

166/3

**ŞEV KAYMA POTANSİYELİNİN  
İNCELENMESİ**

Ümit Arslan DEMİRYÜREK

Yüksek Lisans Tezi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Haziran – 2002

## JÜRİ VE ENSTİTÜ ONAYI

Ümit Arslan DEMİRYÜREK'in "Şev Kayma Potansiyelinin İncelenmesi" başlıklı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalındaki, Yüksek Lisans tezi 06/06/2002 tarihinde, aşağıdaki jüri tarafından Anadolu Üniversitesi Lisans üstü Eğitim-Öğretim ve Sınav Yönetmeliğinin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

	Adı-Soyadı	İmza
Üye ( Tez Danışmanı)	: Yrd. Doç. Dr. Gülgün ÜNAL	
Üye	: Prof. Dr. Mustafa TUNCAN	
Üye	: Yrd. Doç. Dr. Yücel GÜNEY	

Anadolu Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun 12/06/2002 tarih ve 20/2 sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Enstitü Müdürü  
Prof. Dr. Orhan ÖZER  
Fen Bilimleri Enstitüsü  
MÜDÜRÜ

## ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

### ŞEV KAYMA POTANSİYELİNİN İNCELENMESİ

ÜMİT ARSLAN DEMİRYÜREK

Anadolu Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Yrd. Doç. Dr. Gülgün ÜNAL

2002, 111 sayfa

Günümüzde barajlar, limanlar, modern ulaşım ağları, yüksek yapılar, köprüler, tüneller gibi büyük boyutlu yapılarda karşımıza çıkan göçme ve kayma problemlerinin çözüm maliyetleride büyük olmaktadır. Dolayısıyla; zemin stabilitesinin yük altındaki davranışının incelenmesi ekonomik açıdan önemli olmaktadır. Karşılaşılan problemi çözmek için öncelikle stabilite analizinin yapılması gerekmektedir.

Bu çalışmada çakıllı, kumlu siltten oluşmuş bir alt tabakanın üzerinde bulunan kumlu silt özelliğine sahip bir şevde oluşan kaymanın stabilite analizi Slope/W bilgisayar programı kullanılarak yapılmıştır. Analizler sonucunda literatürde tercih edilen BISHOP Dilim Yöntemine göre güvenlik sayısı  $G_s = 0.997$  bulunmuş ve kritik kayma dairesi olarak seçilmiştir. Belirlenen kritik kayma dairesi üzerinde kaymayı önlemeye çalışacak şekilde istinat duvarı yapısı ve palplanş duvar çözümleri gerçekleştirilmiştir. Sunulan çözümlerin maliyet analizi hesaplamaları da çalışmaya ekonomiklik yönünden ilave edilmiş ve karşılaştırması yapılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Şev, Şev stabilitesi, İstinat duvarı, Palplanş

# ABSTRACT

Master of Science Thesis

## INVESTIGATION OF POTENTIAL SLOPE STABILITY

UMIT ARSLAN DEMIRYUREK

Anadolu University

Graduate School of Natural and Applied Sciences

Civil Engineering Program

Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Gulgun UNAL

2002, 111 pages

In recent years, the failures and shear problems observed in huge structures such as dams, harbours, modern transportation systems, tall buildings, bridges and tunnels require expensive solutions. Therefore, investigations on stability, failure and shear behavior of soil under the applied loads become very important for the safety and cost of the structures.

In this study, the stability analysis of a landslide for a sandy silty slope on a silty sub layer containing granular materials and sand have been carried out by using a computer program Slope/W. At the end of the analysis, factor of safety has been calculated as  $F_s = 0,997$  according to BISHOP slice method that is mostly preferable method in the literature. This value was selected as a critical sliding circle in the calculations. In order to prevent sliding of the slope, a retained wall and a sheet pile wall solutions were suggested and implemented on defined critical sliding circle.

The cost analysis of these suggested solutions has been added to the calculations and the corresponding comparisons have been carried out between the different solutions.

**Keywords:** Slope, Slope stability, Retained wall, Sheet pile

## TEŞEKKÜR

Bu tezin hazırlanmasında sonsuz desteğini esirgemeyen değerli hocam Yrd. Doç. Dr. Gülgün NAL'a, İnaaat Mhendisliği Blm BaŐkanı Prof. Dr. Mustafa TUNCAN'a ve İnaaat Mhendisliğinin diğer ğretim elemanlarına teŐekkr bir borę bilirim.

Yüksek lisans eğitimim sresince dersleri takip etmemde, izin konusunda gerekli kolaylığı gstermelerinden dolayı TepebaŐı Belediye BaŐkanı Sayın Ahmet ATAÇ'a ve dönemin İmar Müdürü AyŐegül AKER'e teşekkür ederim.

Değerli dostlarım İnaaat Mühendisi Bülent DÜLGER'e ve İnaaat Mühendisi Emine GRSEL'e, tüm öğrenim hayatım boyunca maddi ve manevi desteğini hiçbir zaman esirgemeyen sevgili annem ve babama Őükranlarımı sunarım.

# İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
<b>ÖZET</b> .....	<b>i</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>ii</b>
<b>TEŞEKKÜR</b> .....	<b>iii</b>
<b>İÇİNDEKİLER</b> .....	<b>iv</b>
<b>ŞEKİLLER DİZİNİ</b> .....	<b>vii</b>
<b>ÇİZELGELER DİZİNİ</b> .....	<b>x</b>
<b>1. GİRİŞ</b> .....	<b>1</b>
<b>2. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ</b> .....	<b>2</b>
2.1. Limit Denge Yöntemleri.....	<b>2</b>
2.1.1. Dilim Yöntemi (İsveç Yöntemi).....	<b>3</b>
2.1.2. Basitleştirilmiş Dilim Yöntemi.....	<b>4</b>
2.1.3. $\phi=0$ Kabulü.....	<b>6</b>
2.1.4. $\phi$ Dairesi Yöntemi.....	<b>8</b>
2.1.5. Spencer Yöntemi.....	<b>10</b>
2.1.6. Janbu Basitleştirilmiş Yöntemi.....	<b>12</b>
2.1.7. Janbu Genelleştirilmiş Yöntemi.....	<b>13</b>
2.1.8. Lowe ve Karafiath Yöntemi.....	<b>14</b>
2.1.9. Corps of Engineers Yöntemi.....	<b>15</b>
2.1.10. Morgenstern-Price Yöntemi.....	<b>15</b>
2.2. Limit Analiz Çözümleri.....	<b>18</b>
<b>3. İSTİNAT DUVARLARI</b> .....	<b>19</b>
3.1. Ağırlık (Masif) İstinat Duvarları.....	<b>20</b>
3.2. Yarı Ağırlık İstinat Duvarları.....	<b>20</b>
3.3. Betonarme İstinat Duvarları.....	<b>20</b>
3.3.1. Basit Kolon Betonarme İstinat Duvarları.....	<b>20</b>
3.3.2. Nervürlü İstinat Duvarları.....	<b>21</b>

