdeki maksimum şev açısı elde edilmiş olunur.

3.1.2. Su Seviyesi Altındaki Sonsuz Kohezyonsuz Şevler

Su seviyesi altındaki şevlerin hesap yöntemi temel olarak sonsuz şevlerle aynıdır. Sadece içsel gerilmeler hesaplanırken ıslak birim hacim ağırlık kullanılır. Yine de Eşitlik 3.7'deki γ değerleri birbirini götürmeyeceğinden sonsuz şevlerdeki güvenlik sayısı elde edilir.

3.1.3. Su Seviyesi Altındaki Sonsuz Kohezyonlu Şevler

Yer altı suyu akışı Şekil 3.2'deki gibiyse göz önüne alınan herhangi bir dilimin denge durumu Şekil 3.2b'deki gibi olur. Dilimin her iki yanındaki kuvvetler zemin ve sudan dolayıdır ve eşit kabul edilirler. Dilimin ağırlığı toplam veya doymuş birim hacim ağırlık kullanılarak hesaplanır. Muhtemel kayma yüzeyindeki boşluk suyu basıncı su akış diyagramından bulunur.



Şekil 3.2. Sonsuz şevlerde (c-φ) yer altı su akımının yüzeye paralel olduğu durum

$$u = \gamma_w h \cos^2 \beta \quad (3.8)$$

Kaldırma kuvveti;

$$U = \frac{ub}{\cos \beta} \quad (3.9)$$

$$U_z = \gamma_w b h \cos \beta \quad (3.10)$$

$$W_i = b h \gamma \quad (3.11)$$

$$N = W \cos \beta \quad (3.12)$$

$$N' = N - U \quad (3.13)$$

$$T=W\sin\beta \quad (3.14)$$

$$N'=bh\cos\beta(\gamma-\gamma_w) = bh\cos\beta\gamma_b \quad (3.15)$$

Dilimin tabanındaki normal ve kayma gerilmeleri;

$$\sigma' = \frac{N'}{b / \cos \beta} = \gamma' h \cos^2 \beta \quad (3.16)$$

$$\tau = \frac{T}{b / \cos \beta} = \gamma h \cos \beta \sin \beta \text{ olur.} \quad (3.17)$$

Zeminin kayma mukavemeti;

$$S = \tau' + \sigma' \tan \phi' \quad (3.18)$$

$$S = \tau' + \gamma' h \cos^2 \beta \tan \phi' \quad (3.19)$$

Güvenlik sayısı;

$$F = \frac{S}{\tau} = \frac{\tau' + \gamma' h \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma h \cos \beta \sin \beta} \text{ olur.} \quad (3.20)$$

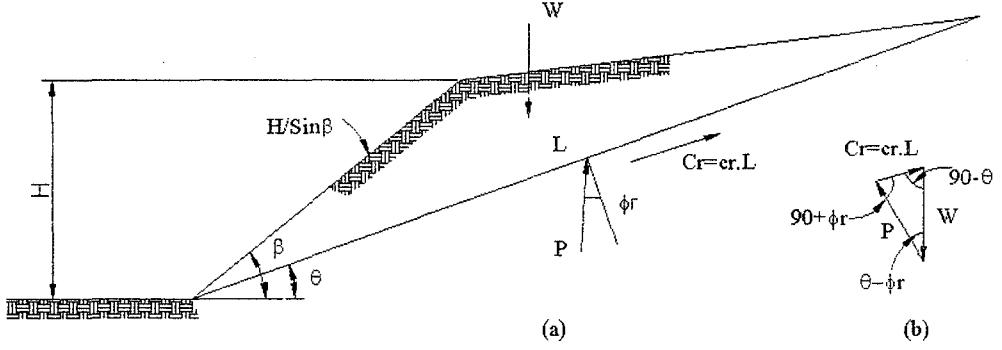
Eğer güvenlik sayısı 1 kabul edilip üstteki denklemi h'a göre çözümlürse;

$$h = \frac{\tau' \sec^2 \beta}{\gamma \left[\tan \beta - \left(\frac{\gamma_b}{\gamma} \right) \tan \phi' \right]} \quad (3.21)$$

elde edilir. h'nin bu değeri sadece yüzeye paralel sızıntı olduğu durumlarda geçerlidir.

3.2. Düzlem Kayma Yüzeyle Şevler

Kayma yüzeyinin düzlem şekilde olduğu şevler genelde zeminin içerisinde belirli ve zayıf bir düzlemin olduğu dolgular veya toprak depozitleridir. Örneğin, katmanlı zeminlerde kazı derine indikçe katmanlar arası kaymanın oluşabileceği rastlanan olaylardır. Şevlerde özellikle homojen zeminlerden oluşan şevlerde bu yaklaşım pek kullanılmaz. Bunun sebebiyse homojen zeminlerde bu yaklaşımın temel ögesi olan kayma düzlemine rastlama olasılığının çok düşük olmasıdır. Bu yaklaşım tarzı Culmann (1866) tarafından kullanılmaya başlanmıştır.



Şekil 3.3. Kayma yüzeyinin düzlemsel olduğu kabulünde şev stabilitesi

Şekil 3.3'deki üçgensel kama göz önüne alınırsa;

W : Kamanın ağırlığı

Cr : Kayma yüzeyindeki sürtünme ($Cr = cr \cdot L$)

P : Normal ve sürtünme kuvvetlerinin bileşkesi

Şekildeki poligonun çözülebilmesi için Cr ve ϕ değerlerine sahip olunması gerekir.

$$F_c = \frac{\text{gerçek kohezyon}}{\text{gerekli kohezyon}} = \text{kohezyona göre güvenlik sayısı} \quad (3.22)$$

$$F_\phi = \frac{\text{gerçekteki tan}\phi}{\text{gerekli tan}\phi} = \text{sürtünmeye göre güvenlik} \quad (3.23)$$

Bu güvenlik katsayılarından herhangi biri 1 kabul edilip çözüm yapıldığında diğer güvenlik katsayıları 1'den büyük çıkarsa şev güvencedir. Gerçek güvenlik sayısı ise $F_c = F_\phi = F_s$ olduğunda bulunmuş olur. F_s deneme yanılma yoluyla bulunur. Öncelikle F_ϕ 'ye bir değer atanır, buradan da ϕ_r bulunur. Şekil 3.3b deki kuvvetler poligonundan F_c hesaplanır. Bu çözüm yöntemi $F_\phi = F_c$ olana kadar uygulanır. Eğer zayıf düzlem açıkça belirlenebiliyorsa problemin çözümünde yukarıdaki çözüm yöntemi yeterlidir. Kayması muhtemel zayıf yüzeyin tam olarak belirlenemediği durumlardaysa şu çözüm yöntemi uygulanır,

Kuvvetler poligonundan (Şekil 3.3b)

$$\frac{C_r}{W} = \frac{\sin(\theta - \phi_r)}{\sin(90 + \phi_r)} = \frac{\sin(\theta - \phi_r)}{\cos \phi_r} \quad (3.24)$$

(Şekil 3.3a) dan,

$$\frac{C_r}{W} = \frac{c_r L}{\frac{1}{2} \gamma L (H / \sin \beta) \sin(\beta - \theta)} \quad (3.25)$$

Bu iki denklemi ortak çözümlürse;

$$\frac{c_r}{\gamma H} = \frac{\sin(\theta - \phi_r) \sin(\beta - \theta)}{2 \cos \phi_r \sin \beta} \quad (3.26)$$

Bu denklemin θ 'ya göre türevi alınıp 0'a eşitlenirse θ (minimum güvenlik sayısındaki θ değeri) bulunmuş olur.

$$\theta_c = 0,5 (\beta + \phi_r) \quad (3.27)$$

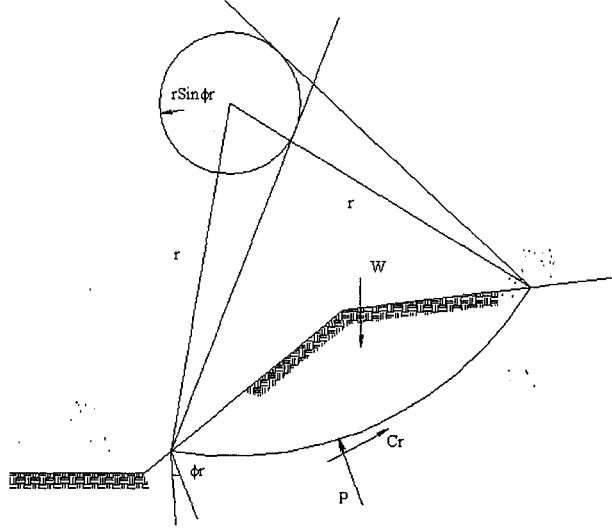
Bu değer Eşitlik 3.26'da yerine koyulursa;

$$\left(\frac{c_r}{\gamma H} \right)_{max} = \frac{1 - \cos(\beta - \phi_r)}{4 \sin \beta \cos \phi_r} \quad (3.28)$$

olarak bulunur. Homojen zeminlerde kritik kayma yüzeyinin düzlemsel olması ihtimali düşüktür. Bu yüzden Eşitlik 3.28 pek pratik sonuçlar vermez. Bu yöntem toplam gerilme analizine çok uygun olmaktadır. Boşluk suyu basıncı hesaplarda yer almamakta ve güvenlik sayısı toplam ağırlıklardan bulunmaktadır.

3.3. Sürtünme Dairesi Yöntemi

Sürtünme dairesi Şekil 3.4'deki gibi deneme yanılmayla çözülebilir. Dairesel kamanın denge durumu 3 vektör dikkate alınarak irdelenir. W ağırlık, C_r toplam kohezyon kuvveti, P 'de normal ve sürtünme kuvvetlerinin bileşkesidir. W ve C_r vektörleri toplandığında sonuç denge durumunda değildir. Bu yüzden bu 2 vektörün toplamı 0 yapılarak P vektörü çizilir. Problem çözümünde tek bilinen W 'dir. P ve C ise daha önceki gibi deneme yanılma yöntemiyle bulunur. Eğer F_ϕ 'ye bir değer atanırsa $\phi_r = \text{Arctan}(\tan\phi / F_\phi)$ için sürtünme dairesi çizilebilir. Buradan da C_r değeri hesaplanır. $F_c = C / C_r$ den F_c bulunur ve F_ϕ ile karşılaştırılır. Böylece yeni F_ϕ bulunur ve bu işlem $F_\phi = F_c = F_s$ olana kadar devam eder. Diğer merkezler ve daireler kullanılarak da minimum güvenlik sayısı bulunur. Sürtünme dairesi yöntemi toplam gerilme analizi ve zeminin homojen olması zorunluluğu dolayısıyla sınırlıdır. Suyun etkisi katılabilir fakat daha kompleks durumlarda dilimleme yöntemi kullanılır.



Şekil 3.4. Sürtünme dairesi yöntemi

3.4. Dizayn Kartları

Dizayn kartları, ön dizayn ve daha sonra yapılacak detaylı analizlere alternatifler sunması bakımından önemlidir. Ayrıca detaylı analizlerin kontrolünü çok kısa sürede sağlarlar. Stabilitate kartlarının diğer bir avantajı da kaymış yüzeyleri geri analizinde mukavemet değerlerinin hesaplanmasında

kullanılabilmeleridir. Bu da kayma anında güvenlik sayısını 1 kabul ederek bilinmeyen kayma mukavemetinin bulunmasıyla olur. Zeminler genelde hem σ' hem de ϕ' içerdiklerinden bu yolla kesin değerlere ulaşmak mümkün değildir. Ancak arazi şartlarına ve tecrübeye dayanılarak en mantıklı σ' ve ϕ' değerleri tahmin edilebilir. Ancak sürtünme açısının belli zemin türleri içerisinde değişimin kısıtlı olduğu düşünülürse ve arazide yapılan deneyler sonucunda ϕ' nün değerine oldukça yaklaşılr. Dizayn kartları genelde ideal ve homojen zeminler için hazırlanmıştır ve gerçekte bu durumlarla karşılaşmak oldukça güçtür. Kartların genel kabulleri şunlardır :

1. İki boyutlu limit denge analizi
2. Basit homojen şev
3. Dairesel kayma yüzeyi

Bu kabullere rağmen pek çok mühendis bu kartları homojen ve uniform olmayan şevler için kullanmaktadırlar. Bunun şartıysa ortalama şev eğim açısı kullanmak, σ ve ϕ değerlerinin ağırlıklı ortalamalarını almak, c_u 'nunda ağırlığını zeminlerin taban uzunluğuyla orantılı biçimde almaktır.

3.4.1. Taylor Kartları

Taylor(1948) $\phi=0$ ve $\phi>0$ durumları için Şekil 3.5 ve 3.6 deki gibi iki ayrı kart hazırlanmıştır. Bu kartlarda;

β : Şev açısı

DH: Topuktan aşağı derinlik

H: Şev yüksekliği

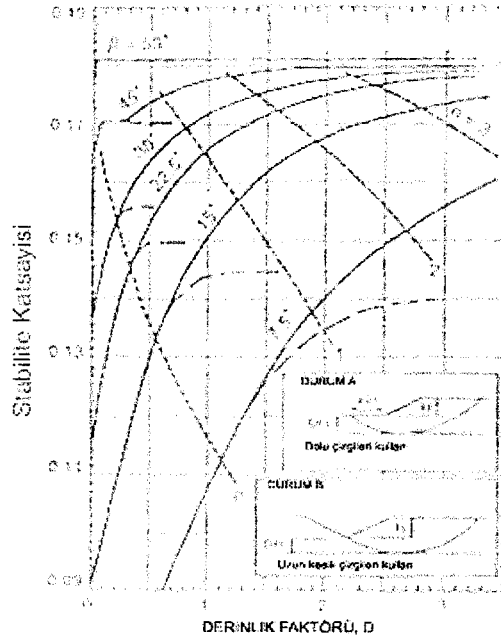
D: Derinlik oranı

C_d : Oluşan kohezyon (grafikteki dolu çizgiler)

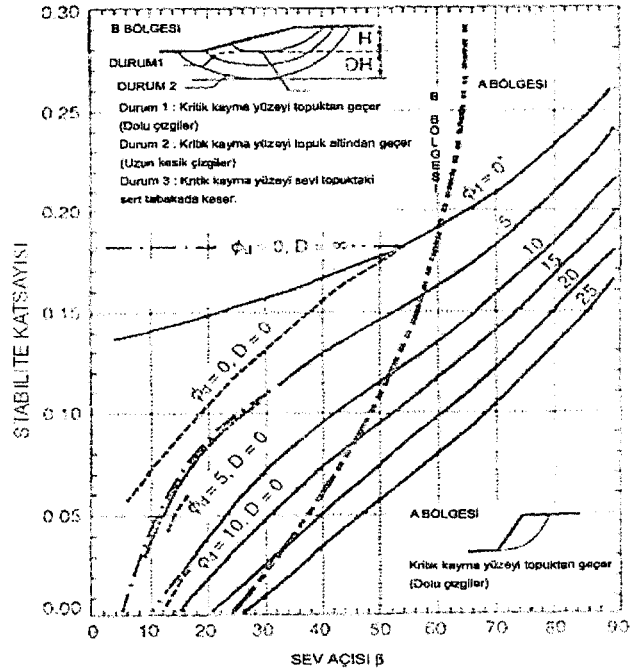
nH: Kayma dairesinin topuktan uzaklığı

Eğer topuk dışında, kayma dairesinin topuktan geçmesini engelleyecek yük varsa uzun kesikli çizgi oluşan kohezyonu bulmada kullanılmalıdır. Dikkat edilecek olursa dolu ve kesikli çizgiler n, 0'a yaklaştıkça birbirlerine daha çok

yaklaşmaktadırlar. $n=0$ doğrusunun solunu belirten daireler topuğun altından geçmediğinden topuk dışındaki yüklemelerin oluşan kohezyonda etkisi yoktur.



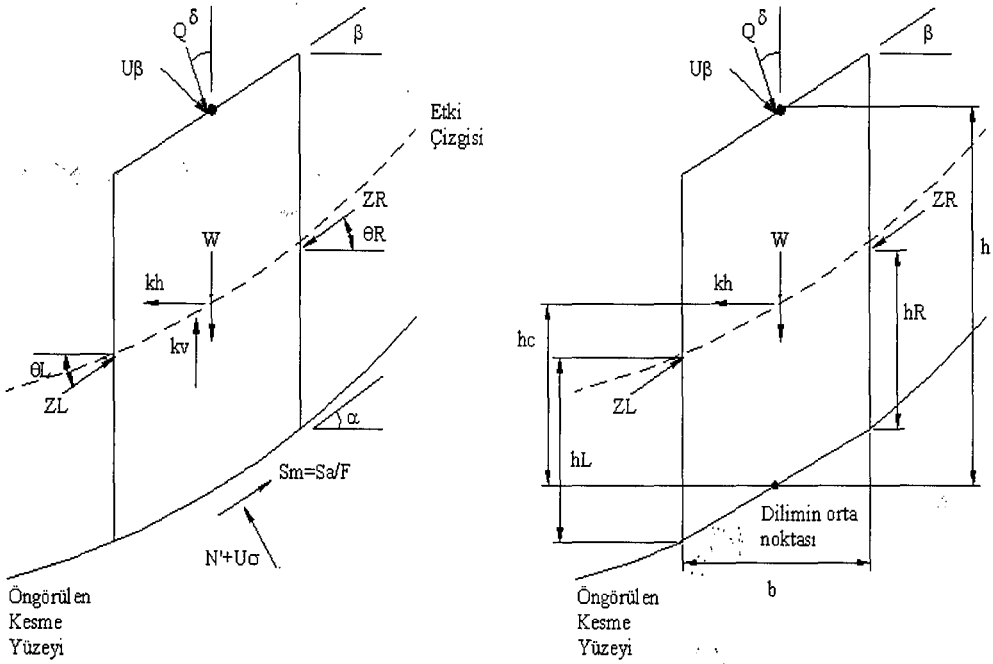
Şekil 3.5. Taylor kartı ($\phi=0$ durumu ve β açısının 54° den az olduğu durum)



Şekil 3.6. Taylor kartı ($\phi>0$ halinde)

3.5. Dilimleme Yöntemleri

Şekildeki sistemde Çizelge 3.1'de görüldüğü gibi $6n-2$ adet bilinmeyen vardır. Sistem içinse yalnızca dört denklem yazılabilir. Bu yüzden de bu sistem statik olarak çözümsüzdür. Sistemin çözülebilmesi için bazı kabullerin yapılması gerekmektedir. Çizelge 3.2'de kullanılan bazı analiz yöntemlerinin güvenlik sayısı bulunurken sağladıkları statik dengeler gösterilmiştir.



F:	Güvenlik sayısı	Z_L :	Dilimler arası sol kuvvet
S_b :	Mukavemet $C+N'\tan\phi$	Z_R :	Dilimler arası sağ kuvvet
S_m :	Mobilize mukavemet	θ_L :	Dilimler arası sol kuvvet açısı
U_α :	Boşluk suyu basıncı	θ_R :	Dilimler arası sağ kuvvet açısı
U_β :	Yüzey suyu basıncı	h_L :	Z_L kuvveti yüksekliği
W:	Dilim ağırlığı	h_R :	Z_R kuvveti yüksekliği
N' :	Efektif normal kuvvet	α :	Dilim taban yüzeyi eğimi
Q:	Dış yük	β :	Dilim üst yüzeyi eğimi
k_v :	Yatay sismik katsayı	b:	Dilim genişliği
k_h :	Düsey sismik katsayı	h:	Ortalama dilim yüksekliği
		h_c :	Dilim merkezi yüksekliği

Şekil 3.9. Tipik bir dilime etkiyen kuvvetler

oluşur ve sistem belirsiz hale gelir, sonuç olarak da kuvvet dengesi son dilim için sağlanamaz.

- Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi (1973)

Janbu da dilimler arası kayma kuvvetlerini 0 kabul eder. Böylece sistemde $(4n-1)$ bilinmeyen oluşur ve sistem belirsiz hale gelir. Janbu moment denge denklemlerini sağlayabilmek için f_0 düzeltme katsayısı kullanmıştır.

- Lowe & Karafiath Yöntemi (1960)

Bu yöntemde dilimler arası kuvvetlerin dilime, dilim üstü ve tabanındaki açının ortalamasıyla etki ettiği varsayılır.

$$\theta = \frac{1}{2}(\alpha + \beta)$$

Bu yöntemde $(4n-1)$ bilinmeyen oluşur ve moment denge denklemlerini sağlayamaz.

- Corps of Engineers Yöntemi (1982)

Bu yöntem dilimler arası kuvvetleri zemin yüzeyine paralel ($\theta=\beta$) veya ortalama eğime eşit kabul eder. Bu bakımdan Lowe ve Karafiath yöntemine benzemektedir ve moment denklemleri her dilim için sağlanamamaktadır.

- Spencer Yöntemi (1967-1973)

Spencer dilimler arası kuvvetleri sabit olarak kabul etmiştir. Böylelikle bilinen ve bilinmeyenlerin sayısı $4n$ olur ve sistem çözülebilir.

- Kompleks Bishop Yöntemi (1955)

$(n-1)$ adet dilimler arası kayma kuvveti kabul eder, bu da $(4n-1)$ bilinmeyen bırakır. Moment denklemleri tüm dilimler için sağlanamaz. Bishop bu yüzden dilimler arası bileşke kuvvetin her dilim için ayrı olduğunu varsayarak denkleme 1 bilinmeyen ekleyerek denklemi çözmüştür.

- Janbu Genel Yöntemi (1950,1957,1963)

Etki çizgisinin yerini tahmin ederek bilinmeyenleri $(4n-1)$ 'e düşürür. Sarma 1979 yılında son dilimdeki normal gerilmelerin kullanılmadığını ve son dilim için moment denklemlerin sağlanmadığını göstermiştir. Yine de Kompleks Bishop

Yöntemindeki gibi Janbu da etki çizgisi olması gerektiğini göstermiş ve bu da bilinmeyenlere eklenmiştir. Eğer doğru etki çizgisi de bulunabilirse denge sağlanabilir.

- Sarma Yöntemi (1973)

Kayan kütleyi dengeye getirmek için gerekli olan yatay sismik kuvvetin büyüklüğünü hesaplar. Bu da prosedür içinde sismik katsayıyla öngörülen güvenlik sayısı arasında bir ilişki doğmasına yol açar. Statik haldeki güvenlik sayısı da 0 sismik katsayı durumuna karşılık gelmektedir. Sarma'nın kullandığı dilimler arası kuvvet dağılımı fonksiyonuyla öngörülen güvenlik sayısına göre sismik katsayı bulunur. Tüm denge denklemleri sağlanabilir. Fakat statik güvenlik sayısına göre bulunan kritik yüzey genelde güvenlik sayısını bilinmeyen olarak kabul eden yöntemlerdekinden farklı çıkar.

- Morgenstern- Price Yöntemi(1965)

Dilimler arası bileşke kuvvetinin eğimini rasgele fonksiyonun kısmı alır. Bu fonksiyonun kısmı da bilinmeyendir ve sistem 4n bilinene ve 4n bilinmeyene sahiptir.

Genel limit denge (GLE) formülasyonu (Chugh 1986, Friedlung at al 1981) değişik yöntemlerin değişik kabullerini de içine alacak şekilde dairesel ve dairesel olmayan kayma yüzeylerini bulmakta kullanılabilir. GLE yöntemi denge denklemlerini sağlayacak dilimler arası kuvvetlerin açılarının bulunması için gerekli olan fonksiyonların uygun olanlarını seçmeye dayanır. Janbu bunun tersine genel dilim yönteminde (GPS) etki çizgisinin yerini tahmin eder ve buna göre dengeyi sağlayabilecek açılar bulur. Aslında etki çizgisinin yerini tahmin ederek yapılan çözümler daha kolay olabilir fakat hassas çözümlerde güvenlik sayısının yanlış bulunmasına yol açar. GLE yönteminin esas zorluğu ise kullanıcının bulunan güvenlik sayısının güvenilirliğini uygunluğunu doğrulamasıdır. Bu zorluk ise kayma yüzeylerinin bulunmasında kullanımını kısıtlamaktadır. Bulunan güvenlik sayısının güvenilirliğinin sorgulaması, problemlere yatkınlık, tahminlerin altında yatan esasların, algoritmaların ve amaçların anlaşılması çözüm için esastır. Basitleştirilmiş Bishop ve Janbu Yöntemlerinin popüler olmasının sebebiyse güvenlik sayısı direk olarak

hesaplanabilir. Fakat bu Yöntemlerin kuvvet ve moment denge şartlarını tam olarak sağlamamaları dezavantajlarıdır.

3.5.1. Ordinary Yöntemi

Yöntem dilimler arası bileşke kuvvetlerin tümünün tabana paralel olduğunu kabul eder. Bu kabul bitişik dilimler farklı taban açılarına sahipse bu yöntem başarısız olur. Bu kusur da dilimlerin tabanlarında hesaplanan efektif gerilmeler arasında uyumsuzluğa yol açar.

Eğer dilim kuvvetleri de Şekil 3.9'daki gibi bileşenlerine ayrılırsa;

$$\sum F_{\alpha} = N' + U_{\alpha} + k_h W \sin \alpha - W(1 - k_v) \cos \alpha - U_{\beta} \cos(\beta - \alpha) - Q \cos(\delta - \alpha) = 0 \quad (3.29)$$

yazılabilir. Bu denklemden N' çekilirse;

$$N' = -U_{\alpha} - k_h W \sin \alpha + W(1 - k_v) \cos \alpha + U_{\beta} \cos(\beta - \alpha) + Q \cos(\delta - \alpha) \quad (3.30)$$

elde edilir. Mobilize kayma kuvveti ;

$$S_m = \frac{c + N' \tan \phi}{F} \quad (3.31)$$

Her dilim için dairesel kayma yüzeyine göre yazılan moment denge denklemi;

$$\begin{aligned} \sum M_0 = \sum_{i=1}^n [W(1 - k_v) + U_{\beta} \cos \beta + Q \cos \delta] R \sin \alpha - \\ \sum_{i=1}^n [U_{\beta} \sin \beta + Q \sin \delta] R \cos \alpha - h) - \sum_{i=1}^n [S_m] R + \sum_{i=1}^n [k_h W (R \cos \alpha - h_c)] = 0 \end{aligned} \quad (3.32)$$

gibi olur.

Bu denklemde dilimler arası kuvvetler ihmal edildiğinden bu kuvvetlerin momentleri de 0'dır ve denklemde görülmezler. Eşitlik 3.32'yi R 'ye bölerek güvenlik sayısı çekilirse;

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (c + N' \tan \phi)}{\sum_{i=1}^n A_1 + \sum_{i=1}^n A_2 + \sum_{i=1}^n A_3}$$

$$\begin{aligned}
A_1 &= (W(1-k_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta) \sin \alpha \\
A_2 &= (U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta) \left(\cos \alpha - \frac{h}{R} \right) \\
A_3 &= k_h W \left(\cos \alpha - \frac{h_c}{R} \right)
\end{aligned} \tag{3.33}$$

elde edilir.

3.5.2. Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi

Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi dilimler arası kayma kuvvetinin olmadığını varsayar. Her dilim için dikey kuvvet dengesini ve tüm kütle içinde yatay kuvvet dengesini sağlar.

Yatay kuvvet dengesini yazılırsa;

$$\sum F_v = (N' + U_\alpha) \cos \alpha + S_m \sin \alpha + W(1-k_v) - U_\beta \cos \beta - Q \cos \delta = 0 \tag{3.34}$$

Bu denklem N' değerine göre düzenlenirse;

$$N' = \frac{-U_\alpha \cos \alpha - S_m \sin \alpha + W(1-k_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta}{\cos \alpha} \tag{3.35}$$

Eğer güvenlik sayısı tüm dilimler için sabit kabul edilirse Mohr-Coulomb'a göre her dilimin tabanındaki mobilize kayma mukavemeti;

$$S_m = \frac{c + N' \tan \phi}{F} \tag{3.36}$$

olarak tanımlanabilir. Eğer Eşitlik 3.36 yi 3.35 de yerine koyulursa ;

$$N' = \frac{1}{m_\alpha} \left[W(1-k_v) - \frac{C \sin \alpha}{F} - U_\alpha \cos \alpha + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta \right] \tag{3.37}$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right] \tag{3.38}$$

Dilimlerin oluşturduğu şevdeki genel yatay kuvvet dengesi de yazılırsa ;

$$[F_H]_i = (N' + U_\alpha) \sin \alpha + W k_h + U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta - S_m \cos \alpha \tag{3.39}$$

Burada S_m değerini Eşitlik 3.36 daki gibi yerine koyulursa ;

$$\sum_{i=1}^n [(N' + U_{\alpha}) \sin \alpha + Wk_h + U_{\beta} \sin \beta + Q \sin \delta] = \sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{F} (C + N' \tan \phi) \cos \alpha \right] \quad (3.40)$$

Buradan da her dilim için geçerli olan güvenlik sayısı;

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [C + N' \tan \phi] \cos \alpha}{\sum_{i=1}^n A_d + \sum_{i=1}^n N' \sin \alpha} \quad (3.41)$$

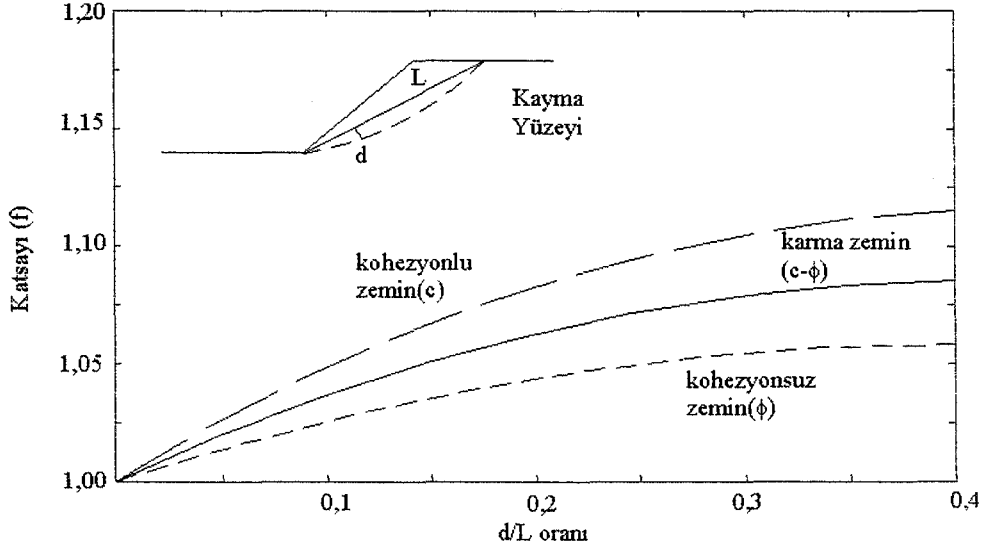
elde edilmiş olur. Bu eşitlikteki parametrelerde;

$$A_d = U_{\alpha} \sin \alpha + Wk_h + U_{\beta} \sin \beta + Q \sin \delta \quad (3.42)$$

Janbu bu elde ettiği güvenlik sayısı yi f_0 modifikasyon katsayısıyla çarpmaktadır.

$$F_{Janbu} = f_0 \cdot F_{hesaplanan} \quad (3.43)$$

Modifikasyon katsayısı kayan kütlelerin geometrisi ve mukavemet parametrelerine bağlı bir fonksiyondur.



Şekil 3.10. Janbu basitleştirilmiş metodu için düzeltme katsayıları

Şekil 3.10'da f_0 değerinin mukavemet parametrelerine ve geometriye bağlı olarak değişimi görülmektedir. Janbu'nun f_0 değerlerini kullanmasının sebebi de ihmal ettiği dilimler arası kayma kuvvetlerinin yol açtığı hataları telafi etmektir. Janbu homojen zeminden oluşan şevleri hem basitleştirilmiş hem de kompleks (komple dengeyi sağlayan) yöntemlerle çözmüş ve çıkan sonuçlara göre Şekil

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (C + N' \tan \phi)}{\sum_{i=1}^n A_5 - \sum_{i=1}^n A_6 + \sum_{i=1}^n A_7} \quad (3.46)$$

$$A_5 = (W(1 - k_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta) \sin \alpha$$

$$A_6 = (U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta) \left(\cos \alpha - \frac{h}{R} \right) \quad (3.47)$$

$$A_7 = k_h W \left(\cos \alpha - \frac{h_c}{R} \right)$$

Janbu'nun yaptığı gibi efektif normal kuvveti bulmak için her dilimdeki dikey kuvvetleri toplanarak ;

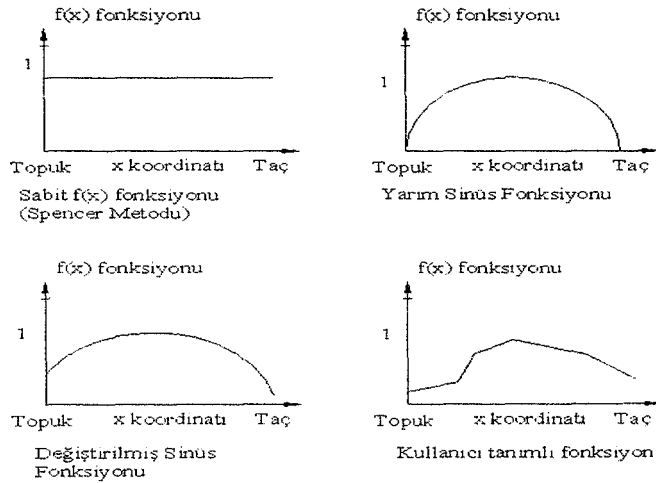
$$N' = \frac{1}{m_\alpha} \left[W(1 - k_v) - \frac{C \sin \alpha}{F} - U_\alpha \cos \alpha + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta \right] \quad (3.48)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right] \quad (3.49)$$

elde edilir:

3.5.4. Genelleştirilmiş Limit Denge Yöntemi (GLE)

GLE Yöntemi, Spencer Yönteminin (1973) devamıdır ve Chugh (1986) tarafından geliştirilmiştir. Bu yöntem $\theta = \lambda \cdot f(x_1)$ şeklinde tanımlanır. $f(x)$ fonksiyonun değeri 0-1 arasında değişir. $f(x)$ için Şekil 3.11'deki gibi sabit, yarım sinüs ve kullanıcı tanımlı fonksiyonlar kullanılabilir.



Şekil 3.11. Dilimler arası kuvvet açıları değişimini tanımlamak için kullanılan fonksiyonlardan örnekler

Kuvvet Dengesi

GLE Yöntemi dilimler arası bileşke kuvvetler Z_R ve Z_L yi θ_R ve θ_L açılarını yapacak şekilde dilime uygulamış olarak kabul eder. Z_L ve Z_R değerleri toplam kuvvetler olduğu için ayrıca hidrostatik kuvvetler hesaplanabilir, fakat katmanlı zeminlerde veya su seviyesinin değişik yüksekliklere sahip olduğu durumlarda bu hesaplama oldukça güçtür. Her bir dilimdeki kuvvetler taban açısına paralel olacak şekilde yazılırsa;

$$S_m + Z_L \cos(\alpha - \theta_L) - Z_R \cos(\alpha - \theta_R) - W(1 - k_v) \sin \alpha - Wk_h \cos \alpha - U_\beta \sin(\alpha - \beta) - Q \sin(\alpha - \beta) = 0 \quad (3.50)$$

elde edilmiş olur. Mohr-Coulomb kriterine göre mobilize kayma mukavemeti;

$$S_m = \frac{S_\alpha}{F} = \frac{C}{F} + N' \frac{\tan \phi}{F} = C_m + N' \tan \phi_m \quad (3.51)$$

yazılabileceğinden Eşitlik 3.51, 3.50'de yerine koyulursa;

$$N' \tan \phi_m = Z_R \cos(\alpha - \theta_R) - Z_L \cos(\alpha - \theta_L) + W[(1 - k_v) \sin \alpha + k_h \cos \alpha] - C_m + U_\beta \sin(\alpha - \beta) + Q \sin(\alpha - \delta) \quad (3.52)$$

elde edilir. Diğer bir eşitlikte dilim tabanına dik olan ekseninde kuvvetler dengesinden yazılabilir.

$$N' + Z_R \sin(\alpha - \theta_R) - Z_L \sin(\alpha - \theta_L) - W(1 - k_v) \cos \alpha + Wk_h \sin \alpha + U_\beta \cos(\alpha - \beta) - Q \cos(\alpha - \delta) = 0 \quad (3.53)$$

Eşitlik 3.53, 3.52 içinde çözülürse;

$$Z_R = A_8 Z_L \left[\cos(\alpha - \theta_L) + \sin(\alpha - \theta_L) \tan \phi_m \right] + A_8 \left[W \cos \alpha (1 - k_v) (\tan \phi_m - \tan \alpha) + C_m - U_\alpha \tan \phi_m - Wk_h (1 + \tan \phi_m \tan \alpha) \cos \alpha \right] + A_8 \left[U_\beta \left[\cos(\alpha - \beta) \tan \phi_m - \sin(\alpha - \beta) \right] + Q \left[\cos(\alpha - \delta) \tan \phi_m - \sin(\alpha - \delta) \right] \right] \quad (3.54)$$

$$A_s = \frac{l}{\cos(\alpha - \theta_R) [1 + \tan \phi_m \tan(\alpha - \theta_R)]} \quad (3.55)$$

Moment Dengesi

Moment denge denklemi dilime etkiyen tüm kuvvetlerin dilimin taban ortasına göre momentlerinin alınmasıyla yazılır.

$$\begin{aligned} & Z_L \cos \theta_L \left[h_L - \frac{b}{2} \tan \alpha \right] + Z_L \frac{b}{2} \sin \theta_L - Z_R \cos \theta_R \left[h_R + \frac{b}{2} \tan \alpha \right] \\ & + Z_R \frac{b}{2} \sin \theta_R - W k_h h_c + U_\beta h \sin \beta + Q h \sin \delta = 0 \end{aligned} \quad (3.56)$$

bu denklem her dilimin sağ tarafındaki h_R değerini bulmak için;

$$\begin{aligned} h_R &= \frac{Z_L}{Z_R \cos \theta_R} \left[h_L \cos \theta_L - \frac{b}{2} (\cos \theta_L \tan \alpha + \sin \theta_L) \right] \\ &+ \frac{l}{Z_R \cos \theta_R} \left[h (U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta) - h_c k_h W \right] \\ &+ \frac{b}{2} [\tan \theta_R - \tan \alpha] \end{aligned} \quad (3.57)$$

şeklinde yazılır.

Bundan sonra GLE Yöntemi 3.54 - 3.57 Eşitliklerini iterasyonla kullanarak her dilim için kuvvet ve moment dengesini sağlar. Güvenlik sayısı hesaplandıktan sonra her dilimin toplam normal, dikey ve kayma gerilmeleri şu denklemlerden bulunur.

$$\sigma_n = \frac{l}{b \sec \alpha} \left\{ Z_L \sin(\alpha - \theta_L) - Z_R \sin(\alpha - \theta_R) + U_\beta \cos(\alpha - \beta) - U_\alpha \right\} + W [(1 - k_v) \cos \alpha - k_h \sin \alpha] + Q \cos(\alpha - \delta) \quad (3.58)$$

$$\sigma_v = \frac{W + Q \cos \delta + U_\beta \cos \beta}{b \sec \alpha} \quad (3.59)$$

$$\tau_{base} = c_m + \sigma'_n \tan \delta_m \quad (3.60)$$

Çözüm Yöntemi

1. İlk dilim için θ_L değeri seçilir ve son dilim için θ_R değeri 0 alınır.
2. Kuvvet dengelerini (Eşitlik 3.54 - 3.57) sağlayacak biçimde güvenlik sayısı seçilir. Bunun içinde son dilimin Z_R değeri sınır kuvvetine eşit olmalıdır. Bu sınır kuvveti de şev tepesinde suyla dolu çatlak varsa hidrostatik kuvvete, yoksa 0'a eşittir.
3. Her dilim için Z_R ve Z_L değerleri bulunur.
4. Bu değerler kullanılarak Eşitlik 3.57'deki θ değerleri bulunur. Burada da son dilim için h_R değeri ya 0 olmalı yada hidrostatik kuvvetin yerinde çıkmalıdır. Bu hesaplamalara ilk dilim için θ_L ve h_L değerlerinin 0 olduğu göz önüne alınarak devam edilir.
5. 2,3 ve 4. basamaklar hesaplanan güvenlik sayısı ve dilimler arası açıların kabul edilebilir limitlerine gelene kadar tekrarlanır.

Bulunan güvenlik sayısının uygunluğunun değerlendirilebilmesi için Eşitlik 3.58 - 3.60'dan dilim tabanındaki toplam normal düşey ve kayma gerilmeleri bulunur.

3.5.5. Janbu Genelleştirilmiş Dilimleme Yöntemi (GPS)

GPS yaklaşımında tüm dilimler için kuvvet dengeleri ve son dilim hariç moment dengeleri sağlanır. Kuvvet dengesi Eşitlik 3.52 - 3.54'ü gerçekleştirerek moment dengesi de topuktan tepeye kadar her dilim için sağlanır. Eşitlik 3.56 tekrar düzenlenirse;

$$Z_R \cos \theta_R \left[h_R + \frac{b}{2} \tan \alpha \right] - Z_R \frac{b}{2} \sin \theta_R = Z_L \cos \theta_L \left[h_L - \frac{b}{2} \tan \alpha \right] + Z_L \frac{b}{2} \sin \theta_L - Wk_h h_c + U_\beta h \sin \beta + Qh \sin \delta \quad (3.61)$$

Bu denklemde ilk dilim için gerekli olan $\theta_L=0$ olarak kabul edersek θ_R tek bilinmeyen olarak kalır. θ_R 'yi bulabilmek için Eşitlik 3.63 aşağıda verilen şekliyle yazılarak;

$$A \sin(\varphi - \theta_R) = B \quad (3.62)$$

Bu eşitlik açılırsa;

$$A \sin \psi \cos \theta_R - A \cos \psi \sin \theta_R = \left[h_R + \frac{b}{2} \tan \alpha \right] \cos \theta_R - \frac{b}{2} \sin \theta_R \quad (3.63)$$

ve eşitliğin sağ tarafı,

$$B = \frac{Z_L}{Z_R} \cos \theta_L \left[h_L - \frac{b}{2} \tan \alpha \right] + \frac{b}{2} \frac{Z_L}{Z_R} \sin \theta_L - \frac{1}{Z_R} \left[W k_h h_c + U_\beta h \sin \beta + Q h \sin \delta \right] \quad (3.64)$$

eşit olur.