3.3.3. Yatay Konsol Plaklı İstinat Duvarları.....	22
3.3.4. Zemine Ankastre İstinat Duvarları.....	22
3.3.5. Gergili İstinat Duvarları.....	22
3.3.6. Kafes İstinat Duvarları.....	23
3.4. Boyutlandırma.....	23
3.5. İstinat Duvarı Hesapları.....	23
3.6. Toprak İtkisi.....	24
3.7. Kohezyonsuz Zeminlerde Toprak Basıncı Hesabı.....	27
3.7.1. Rankine Aktif Toprak Basıncı Hesabı.....	27
3.7.2. Rankine Pasif Toprak Basıncı Hesabı.....	29
3.7.3. Coulomb Aktif Toprak Basıncı Teorisi.....	31
3.7.4. Coulomb Pasif Toprak Basıncı Teorisi.....	33
3.8. Kohezyonlu Zeminlerde Toprak Basıncı Hesabı.....	34
3.8.1. Rankine Aktif Toprak Basıncı Hesabı.....	34
3.8.2. Rankine Pasif Toprak Basıncı Hesabı.....	36
3.8.3. Kama Teorisi Aktif Toprak Basıncı Teorisi.....	37
3.8.4. Kama Teorisine Ait Grafik Metotlar.....	39
3.9. İstinat Duvarının Stabilitesi.....	42
3.9.1. Devrilme Tahkiki.....	43
3.9.2. Temel Altındaki Zeminin Gerilme Tahkiki.....	44
3.9.3. Kayma Tahkiki.....	45
3.9.4. Toptan Göçme Tahkiki.....	46
<b>4. PALPLANŞ DUVARLAR.....</b>	<b>47</b>
4.1. Palplanş Çeşitleri.....	47
4.1.1. Ahşap Palplanş Duvarlar.....	47
4.1.2. Betonarme Palplanş Duvarlar.....	47
4.1.3. Çelik Palplanş Duvarlar.....	48
4.2. Palplanşların Çakılması ve Sökülmesi.....	48
4.2.1. Ahşap Palplanşlar.....	48
4.2.2. Betonarme Palplanşlar.....	49
4.2.3. Çelik Palplanşlar.....	49

4.3. Palplanş Duvarların Kısaltılması.....	49
4.3.1. Ahşap Palplanş Duvarlar.....	49
4.3.2. Betonarme Palplanş Duvarlar.....	50
4.3.3. Çelik Palplanş Duvarlar.....	50
4.4. Palplanş Duvarın İncelenmesi ve Boyutlandırılması.....	50
<b>5. ŞEVLERDE KAYMA POTANSİYELİNİN İNCELENMESİ .....</b>	<b>60</b>
5.1. Problemin Tanımlanması .....	60
5.2. Şev Stabilitesi Analizi Hesapları .....	60
<b>6. ŞEVLERDE KAYMA POTANSİYELİNİ ÖNLEME YÖNTEMLERİ</b>	<b>81</b>
6.1. Şev Kayma Potansiyelinin İstinat Duvarı ile Önlenmesi.....	81
6.2. Şev Kayma Potansiyelinin Palplanş Duvar ile Önlenmesi.....	103
<b>7. MALİYET ANALİZİ .....</b>	<b>109</b>
7.1. İstinat Duvarı Maliyeti.....	109
7.2. Palplanş Duvar Maliyeti.....	110
<b>8. SONUÇLAR.....</b>	<b>111</b>
<b>KAYNAKLAR.....</b>	<b>112</b>



## ŞEKİLLER DİZİNİ

2.1. Dilim yöntemi.....	5
2.2. Dairesel kayma.....	7
2.3. $\phi$ dairesi yöntemi.....	10
2.4. Janbu basitleştirilmiş yöntemi ile kullanılan düzeltme katsayısı.....	13
2.5. Morgnestern-Price yönteminde dilimler arası kuvvetlerin yönlerinin gözönüne alındığı tipik fonksiyonlar.....	16
2.6. İki tip fonksiyon için $\lambda$ değerinin değişimine karşılık $G_f$ ve $G_m$ değerleri.....	17
3.1. İstinat duvarı.....	19
3.2. İstinat duvarı tipleri.....	21
3.3. Nervürlü istinat duvarı.....	21
3.4. Yatay konsol plaklı istinat duvarları.....	22
3.5. Kohezyonsuz zeminlerde Rankine aktif toprak basıncı.....	27
3.6. Kohezyonsuz zeminlerde pasif direnç için Mohr dairesi çözümü.....	29
3.7. Kohezyonsuz zeminlerde aktif kayma teorisi.....	31
3.8. Kohezyonsuz zeminlerde kayma teorisi.....	33
3.9. Kohezyonlu zeminlerde aktif toprak basıncı için Mohr dairesi.....	34
3.10. Zo derinliği için basınç dağılımı.....	35
3.11. Pasif toprak basıncı için Mohr dairesi.....	36
3.12. Yüklerin dağılımı.....	36
3.13. Kohezyonlu zeminlerde aktif toprak basıncı.....	37
3.14. Kohezyonsuz zeminlerde seri kamalar metodu ile aktif basıncın bulunması.....	39
3.15. Aktif basınç için Poncelet çizimi.....	40
3.16. Aktif basınç için Culmann çizimi.....	41
3.17. İstinat duvarına etki eden yükler.....	42
3.18. Devrilmeye karşı stabilite.....	43
3.19. İstinat duvarında toptan göçme tahkiki.....	46
4.1. Serbest duran palplanş duvarlarında meydana gelen toprak basıncı.....	51
4.2. Serbest duran palplanş duvarında meydana gelen toprak basıncı.....	51

4.3. Serbest duran palplanş duvarında meydana gelen toprak basıncı .....	53
4.4. Tek tarafı toprak basıncına maruz kalan ve ankre edilmemiş palplanş duvarında meydana gelen toprak basıncı .....	54
4.5. Tek tarafı toprak basıncına maruz kalan ve ankre edilmemiş palplanş duvarında meydana gelen toprak basıncı.....	54
4.6. Tek tarafı toprak basıncına maruz kalan ve ankre edilmemiş palplanş duvarında meydana gelen toprak basıncı .....	55
4.7. Ankre edilmiş bir palplanşdaki toprak basıncı .....	57
4.8. Ankre edilmiş bir palplanş duvarındaki toprak basıncı dağılımı .....	57
4.9. Tek taraflı toprak basıncına sahip ankre edilmiş hc çakma derinliği az olan bir palplanş duvarında meydana gelen toprak basıncı .....	58
5.1. Arazi kesiti .....	60
5.2. Ordinary yöntemine göre geçirilen kayma dairesi .....	64
5.3. Bishop yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	65
5.4. Janbu yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	66
5.5. Low- Karafiath yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	67
5.6. Spencer yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	68
5.7. Morgenstern –Price yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	69
5.8. Corp of engineers#1 yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	70
5.9. Corp of engineers#2 yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	71
5.10. Ordinary yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	72
5.11. Bishop yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	73
5.12. Janbu yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	74
5.13. Low- Karafiath yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	75
5.14. Spencer yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	76
5.15. Morgenstern –Price yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	77
5.16. Corp of engineers#1 yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	78
5.17. Corp of engineers#2 yöntemine göre geçirilen kayma dairesi.....	79
6.1. İstinat duvarına etki eden yükler.....	89
6.2. İstinat duvarının parçalarının ağırlıkları.....	90
6.3. Ön ampatmana gelen yükler .....	95
6.4. Arka ampatmana gelen yükler .....	96

6.5. Gövdeye gelen yükler .....	97
6.6. Gövdenin 2/3'lük kısmına gelen yükler .....	98
6.7. Gövdenin 1/3'lük kısmına gelen yükler .....	99
6.8. İstinat duvarında kullanılan donatıların yerleştirilmesi .....	102
6.9. Palplanş perdenin yeri .....	103
6.10. Palplanş perdesinin yerleştirilmesi .....	104
6.11. Palplanş perde üzerindeki yük dağılımı moment diyagramı .....	106
6.12. Palplanş perde kesiti .....	108

## ÇİZELGELER DİZİNİ

3.1. Arka yüzü düşey bir istinat duvarında, $\delta=0$ için hesap değerleri.....	26
3.2. Taban zemini için sürtünme katsayısı.....	45
5.1. Şev stabilitesi analizinin sonuçlarının karşılaştırılması.....	63
6.1. Duvar elemanlarının ağırlıkları.....	90
6.2. Devrilme tahkikinin incelenmesi.....	91
6.3. Temel altında meydana gelen gerilme analizi.....	92
6.4. İstinat duvarı donatı hesabında kullanılacak demir alanları.....	100
6.5. İstinat duvarında birim m için seçilen donatı miktarı.....	100
6.6. Rötire, Isı donatıları.....	101
7.1. Kullanılan pozlara ait açıklama ve 2002 yılına ait birim fiyatlar.....	109
7.2. İstinat duvarı demir metrajı.....	109
7.3. İstinat duvarı fiyat analizi.....	110

## 1. GİRİŞ

İnşaat Mühendisliğinde çözülmesi gereken problemlerin büyük bir kısmı Zemin Mekaniği teorileri ile açığa kavuşmaktadır. Zemin tabakalarının, zamanla kendi ağırlığından ve üzerine uygulanan ilave yükten dolayı şekil değiştirmesi ve bozulması sürekli karşılaşılan bir durumdur. Bu da Zemin Mekaniği problemlerinin İnşaat Mühendisliğinde ne kadar önemli bir yere sahip olduğunu göstermektedir. Çevresel faktörlerinde etkisiyle zeminin ağırlığında bir artma, üzerinde yapı yapılması, şiddetli yağmurlar sonucu zeminin su muhtevasının artması, önceden oluşmuş olan bir şevde kazı yapılması, doğal bitki örtüsünün bozularak, ağaç köklerinin kesilmesi şevde kaymaya sebep olmaktadır. Dolayısıyla bu tarz bir dış etmen sonucu meydana gelebilecek yatay hareket, çogunlukla kendini önceden belli ederek, yavaşca yada aniden oluşmaktadır. Kaymanın ani olarak oluşması; kazı yapılması sırasında drenajsız ortamlarda kayma gerilmelerinin ortaya çıkarak harekete sebep olmasıdır. Yavaşca yada uzun süreli kaymalara ise genelde doğal şevlerde raslanmaktadır. Şev stabilitesi hesabında, şevin geometrisi ve zemin özellikleri belirlendikten sonra çizilen kritik kayma dairesi, farklı yöntemler kullanılarak çözülmekte ve bu kaymaya ait güvenlik katsayısı değeri elde edilmektedir. Şevlerde oluşan veya oluşmakta olan kayma hareketi, kritik kayma dairesi önüne inşa edilen mühendislik yapıları ile engellenmektedir. İstinat duvarları, palplanş duvarlar ve kazıklı perdeler şev kayması problemlerinin çözümünde başvurulan temel yapılandıdır.

## 2. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ

### 2.1. Limit Denge Yöntemleri

Şev stabilitesi analiz yöntemlerinin önemli bir kısmını oluşturan limit denge yöntemleri Coulomb göçme kriteri esas alarak, göçme yüzeyini doğrusal çizgi, dairesel yay, logaritmik spiral veya diğer yüzeylerden birisini kabul etmektedir. Hesapların başlangıcında Şevin serbest cisim diyagramı üzerinde bilinen veya kabul edilmiş olan kuvvetler gösterilir ve denge konumu için zeminin kayma direnci bulunur. Kayma direncinin hesaplanmasında zeminin geçerli kayma mukavemeti ile tahmin edilen mukavemeti karşılaştırılarak güvenlik sayısı değeri elde edilir.

Kayma dairesi çözümlerinden Culmann yöntemi ve sürtünme dairesi yöntemi kayan kütle için tümünü gözönüne almaktadır. Bir diğer yaklaşım ise kayan kütle için diŐey dilimlere bölmek ve herbir dilimin dengesini gözönüne almaktır. Dilimlere bölerek hesap yapılması yaklaşımına göre çok sayıda yöntem bulunmaktadır. Bunlardan en uygun çözümleri İsveç Dairesi yöntemi ve Bishop (1955) yöntemidir. Eğer göçme yüzeyi bir veya birden fazla düz çizgi ile sınırlandırılabilirse bu tip göçme analizlerinde kama yöntemi kullanılmaktadır, Seed ve Sultan (1967) ve Lambe ve Whitman (1979).

Limit denge yöntemlerinde temel kabul, göçme yüzeyini öngörmek ve bu yüzey üzerine kuvvetleri etki ettirmektir. Çoğunlukla da kuvvetler, dilimler üzerinde hesaplanarak çözüme gidilmektedir. Limit denge yöntemleri ile analiz, Őevlerin stabilitesi hesabında çok geniş olarak kullanılmakta, zemin bünyesindeki süreksizliklerde hesaplamalara katılmaktadır.

### 2.1.1. Dilim Yöntemi (İsveç Yöntemi)

İlk olarak Fellenius (1936) tarafından verilen bu yöntemde, birim kalınlıktaki zemin kütlesi Şekil 2.1.a da gösterildiği gibi, düşey dilimlere bölünür. Bu dilimlerden her biri Şekil 2.1.b de gösterildiği gibi, beş kuvvetin etkisi altında dengededir. Bu kuvvetler,

(i) dilimin ağırlığı,  $W = \gamma h l \cos\alpha$ ;

(ii) kayma yüzeyi üzerindeki N normal reaksiyonu. Bu kuvvet daneler arasındaki N' reaksiyonu ile boşluk basıncından ileri gelen U kuvvetinin toplamıdır. Boşluk basıncı oranı  $r_u$  ile gösterildiğinde,  $U = r_u \gamma h l$  olur.