Bu eşitlikte θ_R ' nin bulunabilmesi için öncelikle ψ 'nin bulunması gereklidir. Bunun için ;

$$A \sin \psi = h_R + \frac{B}{2} \tan \alpha \quad (3.65)$$

$$A \cos \psi = \frac{B}{2}$$

Bu iki eşitlik ortaklaşa çözümlerse ;

$$\tan \psi = \frac{2h_R}{b} + \tan \alpha \quad (3.66)$$

$$A^2 = \left(\frac{b}{2} \right)^2 + \left(h_R + \frac{b}{2} \tan \alpha \right)^2$$

$$\sin(\psi - \theta_R) = \frac{B}{A} \quad (3.67)$$

Buradan da;

$$\theta_R = \psi - \sin^{-1} \left(\frac{B}{A} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{2h_R}{b} + \tan \alpha \right) - \sin^{-1} \left(\frac{B}{A} \right) \quad (3.68)$$

Bu eşitlik kullanılarak her iterasyon için yeni dilimler arası kuvvetler ve uygulama noktaları bulunur. İterasyon hesaplanan güvenlik sayıları arasındaki fark tolerans değerleri altına düşünce kesilir. Janbu'nun bu yöntemi tüm kuvvet ve moment dengelerini tam olarak sağlamasa da kullanıcıya çözümü GLE' deki gibi dilimler arası kuvvet açılarının fonksiyonel dağılımından çok çözümü tahmin edilen etki çizgisine dayandırır.

Çözüm Yöntemi

Tüm dilimler için etkiyen kuvvetlerin etki açıları uygun biçimde seçilir.

1. Eşitlik 3.54 ile son dilimin sağı için sınır değerlerini sağlayan güvenlik sayısı hesaplanır. (GLE' deki gibi)
2. Eşitlik 3.54 ile dilimler arası kuvvetler hesaplanır.
3. Tahmin edilen etki çizgisi için, moment dengesi için gerekli kuvvet açıları hesaplanır.
4. Son hesaplanan açılara göre 2 - 4 arası adımlar güvenlik sayısındaki değişim 0.005'ten daha az olana kadar devam eder.

Janbu etki çizgisinin her dilim için dilim tabanından dilim yüksekliğinin üçte biri kadar olmasını önerir. Pasif alanda yani topuk kısmında etki çizgisi biraz daha yükseğe, aktif alanda yani tepede biraz daha alçağa alınabilir.

Negatif Efektif Gerilmelerin Kontrolü

Limit denge Yöntemleri kayma yüzeyi üstünde hesaplanan negatif normal efektif gerilmelerden dolayı hesaplama zorluklarına düşebilirler.

$$\sigma' = \frac{N'}{b \sec \alpha} = \frac{\cos \alpha}{b m_\alpha} \left[W(1 - k_v) - \frac{c \sin \alpha}{F} - U_\alpha \cos \alpha + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta \right] \quad (3.69)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right] \quad (3.70)$$

Negatif efektif gerilmelerle genelde şu durumlarda karşılaşılır;

1. Yüksek boşluk suyu basıncı,
2. İnce dilim , düşük dilim ağırlığı ve yüksek kohezyon değeri durumunda,
3. Dilim taban açısını yüksek olması.

Boşluk suyu basıncının modifikasyonu negatif efektif gerilmeleri elimine edemezse Eşitlik 3.69' daki düşük W ve yüksek c değerleri probleme yol açar. Bu durumda bu problem üç şekilde aşılabılır;

1. Mohr-Coulomb 'a göre kayma mukavemeti ($\tau=c'+\sigma'\tan\phi$)'nin daima 0 veya daha büyük olduğu dikkate alarak analize devam edilerek.
2. Hesaplanan kayma mukavemetinde hiçbir kısıtlama yapmadan analize devam edilerek.
3. Tahmin edilen kayma yüzeyinin limit denge yöntemleriyle mantıklı güvenlik sayısı bulunmaması dolayısıyla yanlış kabul edilerek.

1. seçenek seçildiğinde;

$$S_m = \frac{c + N' \tan \phi}{F} \geq 0 \quad (3.71)$$

denkleminde S_m (-) değere düştüğünde güvenlik sayısı sonsuz seçilerek 0 kayma mukavemeti bulunur. Bu kabul açıkça Eşitlik 3.69'da N' 'i hesaplamak için kullanılan güvenlik sayısı değeriyle çelişir.

2. seçenekte limit denge kabulleri ihlal edilmemektedir. Bu yüzden minimum güvenlik sayısı değerleri elde edilmektedir. Bunun sebebi de S_m bazı dilimler için negatif değer alabilmektedir.

Sonuç olarak eğer S_m değeri negatif olmuyorsa 1. ve 2. seçeneklerin sonuçları aynı çıkacaktır.

3.6. Tasarım Ölçütleri

Şevler, özellikle dolgular ve dolgu barajlar tüm şartlara karşı güvenli olmak zorundadırlar. Sistemi tehlikeye atabilecek başlıca 3 durum vardır. Bunlar;

- Yapım sonu
- Su sızıntısı
- Hızlı su çekilmesi.

Yapıdaki boşluk suyu basıncı yapı maksimum yüksekliğine ulaştığında en büyük değerine ulaşır. Rezervuar dolduktan yeteri kadar süre sonra boşluk suyu basıncı su akış diyagramından bulunabilir. Rezervuardaki su seviyesinin düşmesi

3 kritik durumu oluşturur. (özellikle drenaj seviyesinin düşük olduğu zeminlerde)

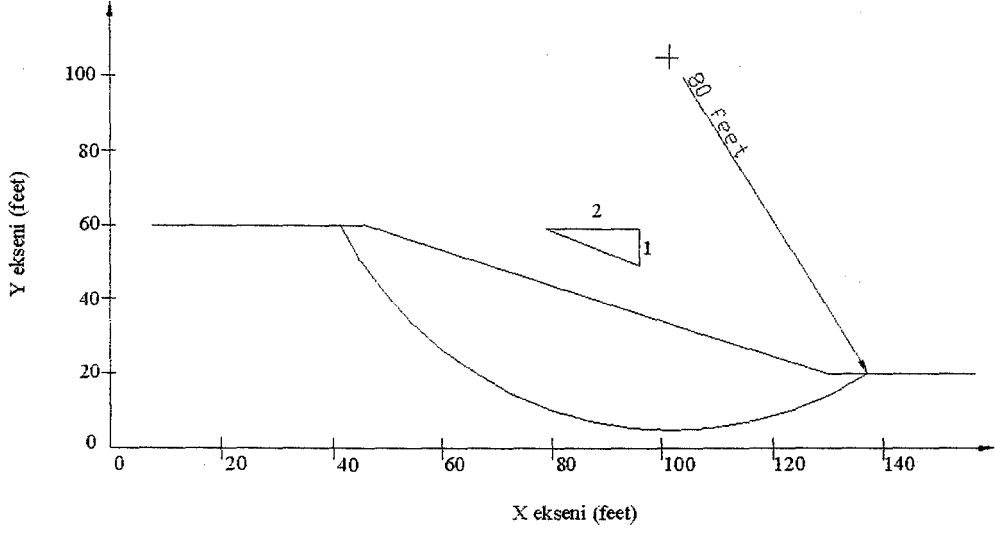
Yapının rezervuar yüzündeki kısmı, yapım esnasında veya su seviyesinin hızla düştüğü durumlarda kritiktir. Arka yüz ise sızıntı suyu akıntısına göre kontrol edilmelidir.

Bishop'a göre bu üç duruma göre güvenlik sayıları en az şöyle olmalıdır;

- Yapım sonu 1.3
- Sızıntı 1.5
- Hızlı çekilme 1.3

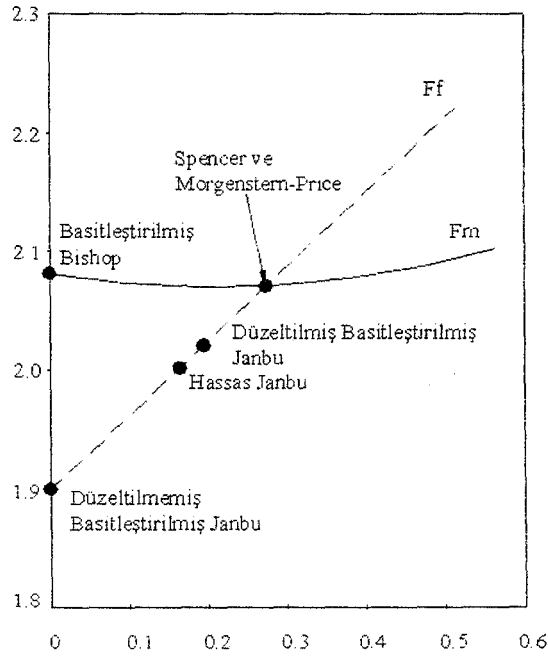
3.7. Limit Denge Yöntemlerinin Karşılaştırılması

Basitleştirilmiş Bishop ve Janbu Yöntemleri 1950'lerde kullanılmaya başladığından şu anda kullanımı en yaygın olan yöntemlerindendir. Bishop Yöntemi yatay kuvvetler dengesini, Janbu Yöntemi moment dengelerini sağlayamadığı halde hemen hemen tüm şev stabilitesi analizinde kullanılırlar. Bu basitleştirilmiş yöntemlerin sonuçları, kuvvet ve moment denge şartlarını sağlayan Spencer veya Morgenstern - Price Yöntemlerinin sonuçlarından $\pm\%15$ kadar farklı olabilmektedirler. Genelde dairesel kayma yüzeyleri için Bishop'un basitleştirilmiş Yöntemiyle bulunan güvenlik sayısı daha katı olan Spencer veya Morgenstern-Price çözümlerinden %5 daha az olması beklenir. Dairesel olmayan kayma yüzeyleri için kullanılmış olan basitleştirilmiş Janbu Yöntemi daha katı Yöntemlere göre %30 daha az güvenlik sayısı verebilmektedir. Fakat bazı şevlerde de %5 daha fazla sonuçlar görülebilmektedir. Limit denge yöntemleri arasındaki en iyi kıyaslamayı Fredlund ve Krahn (1977) yapmışlardır.



Şekil 3.12. Limit denge yöntemlerini karşılaştırmakta kullanılan örnek

Şekil 3.12'deki kayma dairesini analiz etmişler ve sonuç Şekil 3.13'deki gibi oluşmuştur.



Şekil 3.13. Farklı yöntemlerle hesaplanmış güvenlik sayılarının karşılaştırılması

Sonuçları λ fonksiyonu şeklinde ifade edilmiştir. λ dikey dilim sınırlarındaki normal ve kayma kuvvetlerinin oranıdır. Grafikteki F_m eğrisi moment dengesine, F_f eğrisi statik kuvvet dengesi baz alınarak çizilmiştir.

Grafikten görülebileceği gibi Spencer ve Morgenstern - Price çözümleri basitleştirilmiş Bishop Yöntemiyle oldukça uyum içersindedirler. Janbu'nun çözümleri ise bunlardan daha az güvenlik sayısı değerleri vermektedir. Daha detaylı karşılaştırma için Fredlund ve Krahn (1977) incelenebilir.

Denge şartlarının tamamını sağlayan Yöntemler diğerlerinden daha komplekstir ve bu yöntemleri kullanabilmek için şevlerin ve stabilitelelerinin iyice anlaşılması gerekmektedir.

Basitleştirilmiş Bishop ve Janbu yöntemlerinde karşımıza çıkan nümerik problemler Spencer ve Morgenstern - Price Yöntemlerinde daha büyük problemlere yol açabilmektedir. Sonuç olarak da bu kompleks yöntemler yanlış güvenlik sayısı ve etki çizgileri verebilmektedirler. Bu tip zorluklar bu tip kompleks yöntemlerin, tek yüzey için veya otomatik yüzey yaratarak analiz için kullanılmasını kısıtlamaktadır.

3.8. Limit Denge Yöntemlerinin Seçimi Ve Kullanımı

3.8.1. Temel Dört Adım

Analizde kullanılacak yöntemi belirlemede şu dört adım izlenmelidir;

1. Mümkün olan kayma yüzeyini veya yüzeyleri tahmin edilmeye çalışılır. Şev içersindeki düzensizliklere, kopukluklara ,halihazırda bulunan kayma yüzeylerine, katmanlaşmaya, homojenlik derecesine, çekme çatlaklarına, yarıklara özellikle dikkat etmek gerekmektedir. Homojen zeminli ve sürekli zeminler başka sebepler yoksa dairesel kayma yüzeyine sahiptir. Dolgularda ise yapım yöntemi, farklı malzemelerden oluşan katmanlar ve temelin doğası muhtemel kayma yüzeyini tahmin edebilmek için önemlidir.
2. Varolan kayma yüzeyindeki ilk kaymayla, yenilenmesi muhtemel olan kaymalar ayırt edilmelidir. Önceden oluşmuş hareketli bölgelerde de artık kayma mukavemetleri kullanılmalıdır.
3. Kohezyon ve sürtünmeye göre bulunan güvenlik sayısı değerleri incelenir mümkünse geri analiz yöntemiyle mukavemet parametreleri karşılaştırılır ve bu parametrelerde boşluk suyu basıncının güvenirliliği test edilir. Jeolojik detaylar

incelenerek artezyen basınçları ve değişken seviyeli yer altı su seviyeleri tespit edilmelidir. Su seviyesinin düşmesi, yükselmesi ve sızıntı miktarı incelenmelidir.

4. Efektif veya toplam gerilmelerin kullanılıp kullanılmayacağı incelenmelidir. Analizin kısa vadeli veya uzun vadeli mi olduğu, uzun vadede boşluk suyu basıncı değerlerinin ne kadar güvenilir olduğu ve boşluk suyu basıncının arazide incelenip incelenemeyeceği önemlidir.

3.8.2. Analiz Yönteminin Seçimi

Zeminin geometrisi, zemin içindeki katmanlaşma yapısı, kayma yapısının şekli genellikle analiz için kullanılacak yöntemi belirler. Genelde bulunan güvenlik sayısının güvenilirliğinden emin olmak için diğer yöntemlerde kullanılır.

1. Uzun, homojen, kayma yüzeyi zemin yüzeyine paralel olan şevlerde basit sonsuz şev denklemleri yeterlidir.
2. Sığ, uzun düzlemsel kayma yüzeylerinde (zemin yüzeyine paralel olmayan) basitleştirilmiş Janbu Yöntemi güvenli sonuçlar vermektedir.
3. Düzlemsel kayma yüzeyine sahip olan şevlerde blok analiz kullanılabilir. Daha hassas çözümler için GLE kullanılabilir.
4. Kayma yüzeyine yaylar veya dairelerle yaklaşım yapılabilir. Daha hassas çözümler için basitleştirilmiş Bishop Yöntemi kullanılabilir.
5. Gelişigüzel şekle sahip şevlerde basitleştirilmiş Janbu Yöntemiyle ön çalışmalar yapılabilir. Daha hassas çözümler için geliştirilmiş Janbu, Spencer, Morgenstern - Price ve Sarma Yöntemleri kullanılabilir.

Limit denge yöntemleri şev stabilitesinde ve diğer geoteknik problemlerde oldukça etkin çözümler sunmasına rağmen sistem kendi içinde bazı zayıf yönler barındırmaktadır.

Bunlar aşağıdaki gibi sıralanabilir;

1. Kaymanın yeni başladığı durumlarda güvenlik sayısı 1 kabul edilmektedir. Oysa güvenlik sayısı jeolojik oluşumlar, malzeme parametreleri, boşluk suyu basıncı gibi pek çok değişkene bağlıdır.

2. Güvenlik sayısının tüm kayma yüzeyi boyunca sabit olduğunu varsaymak problemi olduğundan fazla basitleştirmektedir. Özellikle zemin tabakalı durumda ise bunun gerçekleşme olasılığı çok düşüktür.

3. Zeminin gerilme-deformasyon ilişkisi ihmal edilmektedir.

3.9. Statik Analiz Yöntemleri İçin Öneriler

Şev stabilitesi analizlerinde göz önünde bulundurulması gereken unsurlar aşağıdaki gibidir.

1. Çekme çatlaklarının ve yarıkların varlığı tespit edilmeli, analizde ihmal edilmemelidir. Uygunsa bu çatlaklarda su olduğu varsayılabilir.

2. Hassaslık analizi bir parametreye bağlı olarak yapılabilir. Bu parametreler kohezyon, sürtünme, su tablası olabilir. Bu parametrelerin zamanla değişimi güvenlik sayısına göre çizilmelidir.

3. Mukavemet zarfı eğriselse uygun σ' ve ϕ' değerlerinin seçilmesi oldukça önemlidir. Seçilen kayma mukavemeti değerleri analiz edilen problemin gerilim seviyelerine uygun olmalıdır. Sığ kayma yüzeylerinde σ' ve ϕ' değerleri mukavemet zarfının düşük normal gerilmeye denk düşen kısımlarından seçilebilir. Derin kayma yüzeylerinde ise bu seçim yüksek normal gerilim değerlerinde yapılmalıdır. Mümkünse doğrusal olmayan Mohr - Coulomb zarfı analizi yapılabilen programlar kullanılmalıdır.

4. Aşamalı kaymanın oluşma olasılığı göz ardı edilmemelidir. Özellikle şevin dengesini bozacak etkiler, çekme çatlakları, deformasyonlar, düzensiz gerilme - deformasyon davranışlarına dikkat edilmelidir.

5. Kayma mukavemeti parametrelerinin düşmesi, boşluk suyu basıncının artması gibi zamanla gözlenebilecek olayların gecikmiş bir kaymaya yol açabileceği de unutulmamalıdır.

4. ŞEV STABİLİTESİNDE DİNAMİK ANALİZ YÖNTEMLERİ

4.1. Dinamik Şev Stabilitesi

Doğal veya insan yapısı şevlerin stabiliteleeri; oldukça stabil veya düşük stabilitede olarak sınıflandırılır. Deprem olduğunda ise, depremden dolayı oluşan yersarsıntısı düşük stabiliteye sahip şevlerin kayması için yeterlidir. Kayma sonrası oluşacak zararsa şevin geometrik ve malzeme karakteristiğine bağlı olarak çok büyük olabilir. Tarih boyunca depremden dolayı oluşmuş şev kaymaları etraflarına oldukça büyük zarar vermişlerdir. Bu yüzden sismik şev stabilitesinin araştırılması geoteknik mühendisleri için gereklidir.

4.2. Depremsel Şev Kaymaları

Depremsel şev kaymaları temel olarak üç gruba ayrılır;

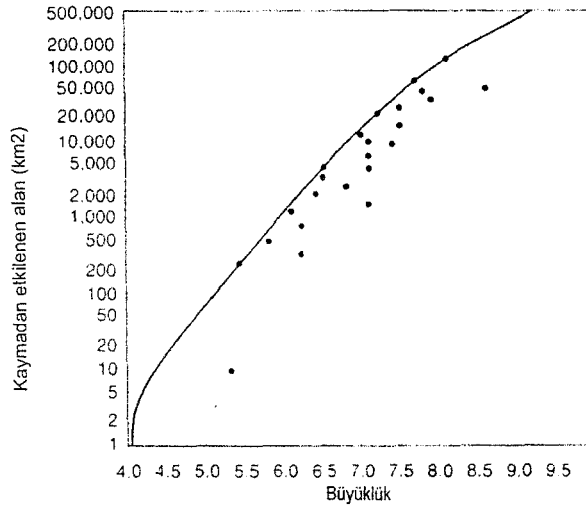
Ayrılmış yüzeyli kaymalar, akmalar: Kaya kaymaları, kaya düşmeleri, kaya çığları, zemin düşmeleri, zemin göçmeleri ve zemin çığlarıdır. Bu tip kaymalarda zemin genelde düzensiz olarak kırılır, parçalanır veya dağılır. Bu tip kaymalar çoğunlukla dik yamaçlarda görülür ve kayma çok çabuk gerçekleşerek oldukça büyük hasarlara yol açar. Kaya çığları ve kaya düşmeleri depremsel şev kaymalarında en çok zarar verenlerdir.

Kaya ve zemin oturmaları, kaya ve zemin blok kaymaları ve yavaş zemin akmaları gibi yapışık kaymalar: Kaya ve toprağın yığın halinde kayması, kaya ve zeminin blok halinde kayması, yavaş olarak toprağın akması, genellikle birkaç bileşik bloğun kayarak veya ötelenerek daha derin kayma yüzeylerine inmesidir. Bu tip kaymalar ayrılmış yüzeyli kayma ve düşmelere göre daha yavaş hızlarda gerçekleşir.

Yatay Yayılma ve Akmalar : Genelde sıvılaştırılabilir zeminlerde görülür. Bu kaymalar hassas killerdeki kayma karakteristiğiyle oldukça benzerlik göstermektedirler. Bu zeminler düşük artık mukavemetlerine sahip olduklarından, kayma düz arazilerde bile hızlı bir biçimde gerçekleşebilmektedir.

4.3. Depremesel Kayma Aktivitesi

Ön stabilite değerlendirilmeleri için geçmişte oluşmuş kaymaların incelenmesi faydalı olmaktadır. Depremin şiddetinin artmasıyla kayma aktivitesinin artması, depremin şiddetinin belli değerlerin altına düşmesiyle de bu aktivitelerin oldukça azalması beklenir. Bunlara paralel olarak da depremsel kayma aktivitelerinin deprem kaynağından uzaklaştıkça düşmesi beklenir. Bu yüzden de belli uzaklıkta belli büyüklükteki depremlerin kayma aktivitesi yaratmaması beklenir. Bu konuyla ilgili çalışmayı Keefer (1984) yapmıştır ve uzaklık - alan - büyüklük ilişkisi Şekil 4.1'de görülmektedir.



Şekil 4.1. Farklı büyüklükteki depremlerden sonra etkilenen alan

4.4. Şev Stabilitesi Değerlendirilmesi

Şevlerin stabilitesi pek çok değişkenden etkilenmektedir ve komple bir değerlendirme için tüm bu değişkenlerin etkileri göz önüne alınmalıdır. Jeolojik, hidrolojik, topografik, geometrik özellikler ve malzeme karakteristikleri şevin stabilitesini etkilemektedir. Dengeyi sağlayacak kayma gerilmeleri, şevin sahip olduğu kayma mukavemeti değerlerini aşarsa şevin stabilitesi bozulur. Dengeyi sağlayabilecek kayma gerilmelerinin yüksek olduğu şevlerde dengeyi bozabilecek dinamik gerilmeler düşük olabilir. Bu yüzden sismik stabilite, statik stabiliteden oldukça etkilenir.

4.5. Gerilme-Deformasyon Analizi

Zeminlerin ve kayaların gerilme-deformasyon analizleri genelde sonlu elemanlar yöntemiyle bulunur. Şeve uygulandığında bu yöntemle gerilmelerin büyüklükleri ve yerleşimleri, hareketler ve boşluk suyu basıncı bulunabilir.

4.6. Sismik Şev Stabilitesi

Sismik şev stabilitesi analizi;

1. Deprem sarsıntısından dolayı oluşan dinamik gerilmeleri
2. Bu gerilmelerin mukavemete ve gerilme-deformasyon davranışına etkilerini içerir.

Sismik şev stabilitesi bu grubun şeve etkilerine göre iki gruba ayrılır;

Ataletsel Duraysızlıkta; kayma mukavemeti göreceli olarak sabit kalmasına rağmen, şevde dinamik deprem yüklerinin mukavemeti bazı durumlarda aşması sonucu deformasyonlar oluşur. Zayıflatan Duraysızlıkta; deprem, şevi depremsel gerilmelerin altında stabil kalamayacak kadar zemini zayıflatır. Sıvılaşma ve dairesel hareketlilik zayıflatan duraysızlığın başlıca sebepleridir.

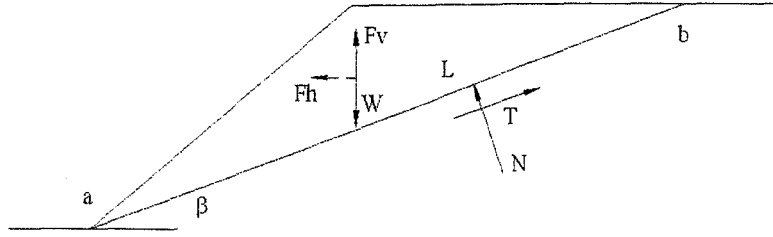
4.6.1. Ataletsel Duraysızlık Analizi

Deprem hareketleri şevlerde yatay ve düşey dinamik gerilmeler oluşturur. Bu gerilmeler potansiyel kayma yüzeyinde dinamik normal ve kayma gerilmeleri yaratır. Bu gerilmeler daha önce oluşmuş olan kayma kuvvetlerine eklendiğinde zeminin kayma mukavemeti aşıp ataletsel duraysızlık oluşur. Ataletsel duraysızlık değerlerini bulabilmek için pek çok hesap yöntemi vardır. Bu yöntemler deprem hareketi ve şevin bu durumdaki dinamik direnci açısından farklılık gösterirler. Pseudostatik analiz sismik kaymaya karşı statik limit denge yöntemlerindeki gibi bir güvenlik sayısı hesaplar. Tüm diğer yaklaşımlarsa kalıcı şev deplasmanlarını bulmaya çalışır.

4.6.1.1. Pseudostatik Analiz

Bu yöntemde depremin etkileri sabit yatay ve düşey ivmeler olarak kullanılır. Bu yöntemin ilk uygulaması Terzaghi (1950) tarafından olmuştur.

Pseudostatik analizde depremin etkisi, Şekil 4.2 deki gibi, ivmelerin yarattığı ataletsel kuvvetler, F_h ve F_v 'nin kütle merkezine etki etmesiyle gösterilir.



Şekil 4.2. Pseudostatik şev stabilitesi analizinde düzlem kayma yüzeyli kamaya etkiyen kuvvetler

Bu kuvvetlerin büyüklüğü;

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (4.1)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (4.2)$$

Burada a_h ve a_v yatay ve düşey ivmeler, k_h ve k_v boyutsuz yatay ve düşey pseudostatik katsayılar, W de şevin ağırlığıdır. Pseudostatik ivmelerin büyüklükleri beklenen yer sarsıntısı oranında olmalıdır. Olası kayma yüzeyindeki kuvvetler çözümlerse;

$$FS = \frac{\text{Karşı koyan kuvvetler}}{\text{Kaydırıcı kuvvetler}} = \frac{cl_{ab} + [(W - F_v) \cos \beta - F_h \sin \beta] \tan \phi}{(W - F_v) \sin \beta + F_h \cos \beta} \quad (4.3)$$

bulunmuş olunur. Eşitlikten de anlaşılacağı gibi yatay pseudostatik kuvveti karşı koyan kuvvetleri düşürerek, kayma kuvvetlerini artırır ve güvenlik sayısı değerini oldukça düşürür. Düşey pseudostatik kuvvetlerin ise güvenlik sayısı üzerinde fazla bir etkisi yoktur, çünkü hem kayma yönündeki hem de karşı kayma kuvvetlerini düşürür. Bu yüzden düşey ivmelerin etkileri pseudostatik analizde ihmal edilmektedir.

4.6.1.1.1. Pseudostatik Katsayının Seçimi

Pseudostatik analizinin sonuçları sismik katsayıların seçimi bakımından hassastırlar. Bu yüzden pseudostatik katsayılarının seçimi bu analiz en önemli ve zor kısmıdır. Sismik katsayı kayan kütledeki pseudostatik kuvvetleri kontrol eder, bu yüzden değeri potansiyel kayacak kütle içerisinde oluşan ataletsel kuvvetlerin büyüklüğü ile orantılı olmalıdır. Eğer zemin rijit ise, kayma potansiyeline sahip kütlede oluşan ataletsel kuvvetler yatay ivmeyle kayan kütlelerin çarpımına eşittir. Böylece bu ataletsel kuvvet yatay ivme maksimum değerine ulaşır. Fakat zeminlerin tamamen rijit olmadığı ve pik ivme değerine sadece küçük bir zaman aralığında ulaştığı göz önünde bulundurulursa, uygulamada kullanılan pseudostatik katsayıların a_{max} 'tan oldukça düşük olacağı açıktır. Terzaghi (1950) şiddetli depremler için $k_h=0,1$ (Rossi-Farel IX) daha şiddetli depremler için $k_h=0,2$ (Rossi-Farel X), çok şiddetli depremler için $k_h=0,5$ önermiştir. Seed (1979) yılında 10 sismik aktif ülkedeki 14 baraj için pseudostatik tasarım kriterlerini açıklamıştır. Bunlardan 12'si pseudostatik katsayılar 0,1-0,12 için 1-1,5 minimum güvenlik sayıları gerektirmektedir. Marcuson (1981) barajlar için uygun pseudostatik katsayıların, amplifikasyon ve deamplifikasyon etkileri de göz önünde aldıktan sonra maksimum ivmenin 1/3'ü olarak alınabildiğini söylemiştir. Seed ve Martini (1966) ve Dakalos-Gazetas(1986) da kayma kirişi modelini kullanarak potansiyel kayma şevinde ataletsel kuvvetler barajın depreme tepkisine bağlıdır ve ortalama sismik katsayıların derinden geçen kayma dairelerinde, yüzeye yakın geçenlere oranla çok daha küçük olduğunu göstermiştir. Seed(1979) sünek zeminlerden (tekrarlı yüklemelerde yüksek boşluk suyu basıncı yaratmayan veya %15 'ten fazla mukavemet kaybı göstermeyen) inşa edilmiş dolgu barajlarda taç ivmesinin 0,75g'den düşük olduğu durumlarda güvenlik sayısı $k_h=0,1(M=6,5)$ - $k_h=0,15(M=8,25)$ değerleri için 1,15'e kadar düşebilir. Bu kriter pseudostatik ivmelerin pik taç ivmelerinin %13-20'sini alabilmemize imkan verir. Hynes-Griffin ve Franklin (1984) Newmark kayan blok analizinin 350'den fazla akselograma uygulamasını yaparak ve $k_h=0,5a_{max}/g$ kullanarak güvenlik sayısı $>1,0$ elde edilen dolgu barajlarda tehlikeli deformasyonlar oluşmayacağını göstermişlerdir.

Görüldüğü gibi dizayn için gerekli pseudostatik katsayının seçiminde kullanılacak kesin bir kural ve formülasyon yoktur. Pseudostatik katsayısı kayan kütle içinde oluşan ivmeyle (amplifikasyon ve deamplifikasyon etkileri için dahil) ilişkisi olması beklenen taç kümesinin belirli bir oranı olmalıdır. Pek çok şev için Hynes-Griffin ve Franklin (1984) kriteri geçerlidir.

4.6.1.1.2. Pseudostatik Yaklaşımın Limitleri

Yer sarsıntılarının kompleks, geçişken ve dinamik etkilerini sabit ve tek yönlü pseudostatik ivmelerle ifade etmek her zaman sağlıklı sonuçlar vermez. Terzaghi pseudostatik analizin deprem etkilerini yansıtmakta yetersiz olduğunu ve pseudostatik güvenlik sayısının 1'den büyük olduğu halde stabil olunmayabileceğini göstermiştir. Tecrübeler de Pseudostatik analizin yüksek boşluk suyu basıncı gösteren veya depremden dolayı %15'ten fazla mukavemet kaybı gösteren zeminlerde güvenilmez olduğunu göstermiştir. Çizelge 4.1'de görüldüğü gibi Pseudostatik güvenlik sayısı 1,0'un oldukça üstünde olan bazı barajların daha sonra depremlerde yıkıldığını göstermiştir.

Çizelge 4.1. Deprem aktivitelerinde göçmüş dolgu barajların pseudostatik analiz sonuçları

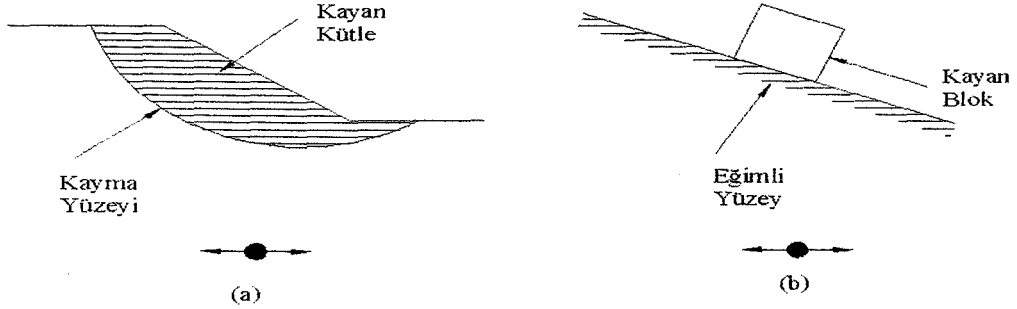
Baraj	k_h	Güvenlik Sayısı	Deprem Etkisi
Sheffield Barajı	0,10	1,2	Tamamen yıkım
Aşağı San Fernando Barajı	0,15	1,3	Membra şev kayması
Yukarı San Fernando Barajı	0,15	2 – 2,5	Mansabda 6 ft kayma

Sonuçlar zayıflatılmış duraysızlık göstermesi mümkün olan şevlerde Pseudostatik yöntemin güvenilir olmadığını göstermiştir. Yinede bu yaklaşım başlangıç için iyi fakat kesin stabilite için yeterli değildir.

4.6.1.2. Newmark Kayan Blok Analizi

Pseudostatik analiz yöntemi -tüm diğer limit denge yöntemlerinde olduğu gibi- sadece güvenlik sayısı verir. Kayma ve bu kuvvetlerden dolayı oluşan deformasyonlar hakkında bilgi vermez. Şevlerin depremden sonra kullanılabilirliği, şevde oluşan deformasyonlara bağlıdır. Bu yüzden

deformasyonları bulabilen analiz yöntemleri sismik şev stabilitesinde daha önemlidir. Newmark (1965) kayan şevi kayan bloğa dönüştürerek deplasmanları bulmaya çalışmıştır.



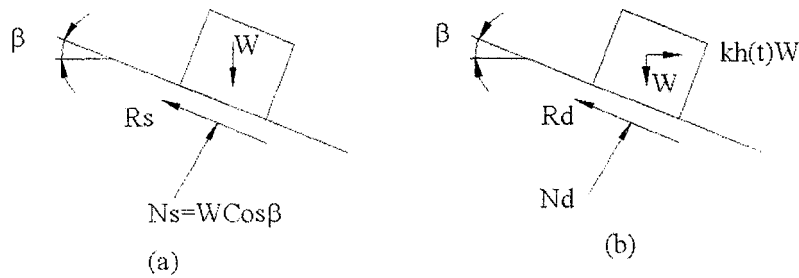
Şekil 4.3. Potansiyel kaymayla eğik düzlemdeki bloğun birbirlerine benzetilmesi

Şekil 4.3-b'deki bloğu dengede düşünerek, statik durumda bloğa etkiyen kuvvetleri çözüldüğünde güvenlik sayısını Eşitlik 4.4'teki gibi bulunur. Burada bloğun direnç kuvveti sadece sürtünmeden dolayıdır ($c=0$).

$$F_s = \frac{\text{Karşı koyan kuvvetler}}{\text{Kaydırıcı kuvvetler}} = \frac{R_s}{D_s} = \frac{W \cos \beta \tan \phi}{W \sin \beta} = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (4.4)$$

Yatay titreşimler bloğu içsel kuvvetler olarak bloğa $a_h(t)=k_h(t).g$ 'dir (düşey kümelerin etkisi ihmal edilmiştir). Herhangi bir anda blok yatay $k_h W$ kuvvetine maruz kalır. Bu kuvvetler eğim yönünde çözülrse ;

$$F_{s_d}(t) = \frac{\text{Karşı koyan kuvvetler}}{\text{Kaydırıcı kuvvetler}} = \frac{R_d(t)}{D_d(t)} = \frac{[\cos \beta - k_h(t) \sin \beta] \tan \phi}{\sin \beta + k_h(t) \cos \beta} \quad (4.5)$$



Şekil 4.4. Eğik düzlemde duran bloğa etkiyen kuvvetler; (a) statik durum, (b) dinamik durum

elde edilir. Eşitlikten de görüleceği üzere dinamik güvenlik sayısı, k_h yükselirken düşer. Bir k_h değeri içinse 1,0 olur. Bu k_h değerine akma ivmesi denir ($a_y=k_y g$). Akma ivmesi bloğun dengesini bozabilecek minimum pseudostatik ivme değeridir. Şekil 4.4'deki bloğun aşağı kayması durumunda;

$$k_y = \tan(\phi - \beta) \quad (4.6)$$

Yukarı doğru kaymasında ise;

$$k_y = \frac{\tan \phi + \tan \beta}{1 + \tan \phi \tan \beta} \quad (4.7)$$

elde edilir. Eğik düzlem üzerindeki bloğa uygulanan ivme değeri akma ivmesini aşarsa blok eğik düzlem üzerinde kaymaya başlar. Kalıcı deformasyonların bulunması için, eğik düzlemin tek dikdörtgensel A büyüklüğünde ve Δt süresi boyunca bir küme palsına maruz kaldığı düşünülür. Eğer akma ivmesi A'dan daha küçükse bloğun, düzleme göre ivmesi;

$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_y = A - a_y, \quad t_o \leq t \leq t_o + \Delta t \quad (4.8a)$$

olur. $a_b(t)$ eğik düzlemin ivmesidir. Bloğun, düzleme göre yer değiştirmesini bulabilmek için göreceli integrali iki kez alınır.

$$v_{rel}(t) = \int_{t_o}^t a_{rel}(t) dt = [A - a_y] (t - t_o), \quad t_o \leq t \leq t_o + \Delta t \quad (4.8b)$$

$$d_{rel}(t) = \int_{t_o}^t v_{rel}(t) dt = \frac{1}{2} [A - a_y] (t - t_o)^2, \quad t_o \leq t \leq t_o + \Delta t \quad (4.8c)$$

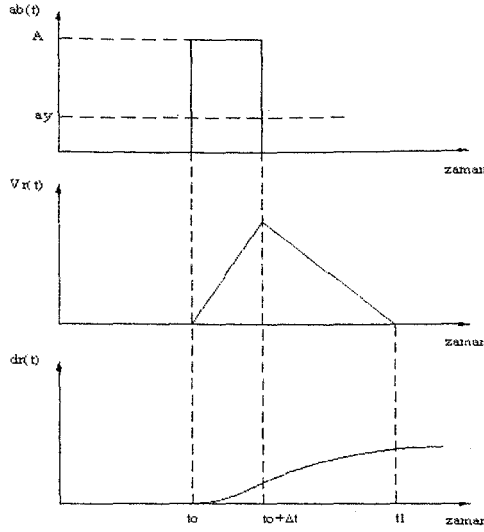
$t=t_o+\Delta t$ olduğunda hız maksimum değerine ulaşır. Bu anda;

$$v_{rel}(t_o + \Delta t) = [A - a_y] \Delta t \quad (4.9a)$$

$$d_{rel}(t_o + \Delta t) = \frac{1}{2} [A - a_y] \Delta t^2 \quad (4.9b)$$

İvme 0'a düştükten sonra kayan kütle sürtünme kuvvetinden dolayı yavaşlar ve sonunda durur. Bu zaman dilimindeki ivme;

$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_y = 0 - a_y = -a_y, \quad t_o + \Delta t \leq t \leq t_f \quad (4.10a)$$



Şekil 4.5. Dikdörtgenel palsten dolayı akma ivmesinin $t=t_0$ ve $t=t_0+\Delta t$ aralığında aşılması sonucu oluşan bağıl hız ve deplasmanları değişimi

şeklindedir. t_1 değeri hızın 0 olduğu andır. $(t_0+\Delta t)$ ve t_1 arasında hız düşecektir ve;

$$v_{rel}(t) = v_{rel}(t_0 + \Delta t) + \int_{t_0+\Delta t}^t a_{rel} dt = A\Delta t - a_y(t - t_0) ,$$

$$t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1 \quad (4.10b)$$

den bulunur.

$t=t_1$ anında hızı 0'a eşitleyerek; $t_1 = t_0 + A\Delta t/a_y$ bulunur. Buradan da;

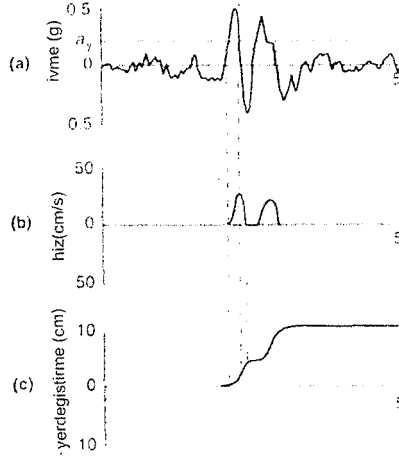
$$d_{rel}(t) = \int_{t_0+\Delta t}^t v_{rel}(t) dt = A\Delta t(t - t_0 - \Delta t) - \frac{1}{2} [t^2 - (t_0 + \Delta t)^2] ,$$

$$t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1 \quad (4.10c)$$

elde edilir. t_1 anından sonra blok ve düzlem beraber hareket ederler. $t=t_0$ ve $t=t_1$ aralığındaki bloğun hareketi Şekil 4.5'deki gibi olur. Toplam düzleme göre yer değiştirme ;

$$d_{rel}(t_1) = \frac{1}{2} (A - a_y) \Delta t^2 \frac{A}{a_y} \quad (4.11)$$

deki gibi olur ve miktarı akma ivmesinin ne kadar süreyle ve hangi miktarla aşıldığına bağlıdır. Buradan çıkan sonuç tek pals'lık güçlü bir hareket sonucu oluşan yer değiştirmeler bu palsın büyüklüğü ve frekansına bağlıdır. Bir deprem hareketi Şekil 4.6 daki gibi akma ivmesini birkaç kez aşabilir ve yer değiştirmelerin artmasına yol açabilir.

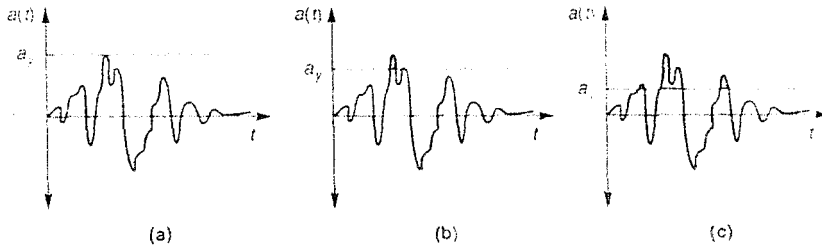


Şekil 4.6. Gerçek deprem palsları sonucu oluşan kalıcı şev deplasmanları

Bu sebeple yer değişimi büyüklükten etkilendiği kadar frekanstan da etkilenir. Bu yaklaşım değişik dalga formlarına da uygulanırsa (Sarma 1975, Yegian 1991) sinüsoidal, üçgensel, dörtgensel periyodik taban hareketleri, taban hareketi periyodunun karesine eşit bulunur.

4.6.1.2.1. Akma İvmesinin Şev Deformasyonlarına Etkisi

Kayan blok modeline göre deprem ivmeleri, akma ivmelerini aşmazsa kalıcı yer değiştirmelerin sıfır olması beklenir.