(iii) kayma yüzeyi üzerinde harekete geçen kohezyon ve sürtünme mukavemeti toplamından oluşan T kuvveti,

$$T = \frac{c'l + N'tg\phi}{G_s} \quad (2.1)$$

(iv) ve (v) dilimler arasındaki  $E_n$  ve  $E_{n+1}$  reaksiyonları (N ve T kuvvetleri, dilim ağırlığı ile E kuvvetinden dolayı dilim tabanında doğan normal ve kesme kuvvetlerinin aksi tesirleridir).

Bu kuvvetlerden, W kuvvetinin şiddeti ve doğrultusu, N ve T kuvvetlerinin doğrultusu bilinmekle beraber, E kuvvetlerinin şiddeti, doğrultusu ve tatbik noktası bilinmemektedir. Bu bakımdan Şekil 2.1.c deki kuvvetler diyagramı belirsiz olmaktadır.

Tam bir çözüme ulaşmak için aşağıdaki şartlar sağlanmalıdır:

(i) Her dilime etkiyen kuvvetler dengede olmalıdır;

(ii) Dilimler arası reaksiyon bileşenlerinin vektörel toplamı sıfır olmalıdır;

(iii) Bu bileşkelerin aynı düzlemdeki herhangi bir noktaya göre momentleri toplamı sıfır olmalıdır.

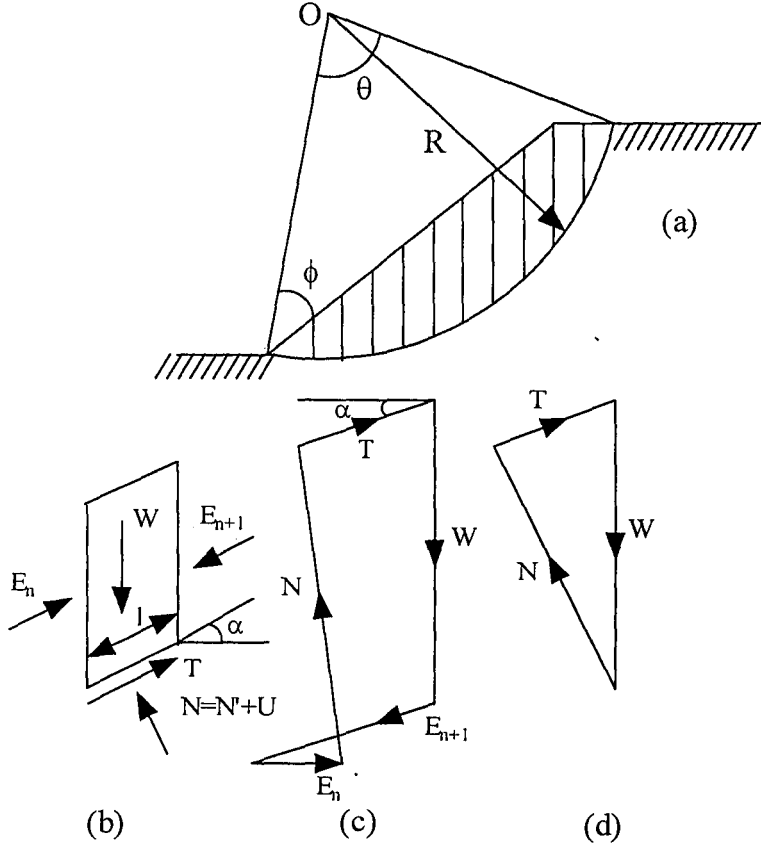
Ardışık yaklaşımlarla, bütün şartları sağlayan bir  $G_s$  değeri bulunur. Bir seri kayma yüzeyi seçilerek en küçük  $G_s$  değerinin belirlenmesi için bu hesapların yapılması uzun ve yorucu olduğundan bir bilgisayar kullanılması uygundur. Daha kolay bir çözüm Bishop tarafından verilmiştir. Bu çözümde, dilimler arası kuvvetlerin yatay olduğu kabul edilmiştir. Diğer bir deyimle, her dilimdeki bu kuvvetlerin düşey bileşenlerinin dengelendiği kabul edilmiştir. Burada da  $G_s$  değerinin bulunması için deneme yapılması gerekir. Ancak, sadece momentlere ait denge denkleminin çözülmesi söz konusudur. Hesapları basitleştiren bu kabullerle yapılan hatanın yüzde bir değerini geçmediği söylenebilir.

Spencer tarafından geliştirilen diğer yöntemde, her dilime etkileyen dilimler arası iki kuvvetin paralel olduğu kabulüdür. Ancak bu kabulde hem kuvvetlerle hem de momentle ilgili denge şartlarının sağlanması gerekir.

### **2.1.2. Basitleştirilmiş Dilim Yöntemi**

İlk olarak Bishop (1955) tarafından ileri sürülen basitleştirmede, her dilime etkileyen  $E$  kuvvetlerinin yaklaşık olarak her dilimde dengelendiği kabul edilmektedir. Bu durumda kuvvetler çokgeni, Şekil 2.1.d de gösterilen şekli alır ve problem statik olarak tamamen belirgin olur. Çoğu hassas analizlere kıyasla, bu kabulün yapılması genellikle güvenlik sayısının daha küçük elde olunmasına neden olur. Bu fark,  $r_u$  boşluk basıncı oranının yüksek olması halinde daha da büyür. Bu fark ekonomik açıdan mahzurlu olabilir. Basitleştirilmiş yöntemin kullanılıp kullanılmamasına karar verilmesinde, hesapta kullanılan değerlerin muhtemel hatası yanında, zeminin üniform olmaması ve kayma yüzeyinin dairesel şekilden sapması göz önünde tutulmalıdır. Basitleştirilmiş metot da hesaplar aşağıdaki belirtilen şekilde yapılır. Zemin diliminin dengesi Şekil 2. 1.b deki gibi gösterilebilir. Kaymayı doğurmaya çalışan kuvvetler  $W$  dilim ağırlıkları ( $O$  noktası düşeyinin solundakilerin kaymaya karşı duracakları düşünülmelidir) veya  $W$  kuvvetlerinin dilim tabanına teğet ( $T$ ) ve normal ( $N$ ) bileşenleridir. Karşı duran kuvvet, kohezyon ile zemin kütlesi ağırlığının  $N$  normal bileşeninden doğan sürtünme mukavemetinin toplamından oluşan kayma mukavemetidir. Normal kuvvette gerektiğinde boşluk basıncı için düzeltme yapılır.





Şekil 2.1. Dilim yöntemi

Dilimin ağırlığı  $W=\gamma h l \cos^2 \alpha$  dır. Burada  $\alpha$  dilim tabanının yatayla kapadığı açıdır (bu açı, dilim tabanı ortasını O noktasını bağlayan doğrunun düşeyle kapadığı açıya eşittir). Normal bileşen N ise  $W \cos \alpha = \gamma h l \cos^2 \alpha$  dir. u boşluk basıncının bulunması halinde, efektif basınç  $\gamma h \cos^2 \alpha - u$  ve efektif normal kuvvet,

$$N' = \gamma h l \cos^2 \alpha - ul \quad (2.2)$$

olur. Normal bileşen O noktasından geçtiğinden, kaydırmaya çalışan moment, teğet T bileşeni ile R moment kolunun çarpımıdır. Bu suretle toplam kaydıran moment  $R \sum T$  olur ( $T = W \sin \alpha$ ).

Dilim tabanında mümkün olabilecek en büyük karşı koyan kuvvet (kayma mukavemeti)  $c' + N' \tan \phi$  olup bunun O noktasına göre momentini  $R(c' + N' \tan \phi)$  dir. En büyük toplam karşı koyan moment ise bütün dilimlere ait momentlerin toplamı olup,

$$R \sum (c' + N' \operatorname{tg} \phi') = R (c' \sum l + \operatorname{tg} \phi' \sum N') \quad (2.3)$$

dır. Böylece güvenlik sayısı,

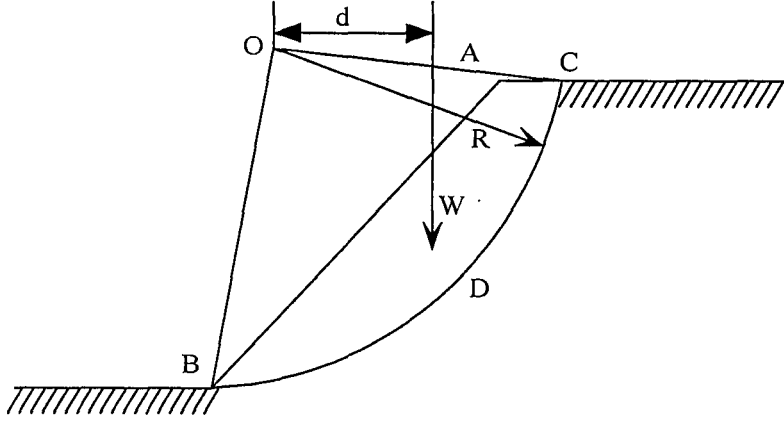
$$G_s = \frac{c' R \theta + \operatorname{tg} \phi' \sum N'}{\sum T} \quad (2.4)$$

olur. Dilim ağırlıkları, hesapla veya alanların planimetri ile ölçülmesi sonucu bulunarak, Şekil 2.1.d gösterildiği gibi kuvvetler üçgenininden N ve T değerleri elde olunur. Seçilen her kayma dairesi için bu hesaplar bir tablo halinde toplanarak en küçük güvenlik sayısı bulunur.

Toplam gerilme analizinin kullanılması halinde de benzer işlemler yapılır. Burada  $c'$  ve  $\phi$  yerine  $c_u$  ve  $\phi_u$  katsayıları kullanılır ve her elemanın toplam normal bileşeni  $N' = \gamma h \cos^2 \alpha$  dir. Daha kesin analizlerde her dilimde kaymaya karşı duran kuvvetlere aynı güvenlik sayısı uygulanır. Basitleştirilmiş yöntemin kullanılması halinde, dilimler arasındaki kuvvetler ihmal olduğundan, bu kabul tam olarak geçerli olmaz. Şevin tamamı için güvenlik sayısı, kayma ihtimali olan zemin kütesinin stabilitesinden hesaplanır.

### 2.1.3. $\phi=0$ Kabulü

Suya doymun killerdeki kaymaların analizinde çoğu zaman, drenajsız kesme deneyindeki şartların yaklaşık olarak bulunduğu ve bu bakımdan  $\phi$  kayma mukavemeti açısının sıfır olarak alınabileceği kabul olunur. Bu kabulün hesapların basitleştirilmesinde faydası vardır.  $c_u$  nihai kohezyonu, serbest basınç deneyinden veya çok yumuşak killerde arazide yapılan Veyn deneylerinden elde olunabilir. Yumuşak killerde bir seri kayma göçmesi üzerindeki araştırmalardan “ $\phi=0$  kabulünün”, akla yakın doğruluktaki bir güvenlik sayısının belirlenmesinde genellikle uygun olduğu görülmüştür, Şekil 2. 2. Yalnız gerçek kayma yüzeyi genel olarak teorik kayma yüzeyi ile aynı değildir.



Şekil 2.2. Dairesel Kayma

$\phi=0$  kabulünün yapılması halindeki basitleştirilmiş işlem aşağıda verilmektedir. İlk olarak ACDBA alanın ağırlık merkezinin O merkezinden olan yatay d uzaklığı bulunur, Şekil 2.2. Bu, alanın aynı biçimdeki şablonunu çıkarmak ve ağırlık merkezinin bulunması için, bunu çeşitli noktalarda asmak ve her durumda düşey doğruları çizmek suretiyle yapılabilir. Bir integratör kullanılarak, ölçekli Şekil 2.2. den d uzaklığını, ACDBA alanını ve aynı zamanda O ya göre momenti kolayca bulmak mümkündür. Silindirik kayma yüzeyi boyunca, kaymaya sebep olan kaydırıcı moment  $Wd$  olur. Burada,  $W$ , kayan ACDBA hacminin birim kalınlığının ağırlığıdır.

Kaymaya karşı koyan moment, silindirin yarı çapı ile BCD sathı boyunca meydana gelen kayma mukavemetinin çarpımıdır. ( $\phi=0$ ) kabulünde, kayma yüzeyinin herhangi bir kısa uzunluğunda meydana gelen maksimum kayma mukavemeti, o noktadaki basınca bağlı değildir ve dolayısıyla o kayma yüzeyi parçası üzerindeki materyalin ağırlığından bağımsızdır. Kohezyonlu bir zeminde, maksimum kayma mukavemeti,  $c_u$  kohezyonuna eşittir ve L kayma yüzeyinin bütün uzunluğu boyunca sabittir. Bu direnç kuvvetinin moment kolu, kayma yüzeyinin bütün parçaları için sabit ve  $R$ 'e eşittir. Kaymayı önleyen karşı koyucu moment, böylece bir,  $c_uLR$  maksimum değerine ulaşır. Bu, zeminin yalnız koheziv özelliğine ve kabul edilen kayma yüzeyinin biçimine bağlıdır. L uzunluğunun değeri  $R$  dir. Buradan maksimum karşı koyucu moment,  $c_uR^2\theta$  olur.

Kaydırıcı moment  $Wd$  olup kaymaya karşı güvenlik sayısı,

$$G_s = \frac{c_u R^2 \theta}{Wd} \quad (2.5)$$

olur.

En düşük  $G_s$  değerinin bulunması için başka kayma daireleri de çizilerek hesaplar tekrarlanır.

Yukarıdaki basitleştirilmiş yöntemde,  $c_u$  değerinin bütün kayma yüzeyi boyunca sabit olduğu kabul edilmiştir. Oysa pratikte  $c_u$  değeri genellikle derinlikte değişir. Bu bakımdan ortalama bir değer kabulü gerekir. Aksi halde, güvenlik sayısı dilim yöntemi kullanılarak,

$$G_s = \frac{\sum c_u l}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.6)$$

bağıntısından hesaplanır.