Şekil 4.7. Maksimum ivme ve akma ivmesi arasındaki ilişkiye göre oluşan kalıcı şev deplasmanları

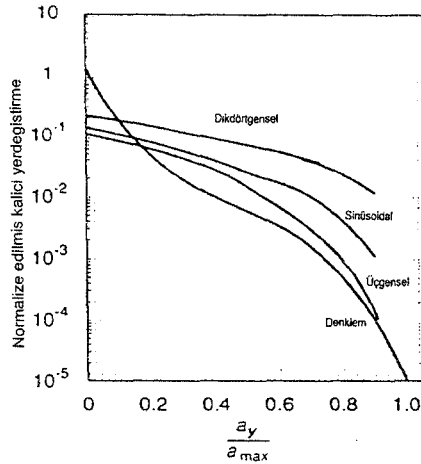
Kalıcı yer değiştirmeler akma ivmesini aşan ivmelerin iki kez integralinin alınmasıyla bulunduğundan, düşük akma ivmesine sahip şevlerdeki yer değiştirmeler (şekil 4.7b), yüksek akma ivmesine sahip şevlerdekinden daha fazla olacaktır. (şekil 4.7c) Dikdörtgenel pals çözümü kullanırsa pik taban hızına göre (Eşitlik 4.11'deki $v_{max} = a\Delta t$ alınarak);

$$d_{rel} = \frac{v_{max}^2}{2a_y} \left(\frac{1 - a_y}{A} \right) \quad (4.12)$$

bulunur. Pik kümeleri 0,5g ve pik hızları 76cm/s olan depremlerin analizi sonucu, efektif pals sayısı A/a_y olarak kabul edilebilir. Newmark bu yer sarsıntıları için yer değiştirmelerin üst limitini;

$$d_{max} = \frac{v_{max}^2 a_{max}}{2a_y a_y} \quad (4.13)$$

olarak bulmuştur. Burada $a_y/a_{max} \geq 0.17$ olmalıdır. Sarma (1975) ve Yegian vd. (1988) basit periyodik (üçgenel, sinüsoidal, karesel) hareketlerin kalıcı yer değiştirmelerinin kapalı form çözümlerini çıkartmışlardır.



şekil 4.8. Basit dalga formlarına göre akma ivmesinin maksimum ivmeye oranına göre kalıcı deplasmanların değişimi

Gerçek deprem hareketleri ile kayan blok yöntemine göre beklenen yer değiştirmeler üzerinde yapılan çalışmalar (Sarma, 1975; Franklin ve Chang, 1977; Makdisi ve Seed, 1978; Ambraseys ve Menu, 1988) sinüsoidal veya üçgen

dalgalar ile benzerlik gösteren şekillerde a_y/a_{max} değeri 0,5'ten büyüktür. Ambraseys ve Menu (1988) daha küçük a_y/a_{max} değerleri için (yukarı hareketleri ihmal edilmiştir) kalıcı yer değiştirmeler santimetre cinsinden şu şekilde verilmiştir.

$$\log u = 0.9 + \log \left[\left(1 - \frac{a_y}{a_{max}} \right)^{2.53} \left(\frac{a_y}{a_{max}} \right)^{-1.09} \right]$$

$$\sigma_{\log u} = 0.3 \quad (4.14)$$

Burada $0.1 \leq a_y/a_{max} \leq 0.9$ ve $6.6 \leq M_s \leq 7.3$ ve a_y artık mukavemet olarak hesaplanmıştır. Frekans kavramını ve süreyi de göz önünde bulundurabilmek için Yegian vd. (1991), Franklin ve Chang (1977) veri tabanını kullanarak ortalama kalıcı normalize yer değiştirmeyi bulmuştur.

$$\log u_{\kappa}^* = \log \left(\frac{u}{a_{max} N_{eq} T^2} \right) = 0.22 - 10.12 \frac{a_y}{a_{max}} + 16.38 \left(\frac{a_y}{a_{max}} \right)^2 - 11.48 \left(\frac{a_y}{a_{max}} \right)^3$$

$$\sigma_{\log u^*} = 0.45 \quad (4.15)$$

Burada N_{eq} denklem tekrar sayısı, T hareketin hakim periyodudur.

Constatainau – Gazetas (1984) ve Lin – Whitman (1986) şev deplasmanları olasılık hesaplarına alternatifler sunmuşlardır. Yer hareketlerinin tek tanımlayıcısının pik ivme olmasının yetersiz oluşunun ortaya çıkmasıyla şev-yer değiştirme hesaplamalarında yeni parametreler kullanılmaya başlanılmıştır. Kayan blok yer değiştirmeleri Arias yoğunluğuyla düzeltilmiştir.

$$\log u = 1.460 \log I_a - 6.642 a_y + 1.546 \quad , \quad \sigma_{\log u} = 0.409 \quad (4.16)$$

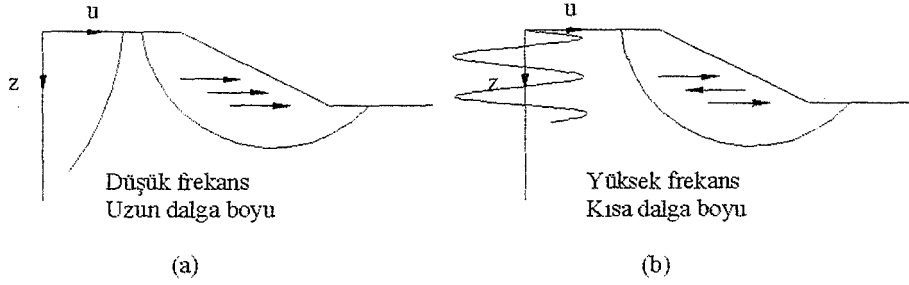
Burada u 'nun birimi cm, I_a 'nın m/s ve a_y 'nin g cinsinden (Jibson 1994) alınarak depremisel kaymaların alansal limitleri bulunmuştur. (Wilson ve Keefer 1985)

Sismik şev stabilitesinin iki önemli özelliği vardır;

- Depremesel şev kaymaları akma ivmesinin büyüklüğüne bağlıdır. Sonuç olarak akma ivmesindeki küçük değişimler beklenen yer değiştirmelerde büyük farklar yaratır.
- Farklı zemin hareketlerinin yarattığı küme pals büyüklüklerinin dağılımındaki farklılıklar beklenen şev yer değiştirmelerinde de büyük farklar yaratır. Eşit şiddetteki yer sarsıntılarındaki, frekans ve süre farklılıkları yer değiştirmeleri de etkiler. Bu belirsizlikler şev deformasyonlarını hesaplarırken göz önünde bulundurulmalıdır.

4.6.1.2.2. Uygulanan Hareketler

Kayan blok analizinin hassasiyeti, eğik düzlemin karşılaştığı hareketin hassasiyetine bağlıdır. Kayan blok analizinde potansiyel kayan kütlelerin rijit olduğu ve uygulanan hareketin kayma yüzeyindeki yer hareketi olduğu kabul edilir. Şevlerin dinamik davranışının geometrisi, sertlik ve alttaki zemin hareketinin büyüklük ve frekans değerlerine bağlıdır. Oldukça sert zeminden oluşmuş ve düşük frekanslı bir harekete maruz kalan şevlerde yer değiştirmeler Şekil 4.9a'daki gibi aynı fazdadır ve rijit blok kabulü sağlanmış olur. Daha yumuşak zeminlerde ve daha yüksek frekansta yatay yer değiştirmeler faz dışında olabilir. (Şekil 4.9b) Böyle bir durum olduğunda farklı noktalardaki içsel kuvvetler zıt yönlere etkiyor olabilirler ve bileşke ataletsel kuvvet rijit blok kabulünün gerektirdiğinden oldukça küçük olabilir. Potansiyel kayma yüzeyine etkiyen ataletsel kuvvetlerin şeve etkisi dinamik gerilme - deformasyon analiziyle (Chopra, 1966) bulunabilir. Dinamik sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak potansiyel kayma yüzeyine etkiyen dinamik gerilmelerin yatay bileşenleri kayma yüzeyi boyunca integre edilerek potansiyel kayma yüzeyine etkiyen zamana bağlı bileşke kuvvet bulunur. Bu bileşke kuvvet potansiyel kayma yüzeyi üzerindeki zeminin kütlelerine bölünerek, potansiyel kayan kütlelerin grafiği kayan blok analizi için en gerçekçi maruz kalılabilecek hareketi verir.



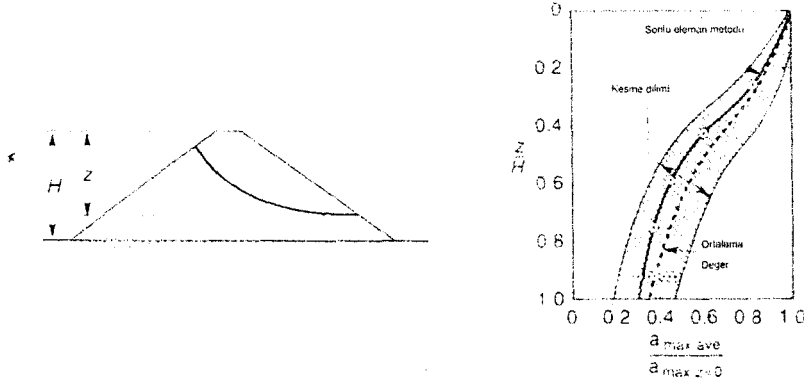
Şekil 4.9. Şevlere etkiyen hareketin frekansının etkisi

4.6.1.2.3. Şev Deplasmanlarını Etkileyen Diğer Faktörler

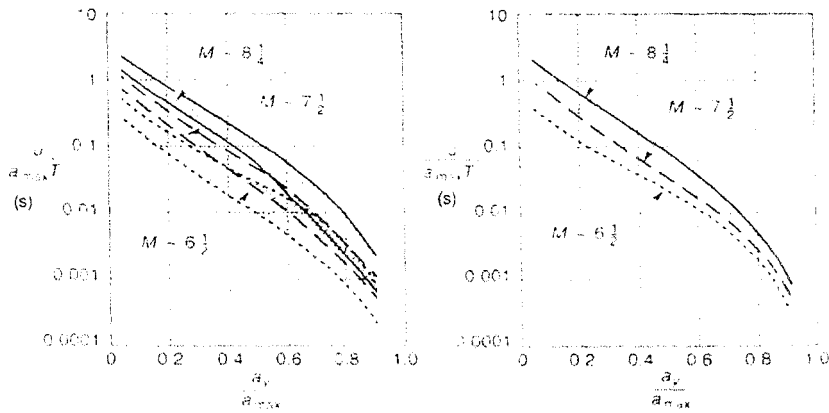
Bazı zeminlerin kayma mukavemeti zamana bağlıdır. Depremesel kayma gerilmeleri farklı yükleme oranlarında uygulandığından kayma mukavemeti dolayısıyla akma ivmesi deprem sırasında zamana bağlı olarak değişir. Kayan blok analizinde yükleme oranına bağlı mukavemetin bulunması, deformasyon oranlarının arazide ve mukavemeti bulmak için laboratuarda yapılan deneylerde farklılık olmasından dolayı karmaşıklık gösterir. Lemas - Coelho (1991) ve Tika-Vassilikas (1993) orana bağlı mukavemet hesaplamaları için öneriler getirmişlerdir. Arazide zemin nadiren tamamen plastik özellik gösterir. Genelde deformasyon pekleşmesi – yumuşaması davranışı gösterirler. Bu tip zeminlerin şev deplasmanlarıyla akma kümeleri değişir. Sonuç olarak deformasyon pekleşmesi özelliği gösteren malzemeden oluşan şevlerde oluşan kalıcı deplasmanlar, kayan blok analizi sonucu bulunan deplasmanlardan daha küçük olur. Deformasyon yumuşaması özelliği gösteren malzemeden oluşan zeminlerdeyse bunun tersi beklenir. Pek çok şev düzlemsel kayma mekanizması dışındaki mekanizmalarla kayarlar. Deformasyon ve yükleme oranına bağlı mukavemet değişimleri ihmal edilirse, düzlemdeki bloğun stabilitesi pals deplasmanından önce ve sonra değişmez. Blok geometrisinin düzleme göre değişmemesi bunun sebebidir. Düzlemsel olmayan kaymalarda ise şev düzlemsel hale gelmeye çalışır, böylece etki kuvvetleri de düşer. Sonuç olarak geometriyi değiştirebilecek akma ivmesi daha büyük olmalıdır. Pek çok şev içinse büyük yer değiştirmeler olmadan bu etki stabilitede önemli rol oynamaz.

4.6.1.3. Makdisi - Seed Analizi

Makdisi ve Seed (1978), Chopra (1966) yöntemini kullanarak ortalama ivmeleri hesaplamışlar ve kayan blok analiziyle dolguların ve dolgu barajların depresel kalıcı deformasyonlarını bulmuşlardır. Dinamik sonlu elemanlar ve kayma kirişi analizini bu tip yapılar için kullanarak ve gerekli kabulleri ve basitleştirilmeleri yaparak kalıcı deplasmanları tahmin edecek yöntemler geliştirmişlerdir. Basitleştirilmiş yöntemde potansiyel kayma yüzeyinin akma ivmesi dinamik akma mukavemeti (drenajsız mukavemetin %80'i) kullanılarak bulunur. Baraj ve dolguların dinamik davranışını Şekil 4.10'daki gibi ivme oranlarının derinliğe bağlı değişimiyle göstermişlerdir.



Şekil 4.10. Barajlar ve dolgular için ortalama maksimum ivmeyle potansiyel kayma yüzeyi derinliğinin değişimi (Makdisi ve Seed 1978)



Şekil 4.11. Farklı büyüklükteki depremlerde kalıcı deplasmanlarda akma ivmelerinin değişimi (Makdisi ve Seed 1978)

Gerçek ve model barajlara gerçek ve yapay yer hareketleri uygulayarak kalıcı deplasman değişimlerini a_y/a_{max} ve büyüklüğe bağlı olarak hesaplamışlardır. Bu değişimin grafiği Şekil 4.11'de görülmektedir. Makdisi ve Seed basitleştirilmiş yöntemi baraj ve dolgulardaki kalıcı deplasmanlar bulunurken başarıyla uygulanmaktadır. Bu yöntem baraj ve dolguların dinamik davranışına dayandığından diğer şevlere uygulandığında dikkatle yorumlanmalıdır.

4.6.1.4. Gerilme-Deformasyon Analizi

Sismik şev stabilitesinin gerilme deformasyon analizi dinamik sonlu elemanlar yöntemiyle yapılmaktadır. Bu analizde sonlu elemanlar ağındaki her eleman için sismik hareketten dolayı oluşan deformasyonlar integre edilerek şevin kalıcı deformasyonu bulunur. Her elemandaki deformasyonlar farklı yollarla bulunabilir. Deformasyon potansiyeli ve rijitlikteki azaltma yaklaşımları ile laboratuvar test sonuçlarını kullanarak kalıcı deformasyonlarla, depreme maruz kalmış zeminin rijitliği bulunur. Doğrusal olmayan yöntemler, doğrusal olmayan inelastik gerilme-deformasyon davranışını kullanırlar.

4.6.1.4.1. Gerilme Potansiyeli Yaklaşımı

1971 San Fernando depremi sonucu kayan Yukarı ve Aşağı San Fernando barajlarını inceleyen Seed (1973), doğrusal ve eşdeğer doğrusal analizlerin sonuçlarını kullanarak depremel şev deformasyonları için yöntem önermiştir. Bu yöntemle dinamik sonlu elemanlar analizi için tekrarlanan kayma gerilmeleri hesaplanır. Tekrarlı laboratuvar test sonuçları kullanılarak, hesaplanan tekrarlı kayma gerilmeleriyle deformasyon potansiyeli tahmin edilir ve her eleman için kayma deformasyonu olarak ifade edilir. Deformasyonlar; şev boyunca alınan yatay kesitteki ortalama deformasyonla bu kesitin yüksekliğinin çarpımından bulunur. Bu yöntem arazide oluşan deformasyonların aynı şekilde yüklenen test numunesinde oluşan deformasyonlarla aynı olduğunu ve maksimum kayma gerilmelerinin her eleman için yatay doğruda olduğunu kabul eder. Sonuç olarak deformasyon potansiyeli yaklaşımı sadece yatay deformasyonları hesaplamaktadır.

4.6.1.4.2. Rijitlik Azaltma Yaklaşımı

Bu yaklaşımda hesaplanan deformasyon potansiyelleri zeminin rijitliğini düşürmekte kullanılır. Depremesel şev deplasmanları iki farklı statik sonlu eleman yöntemiyle bulunan 2 nokta arasındaki farktır. Bu iki yöntemden biri başlangıç kayma (ilk kayma) modülünü diğeri düşürülmüş kayma modülünü kullanır. Doğrusal olmayan modellerle kullanılabilir. Rijitlik düşürme yaklaşımıyla hem yatay hem de düşey hareketler hesaplanabilir.

4.6.1.4.3. Doğrusal Olmayan Analiz Yaklaşımı

Kalıcı şev deformasyonları, doğrusal olmayan inelastik zemin modellerini içeren sonlu elemanlar yöntemiyle bulunabilir. Şevlerin sismik performansı tekrarlı gerilme-deformasyon modeli ve ileri yapı modelleri kullanılarak 2 veya 3 boyutlu sonlu elemanlar analiziyle bulunabilir.

4.6.2. Zayıflatan Duraysızlık Analizi

Depremesel gerilme ve deformasyonların ve boşluk suyu basıncının artması sonucu zemine iletilen titreşimler zeminin kayma mukavemetini düşürür. Zayıflatan duraysızlık, şevde oluşan statik ve dinamik gerilmeleri düşürülmüş mukavemet değerlerini aştığında oluşur. Zayıflatan duraysızlıklar genelde sıvılaşmayla birlikte görülürler; akma kaymaları ve deformasyon kaymaları olarak ikiye ayrılır. Akma kaymaları, kayma mukavemeti, dengeyi sağlayacak gerekli statik kayma gerilmelerinden küçük olduğunda oluşur. Dolayısıyla akma kaymaları aslen statik gerilmelerden dolayı oluşur. Belirti vermeden kısa sürede büyük deformasyonlar oluşturabilirler. Deformasyon kaymaları zemin kayma mukavemetinin sadece depremsel kayma gerilmeleriyle geçici olarak aşılması durumunda oluşur. Deformasyon kaymaları, ataletsel duraysızlıkta olduğu gibi kalıcı deplasman palsları şeklinde görülür.

4.6.2.1. Akma Göçmesi Analizi

Akma göçmesi zeminin mukavemetinde önemli düşüşler içerdiğinden büyük deformasyonlara ve büyük hasarlara yol açar. Analizin ilk basamağı

göçmenin olup olmadığıdır. Bunun yanında oluşacak hasarı ve deformasyonları bulabilecek yöntemler mevcuttur.

4.6.2.1.1. Stabilite Analizi

Akma göçmelerinde stabilite analizi, deprem sonundaki mukavemet değerlerini kullanarak genel statik şev stabilite analizleriyle yapılır. İlk olarak potansiyel kayma yüzeyindeki tüm noktaların sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı bulunur. Sıvılaşmaya karşı bulunan güvenlik sayısının 1'in altında olduğu bölgelerde uygun artık mukavemet değerleri kullanılır. Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının 1'den büyük olduğu yerlerde deprem sonrası (deprem sırasındaki boşluk suyu basıncı dahil) oluşan efektif gerilmeler kullanılır. Bu mukavemet değerleriyle limit denge şev stabilitesi analizleri kullanılarak akmaya karşı genel güvenlik sayısı hesaplanır. Genel güvenlik sayısının 1'den küçük olduğu durumlarda kayma beklenir. Ayrıca bu tip stabilite analizlerinde aşamalı-zamana bağlı kayma analizi de yapılmalıdır.

4.6.2.1.2. Deformasyon Analizi

Stabilite analizlerinin sonuçlarına göre akma kayması bekleniyorsa, kaymadan etkilenecek bölgeler akma kayması deformasyon analiziyle bulunabilir. Akma başlatan deformasyonları ihmal edilecek, deformasyonlar limit denge, akışlar mekaniği ve gerilme deformasyon analiziyle bulunabilir. Sıvılaşmış zeminin oldukça düz bir eğimde (<3-4) akacağı miktar limit denge yöntemleriyle bulunabilir. Şekil 4.12 (a)'yı (Lucia vd.1984) kullanarak değişik şev açıları (α)'ya göre kaymanın sonundaki (statik güvenlik sayısının 1'e ulaştığında) şevin yüksekliği bulunur.

$$H_{r,s} = N_0 \frac{S_r}{\gamma} \quad (4.17)$$

Şekil 4.12(b)'deki gibi grafik oluşturulur. Değişik α değerlerine ve sabit hacim durumuna göre şevin yüksekliği bulunur.

$$H_{r,f} = \sqrt{A_1^2 H_c^2 + A_2 V_f} - A_3 H_c$$

buradan da;

Sıvılaşmış zemin akışkan davranış gösterir ve akışkanlar mekaniği modelleri uygulanabilir. Genelde Bingham Modeli kullanılır. Bu modelde mukavemet $\tau_y + \eta_p \gamma^\circ$ olarak ifade edilir.

τ_y : Bingham akma mukavemeti

η_p : Plastik viskozite

γ° : Deformasyon oranı.

Bu modelin zayıf tarafı sıvılaşmış zeminin sürtünmesini tam olarak yansıtamamasıdır.

4.6.2.2. Deformasyon Göçmesi Analizi

Deformasyon göçmeleri, akma göçmelerinden daha az deformasyonlar içermesine rağmen oldukça fazla hasar verebilirler. Yatay yayılmalar bu tip göçmelerin tipik örneğidir. Son yıllarda pek çok araştırmada deformasyon göçmeleri sonucu oluşan deplasmanları bulmak için araştırmacılar bazı yöntemler geliştirmişlerdir. Deformasyon göçmelerinin doğası oldukça karmaşık olduğundan, bu yöntemler oldukça ampiriktir.

4.6.2.2.1. Hamada vd. Yaklaşımı

Hamada vd. (1986) orta büyüklükteki kum zeminlerdeki 1964 Niigata (M=7.5), 1971 San Fernando (M=7.1) ve 1983 Nihonkai-Chubu (M=7.7) depremlerinin geoteknik ve topografik özelliklerinin kalıcı deplasmanlara etkilerini araştırmışlardır. Kalıcı deplasmanlar en çok sıvılaşmış zeminin tabakasının kalınlığından etkilenmektedir. Kalıcı deplasmanlar (D)

$$D(m) = 0.75 H^{1/2} \theta^{1/3} \quad (4.20)$$

ampirik ilişkiyle bulunur. Burada ;

H: Sıvılaşmış zemin tabakası kalınlığı (m)

θ : Yüzey veya sıvılaşmış bölgenin alt sınırı eğim açılarının içinden seçilen büyük açı.

Bu üç deprem sonucu oluşan deplasmanların %80'i Eşitlik 4.20'de bulunan değerin 2 katı çıkmaktadır. Dikkat edilirse Eşitlik 4.20 sıvılaşmış zeminin mukavemetinin etkisini göz önüne almadığından şartların değiştiği durumlarda dikkatle kullanılmalıdır.

4.6.2.2.2. Youd ve Perkins (Sıvılaşma Yıkım İndisi) Yaklaşımı

Youd ve Perkins (1987) gözlenen yatay deplasmanlardan yola çıkarak Batı Amerika için Sıvılaşma Yıkım İndisi (LSI) tanımlamışlardır. Buradan maksimum d değeri (inç) aktif taşkın sahaları, deltalar ve az eğimli Geç Holosen fluvial depozitleri için bulunabilir. LSI tutucu tahminler önerdiği için, arazide küçük deplasmanlar beklenebilir. LSI;

$$\text{Log}(LSI) = -3.49 - 1.85 \log R + 0.98 M_w \leq 100 \quad (4.21)$$

ile bulunabilir. Burada;

R: Sismik enerji kaynağına yatay uzaklık (km).

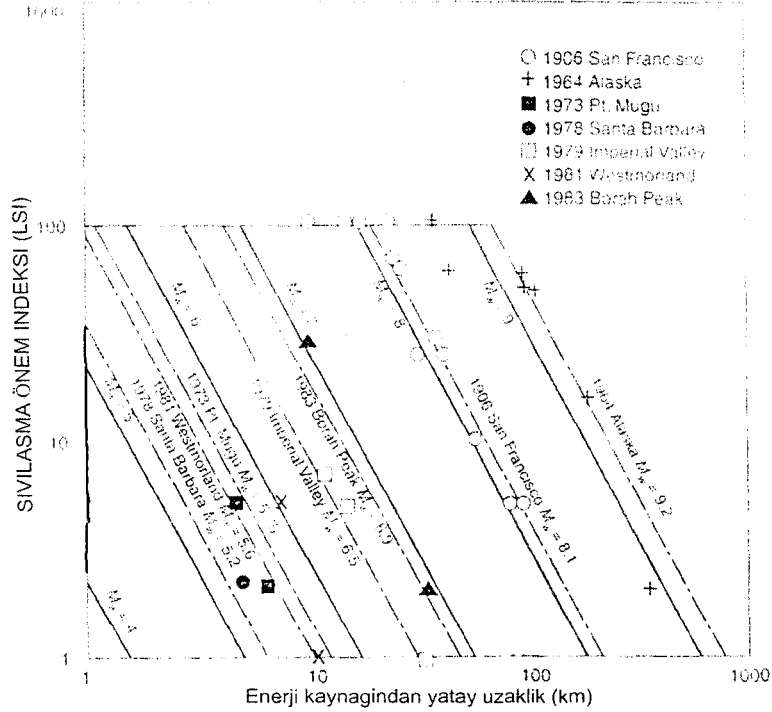
LSI'nın M ve R ile değişimi Şekil 4.13'te verilmiştir. Farklı LSI değerleri için deformasyon kayma özellikleri aşağıdaki Çizelge 4.2'de verilmiştir. LSI'nın büyüklüğe ve mesafeye bağlı olması yüzünden analiz sismik tehlike olasılıklarıyla beraber yürütülmelidir. Youd ve Perkins (1987) bu yaklaşımı Güney Kaliforniya'nın LSI olasılık haritaları için kullanmışlardır.

Çizelge 4.2. Sıvılaşabilir zeminlerin genişçe yayılım gösterdiği alanlarda farklı LSI değerleri için sıvılaşma etkilerinin genel karakteri ve çokluluk durumu (Youd ve Perkins 1987)

LSI	Açıklama
5	Çapı 0,5m'ye kadar yayımlı kum kaynamaları; 0,1m genişliğe kadar açıklıktaki küçük zemin çatlakları ve 25mm'ye kadar zemin oturmalarının çok seyrek dağılımlarını içeren çok seyrek minör zemin etkileri. Bu etkilerin gözlemlendiği yerler başlıca açığa çıkmış nehir yatakları, aktif sel düzlükleri, çamur düzlükleri, kıyı kenarları vb. gibi güncel çökme alanları ile sığ yer altı suyunun birlikte bulunduğu yerlerdir.
10	Yayımlı alanı çapı 1m'ye kadar olan kum kaynamaları; 0,3m kadar açıklıktaki zemin çatlakları ve gevşek kumla dolmuş kanal veya hendek gibi alanlarda birkaç cm boyutunda zemin oturmalarının dağılımları.
30	Yayımlı çapı 2m'ye kadar olan kum kaynamaları, birkaç dm genişlikteki zemin çatlakları, bazı çit ve yolların önemli ölçüde ötelenmesi, 0,3m kadar olan ve ender görülen türde zemin oturmaları ve dik nehir kıyıları boyunca yaygın deplasmanlarda 0,3m'ye kadar oturmalar içeren genellikle seyrek fakat yerel olarak bol zemin etkileri. Etkilerin önemli bir bölümü su tablasının 3m'den sığ

olduğu güncel çökelerde gözlenir.

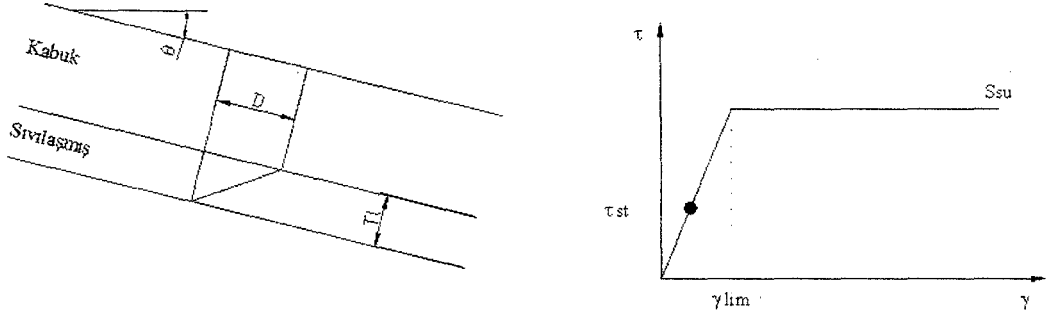
- 50 Geniş fisür bantları ile genellikle birleşen ve yayılım çapı 3m'ye kadar olan kum kaynakmaları, 1.5m genişliğe varan yarıklar, genellikle çok sayıda kola ayrılmış, nehre paralel veya çöküntü alanına doğru eğrili yarıklar, bazı yerlerde 1.5m kadar birbirinden ayrılmış, ötelenmiş yol veya çitler, 0.3m'den daha fazla yerel zemin oturmaları ve dik nehir kıyıları boyunca yaygın 1m'lik oturmalar şeklinde yaygın zemin etkileri.
- 70 Çok sayıda büyük çaplı kum kaynakmaları, nehirlere veya kıyılara paralel uzun yarıklar, genişliği 2m'yi bulan ve çok sayıda kollara ayrılan yarıklar, nehirler veya diğer dik kıyıları boyunca çok sayıda büyük oturmalar, hafif eğimli yamaçlarda yarıklar arasında büyüklüğü bozulmadan 1-2m yer değiştiren zemin kütleleri ve 0.3m'den daha büyük ve sıkça gelişen zemin oturmaları şeklinde yaygın zemin etkileri.
- 90 Çok geniş çaplı ve çok sayıda kum kaynaması, bazı alanlarda %30 veya daha fazla kesimin yeni çökelmiş kumla kaplanması, genişliği 2m veya daha fazla, nehirlere veya kıyılara paralel çizgilerine paralel, uzun yarıklar, hafif eğimli yamaçlarda yarıklar arasında bütünlüğü bozulmadan 2m kadar yer değiştiren zemin kütleleri, nehir boylarında veya diğer dik kıyıları büyük oturmalar ve 0.3m'den daha büyük miktarda yaygın zemin oturmaları içeren çok yaygın zemin etkileri.



Şekil 4.13. LSI'nın mesafe ve deprem büyüklüğüyle değişimi (Youd ve Perkins 1986)

4.6.2.2.3. Byrne Yaklaşımı

Byrne (1991) şevi, Şekil 4.14'deki gibi sıvılaşmış zemin ve üstte deformasyonsuz zemin olarak modellemiştir.



Şekil 4.14. Byrne'ın (1991) deformasyon hesaplama modeli için gerilme, birim deformasyon ve geometrik notasyonları

İş-enerji prensiplerini kullanarak, sıvılaştırılmış zemini elastik- tamamen plastik kabul ederek kalıcı şev deplasmanlarını bulmuştur. Bu yaklaşımda kalıcı deplasman D;

$$\frac{D^3 S_r}{3(\gamma_{lim} T_L)^2} - D \tau_{st} - \frac{1}{2} m v_0^2 = 0 \quad D < \gamma_{lim} T_L \quad (4.22a)$$

$$D = \frac{3m v_0^2 + 4 S_r \gamma_{lim} T_L}{6(S_r - \tau_{st})} \quad D \geq \gamma_{lim} T_L \quad (4.22b)$$

olarak bulunur.

Burada;

S_r : Sıvılaştırılmış zeminin artık mukavemeti

γ_{lim} :Kayma limit deformasyonu

T_L :Sıvılaştırılmış zeminin kalınlığı

τ_{st} :Statik denge için gerekli ortalama kayma gerilimi

m :Kayma yüzeyi üstündeki zemin kütlesi

v_0 :Sıvılaştırma anındaki kütlenin hızıdır.

γ_{lim} 'in tipik değerleri Çizelge 4.3 'dedir.

Çizelge 4.3. Düzeltilmiş standart penetrasyon değerlerine göre $(N_1)_{60}$, temiz kum için sınırlayıcı kayma birim deformasyonun ortalama değerleri(Seed vd.1985)

$(N_1)_{60}$	γ_{lim}
4	1,00
6	0,80
8	0,63
10	0,50
12	0,40
16	0,25
20	0,16
30	0,05
40	0,0015
50	0

Eşitlik 4.22’de beklenen deplasmanlar %3’den daha az eğimli ve $(N_1)_{60}=4$ olan zeminler için Eşitlik 4.20 ile uyumludur. Daha büyük $(N_1)_{60}$ değerleri için Eşitlik 4.22 daha küçük deplasmanlar verir. Byrne vd.(1992) bu yaklaşımı zeminin ilk katılığının sonlu elemanlar analizi için gerekli azaltma katsayısını bulmak için geliştirmişlerdir. Bu yaklaşımla bulunan deformasyonlar Yukarı San Fernando Barajı (1971) de görülen kayma değerleriyle oldukça uyumludur.

4.6.2.2.4. Baziar vd. Yaklaşımı

Baziar vd.(1992) kayan blok analizini kullanarak kalıcı yatay deplasmanlar için;

$$d = N \frac{v_{max}^2}{a_{max}} f\left(\frac{a_y}{a_{max}}\right) \quad (4.23)$$

geliştirmişlerdir.

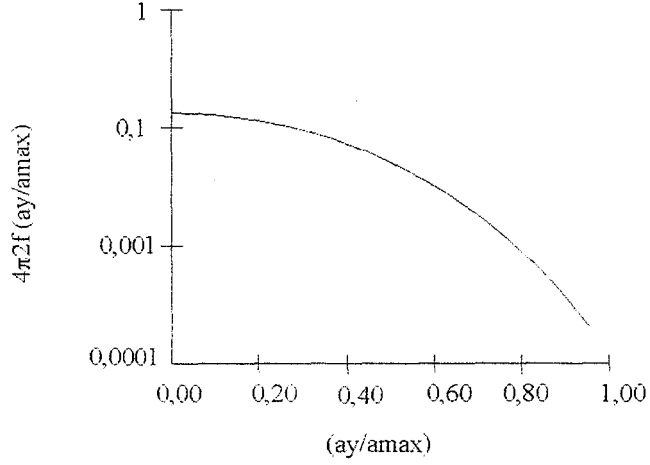
Burada ;

N :Harmonik yüklemenin eş değer tekrar sayısı

V_{max} :Pik yatay hız

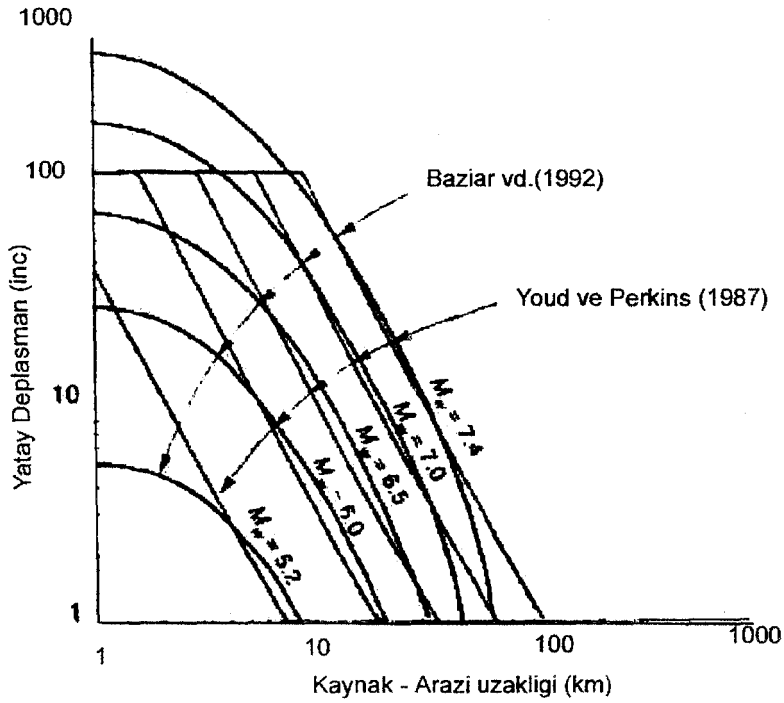
a_y :Akma ivmesi

$f(a_y/a_{max})$ fonksiyonu Şekil 4.15’deki harmonik ivmelerden elde edilir.



Şekil 4.15. $f(a_y/a_{max})$ 'ın a_y/a_{max} ile değişimi (Baziar vd. 1992)

Baziar vd. (1992) Eşitlik 4.23'de bulduğu deplasmanları, bu değerlere karşı gelen LSI değerleriyle karşılaştırmıştır. Şekil 4.16'daki gibi iki yaklaşım uzun mesafelerde oldukça uyumludur. Fakat kısa mesafelerde farklılıklar göstermektedirler. Kaynağın yakınından bilgi edinebilmek mümkünse Eşitlik 4.23 LSI yaklaşımından daha uygun sonuçlar vermektedir.



Şekil 4.16. Kalıcı deplasmanların LSI ile karşılaştırılması (Baziar vd. 1992)

4.6.2.2.5. Bartlett ve Youd Yaklaşımı

Bartlett ve Youd (1992) daha önce oluşmuş yatay yayılma bilgilerini inceleyerek, kaynak ve arazi parametrelerine bağlı ampirik bir denklem geliştirmişlerdir. İncelenen depremler Amerika ve Japonya 'da kaynağa uzaklığı 90 km'ye kadar ve büyüklüğü 6.4-9.2 arasındadır. Yatay deplasmanları etkileyecek faktörleri bulabilmek için regresyon analizi yapılmıştır. İki ampirik model geliştirilmiştir. Eğimi fazla olan arazilerde serbest yüz (free-face) modeli, eğimi düşük olduğu arazilerde taban sevi (ground-slope) modeli geliştirilmiştir. Serbest yüz modelinde deplasmanlar;

$$\log D_H = -16.3658 + 1.1782M_w - 0.9275\log R - 0.0133R + 0.6572\log W + 0.3483\log T_{15} + 4.5720\log(100 - F_{15}) - 0.9224(D_{50})_{15} \quad (4.24)$$

ile hesaplanır. Burada ;

D_H : Tahmin edilen yatay deplasman (m)

M_w : Moment büyüklüğü

R : Sismik enerji kaynağından uzaklık (km)

W : H/L oranı

T_{15} : Doymuş granüler katmanların kümülatif kalınlığı ($(N_1)_{60} < 15, m$)

F_{15} : T_{15} bünyesindeki ince malzeme miktarı. (%)

$(D_{50})_{15}$: Ortalama tanecik çapı (mm).

Düz araziler için taban sevi modelinde deformasyonlar;

$$\log D_H = -16.3658 + 1.1782M_w - 0.9275\log R - 0.0133R + 0.6572\log W + 0.3483\log T_{15} + 4.5720\log(100 - F_{15}) - 0.9224(D_{50})_{15} \quad (4.25)$$

ile hesaplanır.

Burada; S şevin yüzde olarak eğimidir. Bu eşitlikler daha önce oluşmuş kaymalara uygulandığında gözlem deformasyonların %90'ı güvenlik sayısı 2 olarak beklenen değerlerin içinde kalmıştır. Eşitlik 4.24 ve Eşitlik 4.25'in sağlıklı biçimde uygulanabileceği parametre değerleri Çizelge 4.4'de verilmiştir.

Çizelge 4.4. Eşitlik 4.24 ve 4.25'in uygulanabileceği değer aralıkları (Seed vd.1985)

Girdi Parametresi	Değer Aralığı
Büyüklik	$6,0 < M_w < 8,0$
Serbest yüzey oranı	$\%1,0 < W < \%20$
Gevşek katmanın kalınlığı	$0,3m < T_{15} < 12m$
İnce tane oranı	$\%0 < F_{15} < \%50$
Ortalama tane çapı	$0,1mm < (D_{50})_{15} < 1,0mm$
Zemin eğimi	$\%0,1 < S < \%6$
Kesitin tabanına olan derinlik	Sıvılaştan bölgenin tabanına derinlik $< 15m$

4.7. Dinamik Analiz Yöntemleri İçin Öneriler

Bu bölümde deformasyon kaymalarında oluşan kalıcı deplasmanları bulmakta kullanılan değişik yöntemler sunulmuştur. Bu yöntemlerin büyük kısmı ampiriktir ve kalıcı deplasmanları yaklaşık olarak bulmaktadırlar. Bu yöntemlerin araziye uygulanabilirliği, yöntemin geliştirildiği araziye uygunluğuna bağlıdır.

1. Depremsel kaymalar, sismik tehlikelerden en zararlı olanıdır. Karakteristikleri en çok jeolojik, hidrolojik, topografik, iklimsel ve kullanım şartlarından etkilenmektedir. Kaymalar malzeme tipine, hareket türüne, içsel bozulma oranına, su muhtevasına, hız ve derinliğine göre sınıflandırılabilirler. Depremsel kaymalar genelde 3 kategoriye ayrılır. Devrilme-düşmeler, bileşik kaymalar, yatay yayılma ve akmlar.
2. Geçmiş verilerin analiziyle hangi büyüklükteki depremin hangi çeşit kaymaya yol açacağı ve farklı büyüklükteki depremlerin hangi uzaklık etkili olabileceğine tabii fikir edinilebilir.
3. Şev stabilitesi analizi, şev stabilitesi değerlendirmesinin sadece bir parçasıdır. Analizden önce detaylı jeolojik, topografik, geometrik ve malzeme karakteristikleri elde edilmelidir. Analizin hassasiyeti bu bilgilerin hassasiyetine bağlıdır.
4. Dinamik kayma gerilmeleri sadece bir ekstra yükleme olayı olarak düşünülmemelidir. Bu gerilmeler ayrıca şev malzemelerinin mukavemet, gerilme deformasyon davranışını değiştirebilir. Şevde bu davranışların hangisi baskınsa stabilite o davranışın adını alır. İçsel dengesizliklerde zeminin kayma kuvveti sabit kalır ve deformasyonlar, dinamik deprem gerilmelerinin geçici olarak

aşılması sonucu oluşur. Zayıflatıcı dengesizlikte, deprem şevi artık deprem yüklerine dayanamayacak kadar zayıflatır.

5. Ataletsel duraysızlık pseudostatik, kayan blok veya gerilme-deformasyon analiziyle bulunabilir. Günümüzde Makdisi - Seed analizinin kullanımı da oldukça yaygındır.

6. Pseudostatik analizde depremin etkisi, potansiyel kayma kütesine statik yatay ve düşey kuvvetler deviren kuvvetleri artırıcı ve karşı koyan kuvvetleri düşürücü yönde etki yapar. Pseudostatik analiz büyük boşluk suyu basıncı gösteren veya %15'ten fazla mukavemet kaybı gösteren zeminlerde uygulanamaz. Stabilité limit denge yöntemleriyle bulunan güvenlik sayısı ile ifade edilir. Uygun pseudostatik ivmenin seçilmesi önemlidir ve bu değerler genelde pik ivme değerlerinden oldukça küçüktür.

7. Şevi kaymaya başlatacak pseudostatik ivmeye akma ivmesi denir. Eğer depremsel ivmeler akma ivmesini anlık olarak aşıyorsa kayan blokta alttaki zemine göre anlık olarak ivmelenir. Kayan blok analizi, toplam deplasmanı bulmakta kullanılabilir. Toplam deplasman akma ivmesinin aşılma miktarına bağlıdır. Yer hareketinin değişken doğasından hesaplanan deplasmanlar oldukça değişkendir.