$\phi=0$  olması ve dairesel kayma yüzeyinin kabulü halinde, dilimler arasındaki kuvvetlerin ihmal edilmesinin sonuç üzerine etkisi olmadığı görülmüştür.

#### 2.1.4. $\phi$ Dairesi Yöntemi

Taylor (1948) yöntemi kayma yüzeyi üzerindeki  $P$  bileşke kuvvetinin, merkezi kayma yüzeyinin merkezi ile aynı olan  $R \sin \phi$  yarı çaplı bir daireye teğet olması kabulüne dayanmaktadır (Şekil 2.3)

BC yayının uzunluğunu  $L$  ve bu yayın kirişinin uzunluğunu  $L_1$  ile gösterelim  $dl$  uzunluğunda bir elemanın kohezyon kuvvetinin,  $O$  ya göre momenti,  $c_m dlR$  dir. Yüzey boyunca üniform kohezyon kabulü ile, bütün elemanların koheziv kuvvetlerinin bileşeni  $C=c_m L_1$  olur. Bu,  $O$  dan bir  $\alpha$  uzaklığındadır.

$$c_m L_1 \alpha = c_m LR \quad (2.7)$$

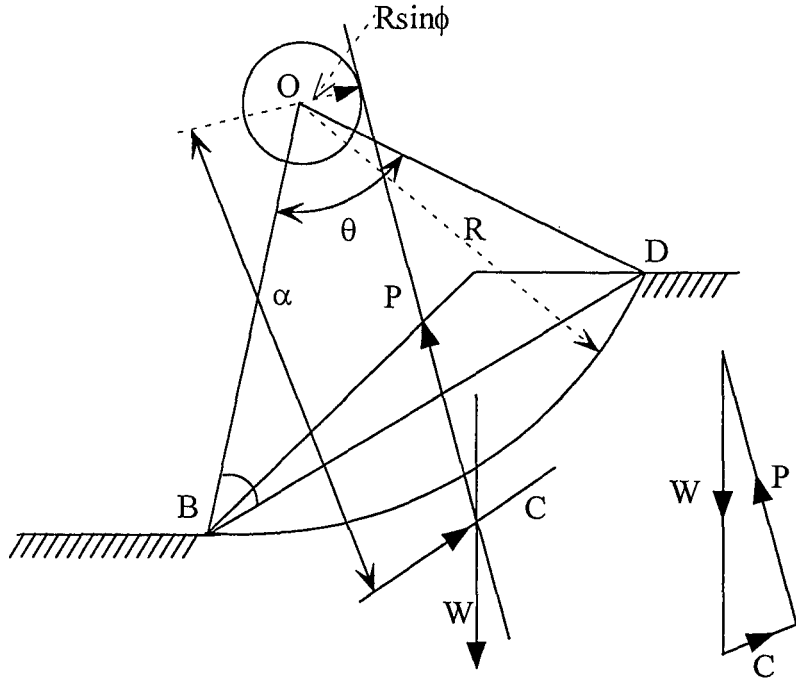
veya

$$\alpha = \frac{LR}{L_1} = \frac{R\theta}{2\sin\theta/2} \quad \text{'dir.} \quad (2.8)$$

Böylece, C'nin etkime doğrultusu bulunur. Bunu W (zemin kamasının ağırlığı) ile kesim noktasından geçen ve  $\phi$  dairesine teğet olarak çizilen doğru, P nin doğrultusu belirtir. Kuvvet üçgenini çizerek, C nin değeri ve buradan denge için gerekli  $c_m$  birim kohezyonu bulunur. Kohezyon bakımından güvenlik sayısı  $c/c_m$  olur.

Bu güvenlik sayısının belirlenmesinde, denge şartlarında nihai kohezyon ve sürtünme mukavemetlerinin eşit oranlarda harekete geçtiği kabul edilmiştir. Bu bakımdan,  $\phi$  dairesinin çapı  $R\sin\phi_1$  değerine azaltılmalıdır. Burada  $\phi$  değeri  $G_s \tan\phi_1 = \tan\phi_1$  bağıntısından bulunur. Belli bir şevin stabilitesinin bu yöntemle incelenmesinde  $G_s$  değeri birkaç deneme kayma yüzeyi çizilerek bulunmalıdır. P kuvvetinin  $R\sin\phi$  yarıçaplı daireye teğet olması kabulü tam doğru değildir. Bununla beraber bu şekilde yapılan hata küçük olup emin taraftadır. Bu hata,  $\phi$  değerinin sıfır olması ve dolayısıyla P kuvvetinin de O noktasından geçmesi durumunda ortadan kalkar.

Yukarıda belirtilen işlemlerde kayma yüzeyi üzerindeki boşluk basınçları hesaba alınmamıştır. Bunların hesaba alınabilmesi için boşluk hesaplarının kayma yüzeyine dik olarak işlendiği bir eğrinin çizilmesi gerekir. Bu durumda kayma yüzeyi parçalara bölünür, her biri üzerine gelen kuvvetler hesaplanır. Bunların toplamı, O noktasından geçecek bir U bileşkesidir. Sonra bu bileşke, C nin bulunması için W ağırlığı ve P reaksiyonu ile birleştirilir.



Şekil 2.3.  $\phi$  Dairesi Yöntemi

### 2.1.5. Spencer Yöntemi

Spencer (1967) tarafından geliştirilmiş olan bu yöntemde dilimler arası kesme kuvvetleri arasında bir bağıntı kurulmaktadır. Bu bağıntıya göre, dilimler arasında bulunan düşey kesme kuvvetlerinin, yatay normal kuvvetlere oranı bir sabit değere eşittir.

$$\frac{X_L}{E_L} = \frac{X_r}{E_r} = \tan \theta = \text{sabit} \quad (2.9)$$

Burada  $X_L$  ve  $X_r$  her bir dilimin kenarlarındaki düşey kesme kuvvetlerini,  $E_L$  ve  $E_r$  yatay normal kuvvetlerini,  $\theta$  ise dilimlerarası bileşke kuvvetinin yatayla yaptığı açıyı göstermektedir.  $\theta$ ' nın değeri hesaplamaların başında bilinemez.  $\theta$  değerini belirleyebilmek amacı ile hem kuvvet dengesine göre bir güvenlik sayısı ( $G_f$ ), hem de moment dengesine göre bir güvenlik sayısı değeri ( $G_m$ ),  $\theta$ ' nın değişik değerleri için çözümlenir. Sonuçta  $G_f = G_m$  olduğu anda,  $\theta$ ' nın değeri istenilen cevaptır.

Her bir dilimin özağırlığı, hesaplanarak veya planimetre ile alan ölçümü yapılarak bulunur. Kayma yüzeyinin yatayla yaptığı açı  $\alpha$  ölçülür ve daha sonra dilim üzerindeki düşey kuvvet dengesinden,

$$W=N\cos\alpha + T\sin\alpha \quad (2.10)$$

dilimin tabanındaki kayma gerilmesi değerinden

$$T=\tau.L/G_s \quad (2.11)$$

eşitlikleri elde edilmektedir.