8. Makdisi-Seed yöntemi dolgu barajlar ve dolgular için kayan blok analizine dayanır. Titreşim hakim periyodu ve şevin akma ivmesi bilirse depremsel deplasmanlar basit kartlarla bulunabilir.

9. Gerilme - deformasyon analizleri, içsel dengesizlik sonucu oluşan kalıcı deplasmanları hesaplamak için kullanılmaktadır. Deformasyon potansiyeli ve rijitlik azaltım yaklaşımı sonucu bulunan deformasyonlar oldukça yaklaşık sonuçlardır.

10. Zayıflatılan duraysızlıkta, depremin oluşturduğu gerilmeler ve deformasyonlar şevin kayma mukavemetini düşürür. Azaltılmış mukavemetin, dengeyi sağlamak için gerekli statik mukavemetten az veya çok olmasına bağlı olarak, kaymalar akma kayması ve deformasyon kayması olarak sınıflandırılır. Akma kaymaları limit denge analizleriyle değerlendirilir. Artık mukavemet değerleri kayma yüzeyinin sıvılaştırmış zemin içeren kısımlarına uygulanır.

Güvenlik sayısının 1'den az olduğu durumlarda akma beklenir ve akan kütlenin ne kadar yol kat edeceği basit limit denge analizleri ve sabit hacim değerleri kullanılarak bulunur.

5. DOLGU BARAJLARDAKİ ŞEV TASARIM ESASLARI VE BİR UYGULAMA ÖRNEĞİ

Şev stabilitesi uygulamalarının en fazla kullanıldığı alanlardan biri de dolgu barajlardır. Dolgu barajlarda şev tasarımı dört aşamayı içermektedir. Bunlar;

1. Boş rezervuar (İnşaat aşaması ve gövdenin bitmiş hali için)
2. Dolu rezervuar (sızıntı durumunun oluşması)
3. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması
4. Deprem yüklemesi

Bu aşamalardan ilk üçü statik yükleme durumunu, dördüncüsü ise dinamik yüklemeyi içermektedir.

5.1. Tüm Yükleme Durumlarında Göz Önünde Bulundurulacak Özellikler

Şev stabilitesi analizinin bazı kısımları, tasarım aşamasından bağımsız olarak yapılabilir. Bunlar;

1. Kayma mukavemeti
2. Boşluk suyu basıncı
3. Birim hacim ağırlık
4. Sürşarj yükleri
5. Çekme gerilmeleri ve düşey çatlaklar

Kayma mukavemetinin doğru olarak değerlendirilerek ele alınması şev stabilitesi analizindeki en önemli unsurlardan biridir. Kayma mukavemeti seçilirken şu hususlar göz önünde bulundurulmalıdır;

- Numunenin örselenmiş olup olmadığı,
- Alınan numunelerin çeşitlilik göstermesi,

- Sıkıştırılmış numunelerdeki su muhtevası ve yoğunluk değerlerinin değişiklik göstermesi,
- Anizotropi,
- Yükleme oranı,
- Yorulma ve sünme etkileri,
- Kısmi drenaj etkileri

Kayma mukavemetini karakterize edebilmek için yanıt verilmesi gereken en önemli sorulardan biri zeminin her tasarım durumu için hangi oranda drene olduğudur. Drenajın serbest olduğu durumlarda analiz efektif gerilmeler cinsinden ifade edilen drene mukavemetler kullanılarak yapılır. Drenajsız durumlarda analiz toplam gerilmeler cinsinden ifade edilen drenajsız mukavemetler kullanılarak yapılır. Çizelge 5.1 statik yükleme durumlarına uygun kayma mukavemetlerini vermektedir.

Çizelge 5.1. Statik tasarım durumlarında kullanılacak kayma mukavemeti ve boşluk suyu basınçları

Tasarım durumu	Kayma mukavemeti	Boşluk suyu basıncı
Boş rezervuar	Serbest drene olabilen zeminlerde efektif gerilmelere bağlı drene mukavemet değerleri kullanılır.	Serbest drene olabilen zeminlerde boşluk suyu basınçları sızıntı olmaması durumundaki hidrostatik hesaplamalar ve akış ağı veya sonlu elemanlar metoduyla sızıntı analiz teknikleri kullanılarak bulunabilir.
Dolu rezervuar	Düşük permeabiliteye sahip zeminlerde toplam gerilmeler cinsinden ifade edilen drenajsız mukavemet değerleri kullanılır. Efektif gerilmelere bağlı drene kayma mukavemeti değerleri kullanılır.	Düşük permeabiliteye sahip zeminlerde toplam gerilmeler kullanılır boşluk suyu basıncı sifıra eşitlenir. Boşluk suyu basıncı, arazi ölçümleri, sızıntı olmaması durumundaki hidrostatik hesaplamalar ve akış ağı veya sonlu elemanlar metoduyla sızıntı analiz teknikleri kullanılarak bulunabilir.

Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması	Serbest drene olabilen zeminlerde efektif gerilmelere bağlı drene mukavemet değerleri kullanılır.	Serbest drene olabilen zeminlerde su çekilmesi gerçekleştikten sonraki boşluk suyu basıncı değerleri kullanılır.
	Düşük permeabiliteye sahip zeminlerde hesaplama üç aşamada yapılır. İlk aşamada efektif gerilmelere bağlı drene mukavemet değerleri kullanılır. İkinci aşamada ilk aşamadaki konsolidasyon basınçlarına bağlı drenajsız kayma mukavemeti değerleri kullanılır. Üçüncü aşamada efektif gerilmelere bağlı drene mukavemet değerleri veya ilk aşamadaki konsolidasyon basınçlarına bağlı drenajsız kayma mukavemeti değerlerinden hangisi düşükse kullanılır.	Düşük permeabiliteye sahip zeminlerde ilk aşamada sızıntı boşluk suyu basınçları kullanılır. İkinci aşamada toplam gerilmeler kullanılır, boşluk suyu basıncı sıfıra eşitlenir. Üçüncü aşamada serbest drene zeminlerde aynı boşluk suyu basınçları, drenajsız mukavemetin kullanıldığı durumlarda ise boşluk suyu basıncı sıfıra eşitlenir.

5.2. Boş Rezervuar Durumundaki Stabilite Analizi

Boş rezervuar durumundaki stabilite analizi yapılırken serbestçe drene olabilen zeminlerde drene mukavemetler, yavaş drene olabilen zeminlerde ise drenajsız mukavemet değerleri kullanılır. İnşa aşamasında gerçekleşebilecek drenajın miktarını bulmak için konsolidasyon analizleri yapılabilir. Kabaca permeabilitesi 10^{-4} cm/s' den fazla olan zeminler tamamen drene olmuş kabul edilebilir. Permeabilitesi 10^{-7} cm/s' den az olan zeminler drene olmamış kabul edilir. Bazı durumlarda - inşaat aşaması - drenaj tam anlamıyla gerçekleşemez, bu durumda stabilite analizi tamamen drenaj gerçekleşmiş ve tamamen drenaj gerçekleşmemiş durumları için yapılır, elde edilen sonuçlardan en az stabil olanı tasarım için kullanılır.

Serbest drene olabilen zeminlerde mukavemet efektif gerilmeler cinsinden ifade edildiğinden boşluk suyu basıncının tespit edilmesi önemlidir. Boşluk suyu basıncının şu analitik yöntemlerle bulunabilir.

- Akış olmaması durumundaki hidrostatik basınç hesaplamaları

- Akış ağı veya sonlu elemanlar metoduyla sızıntı analiz teknikleri

5.3. Dolu Rezervuar Durumundaki Stabilite Analizi

Uzun dönem stabilite analizleri inşaat aşamasının bitip, drenajın tamamlanıp sızıntı akıntısının oluşmuş olduğu durumlar için yapılır. Stabilite analizi efektif gerilmeler cinsinden ifade edilen kayma mukavemeti kullanılarak yapılır, boşluk suyu basıncı da uzun dönem analizine uygun olmalıdır. Boşluk suyu basıncı, arazi ölçümleri, geçmiş deneyimler, sızıntı olmaması durumundaki hidrostatik hesaplamalar ve akış ağı veya sonlu elemanlar metoduyla sızıntı analiz teknikleri kullanılarak bulunabilir.

5.4. Rezervuardan Hızlı Su Çekilmesi ve Ani Boşalması Durumundaki Stabilite Analizi

Bu analiz şevin arkasındaki suyun seviyesinin aniden düştüğü durumlar için yapılır. Analiz için su seviyesinin hızlı yeterince hızlı düştüğü, dolayısıyla düşük permeabiliteye sahip zeminlerde drenaj oluşmamış kabul edilir. Permeabilitesi 10^{-4} cm/s' den fazla olan zeminler tamamen drene olmuş kabul edilir ve drene mukavemetler kullanılır.

5.5. Dolgu Baraj Uygulaması

Uygulama olarak STFA Mühendislik firmasının Libya Tarım ve Hayvan Sağlığı Komitesine hazırladığı, Garabulli Tarım Projesine ait nehirden su sağlanması projesi kapsamındaki Rezervuar 3 incelenmiştir. Baraj 12m yüksekliğe ve 56m genişliğe sahiptir, Şekil 5.1. Memba şevi $D/Y=1/3$, mansab şevi $D/Y=1/2,5$ olarak dizayn edilmiştir. Barajın normal işletme şartlarındaki su seviyesi 7,3m'dir. Gövde kil çekirdekli olarak düşünülmüş, 8 ayrı zemin tabakasıyla teşkil edilmiştir. Bu tabakaların mühendislik parametreleri Çizelge 5.2'de verilmiştir. Memba dolgusu kohezyonu az granüler malzemelerden seçilmiştir ve rezervuar kazı alanından temin edilmiştir. Mansab dolgusu da memba dolgusuyla aynı özelliklere sahiptir. Mansab dolgusunda yüksek içsel sürtünme açısına sahip zemin, memba dolgusunda kohezyonu daha yüksek zemin kullanılmıştır. Memba yüzünün korunması geomembranlı tabakayla, mansab yüzünün korunması rip-rap tabakayla yapılmıştır.

Çizelge 5.2. Baraj gövdesi dolgu malzemelerinin özellikleri

Tabaka No	Tabaka Adı	Doymuş Birim Hacim Ağırlık ($\gamma:t/m^3$)	Birim Hacim Ağırlık ($\gamma:t/m^3$)	Mukavemet Parametreleri	
				($c:t/m^2$)	Φ
1	Rip rap	2,00	1,80	0	35
2	Mansab dolgu	1,95	1,85	1,5	21
3	Kum filtre	2,00	1,80	0	35
4	Memba dolgu	1,95	1,85	1,5	21
5	Kum filtre	2,00	1,80	0	35
6	Geçirimsiz tabaka	2,10	2,04	9	22
7	Geçirimsiz tabaka	2,10	2,04	3	22
8	Temel bölgesi	2,06	1,96	0	30

Stabilite analizi zeminin sahip olduğu en düşük mukavemet parametreleriyle yapılmıştır. Stabilite analizinde firma tarafından SLOPE Ver.6. şev stabilitesi bilgisayar programı kullanılmıştır. Firma statik stabilite analizini Bishop dilim yöntemini, dinamik analizini ise Pseudostatik Analizi kullanarak yapmıştır. Pseudostatik Analizde yatay deprem ivmelenmesi değeri $\pm 0,073g$ ($0,71613m/s^2$) olarak seçilmiştir. Firma, stabilite analizi sırasında üç farklı inşaat durumu ve işletme fazları göz önüne almıştır. Elde edilen sonuçlar, firmanın tasarımda kullandığı güvenlik sayıları olarak Çizelge 5.3'te verilmiştir.

Bu çalışmada ise U.S.Army Corps of Engineers, (2003) tarafından hazırlanmış olan ve günümüzde uygulanmakta olan EM 1110-2-1902 sayılı yönetmelik esaslarının temel alınmasına karar verilmiştir. Bu yönetmeliğe göre hesaplamalar sırasında üç farklı durum, farklı inşaat ve işletme fazları göz önüne alınması yeterlidir. Yönetmeliğe göre dolgu barajlarda olması gereken minimum güvenlik sayısı değerleri üç durum için Çizelge 5.4'te verilmiştir. U.S.Army Corps of Engineers, (2003) yönetmeliği en uygun analiz için Spencer Yöntemini tavsiye etmektedir. Çalışmada ise Spencer Yöntemine ilaveten Ordinary Yöntemi, Janbu Yöntemi, Bishop Yöntemi, Morgenstern- Price Yöntemi, Genel Limit Denge Yöntemi, Corps Of Engineers Yöntemi, ve dinamik analiz için Pseudostatik yöntem (yatay deprem ivmelenmesi değeri $\pm 0,073g$ ($0,71613m/s^2$) olarak seçilmiştir) kullanılmış ve elde edilen sonuçlar Çizelge 5.5'de verilmiştir.

Hesaplamalar sırasında göz önüne alınması gereken üç farklı durum;

1. Boş rezervuar durumu

İnşaat aşaması ve rezervuar tamamlandıktan hemen sonraki konumdur ve aşağıdaki aşamaları içerir;

- Memba tarafı – deprem hareketi yok
- Memba tarafı – deprem hareketi var
- Mansab tarafı – deprem hareketi yok
- Mansab tarafı – deprem hareketi var

Boş rezervuar durumu için çalışma sırasında elde edilen ayrıntılı sonuçlar Ek 1’de verilmiştir.

2. Dolu rezervuar durumu

Rezervuarın tamamen dolu olduğu işletme şartları için yapılmaktadır ve aşamaları aşağıdaki gibidir.

- Memba tarafı – deprem hareketi yok
- Memba tarafı – deprem hareketi var
- Mansab tarafı – deprem hareketi yok
- Mansab tarafı – deprem hareketi var

Dolu rezervuar durumu için çalışma sırasında elde edilen ayrıntılı sonuçlar Ek 2’de verilmiştir.

3. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumu

Rezervuardan işletme sırasında hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumudur. Memba yüzü malzemeleri tamamen drene olmuş kabul edilir. çekirdekte ise permeabilitesi düşük zemin bulunduğundan su seviyesi değişmemiş kabul edilir. Mansab tarafında tekrar stabilite analizi yapılmamasının sebebi, su çekilmesi durumunda bu bölgedeki zeminin bu şartlardan etkilenmeyecek olmasıdır. Analiz aşağıdaki aşamaları içerir;

- Memba tarafı – deprem hareketi yok

- Memba tarafı – deprem hareketi var

Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumu için çalışma sırasında elde edilen ayrıntılı sonuçlar Ek 3’de verilmiştir.

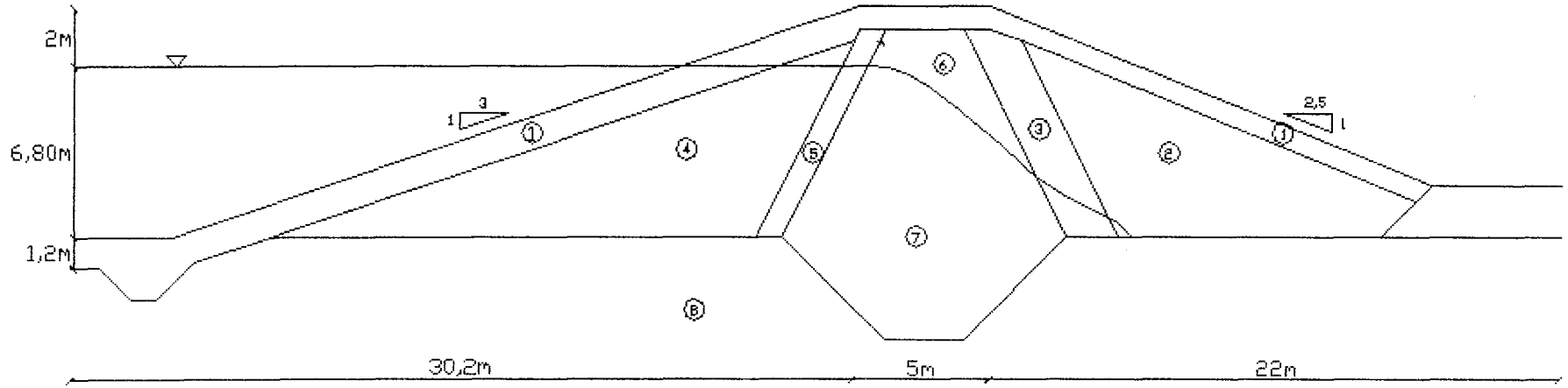
Çizelge 5.3. Firmanın tasarımda kullandığı güvenlik sayıları (Garabulli, Rezervuar 3)

	Boş Rezervuar		Dolu Rezervuar		Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması	
	Memba	Mansab	Memba	Mansab	Memba	Mansab
Deprem hareketi yok (Bishop)	2,052	2,116	2,271	2,117	2,050	-
Deprem hareketi var (Pseudostatik)	1,656	1,753	1,594	1,754	1,653	-

Çizelge 5.4. Dolgu barajlarda gerekli minimum güvenlik sayıları (U.S.Army Corps of Engineers, 2003)

Analiz Durumu	Gerekli Minimum Güvenlik Sayısı	Şev
Boş Rezervuar	1,3	Memba ve Mansab
Dolu Rezervuar	1,5	Mansab
Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması	1,1-1,3	Memba

U.S.Army Corps of Engineers, (2003) yönetmeliğine göre rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda, su barajın normal işletme seviyesinden boşaltılıyorsa güvenlik sayısı olarak 1,1 değeri yeterlidir. Su boşaltma sırasında barajın maksimum su tutma seviyesinde ise güvenlik sayısı olarak 1,3 değeri kullanılabilir.



Tabaka No	Tabaka Adı	Doymuş Birim Hacim Ağırlık ($\gamma:t/m^3$)	Birim Hacim Ağırlık ($\gamma:t/m^3$)	Mukavemet Parametreleri ($c:t/m^2$)	Φ
1	Rip rap	2,00	1,80	0	35
2	Mansab dolgu	1,95	1,85	1,5	21
3	Kum filtre	2,00	1,80	0	35
4	Memba dolgu	1,95	1,85	1,5	21
5	Kum filtre	2,00	1,80	0	35
6	Geçirimsiz tabaka	2,10	2,04	9	22
7	Geçirimsiz tabaka	2,10	2,04	3	22
8	Temel bölgesi	2,06	1,96	0	30

Şekil 5.1. Çalışmada kullanılan dolgu barajın enkesiti

Çizelge 5.5. Çalışma sırasında göz önüne alınan yöntemlerle elde edilen güvenlik sayıları

	BOŞ REZERVUAR				DOLU REZERVUAR				REZERVUARDAN HIZLI SU ÇEKİLMESİ VE ANİ BOŞALMASI			
	Deprem hareketi var (Pseudostatik)		Deprem hareketi yok		Deprem hareketi var (Pseudostatik)		Deprem hareketi yok		Deprem hareketi var (Pseudostatik)		Deprem hareketi yok	
	Memba	Mansab	Memba	Mansab	Memba	Mansab	Memba	Mansab	Memba	Mansab	Memba	Mansab
Ordinary Yöntemi	1,614	1,518	2,008	1,845	1,121	1,520	1,631	1,880	1,363	1,477	1,724	1,825
Janbu Yöntemi	1,588	1,516	1,976	1,840	1,447	1,550	2,071	1,919	1,389	1,493	1,773	1,849
Bishop Yöntemi	1,712	1,719	2,125	2,106	1,566	1,811	2,238	2,241	1,594	1,763	2,032	2,168
Morgenstern-Price Yöntemi	1,708	1,717	2,148	2,100	1,586	1,851	2,254	2,275	1,622	1,802	2,053	2,200
Spencer Yöntemi	1,731	1,725	2,142	2,100	1,586	1,847	2,253	2,269	1,625	1,800	2,055	2,198
Genel Limit Denge Yöntemi	1,859	1,760	2,147	2,100	1,586	1,852	2,254	2,275	1,623	1,802	2,053	2,200
Corps Of Engineers Yöntemi	1,460	1,684	1,753	2,111	1,013	1,795	1,337	2,321	1,156	1,767	1,403	2,258

6. SONUÇLAR

Geoteknik mühendisliği zemin mekaniği ve zemin dinamiği teorilerini kapsamaktadır. Geoteknik mühendisliğinde büyük boyutlu ve çözümü güç olan problemlerden birisi olarak şevlerde kayma hareketleri ve göçme durumları olarak karşılaşılmaktadır. Şevlerde kaymanın ve göçmenin hesabı stabilite analizi olarak isimlendirilir ve bu hesaplamalar sırasında hem statik hem de dinamik davranışın göz önüne alınması gereklidir. Çünkü şevler üzerlerine uygulanan yükteki artışın, su muhtevastaki değişimin ve diğer etkenlerle (kazı yapılması ve bitki örtüsünün bozulması vs. gibi sebeplerle) statik yükler altında, deprem gibi sismik etkilerle de dinamik yükler altında kalmaktadırlar.

Bu çalışmanın birinci bölümünde şev stabilitesi analizinde kullanılan statik ve dinamik analiz yöntemleri literatürden incelenmiş ve yöntemlerin kullanımı ile aşağıda verilmiş olan öneriler elde edilmiştir.

Şev stabilitesinin statik analizinde şev üzerinde çatlak olup olmadığı, su tablasının yeri, zeminin fiziksel özellikleri ve mukavemet parametreleri göz önüne alınmalıdır. Ayrıca kaymanın şekli ve derinliği, aşamalı kayma olup olmayacağı yerinde tespit edilmeli, kayma mukavemet parametrelerinin zamanla düşmesi, boşluk suyu basıncının artması gibi zamanla gözlenebilecek olayların ileride bir kaymaya sebep olabileceği öngörülmektedir.

Şev stabilitesinin dinamik analizinde en önemli unsur depremden dolayı oluşan dinamik gerilmeleri ve bu gerilmelerin mukavemete ve gerilme - deformasyon davranışına etkisini incelemektedir. Yatay yük etkisi ile ortaya çıkan deformasyon kaymalarında oluşan kalıcı deplasmanların bulunması için farklı yöntemler önerilmiştir. Bu yöntemlerin uygulanabilirliği yöntemin oluşturulduğu araziye uygunluğu ile bağıntılıdır. Dinamik kayma gerilmeleri şevin gerilme - deformasyon davranışını değiştirmekte ve bu davranışın hangisi baskın durumda ise dinamik davranışın ismi olmaktadır. Ataletsel duraysızlık sonucu oluşan kalıcı deplasmanlar gerilme - deformasyon analizlerinden elde edilmektedir. Şevi kaymaya başlatacak ivmeye akma ivmesi denir ve eğer deprem ivmeleri akma ivmesini aşıyorsa kayan blok alttaki zemine göre anlık ivmelenir. Zayıflatılmış duraysızlığın dengeyi sağlamak için gerekli olan statik

mukavemetten az veya çok olmasına bağlı olarak kaymalar akma kayması ve deformasyon kayması olarak isimlendirilmektedir. Artık mukavemet değerleri kayma yüzeyinin sıvılaşımlı zemin içeren kısımlarına uygulanır ve güvenlik sayısının 1'den az olduğu durumda akma beklenir.

Çalışmanın ikinci bölümünde ise uygulaması yapılmış olan bir dolgu baraj örneği olarak seçilmiş ve bu baraj üzerinde statik ve dinamik analiz (pseudostatik analiz) yöntemlerinin çözümü Slope/W paket programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Çözümlerden elde edilen sonuçlar Çizelge 5.5'te verilmiştir. Çizelge 5.5 incelenen Rezervuar 3'ün boş olması, dolu olması ve rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumlarına göre düzenlenmiştir. Deprem hareketinin göz önüne alındığı durumda yatay deprem ivmelenmesi örnekte kabul edildiği gibi $\pm 0,073g$ ($0,71613m/s^2$) olarak alınmıştır. Bu barajı pratikte uygulayan firma statik analiz yöntemi olarak Bishop yöntemi, deprem durumu için de Pseudostatik analiz yöntemini kullanarak çözüme ulaşmıştır. Yapılan çalışmadan elde edilen veriler ile bir karşılaştırma yapıldığında, deprem hareketlerinin olmadığı statik analiz için sonuçların birbirine çok yakın olduğu (mamba ve mansab için), deprem hareketinin göz önüne alındığı Pseudostatik analizde ise boş rezervuar durumunda daha büyük, diğer iki konum için daha küçük güvenlik sayısı değerleri bulunmuştur. U.S.Army Corps of Engineers, (2003) yönetmeliği ise bir dolgu barajın statik analizi için Spencer yöntemini önermektedir ve rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda, suyun boşaltma sırasındaki seviyesine göre 1,1 ile 1,3 güvenlik sayısı değerlerini uygun görmektedir. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumu için Spencer yöntemine göre güvenlik sayısı 2,055 olarak bulunmuştur. U.S.Army Corps of Engineers, (2003) yönetmeliğinin uygun gördüğü boş ve dolu rezervuar durumlarına ait veriler çalışmanın sonuçlarıyla karşılaştırıldığında; aynı yöntemin uygulanmasından elde edilen güvenlik sayıları yönetmelik değerlerine yakın veya daha emniyetli olarak bulunmuştur. Dolayısıyla çalışma sonucunda bulunan güvenlik sayısı değerleri hem literatür hem de örnek olarak verilen barajın verileri ile uygunluk göstermektedir. Bu çalışmadan şev stabilitesinde statik ve dinamik analizinin incelenmesi, bu yöntemlerin bir dolgu baraj üzerinde uygulamasının yapılması ve elde edilen güvenlik sayısı değerlerinin literatür, yönetmelik ve uygulama ile karşılaştırılması şeklinde bir fayda sağlanmaktadır.

KAYNAKLAR

BERRY, P.L. ve REID, D., *An Introduction to Soil Mechanics*, McGraw-Hill Publishing Company, Singapore (1987).

BISHOP, A.W. *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes* Geotechnique, March, pp. 7-17 (1955).

BROMHEAD, E.N. *The Stability of Slopes*, E&FN Spon (2000)

CHEN, W.F. ve SCAWTHORN, C.R., *Limit Analysis and Limit Equilibrium Solutions in Soil Mechanics*, Soil and Foundations, **3**, 13-49 (1970).

CRAIG, R. F., *Soil Mechanics*, E&FN Spon, an Impint of Chapman & Hall, London, UK (1997).

DUNN, I.S., ANDERSON, L.R. ve KIEFER, F.W. *Fundamentals of geotechnical analysis*, John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., 230-260 (1980).

FELLENIUS, B. *Calculation of the Stability of Earth Dam*, Trans. 2nd. Congr. On Large Dams, Washington, **4**, 445-459 (1936).

FREDLUND, D.G. *Slope Stability Analysis*, Computer Documentation, No: CD-4, Dept. Of Civil Eng., Univ. Of Saskatchewan, Saskatoon (1974).

FREDLUND, D.G. ve KRAHN, J. *Comparison of Slope Stability Methods of Analysis*, Canadian Geotechnical Journal, **14**, pp.429-439 (1977).

GRAHAM, J. *Methods of Stability Analysis* (Ed: BRUNSDEN, D. and PRIOR, D.B.) John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., (1984)

http-1: U.S.Army Corps of Engineers, EM 1110-2-1092,(2003)
<http://www.usace.army.mil/inet/usace-docs/>.

KRAMER, S.L. *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall (1996)

KUMBASAR, V. ve KIP, F., *Zemin Mekaniği Problemleri*, Çağlayan Kitabevi, İstanbul(1992).

JANBU, N. *Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis* European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm, Sweden (1954).

JANBU, N., BJERRUM, L. ve KJAERNSLI, B. *Veiledning ved losning av fundamentering soppgaver*", Norwegian Geotechnical Institute, Pub.No.16, Oslo (1956).

LOWE, J. ve KARAFIATH, L. *Stability of Earth Dams Upon Drawdown*, Proc.1. Pan-American Conf. On Soil Mech. and Found Eng., Mexico City (1960).

LAMBE, T.W. ve WHITMAN, R.V. *Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., 353-373 (1979).

MORGENSTERN, N.R. and PRICE, V.E. *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces*, Geotechnique, XV, No.1, pp 79-93 (1965).

SEED, H.B. ve SULTAN H.A., *Stability Analysis for a Sloping Core Embanked* Proc. ASCE, J. Soil Mech. Found. Eng. Div, 93, 69-84 (1967).

SNITBHAN, N., CHEN, W.F., ve FANG, H.Y., *Slope Stability of Layered Soils*, Proc. 4th Southeast Asia Conference on Soil Engineering, Malaysia, 11-26 (1975).

SPENCER, E. *A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Interslice Forces*, Geotechnique, Vol.17, pp.11-26. (1967).

TAYLOR, D.W. *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, Inc. New York, N.Y., pp406-479 (1948).

TRAK, B., La Rochelle, P., Tavenas, F., Leroueil, S., and Roy M., *A New Approach to the Stability Analysis of Embankments on Sensitive Clays*, Canadian Geot. J., No.4, pp.591-602. (1980).

EKLER

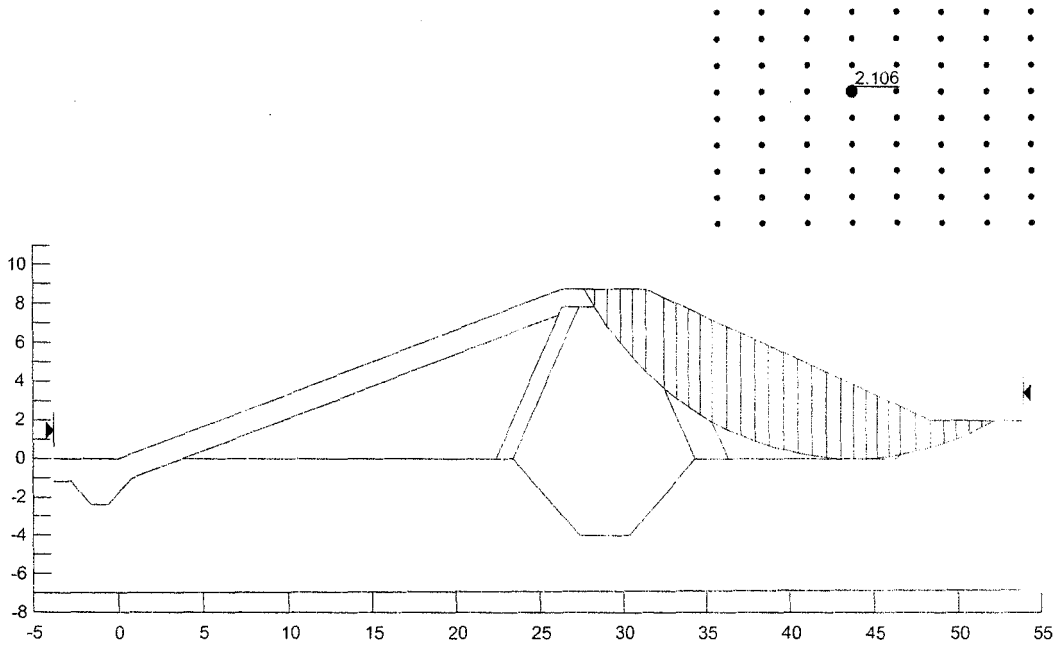
- EK 1** Boş rezervuar durumunda memba ve mansab Şevlerinde elde edilen kayma daireleri ve g¼venlik sayıları
- EK 2** Dolu rezervuar durumunda memba ve mansab Şevlerinde elde edilen kayma daireleri ve g¼venlik sayıları
- EK 3** Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması rezervuar durumunda memba ve mansab Şevlerinde elde edilen kayma daireleri ve g¼venlik sayıları

EK 1 Boş rezervuar durumunda memba ve mansab şevlerinde elde edilen kayma daireleri ve güvenlik sayıları

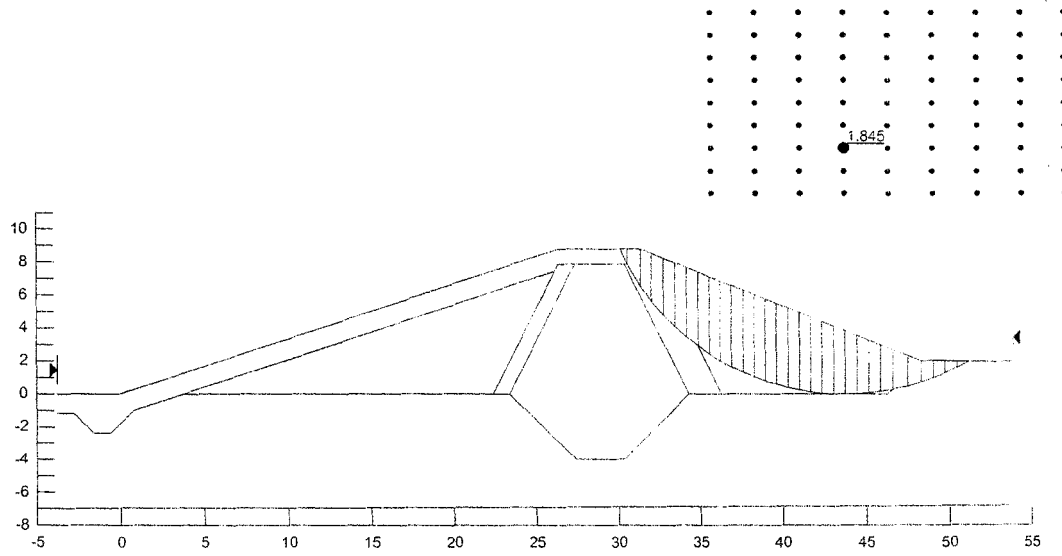
İÇİNDEKİLER

- Şekil 1. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=2,106$), deprem etkisi yok..... 78
- Şekil 2. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1,845$), deprem etkisi yok..... 78
- Şekil 3. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1,840$), deprem etkisi yok..... 79
- Şekil 4. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s =2,100$), deprem etkisi yok..... 79
- Şekil 5. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2,100$), deprem etkisi yok..... 80
- Şekil 6. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=2,100$), deprem etkisi yok .80
- Şekil 7. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=2,111$), deprem etkisi yok ..81
- Şekil 8. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1,719$), deprem etkisi var.....81
- Şekil 9. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.518$), deprem etkisi var..... 82
- Şekil 10. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.516$), deprem etkisi var..... 82
- Şekil 11. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.725$), deprem etkisi var.....83
- Şekil 12. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.760$), deprem etkisi var.....83
- Şekil 13. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.717$), deprem etkisi var ...84

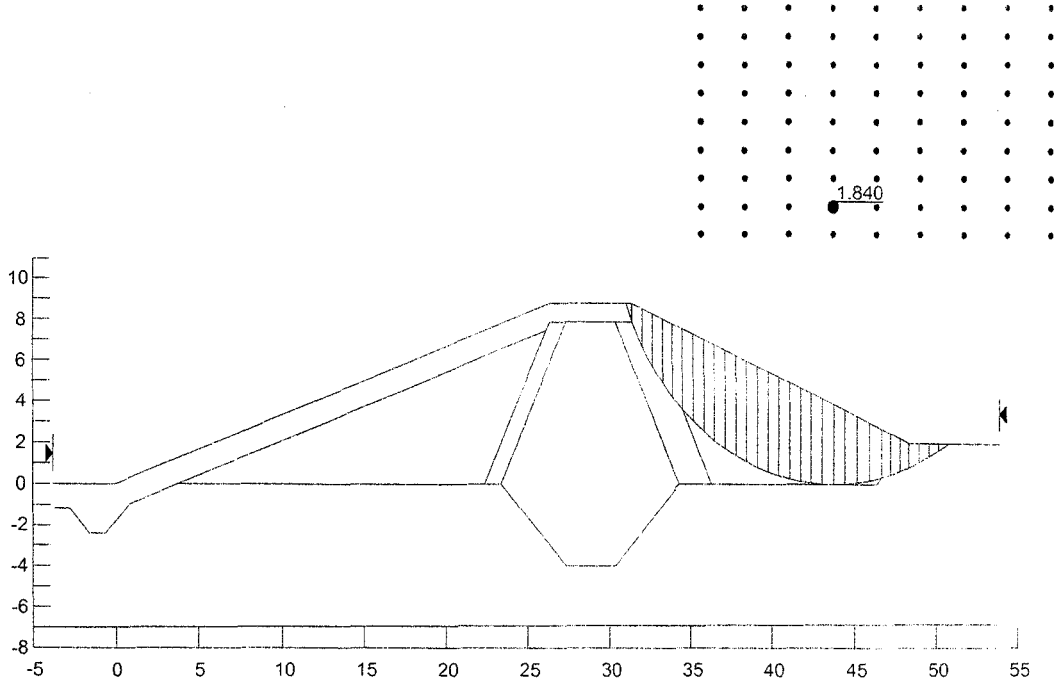
- Şekil 14. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.684$), deprem etkisi var... 84
- Şekil 15. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s =2.125$), deprem etkisi yok..... 85
- Şekil 16. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s =2.008$), deprem etkisi yok..... 85
- Şekil 17. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s =1.976$), deprem etkisi yok..... 86
- Şekil 18. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s =2.142$), deprem etkisi yok..... 86
- Şekil 19. Boş rezervuar durumunda memba şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s =2.147$), deprem etkisi yok..... 87
- Şekil 20. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s =2.148$), deprem etkisi yok .87
- Şekil 21. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.753$), deprem etkisi yok ..88
- Şekil 22. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.712$), deprem etkisi var..... 88
- Şekil 23. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s =1.614$), deprem etkisi var..... 89
- Şekil 24. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s =1.588$), deprem etkisi var..... 89
- Şekil 25. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.731$), deprem etkisi var..... 90
- Şekil 26. Boş rezervuar durumunda memba şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.859$), deprem etkisi var..... 90
- Şekil 27. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.708$), deprem etkisi var ... 91
- Şekil 28. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.460$), deprem etkisi var ... 91



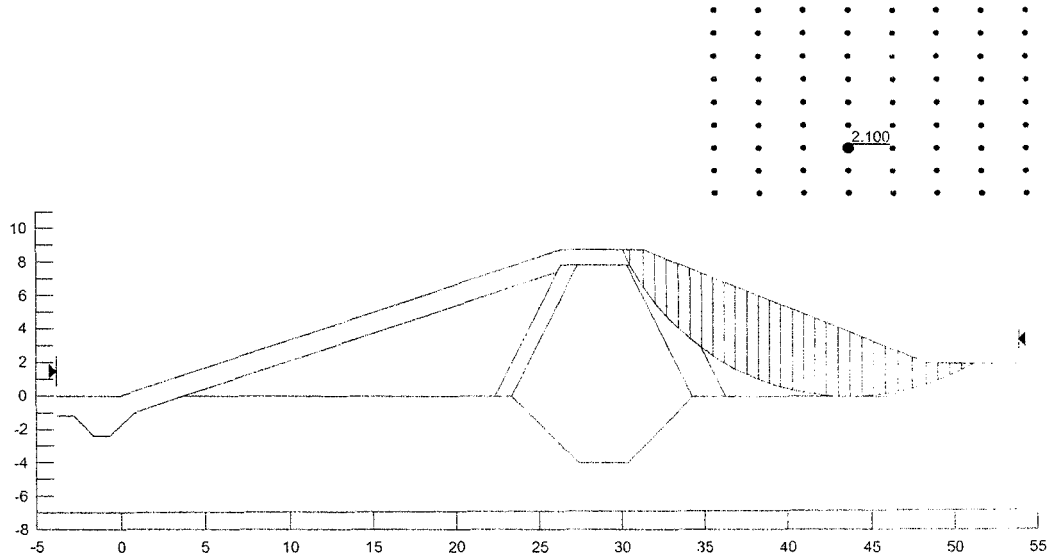
Şekil 1. * Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma daresi ve güvenlik sayısı ($G_s=2,106$), deprem etkisi yok



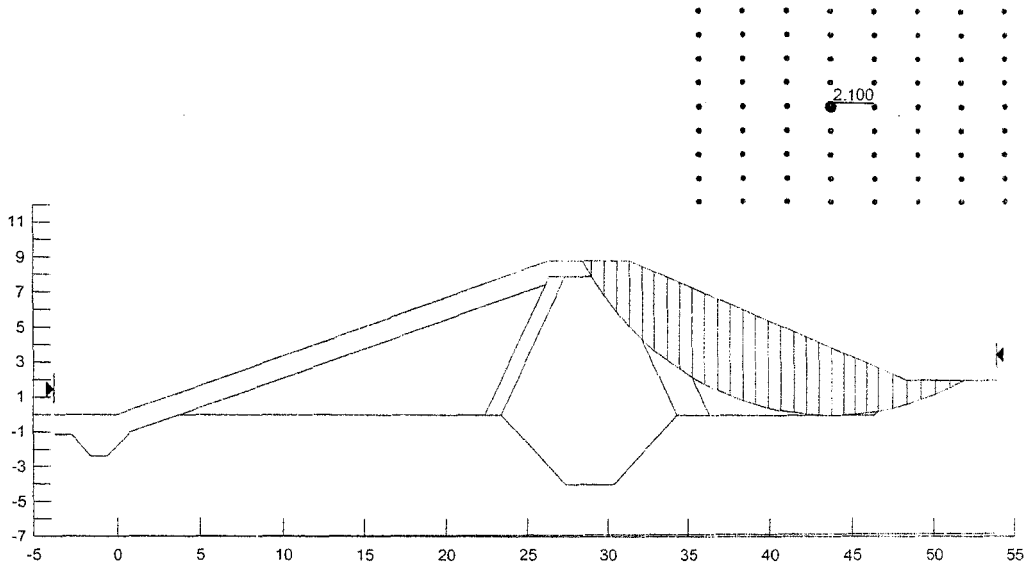
Şekil 2. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma daresi ve güvenlik sayısı ($G_s=1,845$), deprem etkisi yok



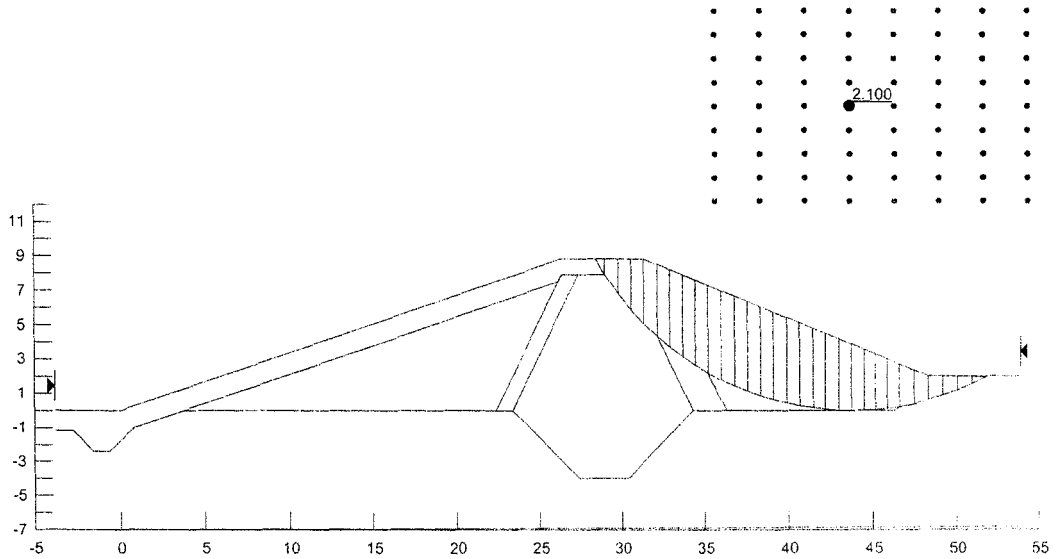
Şekil 3. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1,840$), deprem etkisi yok



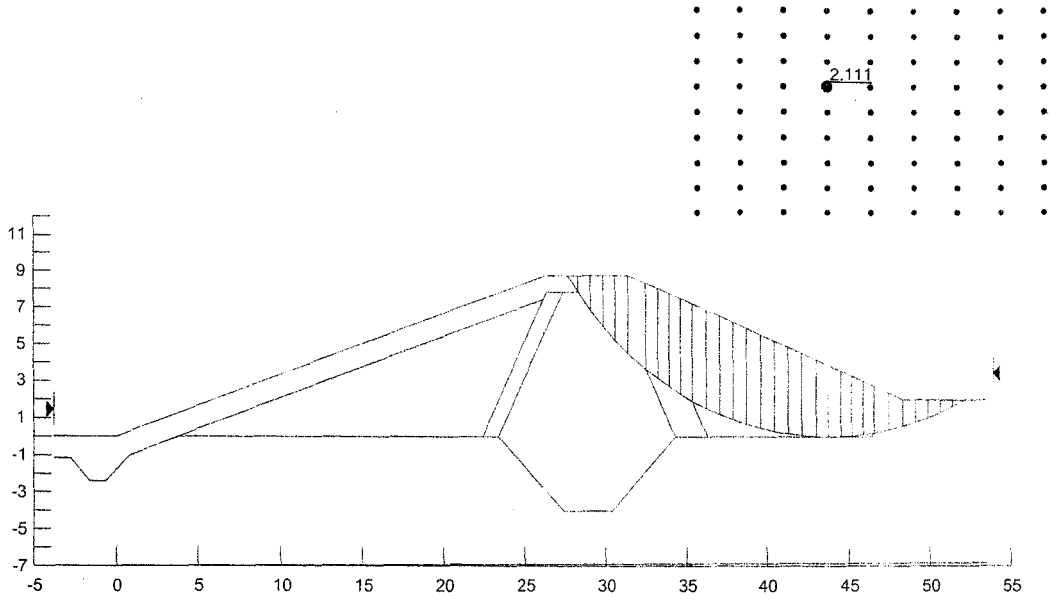
Şekil 4. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=2,100$), deprem etkisi yok



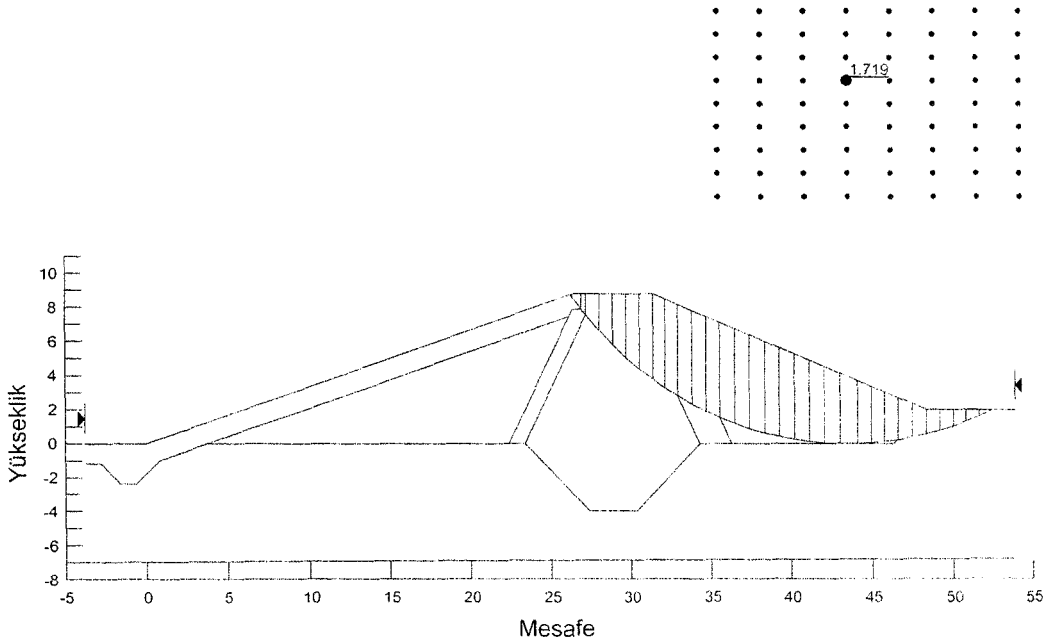
Şekil 5. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2,100$), deprem etkisi yok



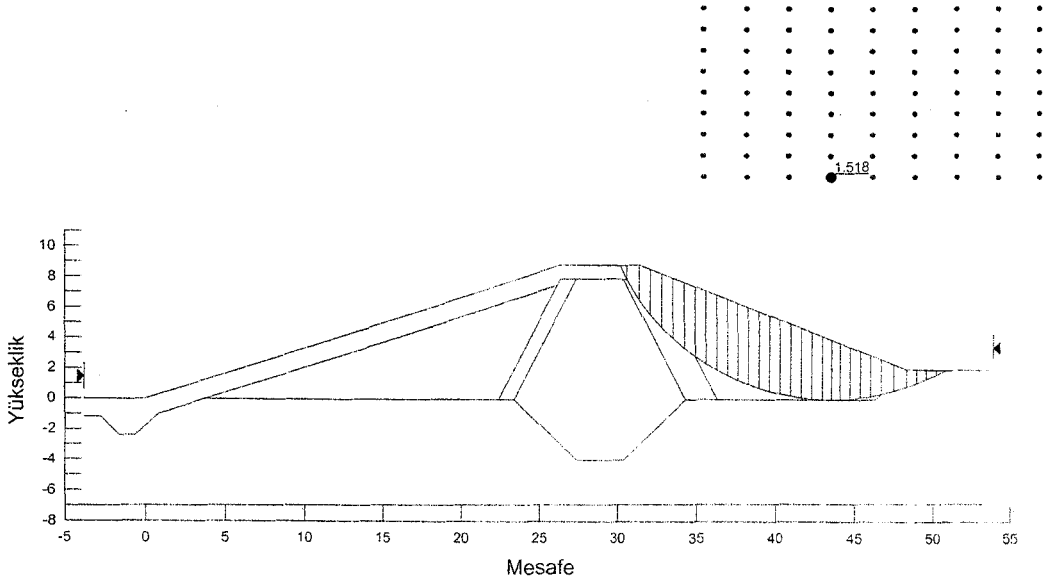
Şekil 6. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=2,100$), deprem etkisi yok



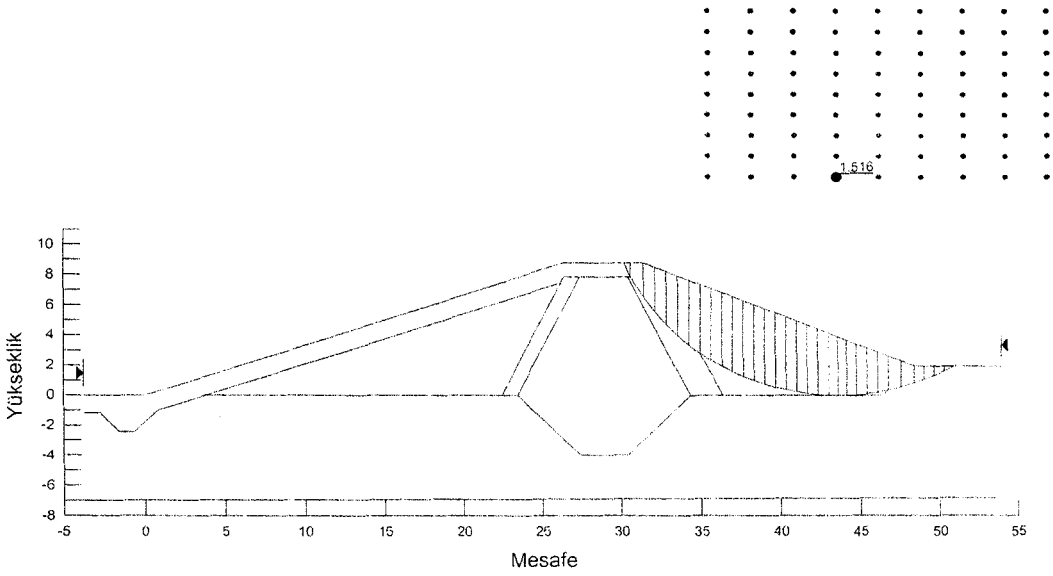
Şekil 7. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Corps of Engineers yönteminde elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=2,111$), deprem etkisi yok



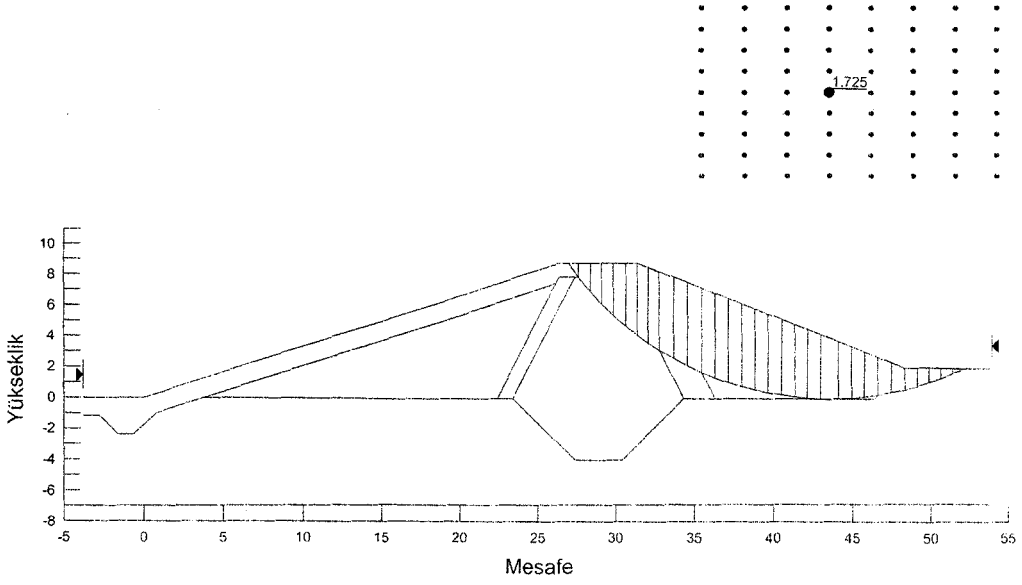
Şekil 8. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1,719$), deprem etkisi var



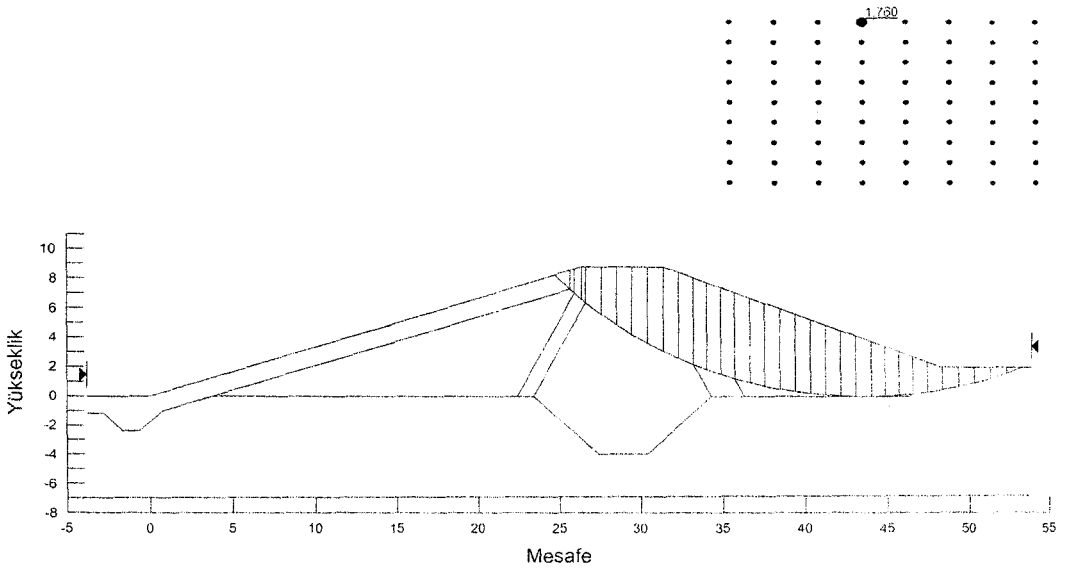
Şekil 9. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.518$), deprem etkisi var



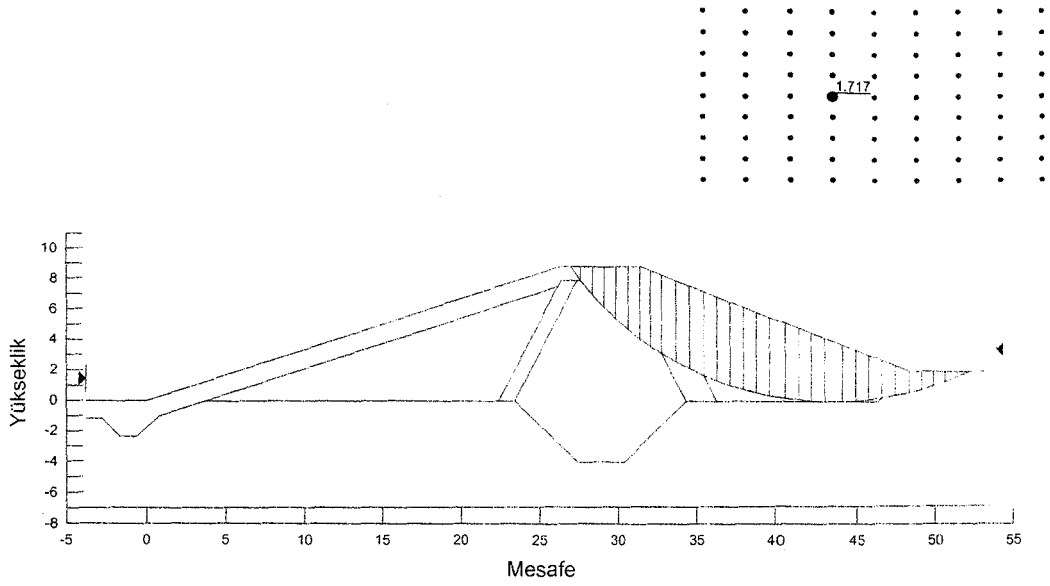
Şekil 10. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.516$), deprem etkisi var



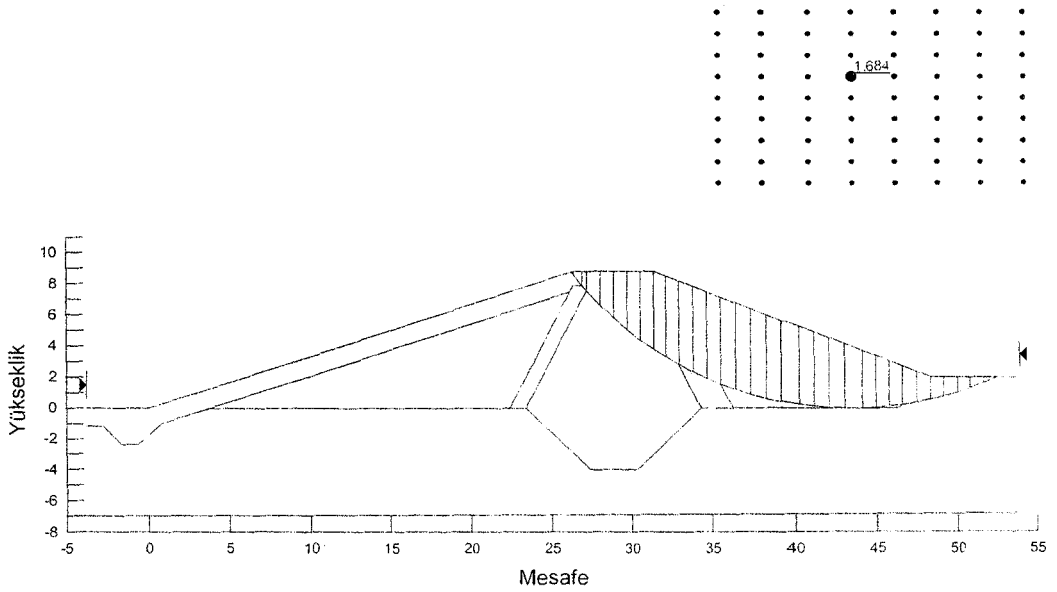
Şekil 11. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.725$), deprem etkisi var



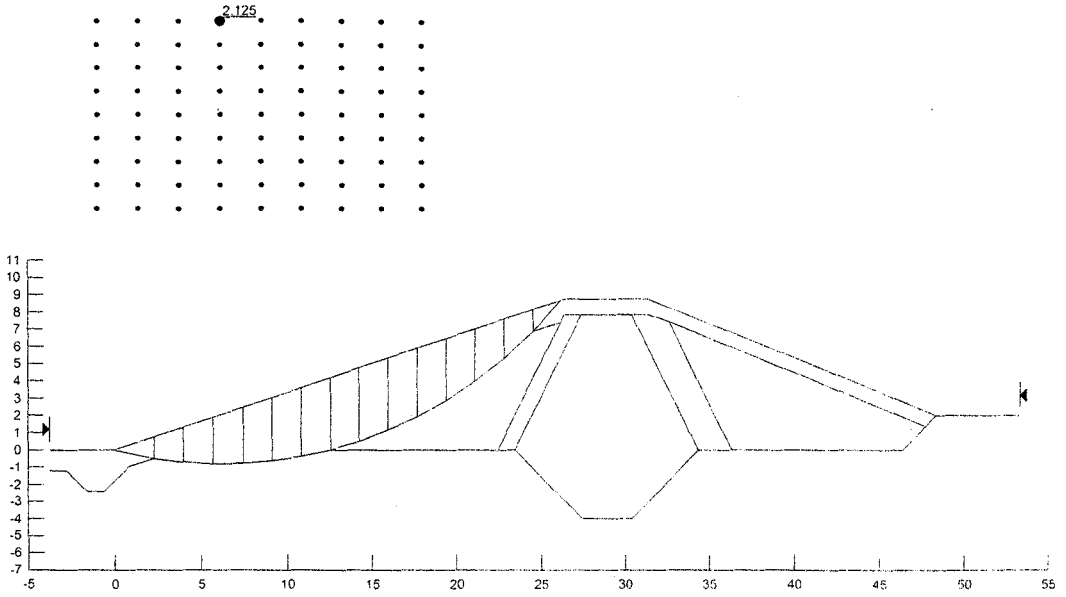
Şekil 12. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.760$), deprem etkisi var



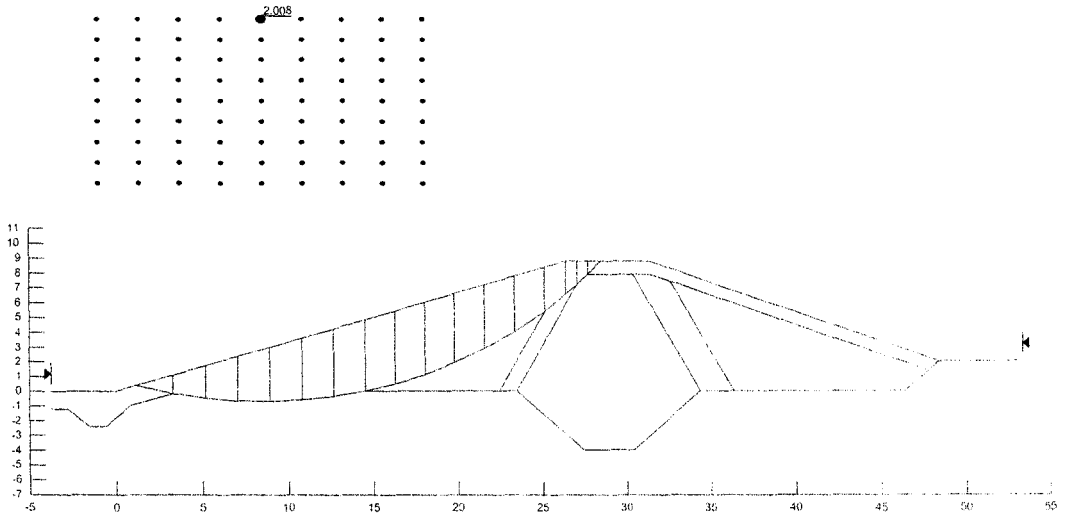
Şekil 13. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.717$), deprem etkisi var



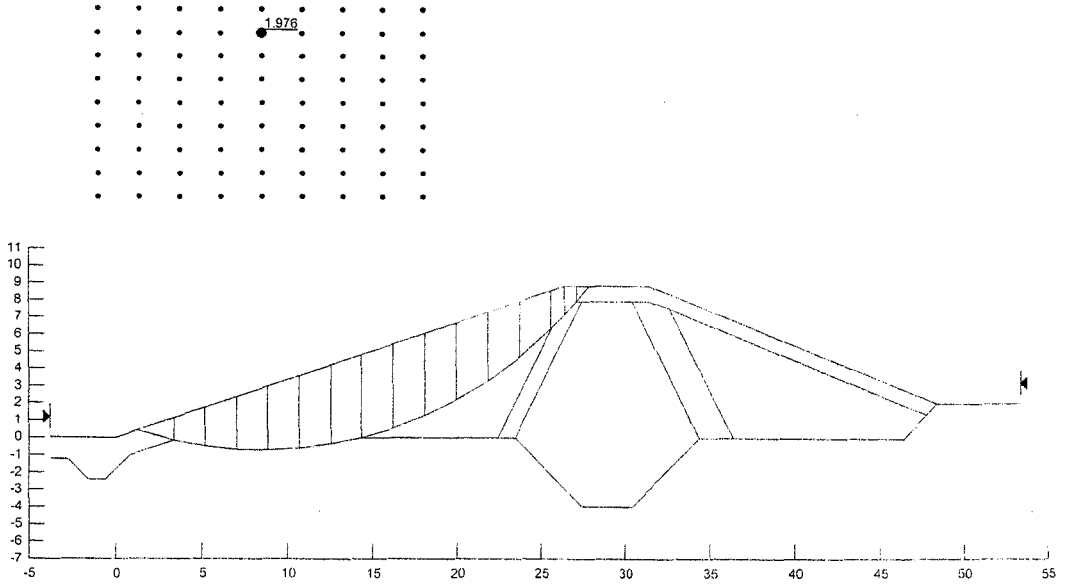
Şekil 14. Boş rezervuar durumunda mansab şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.684$), deprem etkisi var



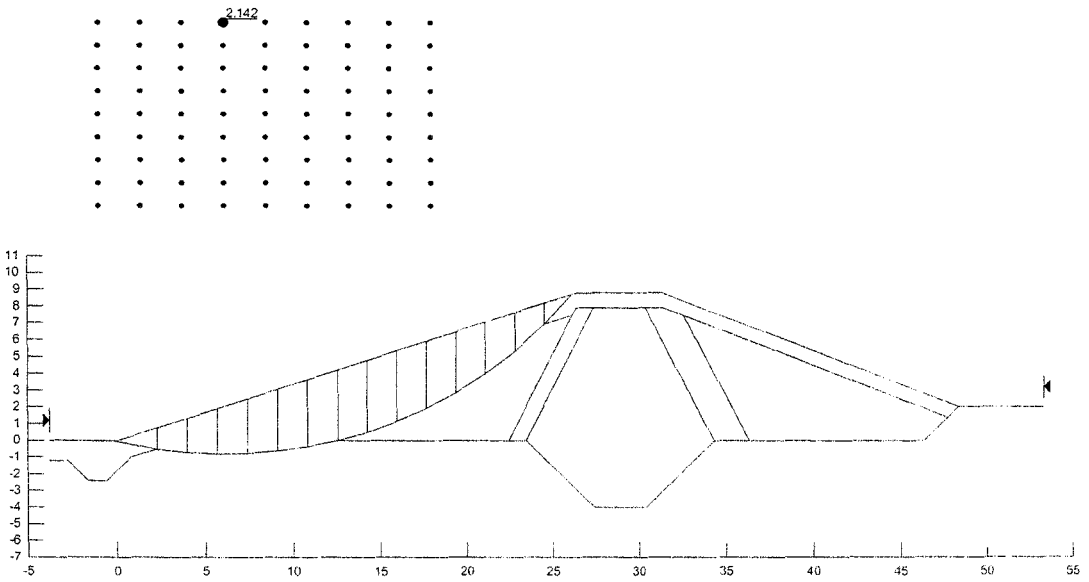
Şekil 15. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.125$), deprem etkisi yok



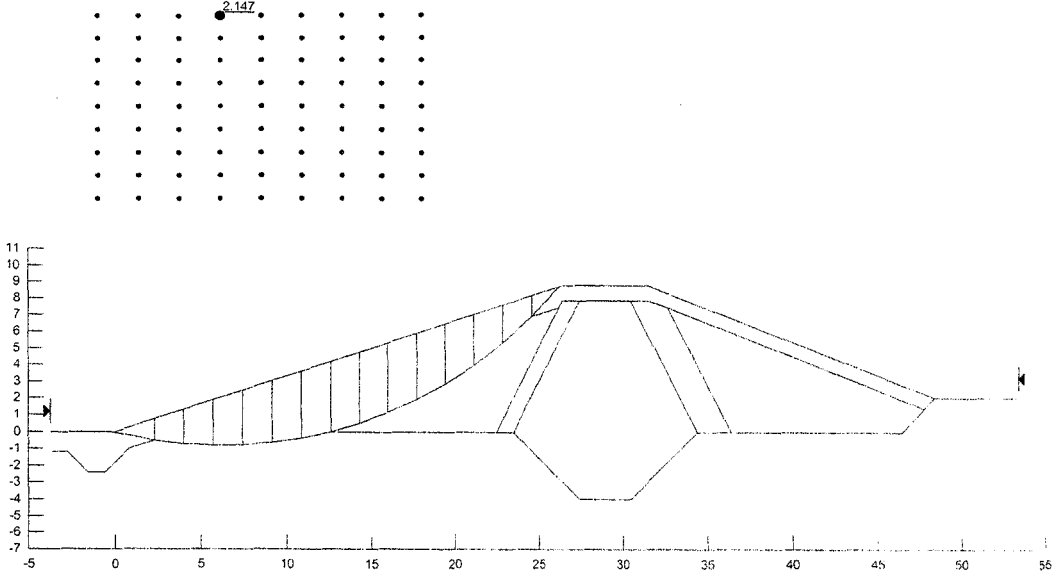
Şekil 16. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.008$), deprem etkisi yok



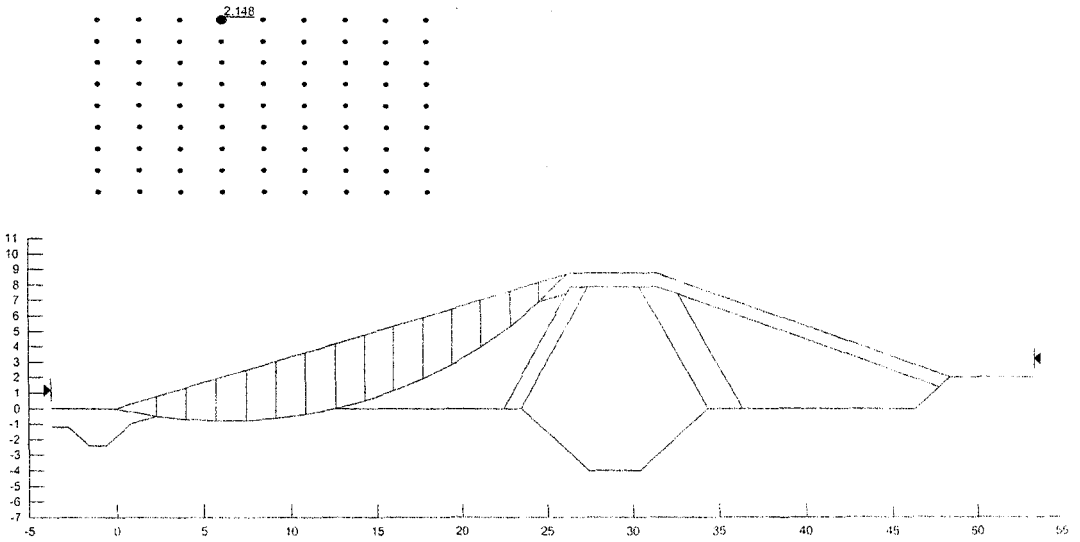
Şekil 17. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.976$), deprem etkisi yok



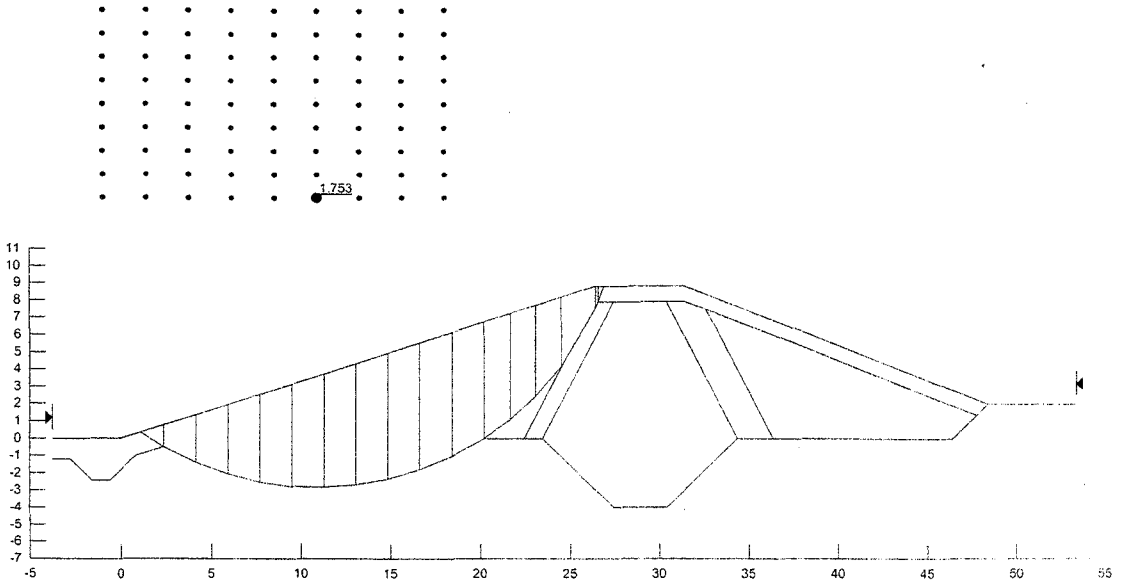
Şekil 18. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.142$), deprem etkisi yok



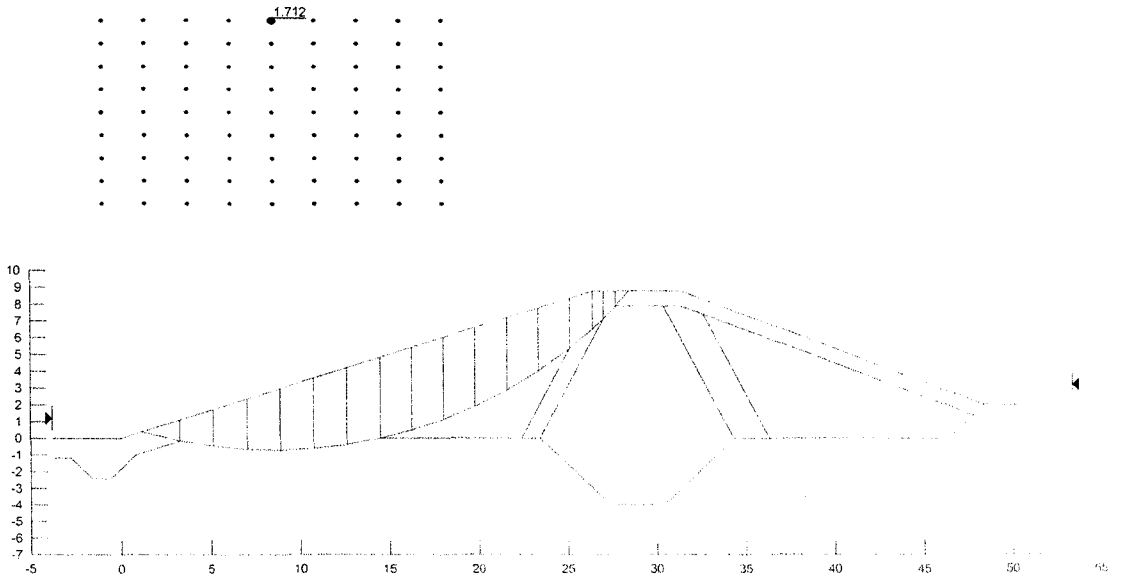
Şekil 19. Boş rezervuar durumunda memba şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.147$), deprem etkisi yok



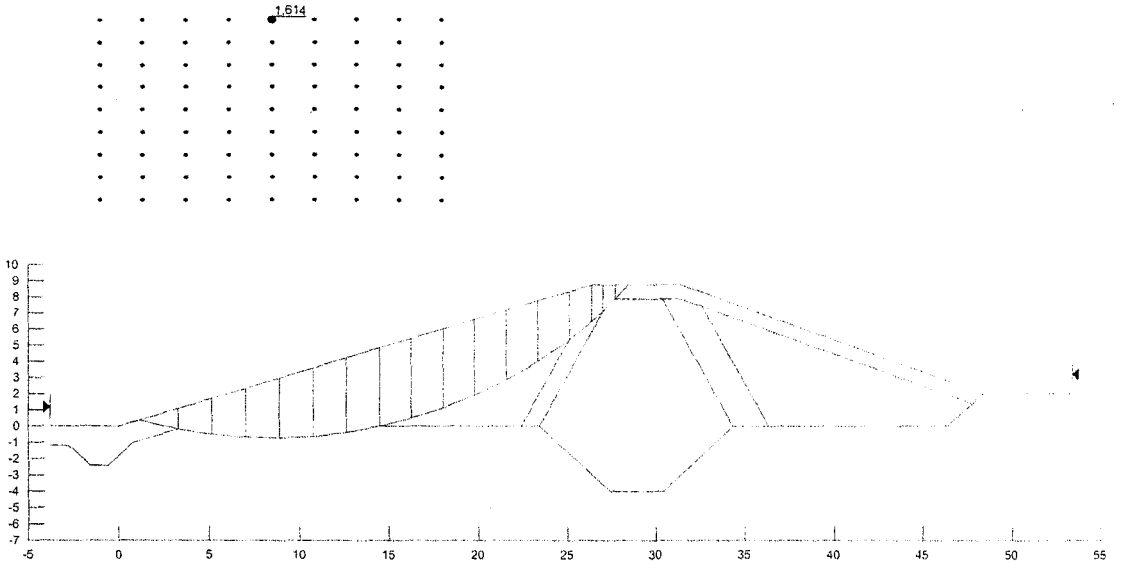
Şekil 20. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.148$), deprem etkisi yok



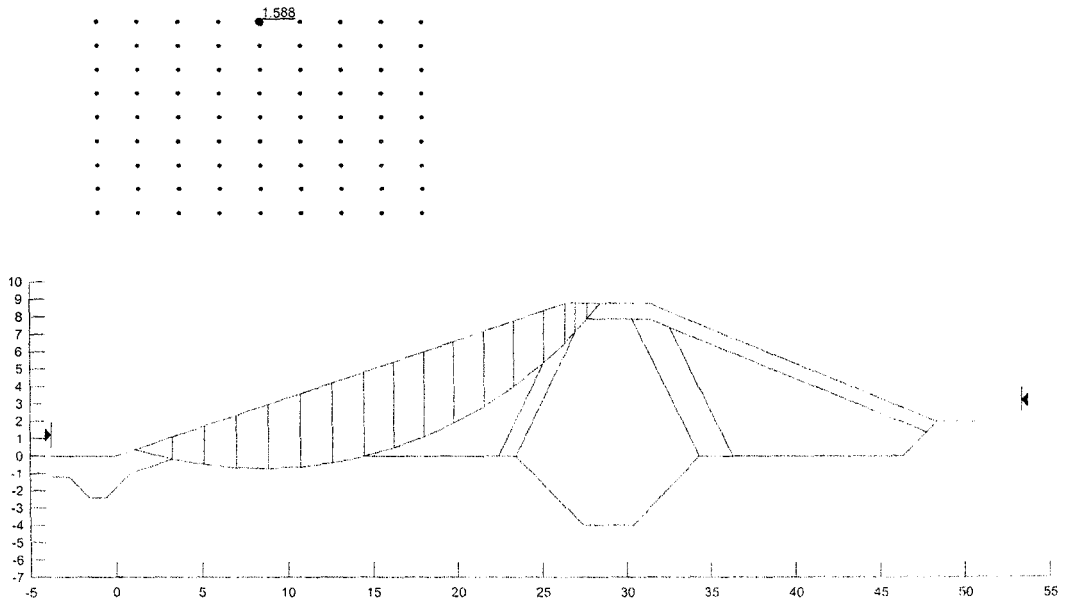
Şekil 21. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Corps of Engineers yönteminde göre elde edilen kayma daresi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.753$), deprem etkisi yok



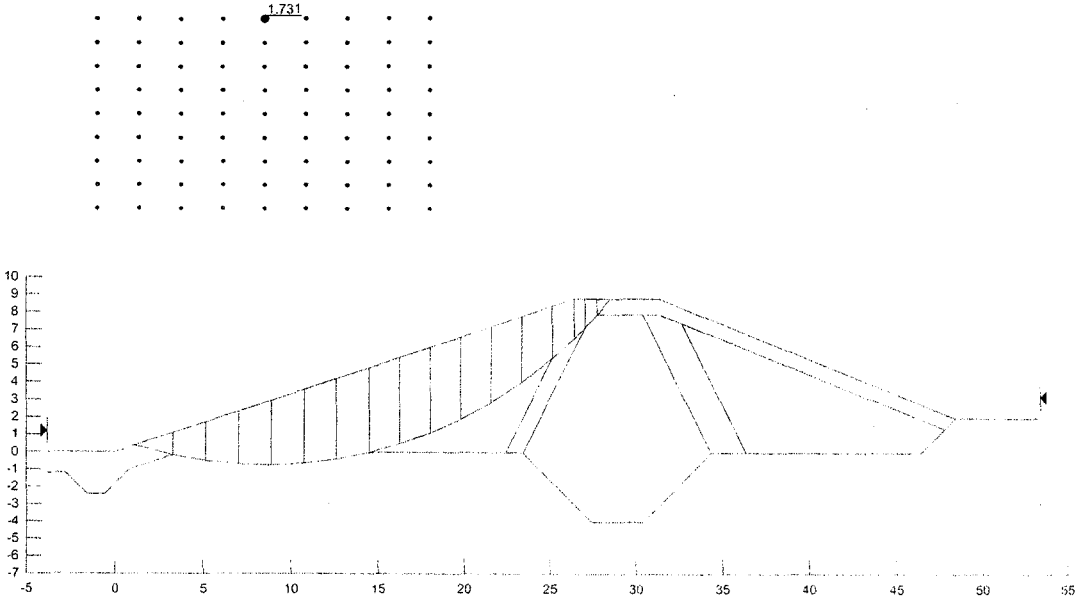
Şekil 22. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma daresi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.712$), deprem etkisi var



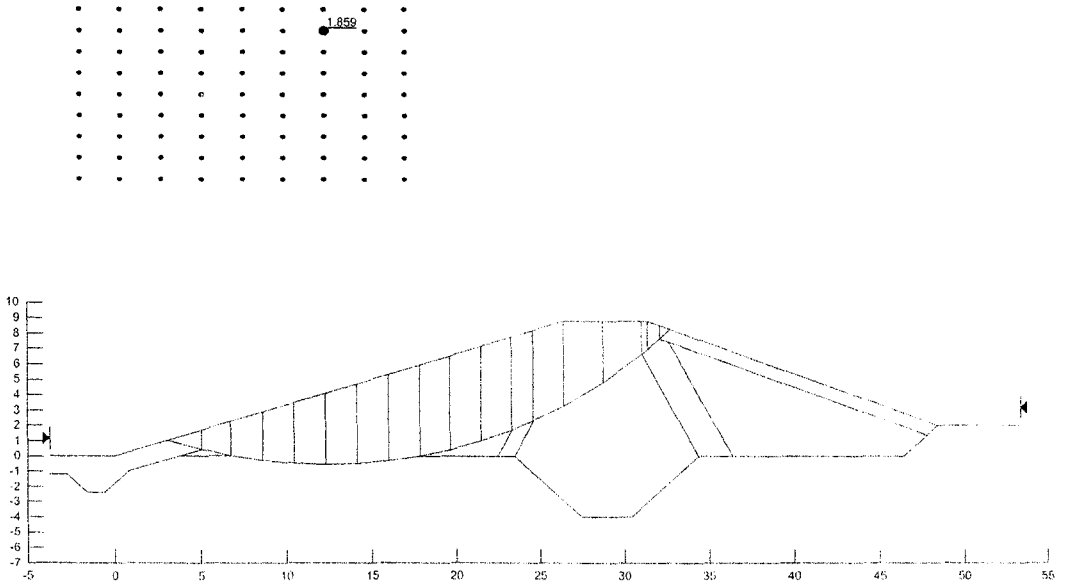
Şekil 23. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.614$), deprem etkisi var



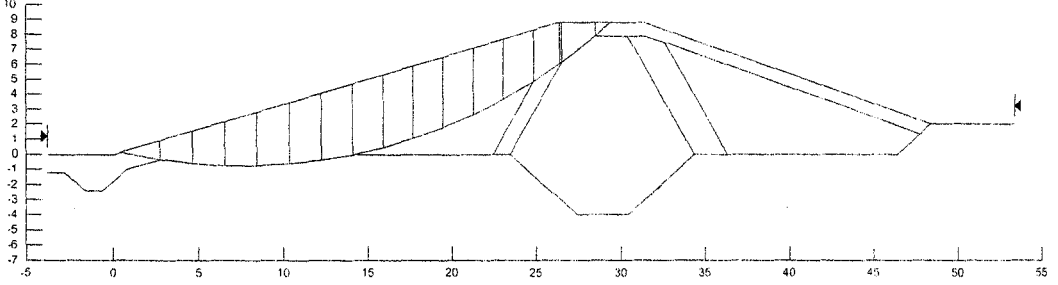
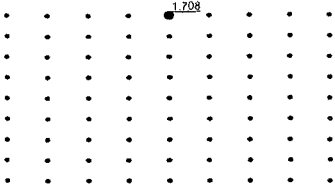
Şekil 24. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.588$), deprem etkisi var