Dilimin tabanına etki eden normal basınç gerilmesinin değeri ise

$$\sigma = \frac{N}{L} = \frac{W}{b} = \frac{\tau \tan \alpha}{G_s} \quad (2.12)$$

eşitliğinden bulunmaktadır.

Böylece,

$$\tau = \frac{c + W/b \tan \theta}{1 + (\tan \alpha \tan \theta)/G_s} \quad (2.13)$$

olur.

E kuvvetleri yatayda dengede olduklarına göre O merkezine göre momentleri toplamı sıfırdır. Diğer kuvvetlerin O merkezine göre momentleri alındığında,

$$\sum W.X = R \sum T = R \sum (\tau.L/G_s) \quad (2.14)$$

eşitliği elde edilir. Burada X, herbir dilimin (W) özağırlığının O merkezine olan dik uzaklığını göstermektedir.

Güvenlik sayısının

$$G_s = \frac{R \sum \tau L}{\sum WX} \quad (2.15)$$

olarak elde edileceği açıkça görülmektedir.

Bu yöntemde söylenmesi gereken ilginç bir durum ise  $\theta$  değerleri değiştikçe  $G_f$  değerlerindeki değişimin,  $G_m$  değerlerindeki değişime göre çok daha hızlı olduğudur.

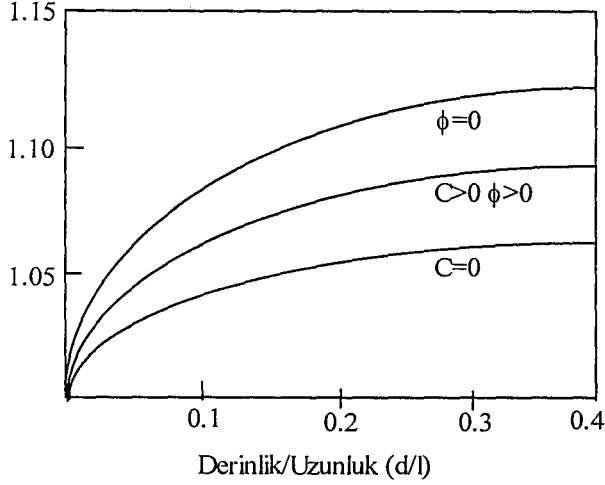
### 2.1.6. Janbu Basitleştirilmiş Yöntemi

Janbu et. al. (1956) tarafından kayma yüzeyleri için dilimler arası kesme kuvvetlerinin (düşey kuvvetler) sıfır kabul edildiği basit bir analiz tariflenmiştir. Kesme kuvvetlerinin sıfır olması sebebi ile güvenlik sayısı sadece yatay kuvvet denge denklemini kullanarak elde edilmekte ve hesaplanmış olan güvenlik sayısı değeri ampirik bir düzeltme katsayısı ile çarpılmaktadır.

$$G_f = f_o \times G_o \quad (2.16)$$

(2.16) No.lu eşitlikte görülen  $f_o$ ; ampirik düzeltme katsayısıdır ve Şekil 2.4'de kayma mukavemeti parametrelerinin aldığı değerlere göre değişimi gösterilmektedir.





Şekil 2.4. Janbu basitleştirilmiş yöntemi için kullanılan düzeltme katsayısı (Fredlund, 1974)

Şekilden de görüldüğü gibi düzeltme katsayısı  $f_0$ ; kilin drenajsız kayma mukavemet açısına, kohezyonuna ve kayma yüzeyinin geometrisine, yani  $d/L$  oranına bağlı olarak değişmektedir. Burada  $d$  kayma dairesi dilimlerinden en derin olanının yüksekliği,  $L$  ise kayma yüzeyinin iki uç noktası arasındaki eğimli uzaklıktır.

### 2.1.7. Janbu Genelleştirilmiş Yöntemi

Janbu genelleştirilmiş yöntemi dilimler arası kesme kuvvetlerini (düşey kuvvetleri) bir noktada etki ediyor olarak gözönüne almakta ve bu noktaların bir araya getirilmesi ile bir kuvvet tepkisi doğrusu oluşturmaktadır. Düşey kuvvetlerin toplanması ile normal kuvvet denklemi elde edilmektedir. Janbu (1954), Janbu et al. (1956).

Güvenlik sayısının çözümü için dilimler arası kesme kuvvetlerinden ve yatay kuvvetlerin dengesinden yararlanılır.  $B$  genişliğine sahip her bir dilimin tabanının merkezine göre çevresinde bulunan kuvvetlerin oluşturduğu momentlerin toplamından güvenlik sayısı değeri elde edilir.

$$X_r = E_r \tan \alpha_t - (E_r - E_L) t_r/b \quad (2.17)$$

(2.17) No.lu eşitlik bir dilimin sağ tarafına ait kesme kuvvetinin değerini vermektedir. Burada;

$\alpha_r$ : bir dilimin sağ tarafındaki tepkinin doğrultusunun yatay ile yaptığı ağı,

$t_r$ : bir dilimin sađ tarafındaki tepkinin doğrultusu ile dilimin tabanı arasındaki dűsey uzaklıktır.

Ayrıca her bir dilimin üzerine yatay yűnde etki eden kuvvetlerin toplanması ile elde edilen eűitlikte aűađıda gűrűlmektedir.

$$E_L - E_r = T_m \cos\alpha - N \cdot \sin\alpha \quad (2.18)$$

Burada;

$T_m$ : her bir dilimin tabanında uyanmıű kesme kuvvetinin deđerini,

$N$ : her bir dilimin tabanına etkiyen normal kuvvetin deđerini gűstermektedir.

Janbu genelleűtirilmiű yűntemi moment dengesinin kullanıldıđı, baűka bir deyiűle de her bir dilim űzerindeki kuvvetlerin toplamının gűzűnűne alınarak kayma dairesinin űzel bir Őeklinin űzűmlenerek gűvenlik sayısının elde edildiđi bir yűntemdir. Bu yűntemle ilgili daha detaylı ęalıűmalar Fredlund and Krahn (1977) tarafından geręekleűtirilmiűtir.

### 2.1.8. Lowe ve Karafiath Yűntemi

Lowe ve Karafiath (1960) Yűntemi gűvenlik sayısının deđerini bir kuvvet denge denkleminde hesaplar. Dilimler arası kuvvetler dilimin kayma yűzeyinin ortasında bir noktada birbirlerine eűittirler ve dilimler arası kuvvetlerin yűnleri de gűzűnűne alınmaktadır.

Kuvvet ve moment dengesi gűvenlik sayısını elde etmek amacı ile basit limit dengenin kuralları Lowe ve Karafiath yűntemi ięin de geęerlidir. űzellikle kuvvet dengesinden elde edilen gűvenlik sayısını diđer yűntemlerden elde edilen gűvenlik sayısı deđerleri ile karűılaűtırmak kolaydır. ęűnkű daha űnce verilen yűntemlerden bir kısmı da kuvvet dengesini kullanarak gűvenlik sayısını elde etmektedirler.