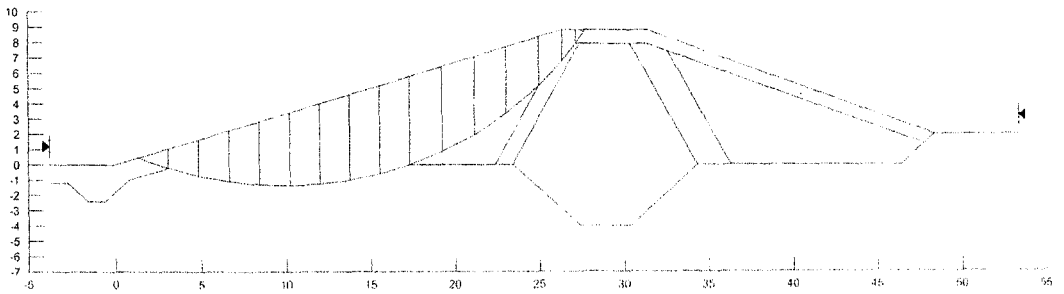
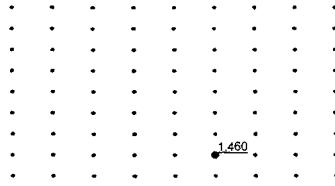
Şekil 25. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.731$), deprem etkisi var



Şekil 26. Boş rezervuar durumunda memba şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.859$), deprem etkisi var



Şekil 27. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.708$), deprem etkisi var



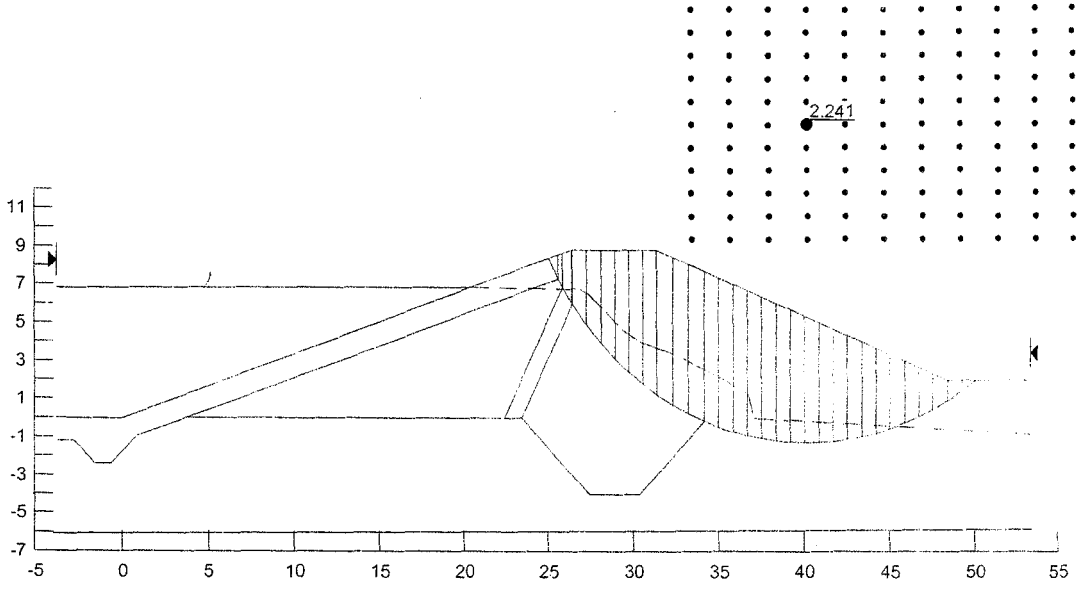
Şekil 28. Boş rezervuar durumunda memba şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.460$), deprem etkisi var

EK 2 Dolu rezervuar durumunda memba ve mansab şevlerinde elde edilen kayma daireleri ve güvenlik sayıları

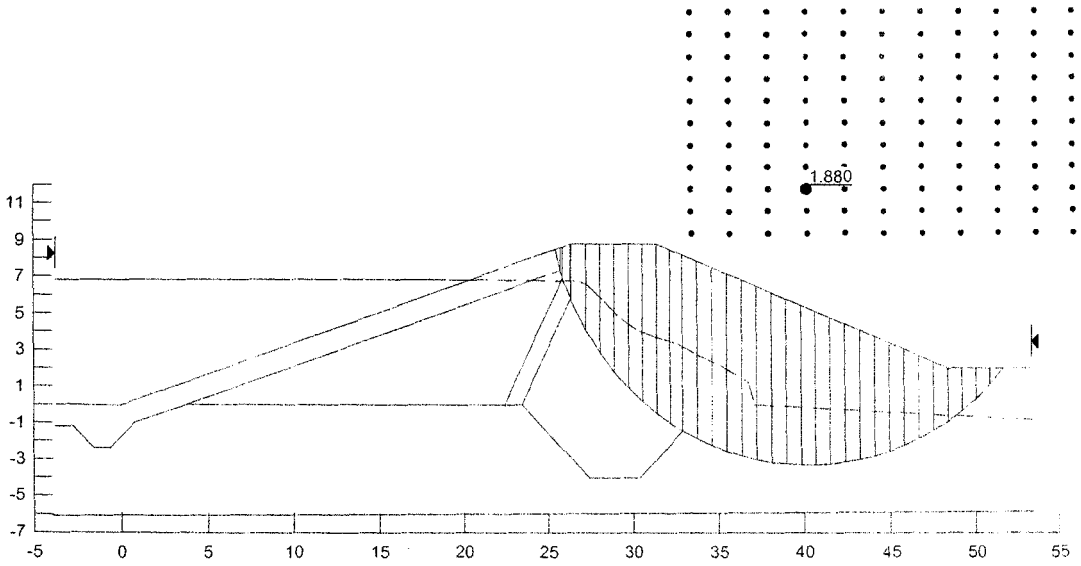
İÇİNDEKİLER

Şekil 1.	Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.241$), deprem etkisi yok	94
Şekil 2.	Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.880$), deprem etkisi yok	94
Şekil 3.	Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.919$), deprem etkisi yok	95
Şekil 4.	Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.269$), deprem etkisi yok	95
Şekil 5.	Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.275$), deprem etkisi yok	96
Şekil 6.	Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.275$), deprem etkisi yok	96
Şekil 7.	Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.321$), deprem etkisi yok	97
Şekil 8.	Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.811$), deprem etkisi var	97
Şekil 9.	Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.520$), deprem etkisi var	98
Şekil 10.	Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.550$), deprem etkisi var	98
Şekil 11.	Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.847$), deprem etkisi var	99
Şekil 12.	Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.852$), deprem etkisi var	99
Şekil 13.	Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.851$), deprem etkisi var	100
Şekil 14.	Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.795$), deprem etkisi var	100
Şekil 15.	Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.238$), deprem etkisi yok	101

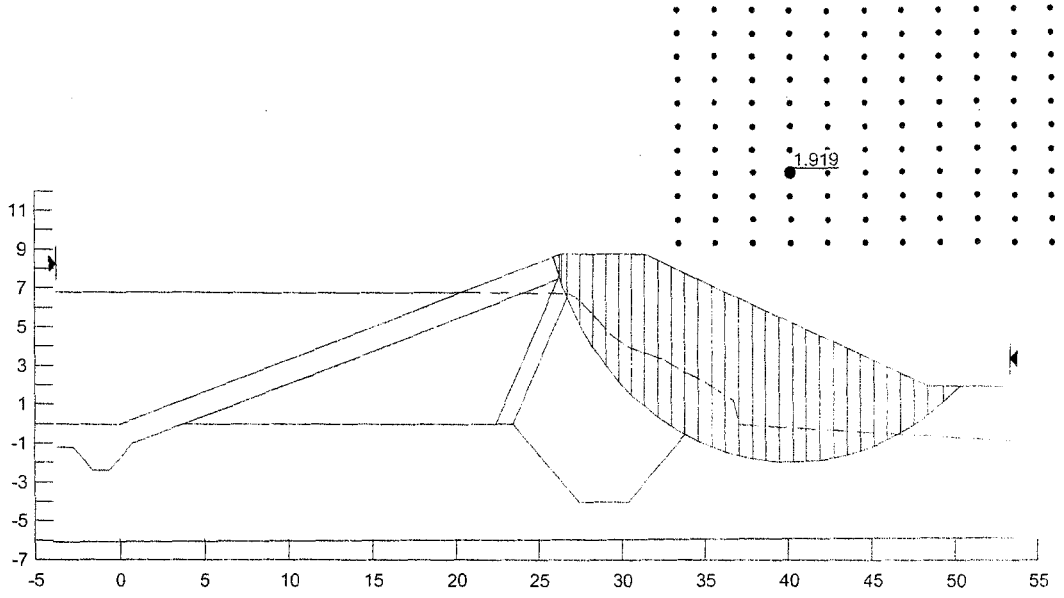
Şekil 16. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.631$), deprem etkisi yok	101
Şekil 17. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.071$), deprem etkisi yok	102
Şekil 18. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.253$), deprem etkisi yok	102
Şekil 19. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.254$), deprem etkisi yok	103
Şekil 20. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.254$), deprem etkisi yok	103
Şekil 21. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.337$), deprem etkisi yok	104
Şekil 22. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.566$), deprem etkisi var	104
Şekil 23. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.121$), deprem etkisi var	105
Şekil 24. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.447$), deprem etkisi var	105
Şekil 25. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.586$), deprem etkisi var	106
Şekil 26. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.586$), deprem etkisi var	106
Şekil 27. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.586$), deprem etkisi var	107
Şekil 28. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.013$), deprem etkisi var	107



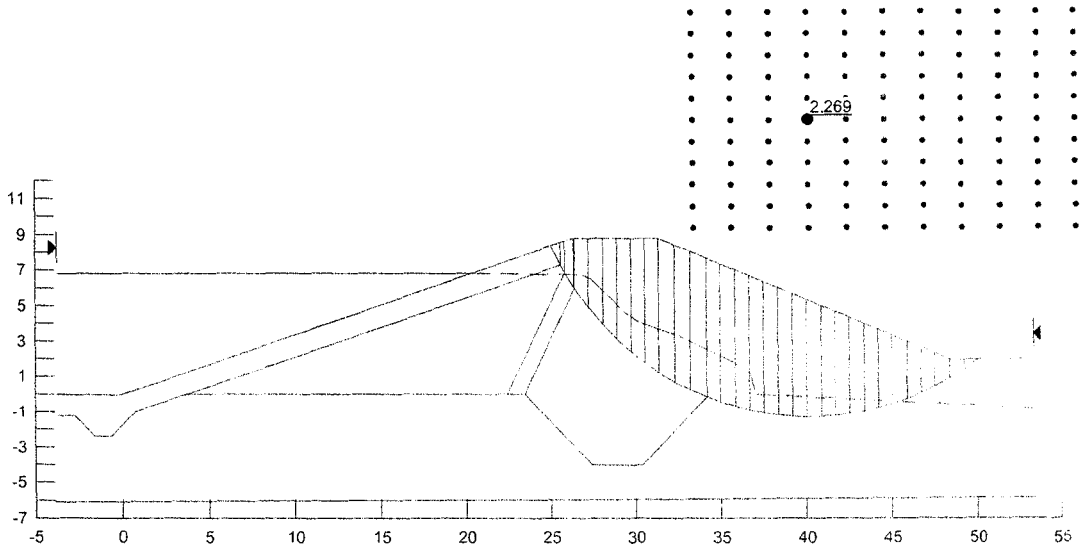
Şekil 1. Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.241$), deprem etkisi yok



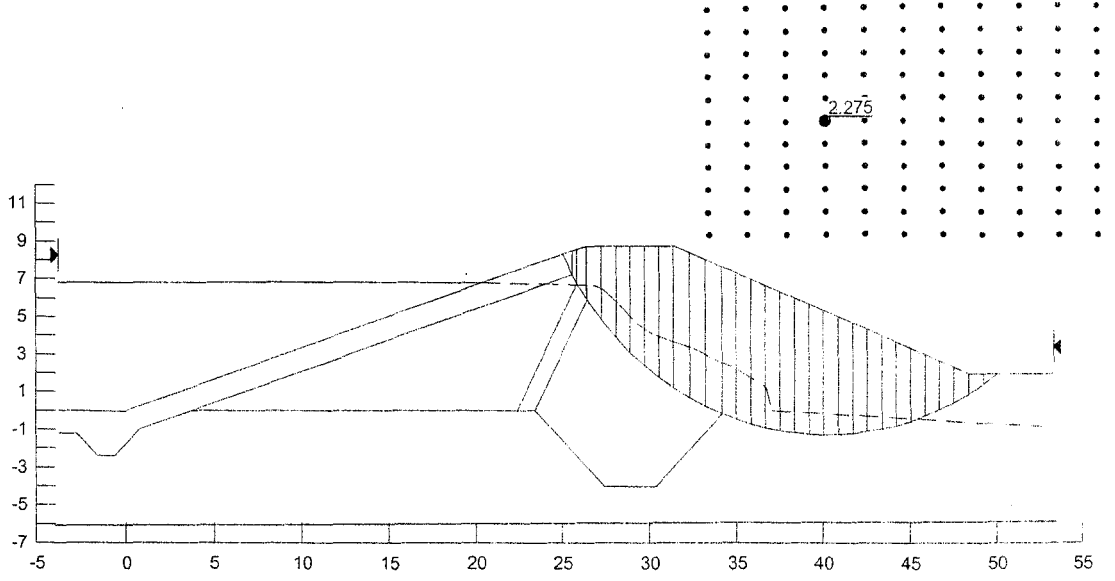
Şekil 2. Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.880$), deprem etkisi yok



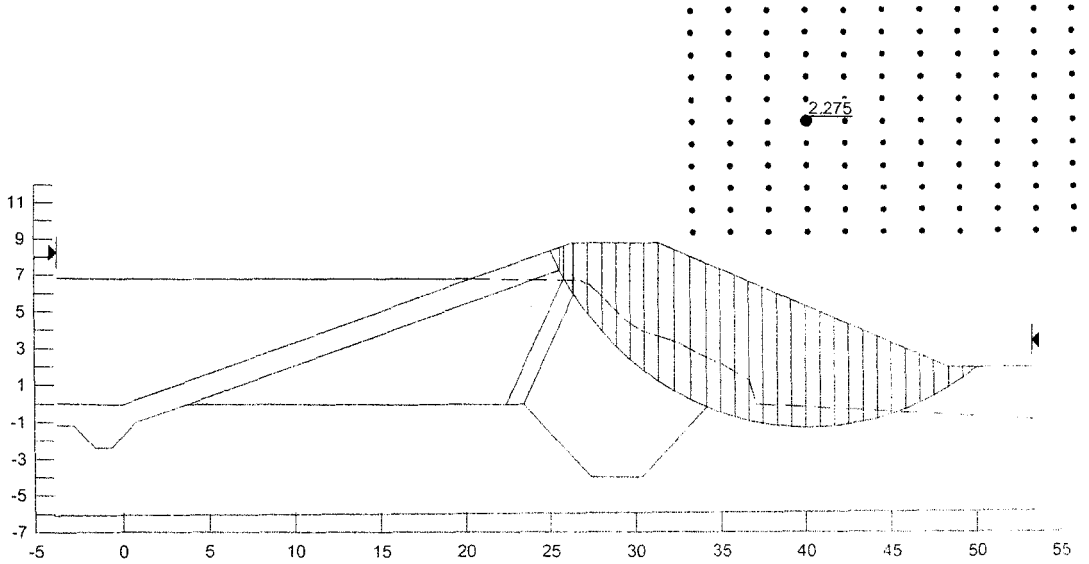
Şekil 3. Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.919$), deprem etkisi yok



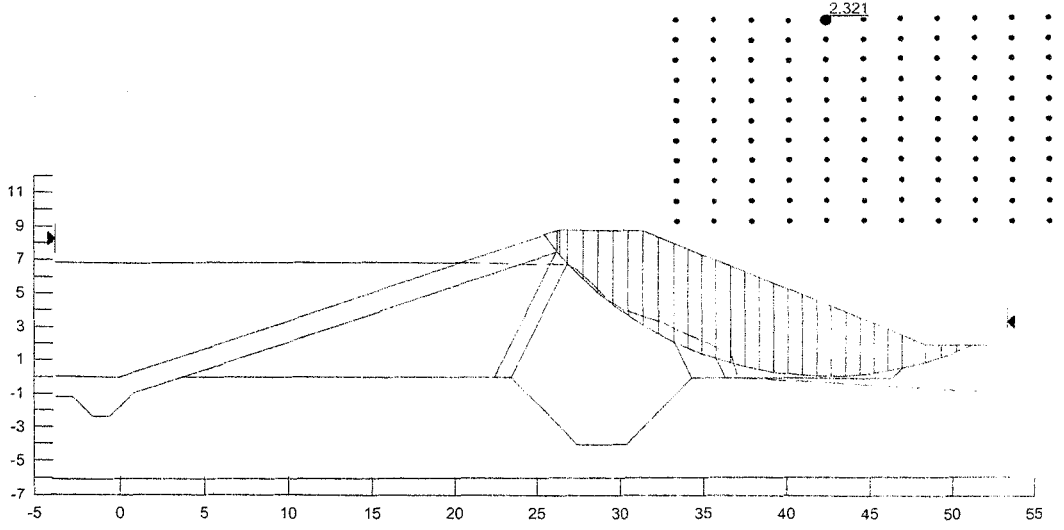
Şekil 4. Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=2.269$), deprem etkisi yok



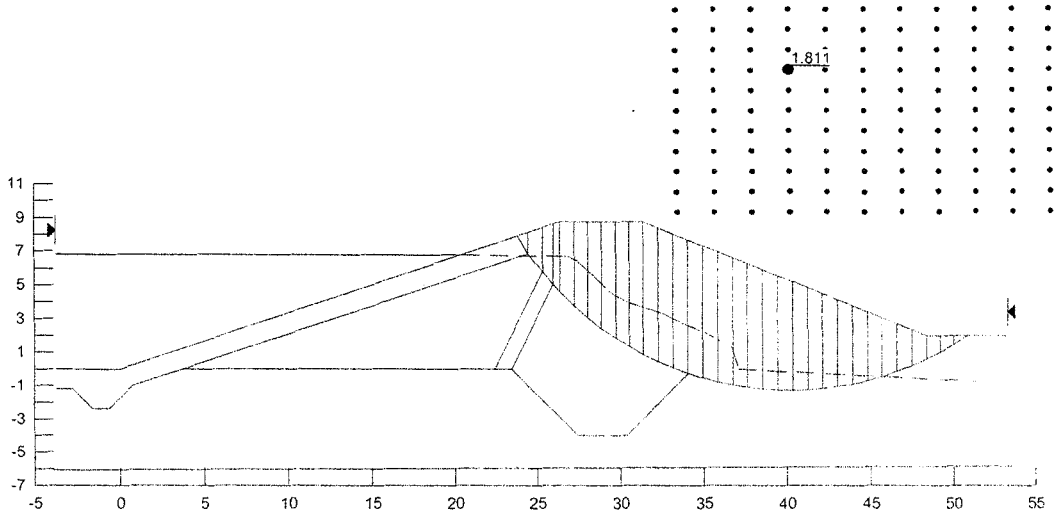
Şekil 5. Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=2.275$), deprem etkisi yok



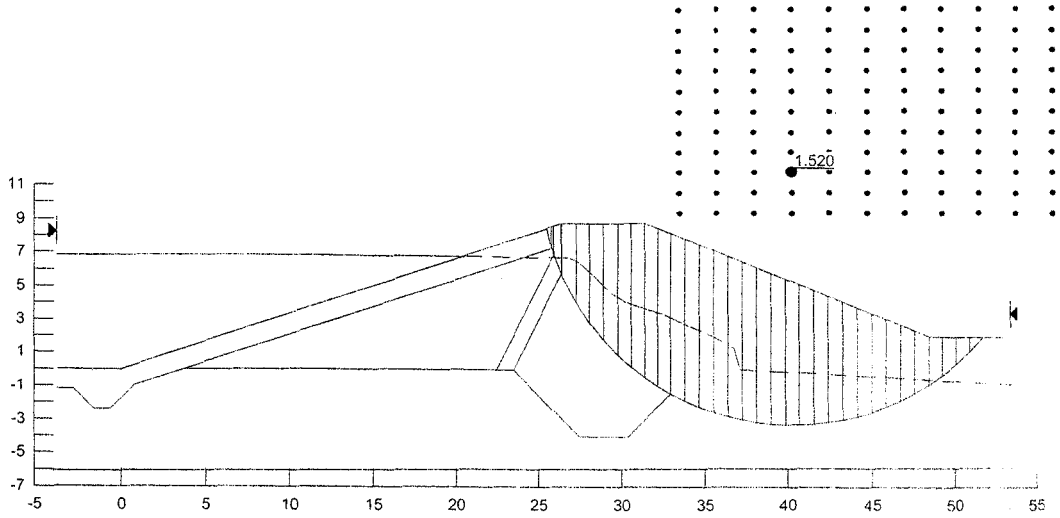
Şekil 6. Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=2.275$), deprem etkisi yok



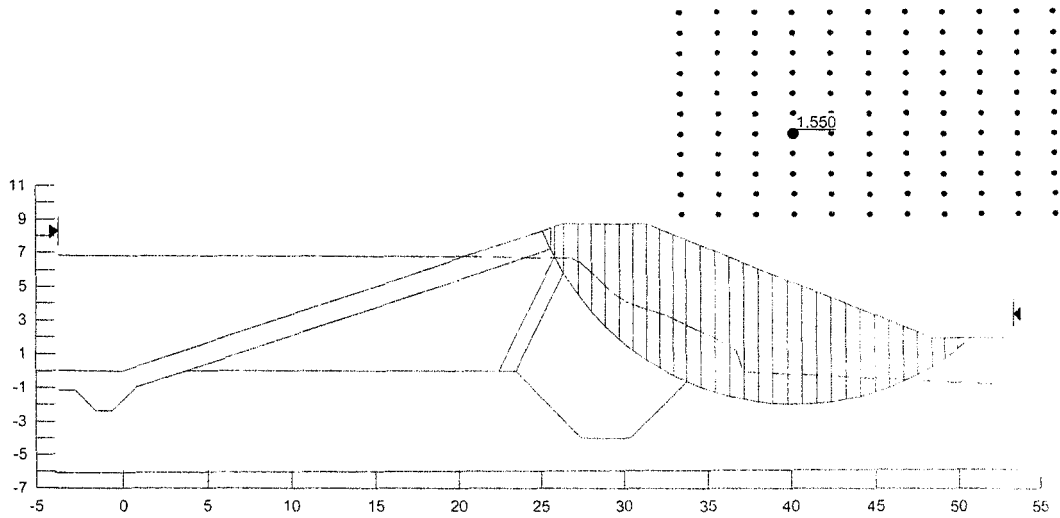
Şekil 7. Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı $G_s=2.321$, deprem etkisi yok



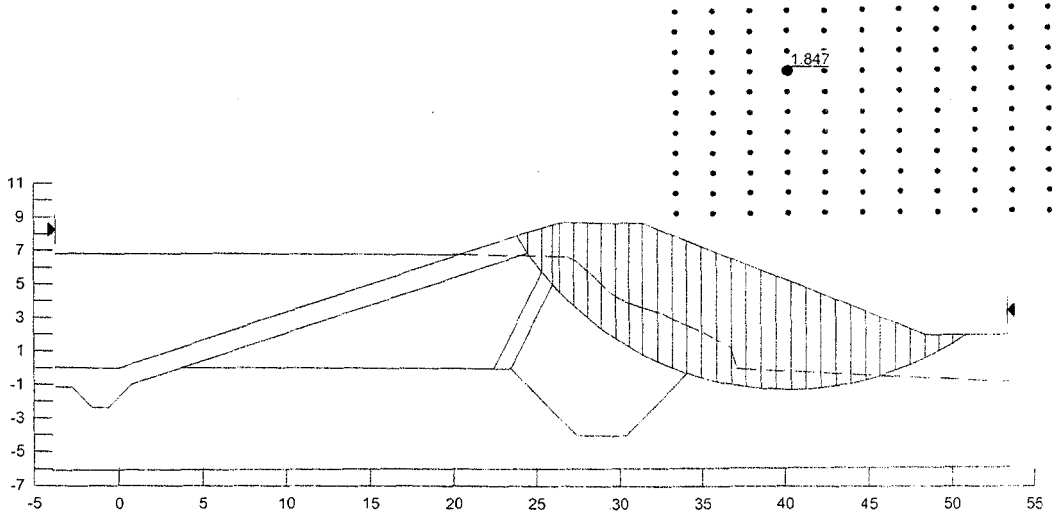
Şekil 8. Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı $G_s = 1.811$, deprem etkisi var



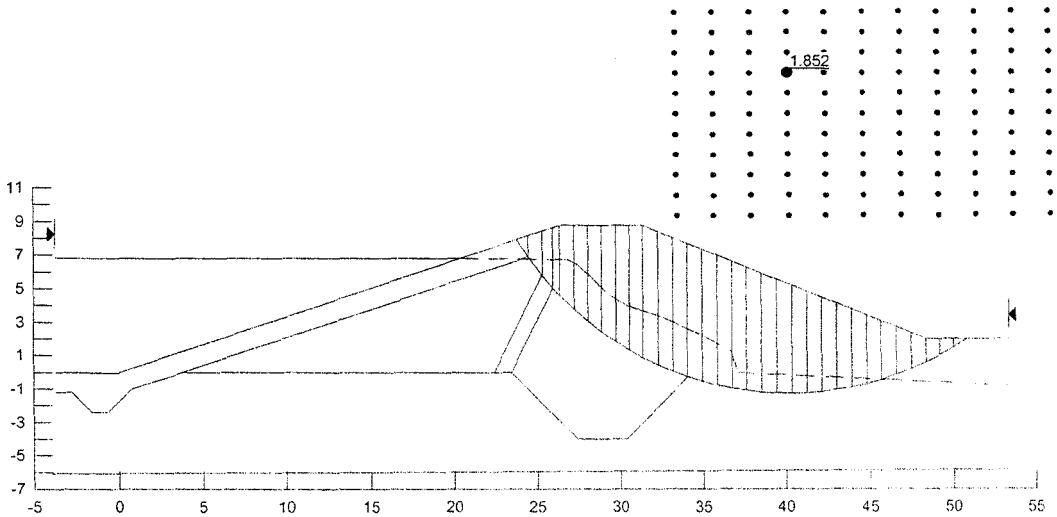
Şekil 9. Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.520$), deprem etkisi var



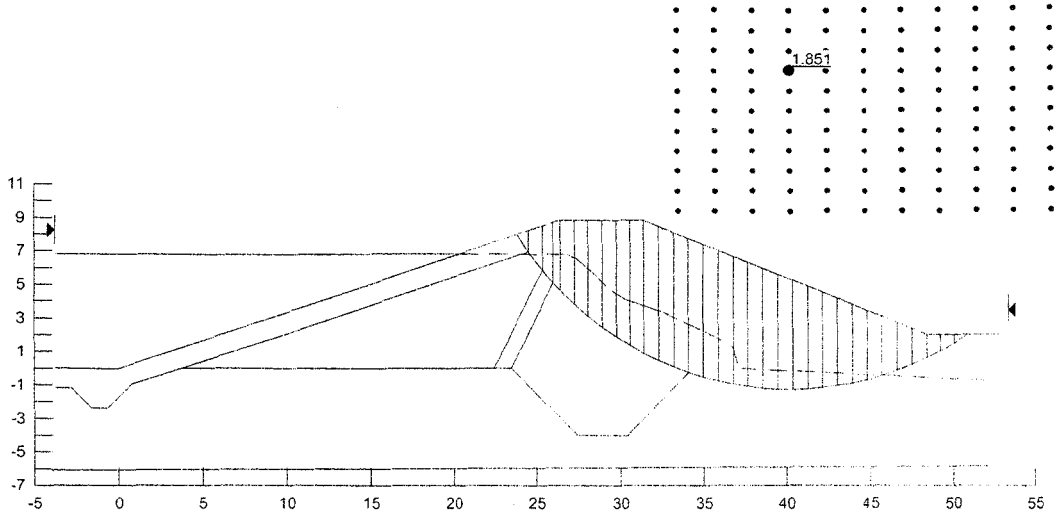
Şekil 10. Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.550$), deprem etkisi var



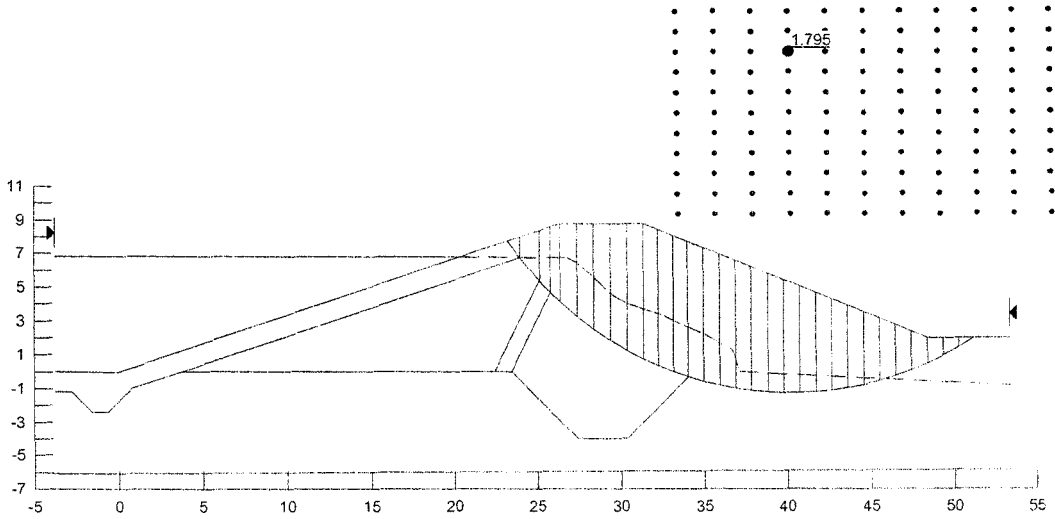
Şekil 11. Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.847$), deprem etkisi var



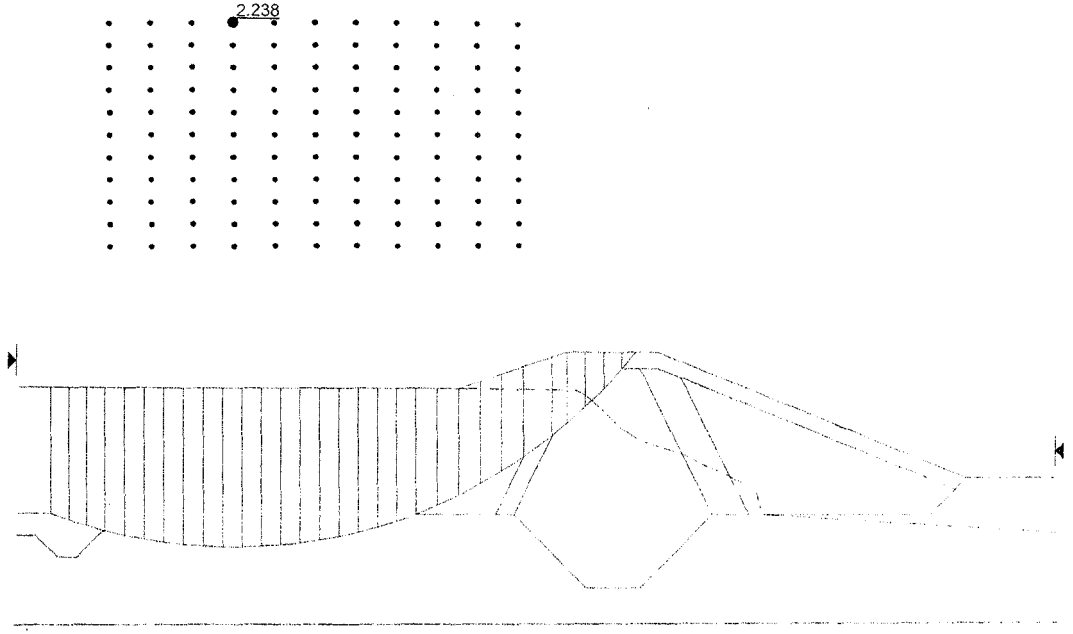
Şekil 12. Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.852$), deprem etkisi var



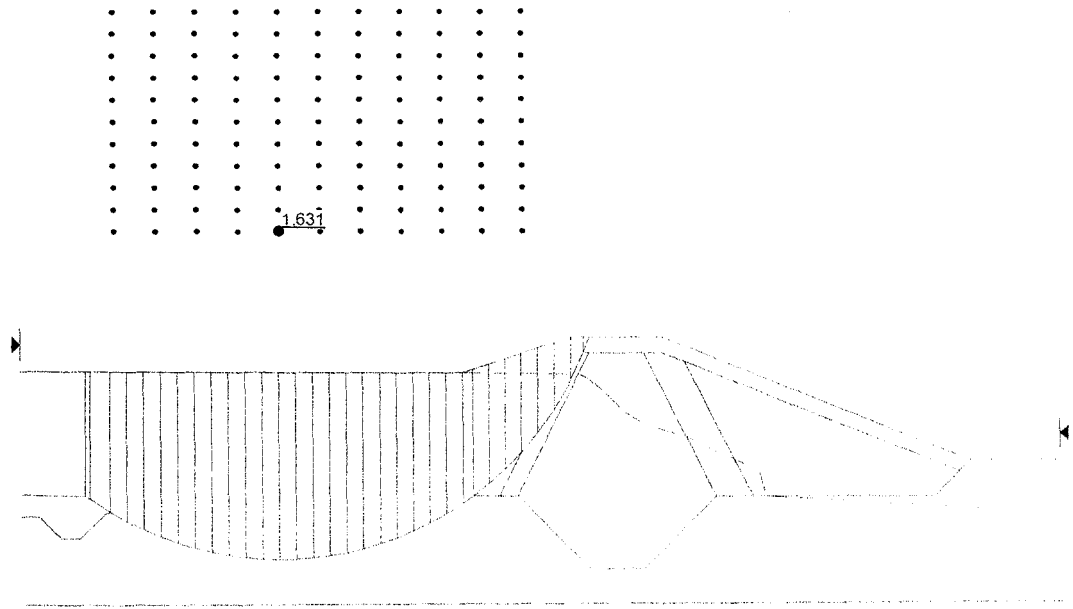
Şekil 13. Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.851$), deprem etkisi var



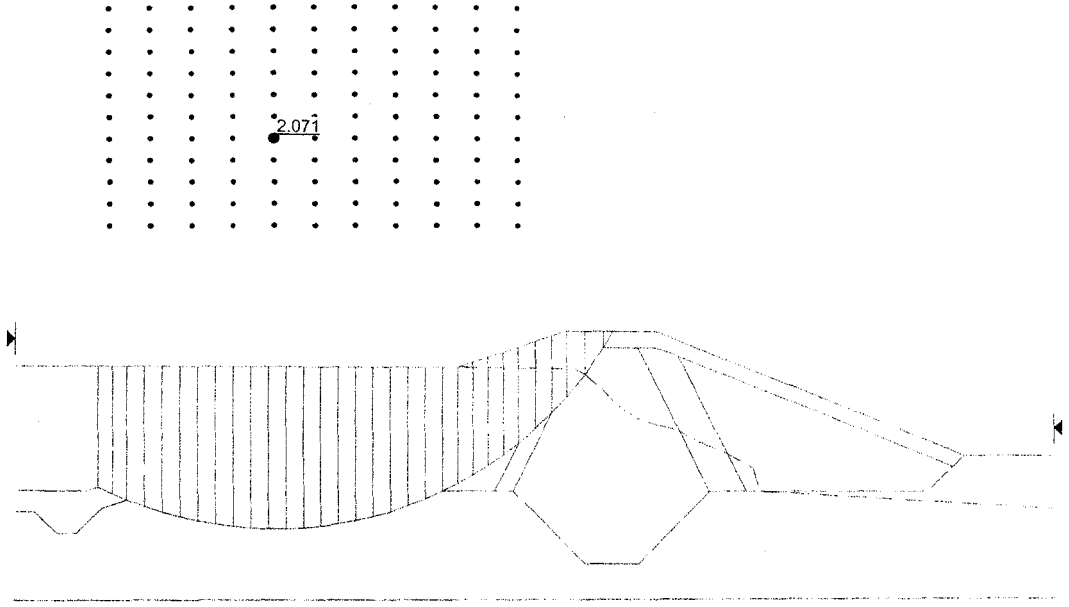
Şekil 14. Dolu rezervuar durumunda mansab şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.795$), deprem etkisi var



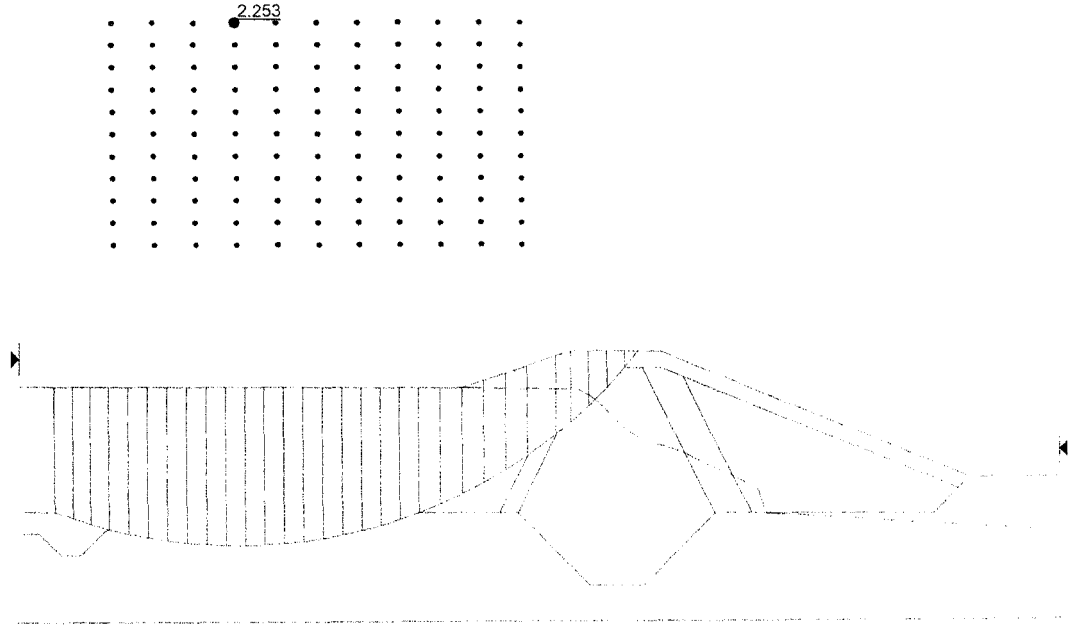
Şekil 15. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.238$), deprem etkisi yok



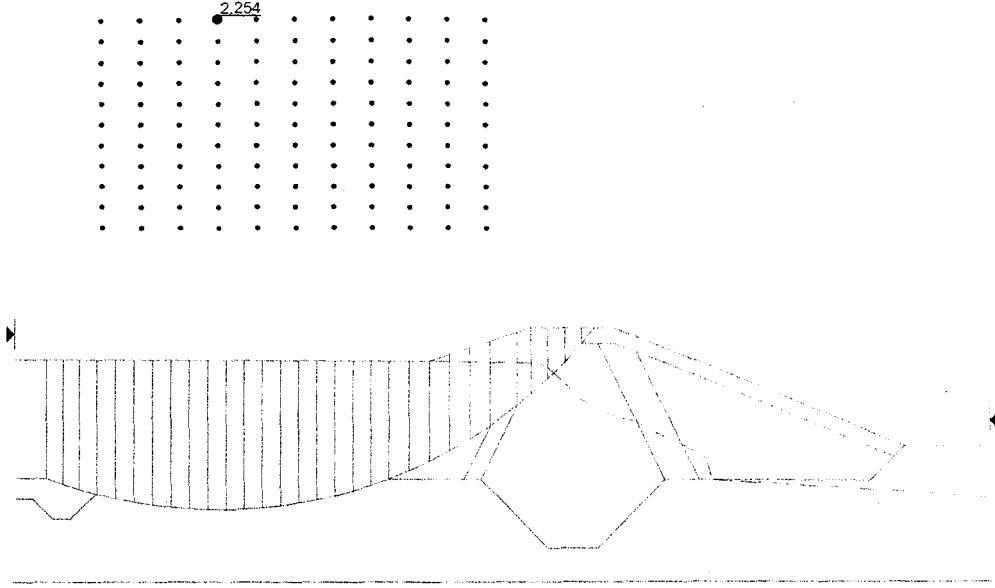
Şekil 16. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.631$), deprem etkisi yok



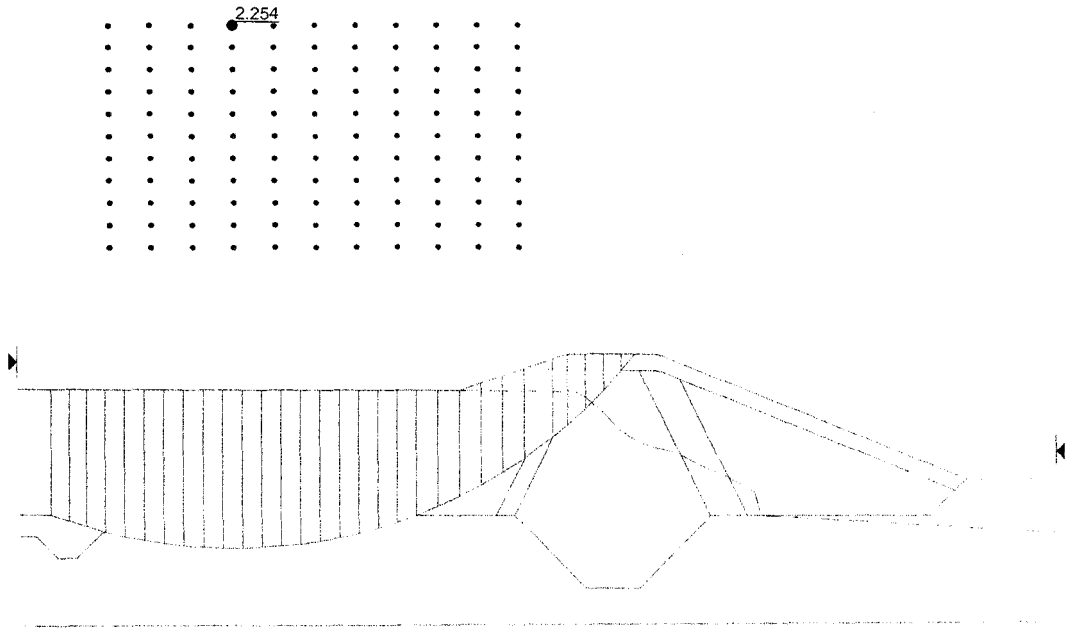
Şekil 17. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.071$), deprem etkisi yok



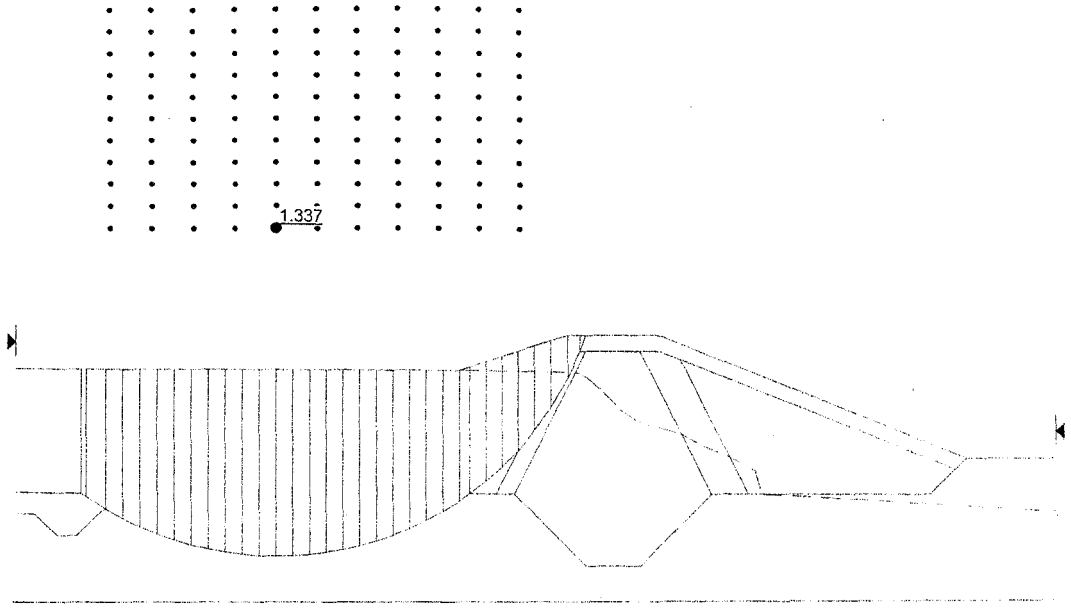
Şekil 18. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.253$), deprem etkisi yok



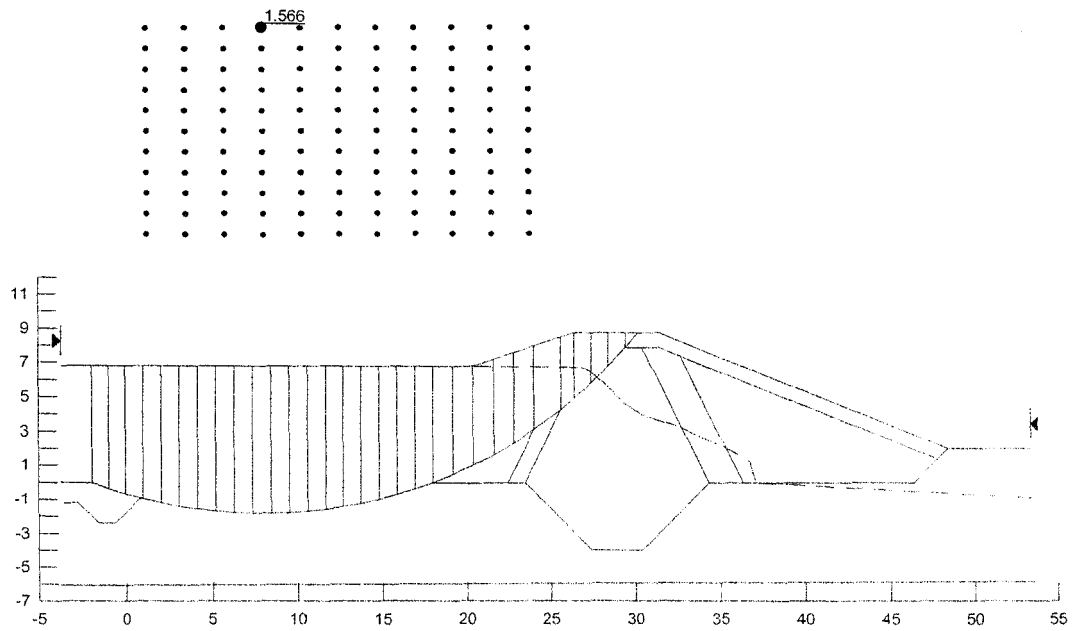
Şekil 19. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.254$), deprem etkisi yok



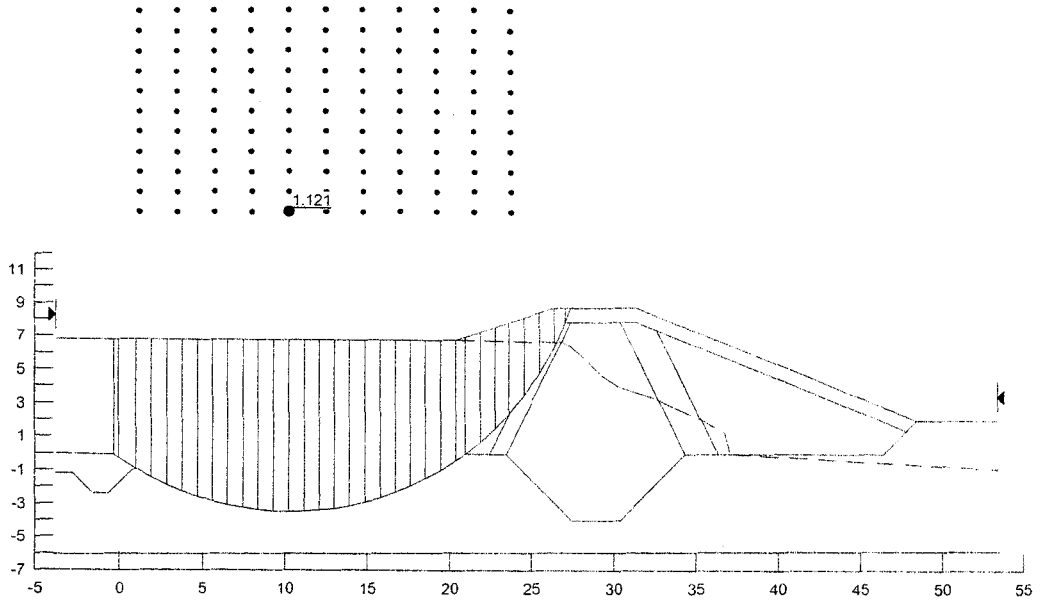
Şekil 20. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.254$), deprem etkisi yok



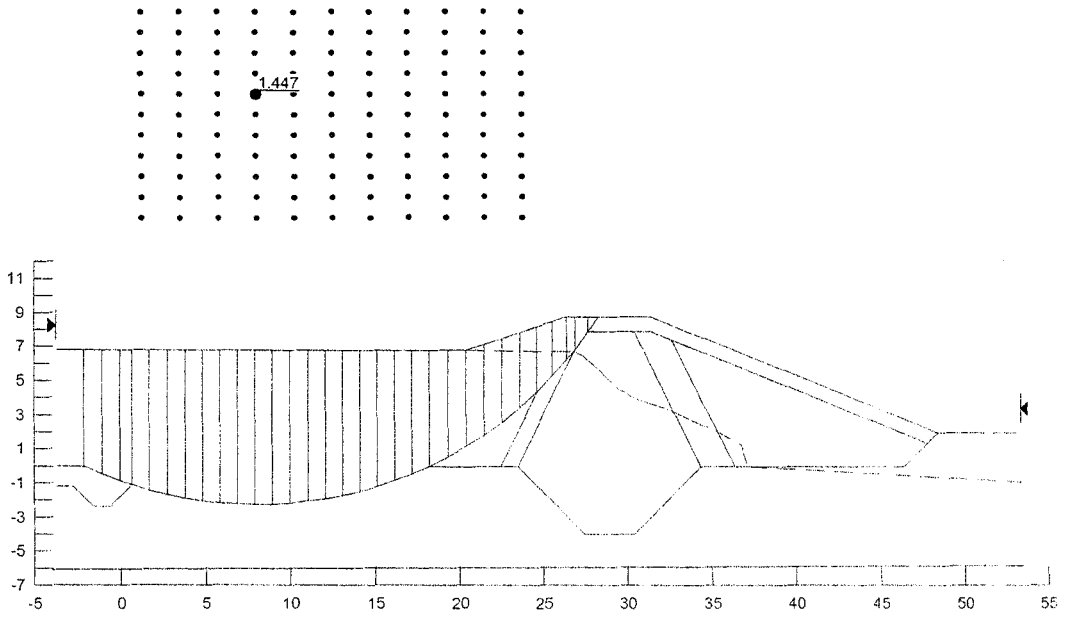
Şekil 21. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Corps of Engineers yönteminde göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.337$), deprem etkisi yok



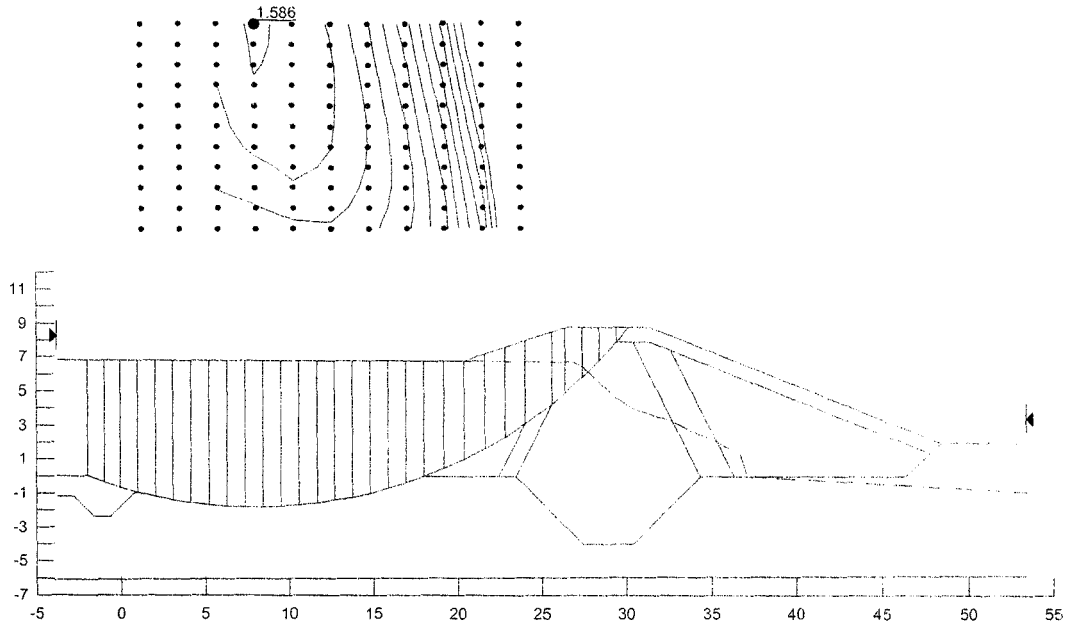
Şekil 22. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.566$), deprem etkisi var



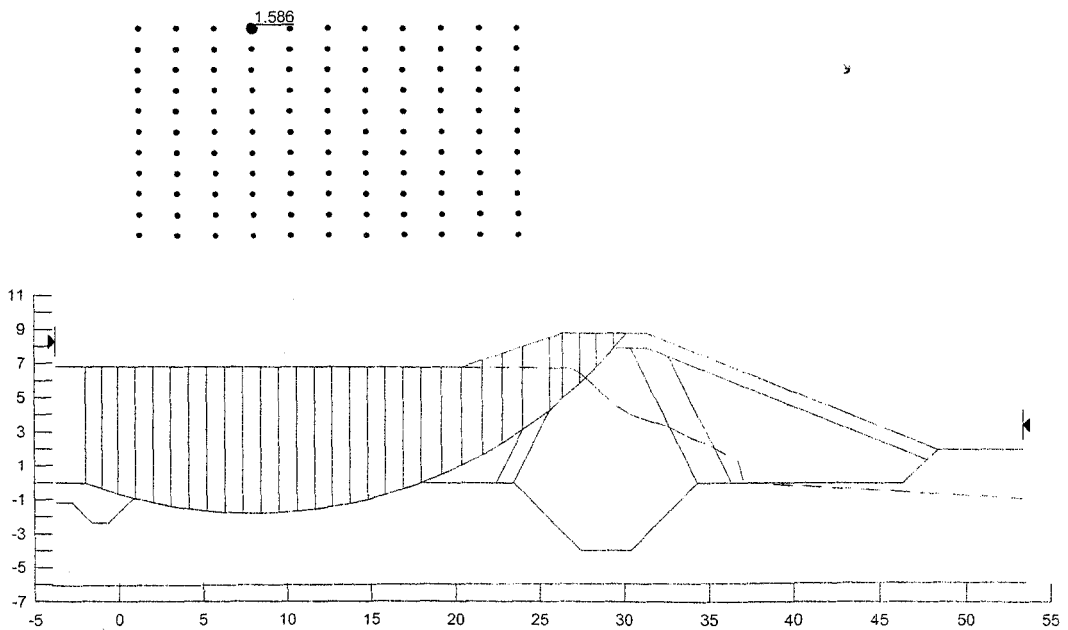
Şekil 23. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.121$), deprem etkisi var



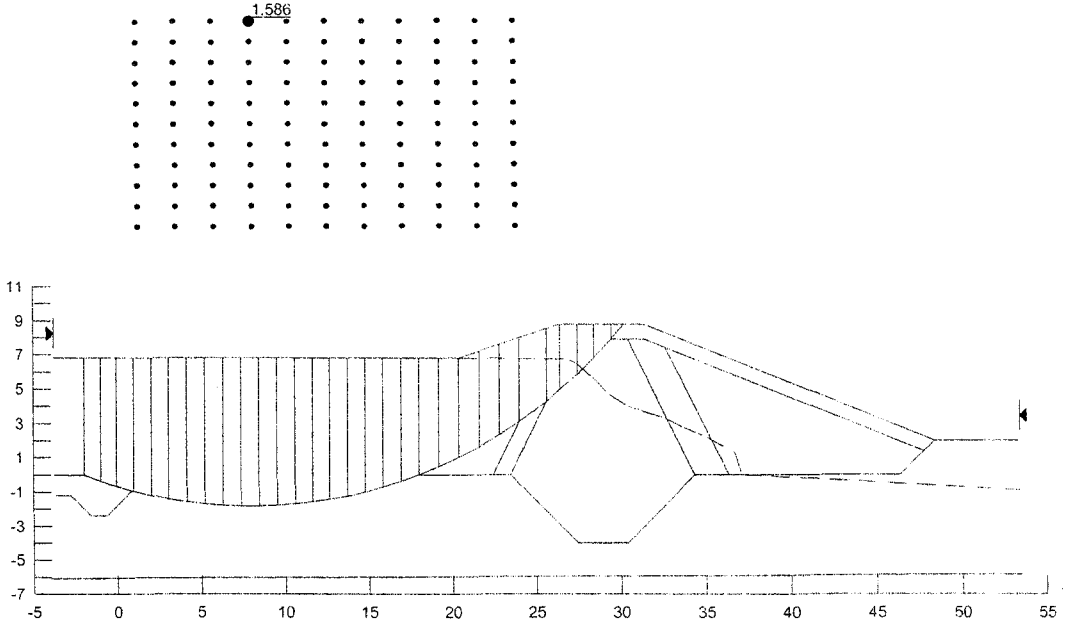
Şekil 24. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.447$), deprem etkisi var



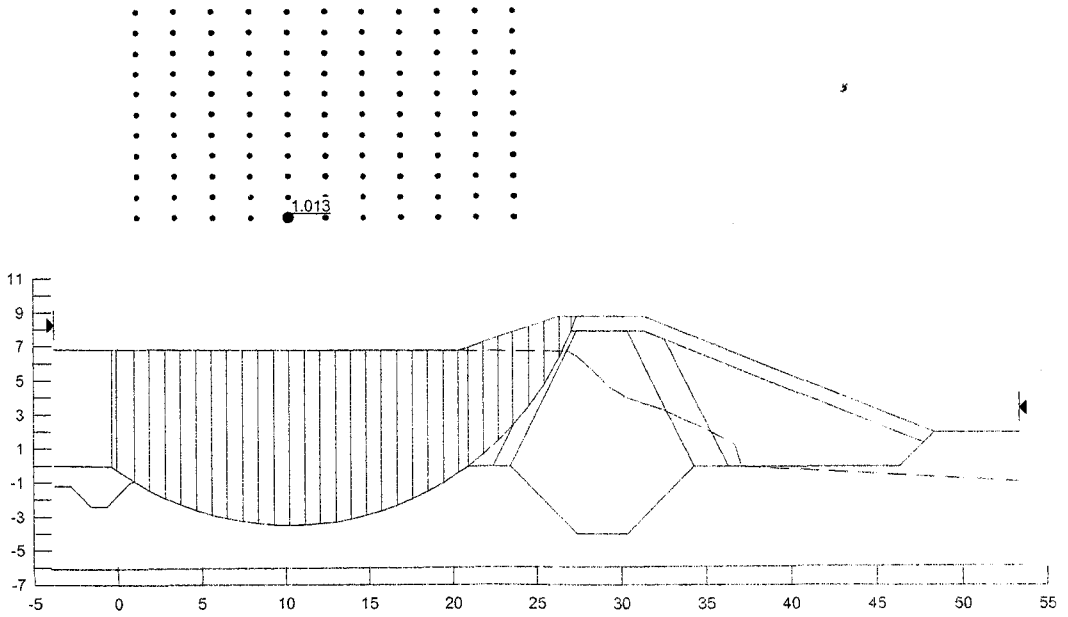
Şekil 25. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.586$), deprem etkisi var



Şekil 26. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.586$), deprem etkisi var



Şekil 27. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.586$), deprem etkisi var



Şekil 28. Dolu rezervuar durumunda memba şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.013$), deprem etkisi var

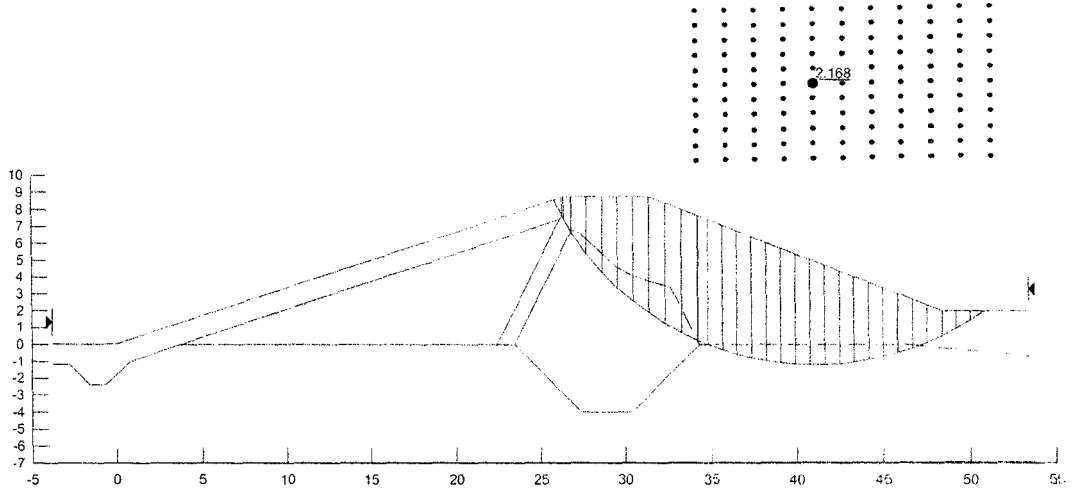
**EK 3 Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması
rezervuar durumunda memba ve mansab şevlerinde
elde edilen kayma daireleri ve güvenlik sayıları**

İÇİNDEKİLER

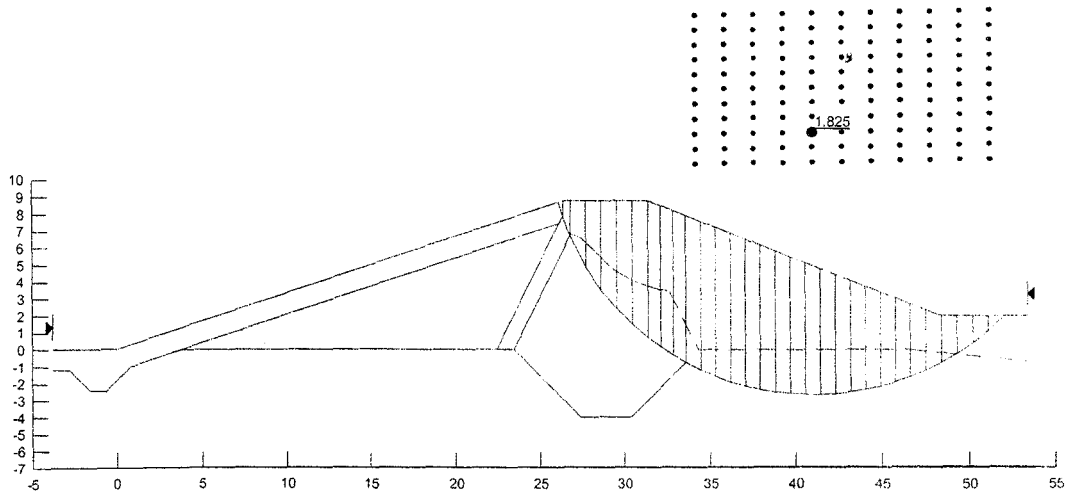
- Şekil 1. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı (Gs=2,168), deprem etkisi yok..... 111
- Şekil 2. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı (Gs=1,825), deprem etkisi yok..... 111
- Şekil 3. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı (Gs=1.849), deprem etkisi yok..... 112
- Şekil 4. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı (Gs=2.198), deprem etkisi yok..... 112
- Şekil 5. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı (Gs=2.200), deprem etkisi yok..... 113
- Şekil 6. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı (Gs=2.200), deprem etkisi yok 113
- Şekil 7. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı (Gs=2.258), deprem etkisi yok..... 114
- Şekil 8. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı (Gs =1.763), deprem etkisi var 114
- Şekil 9. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı (Gs =1.477), deprem etkisi var 115

- Şekil 10. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.493$), deprem etkisi var 115
- Şekil 11. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.800$), deprem etkisi var 116
- Şekil 12. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.802$), deprem etkisi var 116
- Şekil 13. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.802$), deprem etkisi var 117
- Şekil 14. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.767$), deprem etkisi var 117
- Şekil 15. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.032$), deprem etkisi yok 118
- Şekil 16. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.724$), deprem etkisi yok 118
- Şekil 17. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.773$), deprem etkisi yok 119
- Şekil 18. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.055$), deprem etkisi yok 119
- Şekil 19. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.053$), deprem etkisi yok 120
- Şekil 20. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.053$), deprem etkisi yok 120

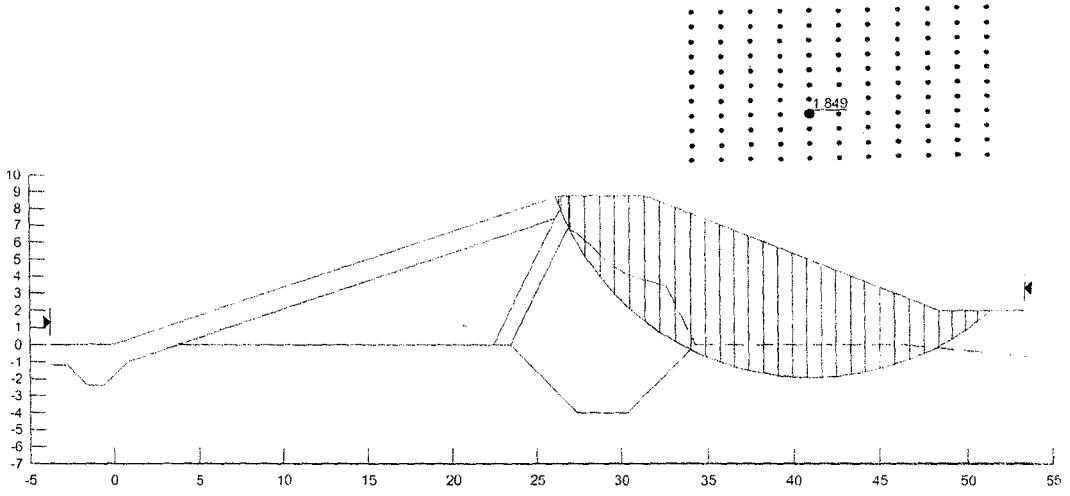
- Şekil 21. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.403$), deprem etkisi yok..... 121
- Şekil 22. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.594$), deprem etkisi var 121
- Şekil 23. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.363$), deprem etkisi var 122
- Şekil 24. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.389$), deprem etkisi var..... 122
- Şekil 25. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.625$), deprem etkisi var 123
- Şekil 26. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.623$), deprem etkisi var..... 123
- Şekil 27. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.622$), deprem etkisi var 124
- Şekil 28. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.156$), deprem etkisi var 124



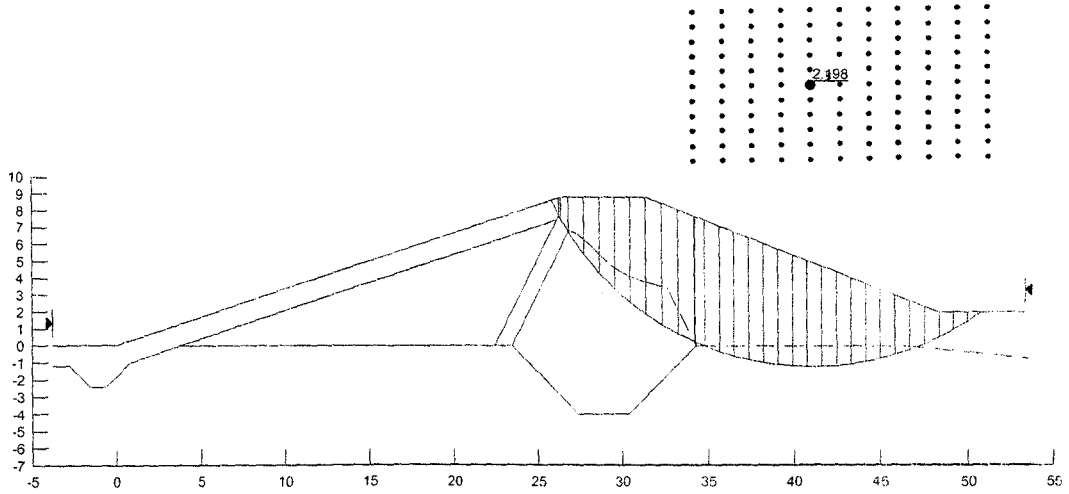
Şekil 1. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=2,168$), deprem etkisi yok



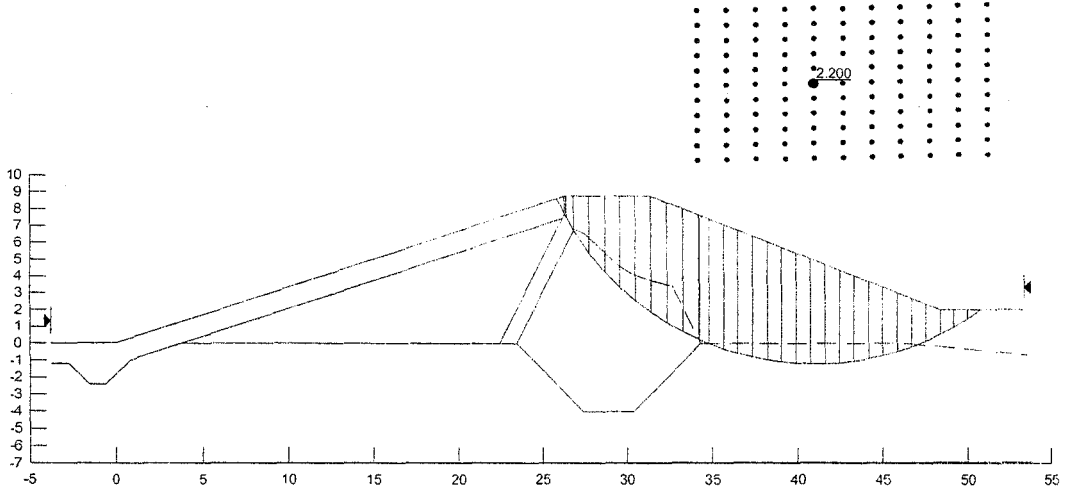
Şekil 2. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1,825$), deprem etkisi yok



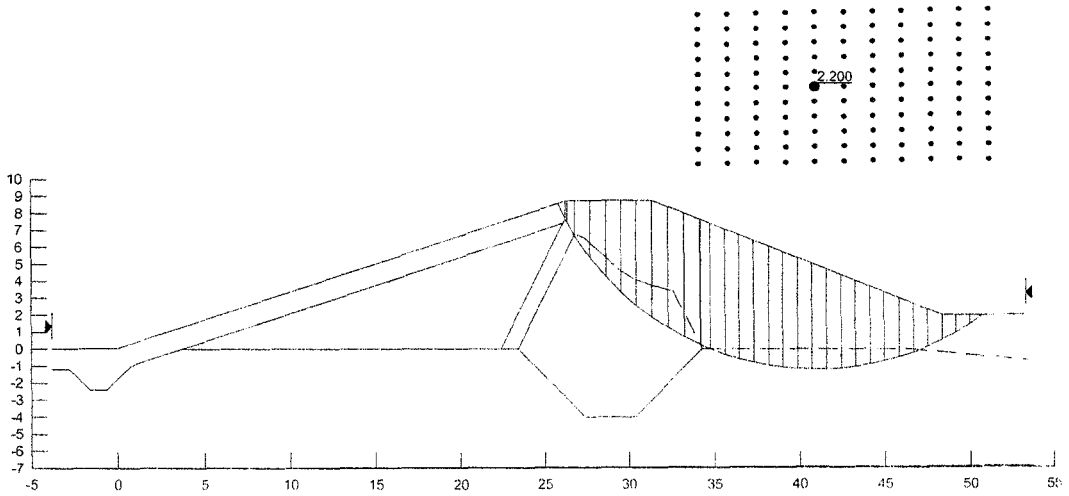
Şekil 3. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1,849$), deprem etkisi yok



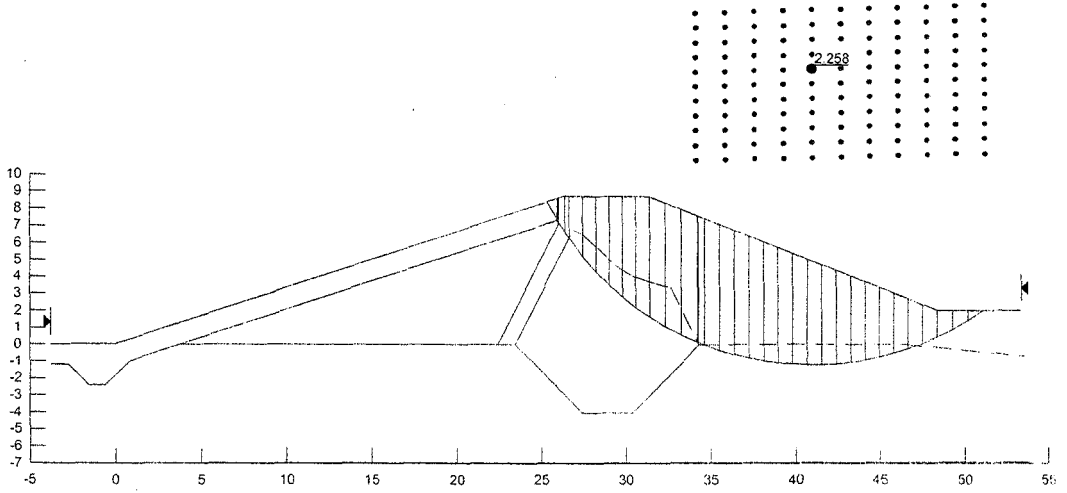
Şekil 4. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=2.198$), deprem etkisi yok



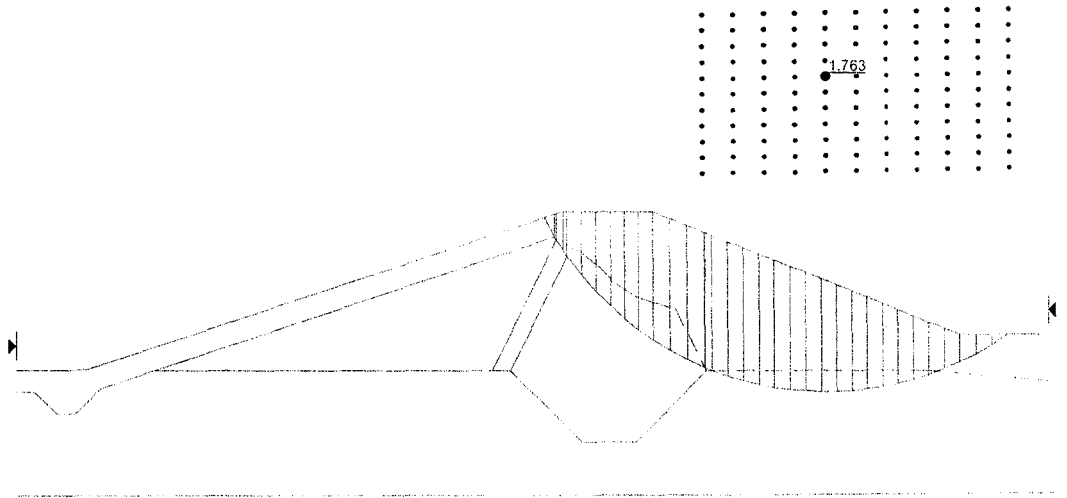
Şekil 5. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=2.200$), deprem etkisi yok



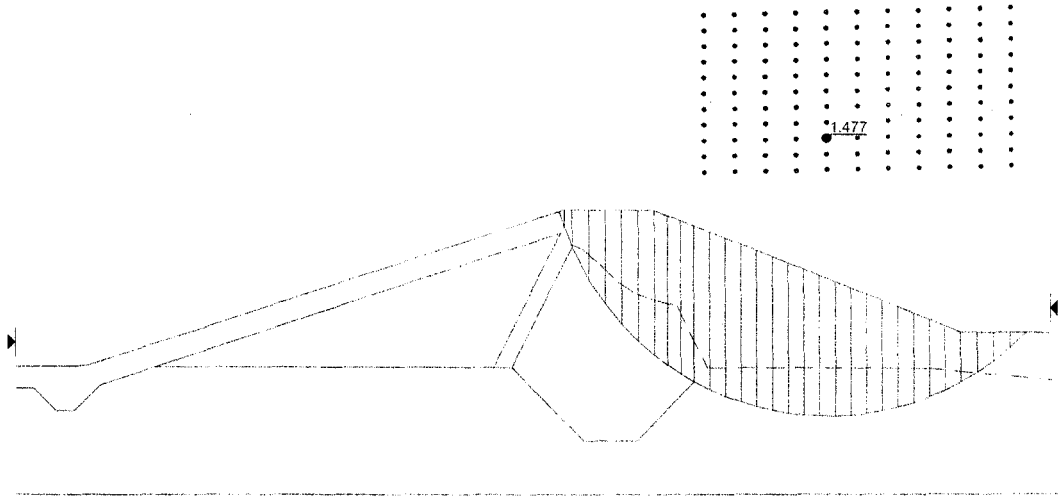
Şekil 6. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=2.200$), deprem etkisi yok



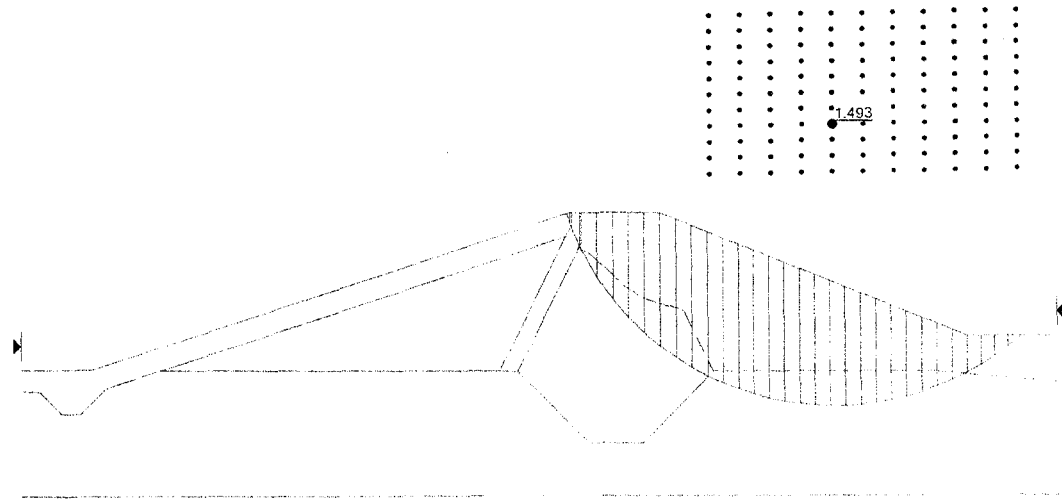
Şekil 7. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=2.258$), deprem etkisi yok



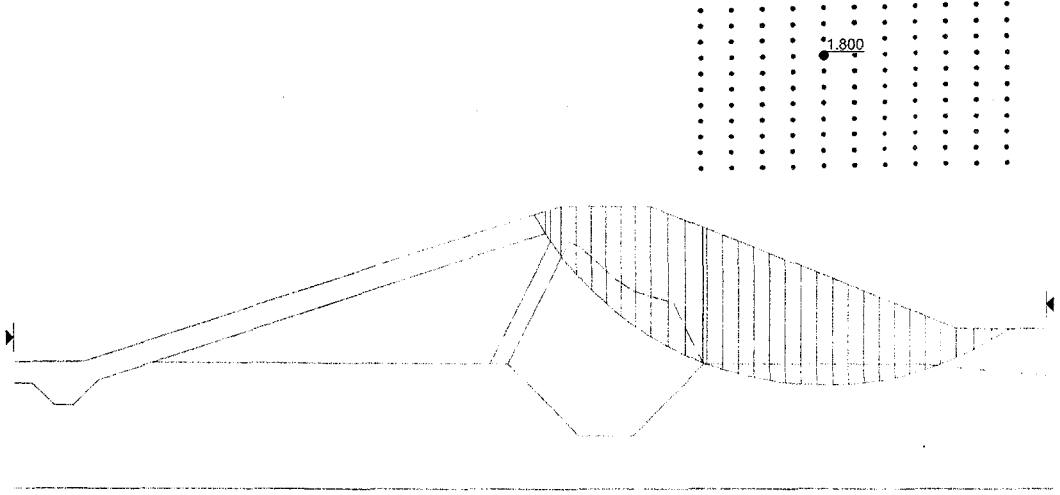
Şekil 8. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.763$), deprem etkisi var



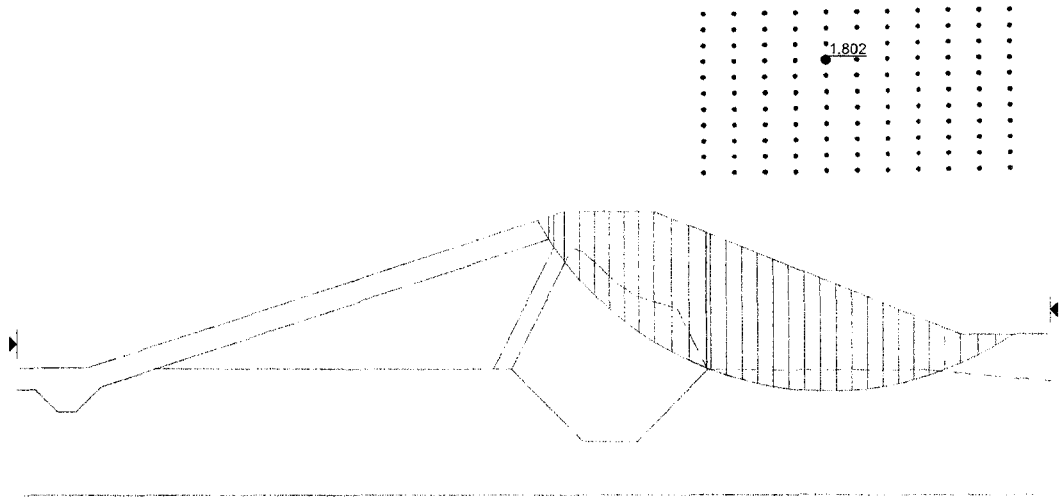
Şekil 9. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.477$), deprem etkisi var



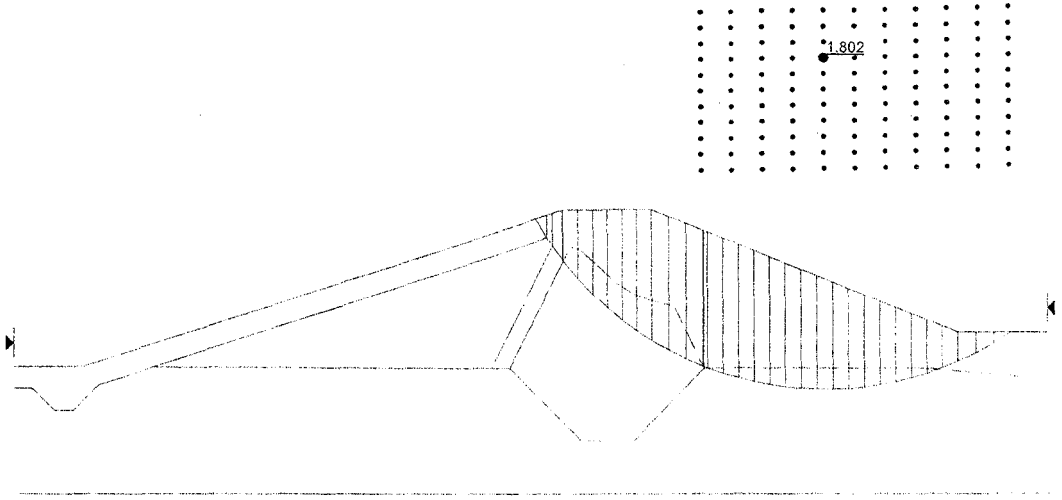
Şekil 10. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.493$), deprem etkisi va



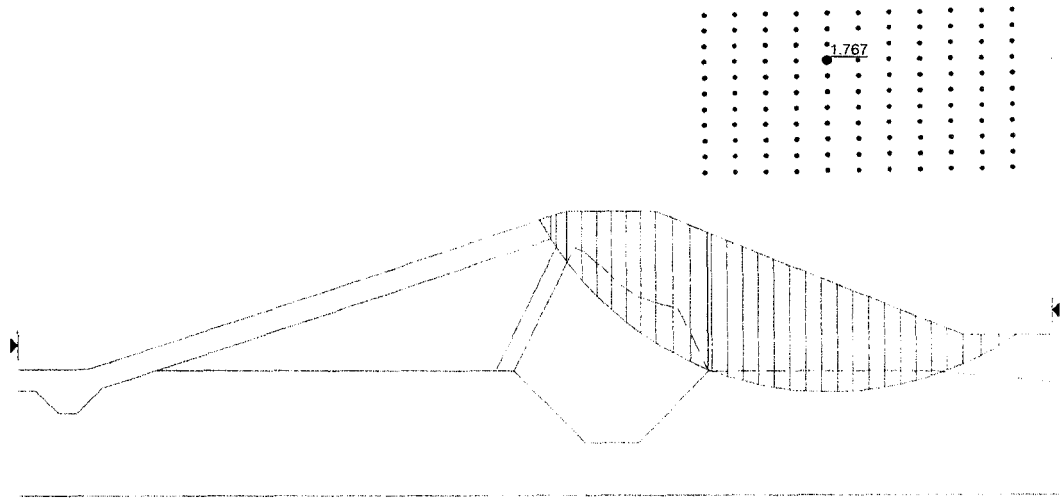
Şekil 11. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.800$), deprem etkisi var



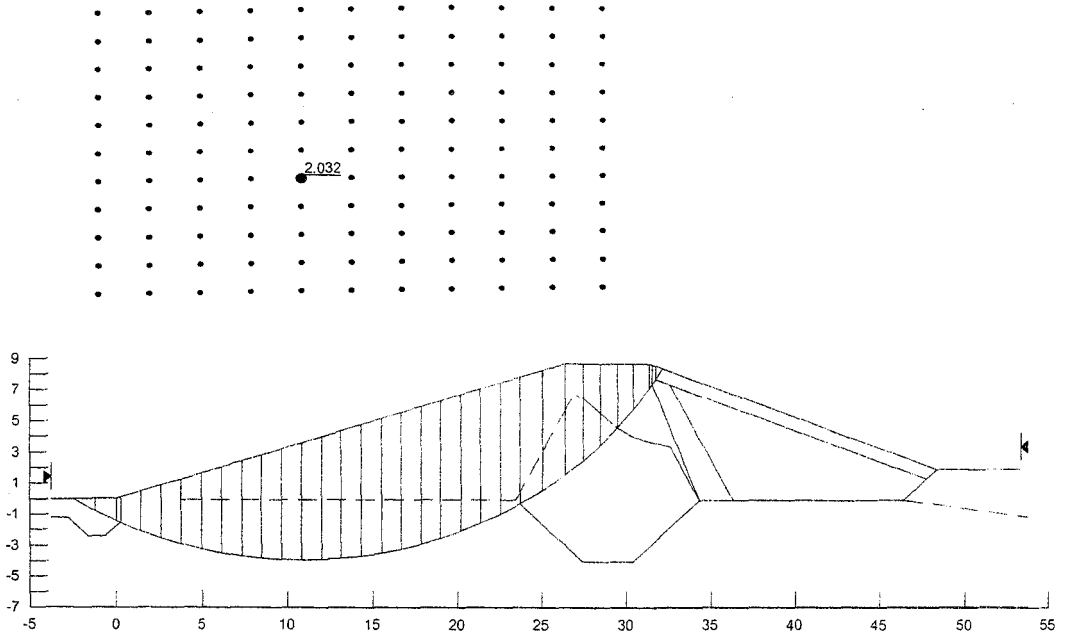
Şekil 12. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.802$), deprem etkisi va



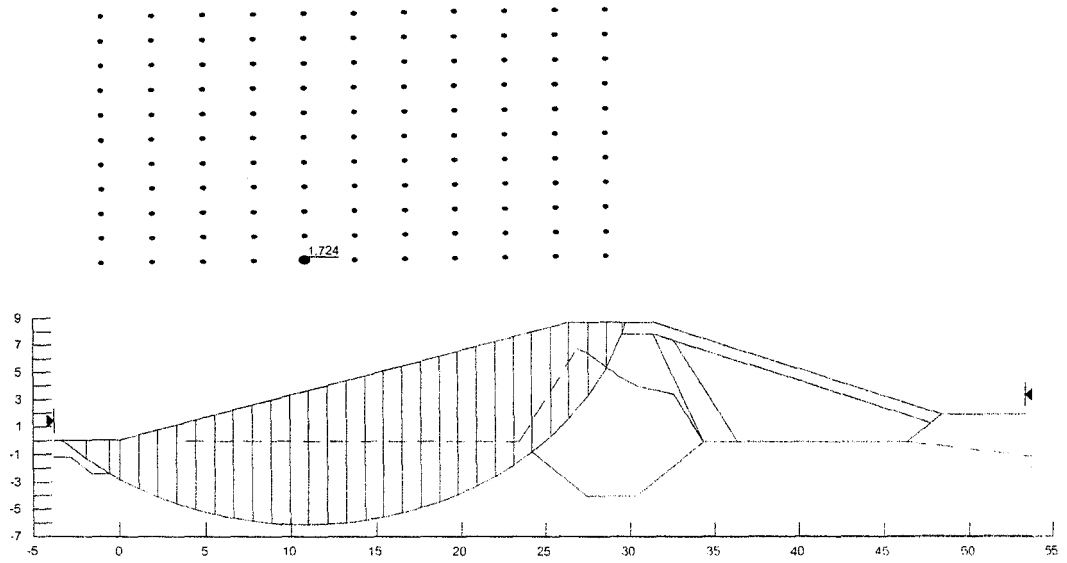
Şekil 13. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.802$), deprem etkisi var



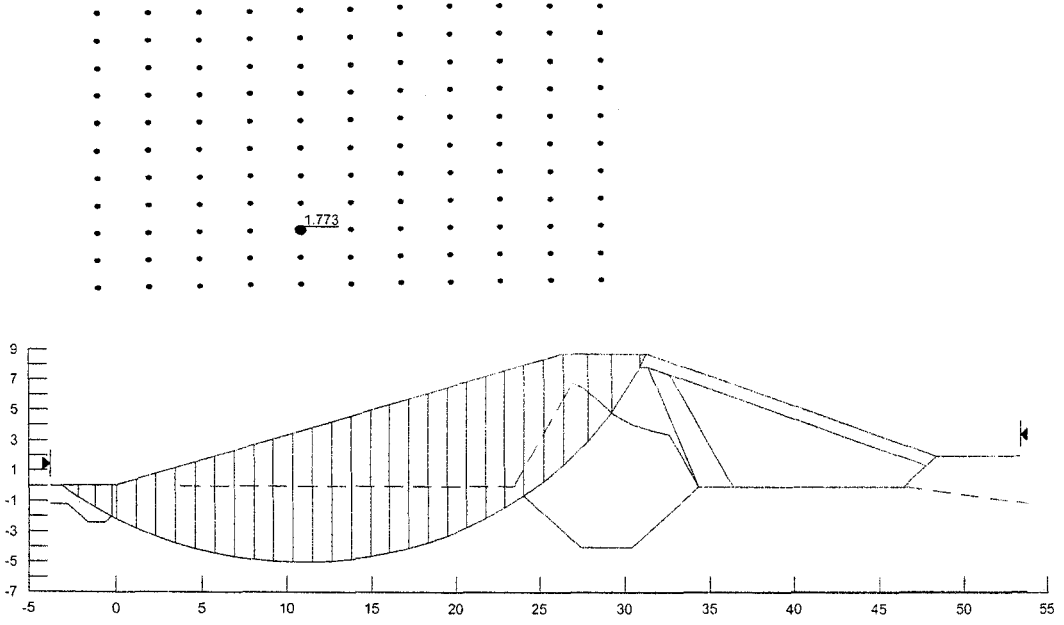
Şekil 14. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda mansab şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.767$), deprem etkisi var



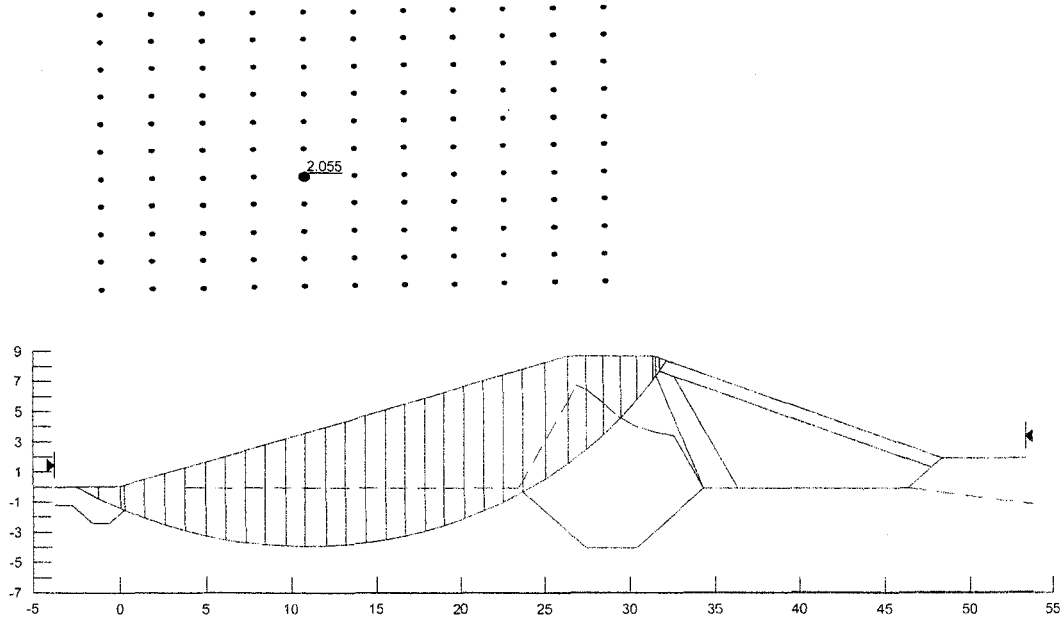
Şekil 15. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.032$), deprem etkisi yok



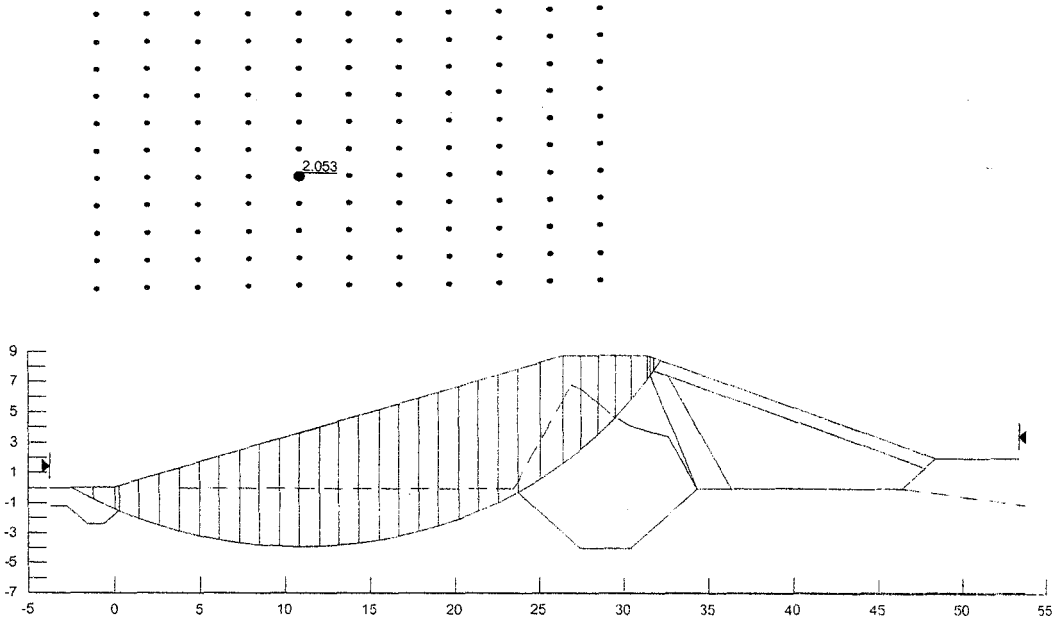
Şekil 16. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.724$), deprem etkisi yok



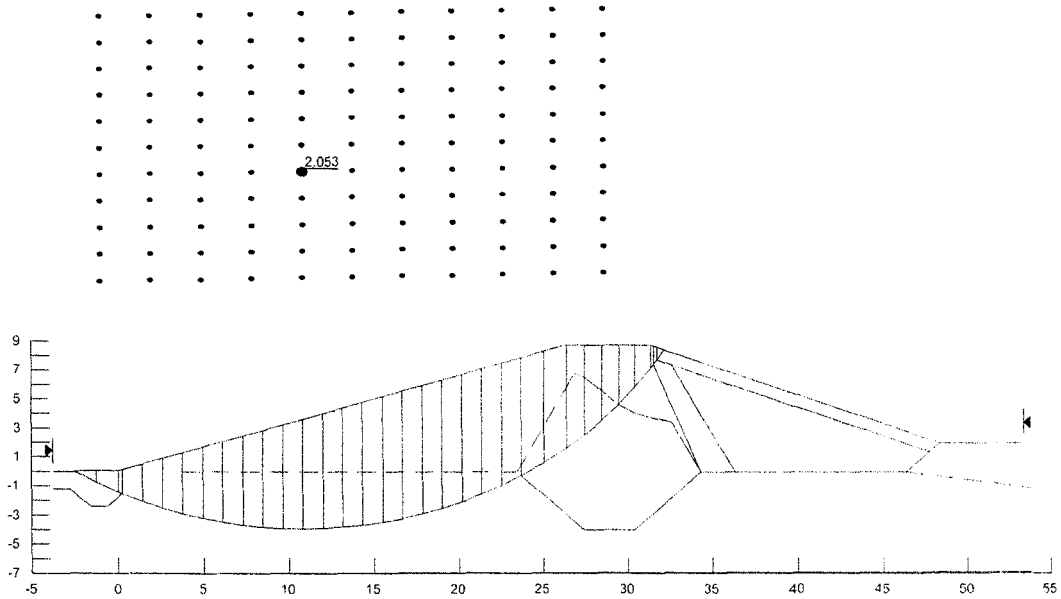
Şekil 17. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.773$), deprem etkisi yok



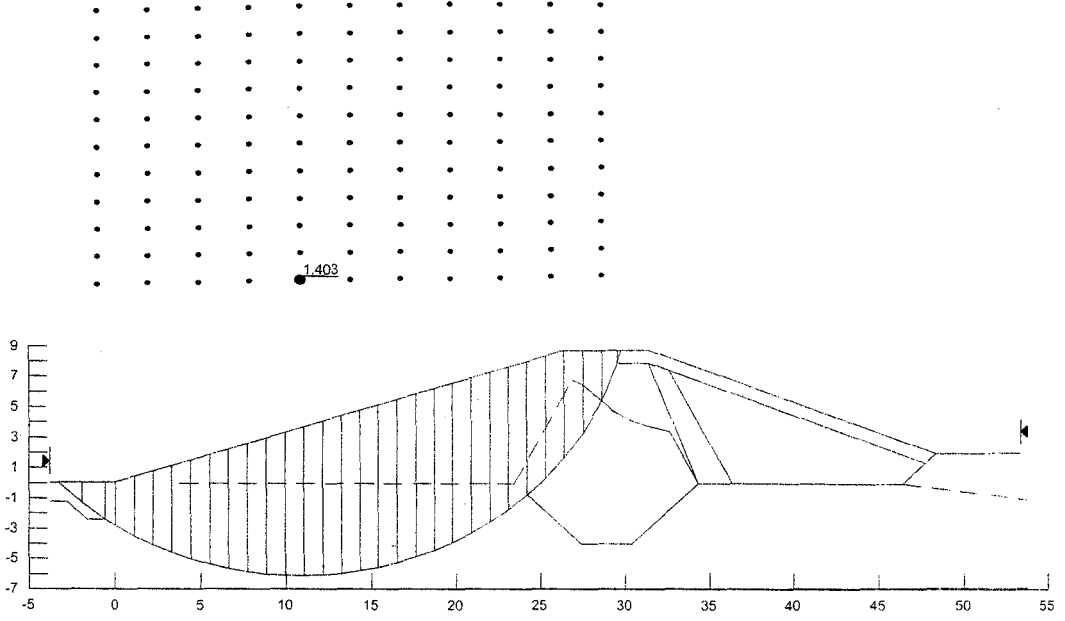
Şekil 18. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.055$), deprem etkisi yok



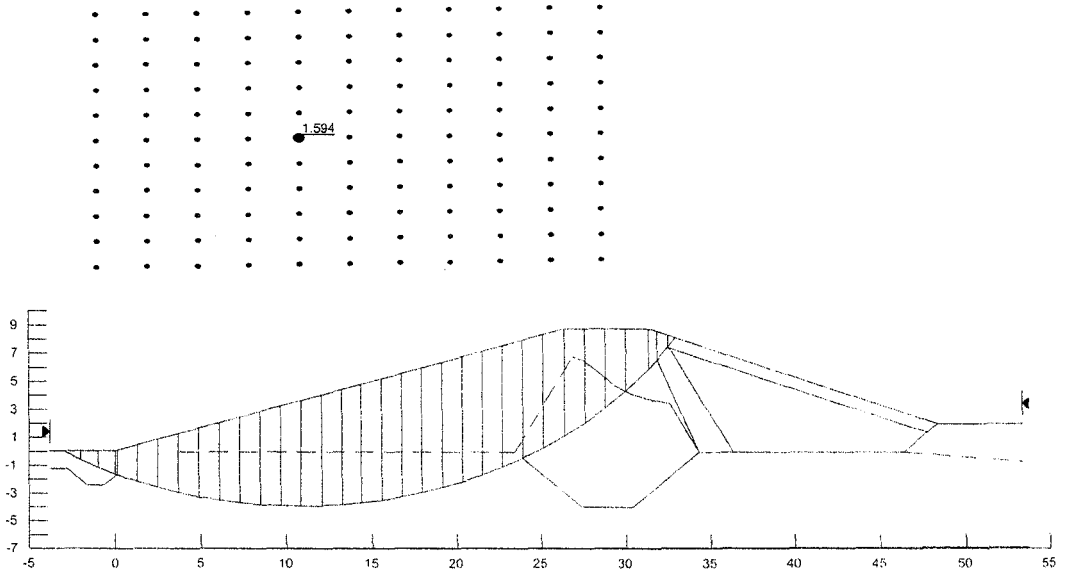
Şekil 19. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.053$), deprem etkisi yok



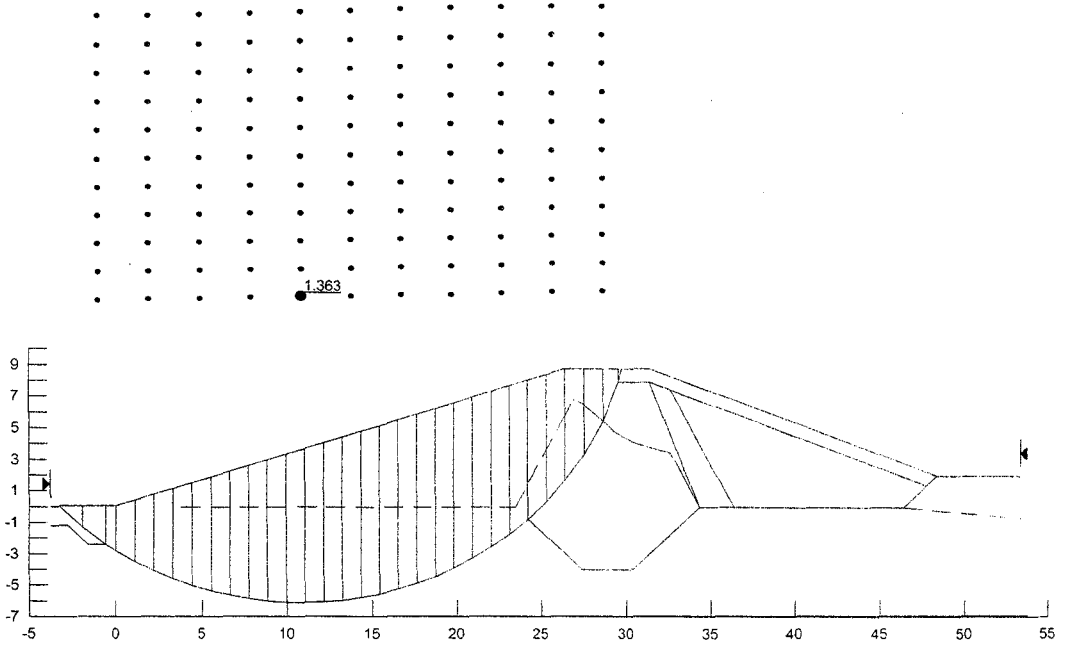
Şekil 20. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 2.053$), deprem etkisi yok



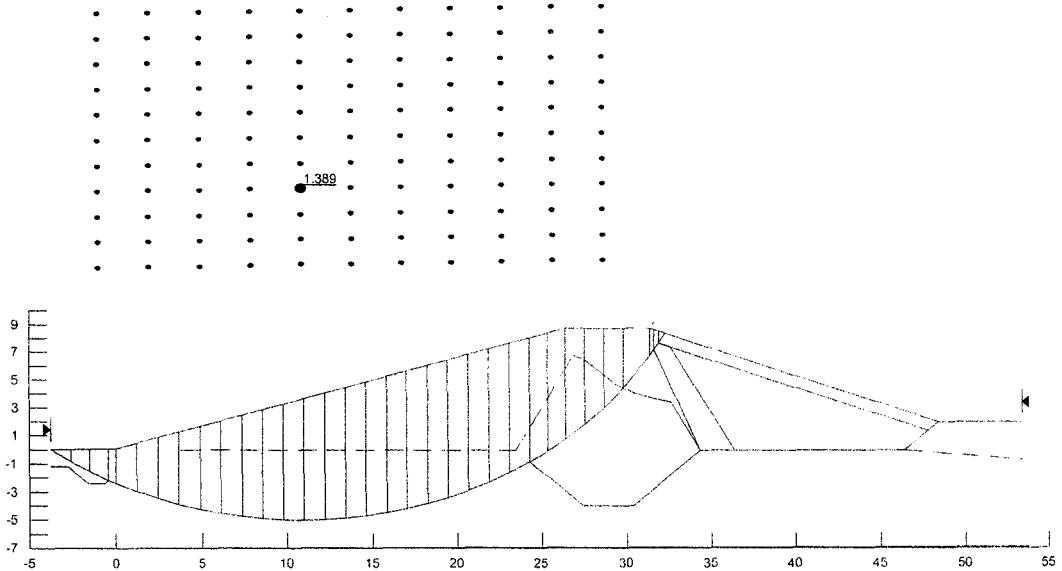
Şekil 21. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.403$), deprem etkisi yok



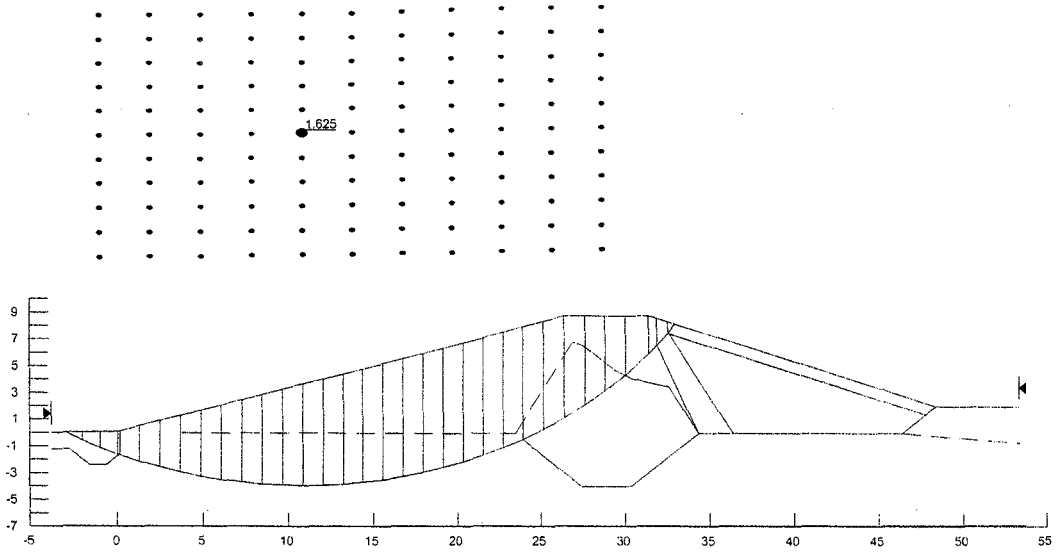
Şekil 22. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Bishop yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.594$), deprem etkisi var



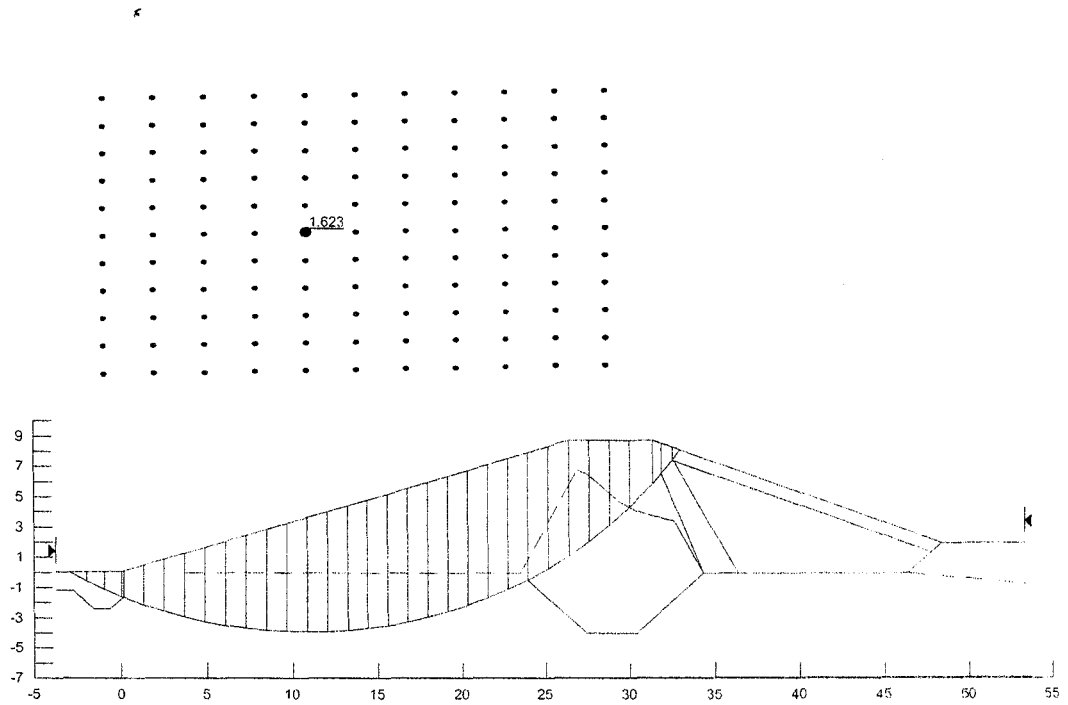
Şekil 23. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Ordinary yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.363$), deprem etkisi var



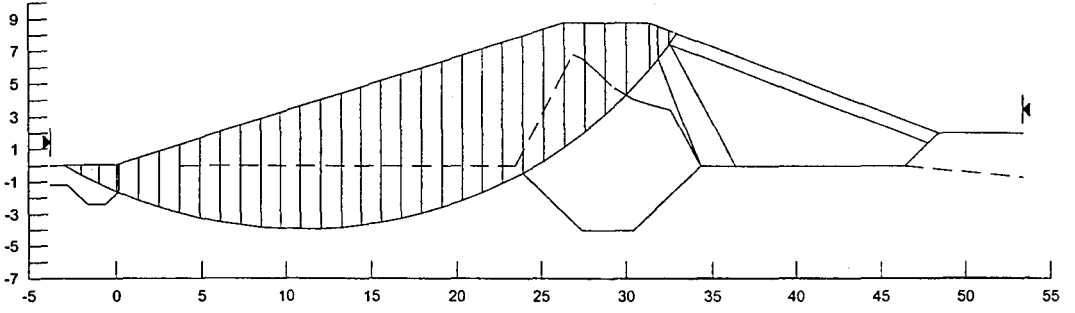
Şekil 24. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Janbu yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s = 1.389$), deprem etkisi var



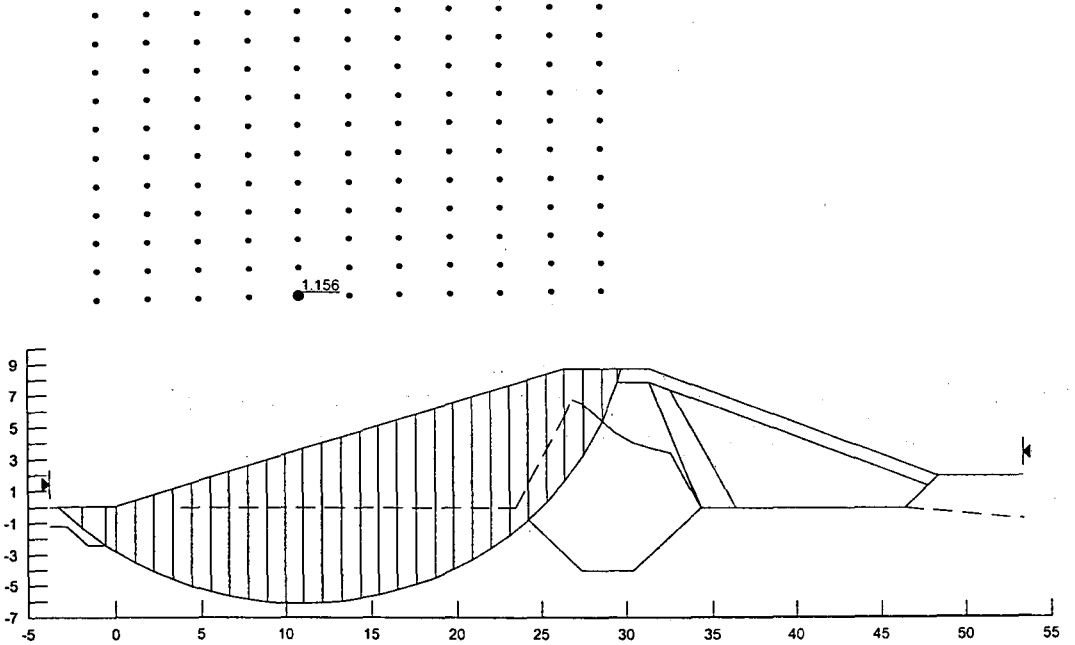
Şekil 25. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Spencer yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.625$), deprem etkisi var



Şekil 26. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde GLE yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.623$), deprem etkisi var



Şekil 27. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Morgenstern - Price yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.622$), deprem etkisi var



Şekil 28. Rezervuardan hızlı su çekilmesi ve ani boşalması durumunda memba şevinde Corps of Engineers yöntemine göre elde edilen kayma dairesi ve güvenlik sayısı ($G_s=1.156$), deprem etkisi var.

Chapter 3 Design Criteria

3-1. General

a. Applicability. This chapter provides guidance for analysis conditions and factors of safety for the design of slopes. Required factors of safety for embankment dams are based on design practice developed and successfully employed by the USACE over several decades. It is imperative that all phases of design be carried out in accord with established USACE methods and procedures to ensure results consistent with successful past practice.

(1) Because of the large number of existing USACE dams and the fact that somewhat different considerations must be applied to existing dams as opposed to new construction, appropriate stability conditions and factors of safety for the analysis of existing dam slopes are discussed as well.

(2) The analysis procedures recommended in this manual are also appropriate for analysis and design of slopes other than earth and rock-fill dams. Guidance is provided for appropriate factors of safety for slopes of other types of embankments, excavated slopes, and natural slopes.

b. Factor of safety guidance. Appropriate factors of safety are required to ensure adequate performance of slopes throughout their design lives. Two of the most important considerations that determine appropriate magnitudes for factor of safety are uncertainties in the conditions being analyzed, including shear strengths and consequences of failure or unacceptable performance.

(1) What is considered an acceptable factor of safety should reflect the differences between new slopes, where stability must be forecast, and existing slopes, where information regarding past slope performance is available. A history free of signs of slope movements provides firm evidence that a slope has been stable under the conditions it has experienced. Conversely, signs of significant movement indicate marginally stable or unstable conditions. In either case, the degree of uncertainty regarding shear strength and piezometric levels can be reduced through back analysis. Therefore, values of factors of safety that are lower than those required for new slopes can often be justified for existing slopes.

(2) Historically, geotechnical engineers have relied upon judgment, precedent, experience, and regulations to select suitable factors of safety for slopes. Reliability analyses can provide important insight into the effects of uncertainties on the results of stability analyses and appropriate factors of safety. However, for design and construction of earth and rock-fill dams, required factors of safety continue to be based on experience. Factors of safety for various types of slopes and analysis conditions are summarized in Table 3-1. These are minimum required factors of safety for new embankment dams. They are advisory for existing dams and other types of slopes.

c. Shear strengths. Shear strengths of fill materials for new construction should be based on tests performed on laboratory compacted specimens. The specimens should be compacted at the highest water content and the lowest density consistent with specifications. Shear strengths of existing fills should be based on the laboratory tests performed for the original design studies if they appear to be reliable, on laboratory tests performed on undisturbed specimens retrieved from the fill, and/or on the results of in situ tests performed in the fill. Shear strengths of natural materials should be based on the results of tests performed on undisturbed specimens, or on the results of in situ tests. Principles of shear strength characterization are summarized in Appendix D.

**Table 3-1
Minimum Required Factors of Safety: New Earth and Rock-Fill Dams**

Analysis Condition ¹	Required Minimum Factor of Safety	Slope
End-of-Construction (including staged construction) ²	1.3	Upstream and Downstream
Long-term (Steady seepage, maximum storage pool, spillway crest or top of gates)	1.5	Downstream
Maximum surcharge pool ³	1.4	Downstream
Rapid drawdown	1.1-1.3 ^{4,5}	Upstream

¹ For earthquake loading, see ER 1110-2-1806 for guidance. An Engineer Circular, "Dynamic Analysis of Embankment Dams," is still in preparation.

² For embankments over 50 feet high on soft foundations and for embankments that will be subjected to pool loading during construction, a higher minimum end-of-construction factor of safety may be appropriate.

³ Pool thrust from maximum surcharge level. Pore pressures are usually taken as those developed under steady-state seepage at maximum storage pool. However, for pervious foundations with no positive cutoff steady-state seepage may develop under maximum surcharge pool.

⁴ Factor of safety (FS) to be used with improved method of analysis described in Appendix G.

⁵ FS = 1.1 applies to drawdown from maximum surcharge pool; FS = 1.3 applies to drawdown from maximum storage pool.

For dams used in pump storage schemes or similar applications where rapid drawdown is a routine operating condition, higher factors of safety, e.g., 1.4-1.5, are appropriate. If consequences of an upstream failure are great, such as blockage of the outlet works resulting in a potential catastrophic failure, higher factors of safety should be considered.

(1) During construction of embankments, materials should be examined to ensure that they are consistent with the materials on which the design was based. Records of compaction, moisture, and density for fill materials should be compared with the compaction conditions on which the undrained shear strengths used in stability analyses were based.

(2) Particular attention should be given to determining if field compaction moisture contents of cohesive materials are significantly higher or dry unit weights are significantly lower than values on which design strengths were based. If so, undrained (UU, Q) shear strengths may be lower than the values used for design, and end-of-construction stability should be reevaluated. Undisturbed samples of cohesive materials should be taken during construction and unconsolidated-undrained (UU, Q) tests should be performed to verify end-of-construction stability.

d. Pore water pressure. Seepage analyses (flow nets or numerical analyses) should be performed to estimate pore water pressures for use in long-term stability computations. During operation of the reservoir, especially during initial filling and as each new record pool is experienced, an appropriate monitoring and evaluation program must be carried out. This is imperative to identify unexpected seepage conditions, abnormally high piezometric levels, and unexpected deformations or rates of deformations. As the reservoir is brought up and as higher pools are experienced, trends of piezometric levels versus reservoir stage can be used to project piezometric levels for maximum storage and maximum surcharge pool levels. This allows comparison of anticipated actual performance to the piezometric levels assumed during original design studies and analysis. These projections provide a firm basis to assess the stability of the downstream slope of the dam for future maximum loading conditions. If this process indicates that pore water pressures will be higher than those used in design stability analyses, additional analyses should be performed to verify long-term stability.

e. Loads on slopes. Loads imposed on slopes, such as those resulting from structures, vehicles, stored materials, etc. should be accounted for in stability analyses.

3-2. New Embankment Dams

a. Earth and rock-fill dams. Minimum required factors of safety for design of new earth and rock-fill dams are given in Table 3-1. Criteria and procedures for conducting each analysis condition are found in Chapter 2 and the appendices. The factors of safety in Table 3-1 are based on USACE practice, which includes established methodology with regard to subsurface investigations, drilling and sampling, laboratory testing, field testing, and data interpretation.

b. Embankment cofferdams. Cofferdams are usually temporary structures, but may also be incorporated into a final earth dam cross section. For temporary structures, stability computations only must be performed when the consequences of failure are serious. For cofferdams that become part of the final cross section of a new embankment dam, stability computations should be performed in the same manner as for new embankment dams.

3-3. Existing Embankment Dams

a. Need for reevaluation of stability. While the purpose of this manual is to provide guidance for correct use of analysis procedures, the use of slope stability analysis must be held in proper perspective. There is danger in relying too heavily on slope stability analyses for existing dams. Appropriate emphasis must be placed on the often difficult task of establishing the true nature of the behavior of the dam through field investigations and research into the historical design, construction records, and observed performance of the embankment. In many instances monitoring and evaluation of instrumentation are the keys to meaningful assessment of stability. Nevertheless, stability analyses do provide a useful tool for assessing the stability of existing dams. Stability analyses are essential for evaluating remedial measures that involve changes in dam cross sections.

(1) New stability analysis may be necessary for existing dams, particularly for older structures that did not have full advantage of modern state-of-the-art design methods. Where stability is in question, stability should be reevaluated using analysis procedures such as Spencer's method, which satisfy all conditions of equilibrium.

(2) With the force equilibrium procedures used for design analyses of many older dams, the calculated factor of safety is affected by the assumed side force inclination. The calculated factor of safety from these procedures may be in error, too high or too low, depending upon the assumptions made.

b. Analysis conditions. It is not necessary to analyze end-of-construction stability for existing dams unless the cross section is modified. Long-term stability under steady-state seepage conditions (maximum storage pool and maximum surcharge pool), and rapid drawdown should be evaluated if the analyses performed for design appear questionable. The potential for slides in the embankment or abutment slope that could block the outlet works should also be evaluated. Guidance for earthquake loading is provided in ER 1110-2-1806, and an Engineer Circular, "Dynamic Analysis of Embankment Dams," is in draft form.

c. Factors of safety. Acceptable values of factors of safety for existing dams may be less than those for design of new dams, considering the benefits of being able to observe the actual performance of the embankment over a period of time. In selecting appropriate factors of safety for existing dam slopes, the considerations discussed in Section 3-1 should be taken into account. The factor of safety required will have an effect on determining whether or not remediation of the dam slope is necessary. Reliability analysis techniques can be used to provide additional insight into appropriate factors of safety and the necessity for remediation.

3-4. Other Slopes

a. Factors of safety. Factors of safety for slopes other than the slopes of dams should be selected consistent with the uncertainty involved in the parameters such as shear strength and pore water pressures that affect the calculated value of factor of safety and the consequences of failure. When the uncertainty and the consequences of failure are both small, it is acceptable to use small factors of safety, on the order of 1.3 or even smaller in some circumstances. When the uncertainties or the consequences of failure increase, larger factors of safety are necessary. Large uncertainties coupled with large consequences of failure represent an unacceptable condition, no matter what the calculated value of the factor of safety. The values of factor of safety listed in Table 3-1 provide guidance but are not prescribed for slopes other than the slopes of new embankment dams. Typical minimum acceptable values of factor of safety are about 1.3 for end of construction and multistage loading, 1.5 for normal long-term loading conditions, and 1.1 to 1.3 for rapid drawdown in cases where rapid drawdown represents an infrequent loading condition. In cases where rapid drawdown represents a frequent loading condition, as in pumped storage projects, the factor of safety should be higher.

b. Levees. Design of levees is governed by EM 1110-2-1913. Stability analyses of levees and their foundations should be performed following the principles set forth in this manual. The factors of safety listed in Table 3-1 provide guidance for levee slope stability, but the values listed are not required.

c. Other embankment slopes. The analysis procedures described in this manual are applicable to other types of embankments, including highway embankments, railway embankments, retention dikes, stockpiles, fill slopes of navigation channels, river banks in fill, breakwaters, jetties, and sea walls.

(1) The factor of safety of an embankment slope generally decreases as the embankment is raised, the slopes become higher, and the load on the foundation increases. As a result, the end of construction usually represents the critical short-term (undrained) loading condition for embankments, unless the embankment is built in stages. For embankments built in stages, the end of any stage may represent the most critical short-term condition. With time following completion of the embankment, the factor of safety against undrained failure will increase because of the consolidation of foundation soils and dissipation of construction pore pressures in the embankment fill.

(2) Water ponded against a submerged or partially submerged slope provides a stabilizing load on the slope. The possibility of low water events and rapid drawdown should be considered.

d. Excavated slopes. The analysis procedures described in this manual are applicable to excavated slopes, including foundation excavations, excavated navigation and river channel slopes, and sea walls.

(1) In principle, the stability of excavation slopes should be evaluated for both the end-of-construction and the long-term conditions. The long-term condition is usually critical. The stability of an excavated slope decreases with time after construction as pore water pressures increase and the soils within the slope swell and become weaker. As a result, the critical condition for stability of excavated slopes is normally the long-term condition, when increase in pore water pressure and swelling and weakening of soils is complete. If the materials in which the excavation is made are so highly permeable that these changes occur completely as construction proceeds, the end-of-construction and the long-term conditions are the same. These considerations lead to the conclusion that an excavation that would be stable in the long-term condition would also be stable at the end of construction.

(2) In the case of soils with very low permeability and an excavation that will only be open temporarily, the long-term (fully drained) condition may never be established. In such cases, it may be possible to excavate a slope that would be stable temporarily but would not be stable in the long term. Design for such a

condition may be possible if sufficiently detailed studies are made for design, if construction delays are unlikely, and if the observational method is used to confirm the design in the field. Such a condition, where the long-term condition is unstable, is inherently dangerous and should only be allowed where careful studies are done, where the benefits justify the risk of instability, and where failures are not life-threatening.

(3) Instability of excavated slopes is often related to high internal water pressures associated with wet weather periods. It is appropriate to analyze such conditions as long-term steady-state seepage conditions, using drained strengths and the highest probable position of the piezometric surface within the slope. For submerged and partially submerged slopes, the possibility of low water events and rapid drawdown should be considered.

e. Natural slopes. The analysis procedures in this manual are applicable to natural slopes, including valley slopes and natural river banks. They are also applicable to back-analysis of landslides in soil and soft rock for the purpose of evaluating shear strengths and/or piezometric levels, and analysis of landslide stabilization measures.

(1) Instability of natural slopes is often related to high internal water pressures associated with wet weather periods. It is appropriate to analyze such conditions as long-term, steady-state seepage conditions, using drained strengths and the highest probable position of the piezometric surface within the slope. For submerged and partially submerged slopes, the possibility of low water events and rapid drawdown should be considered.

(2) Riverbanks are subject to fluctuations in water level, and consideration of rapid drawdown is therefore of prime importance. In many cases, river bank slopes are marginally stable as a result of bank seepage, drawdown, or river current erosion removing or undercutting the toe of the slope.