### 2.1.9. Corps of Engineers Yöntemi

Corps of Engineers yöntemi güvenlik sayısı değerini kuvvet denge denkleminde hesaplar. Lowe ve Karafiath yönteminde olduğu gibi dilimler arası kuvvetlerin yönlerini kayma yüzeyinin orta noktasında eşit kabul eder. Bunun bir anlamı da kayma yüzeyinin başlangıç ve bitiş noktaları arasında şevin orta noktasında kuvvetler birbirlerini dengelemektedirler.

Corps of Engineers yöntemi Lowe ve Karafiath yönteminde olduğu gibi bir kuvvet dengesi güvenlik sayısı hattı oluşturur. Güvenlik sayısının büyüklüğü, kuvvet ve moment dengesinden elde edilen güvenlik sayısı değerinden düşük veya yüksektir. Burada kabul edilmelidir ki kenar kuvvetlerin gözönüne alındığı güvenlik sayısı değeri moment dengesi güvenlik sayısı değerinden daha büyüktür.

### 2.1.10. Morgenstern-Price Yöntemi

Morgenstern-Price (1965) her bir kayma dairesi diliminin tabanındaki merkez etrafındaki momentleri ve her bir dilimin tabanındaki normal ve teğet kuvvetlerin toplamını kullanarak güvenlik sayısı için çözüm getirmektedirler. Denklemler sonsuz küçük kalınlıklı bir dilim için yazılmaktadır. Kuvvet ve moment denge denklemleri birleştirilerek güvenlik sayısının çözümü için bir modifiye Newton-Raphson nümerik analiz yöntemi kullanılmaktadır. Dilimler arasındaki kesme ve normal kuvvetlerin yönleri gözönüne alınarak ve bu kuvvetler arasında tipik bir fonksiyon kurularak güvenlik sayısının değeri elde edilmektedir. Kuvvetler arasında kurulan tipik fonksiyonun şekli;

$$\tan\theta = X/E = \lambda f(x) \quad (2.19)$$

olmaktadır.

Verilmiş olan eşitlikte;

X : her bir dilimin kenarındaki kesme kuvveti

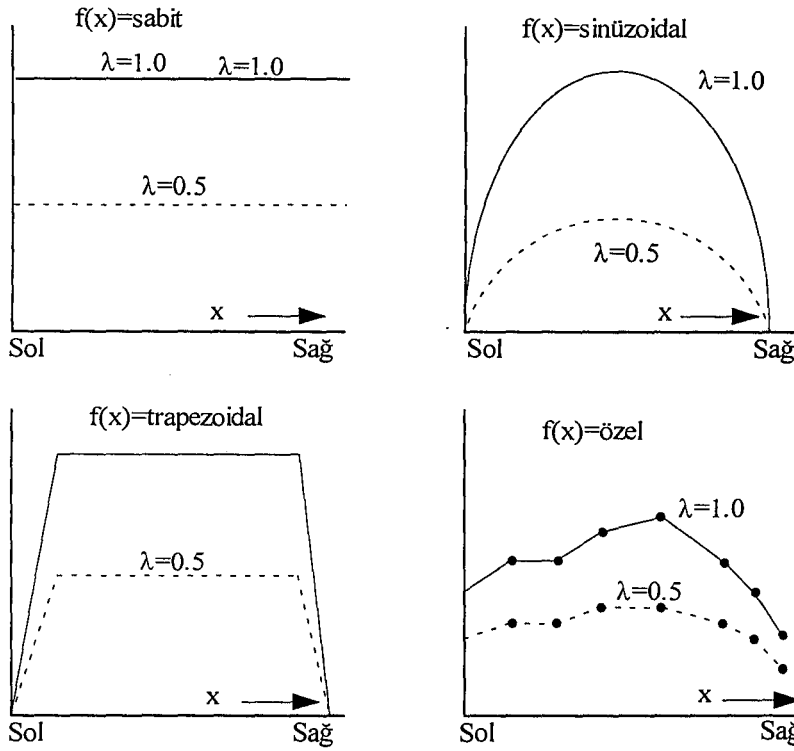
E : her bir dilimin kenarındaki normal kuvvet

$\theta$  : kayma kütlesi üzerindeki sisteme göre değişen açı

$f(x)$  : kayma kütlesi üzerindeki X/E değişiminin fonksiyonu

$\lambda$  : güvenlik sayısının çözümünde kullanılan fonksiyonun şekline bağlı bir sabit sayıdır.

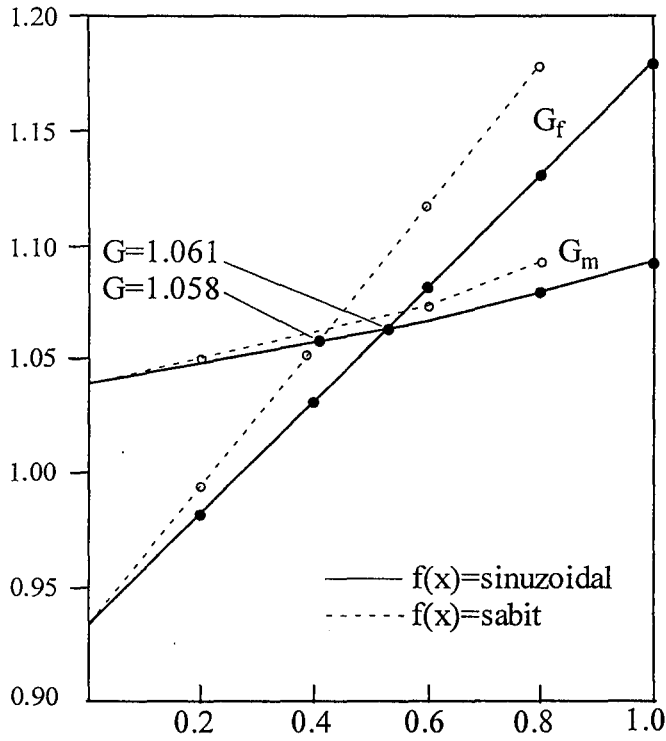
(2.19) No.lu eşitlik için iki özel durum söz konusu olmaktadır. Bunlardan ilki  $f(x)=0$  çözümüdür ki bu durumda basitleştirilmiş BISHOP yönteminin benzeri bir çözüm, ikincisi ise  $f(x)=\text{sabit}$  çözümüdür ki SPENCER yönteminin benzeri bir çözüm oluşmaktadır. Morgenstern-Price yönteminde kullanılmakta olan tipik fonksiyonlar Şekil 2. 5'te gösterilmektedir.



Şekil 2.5. Morgenstern-Price yönteminde dilimler arası kuvvetlerin yönlerinin gözönüne alındığı tipik fonksiyonlar (Fredlund ve Krahn, 1977).

Güvenlik sayısının elde edilmesinde kullanılan kuvvet denge denklemi ve moment denge denklemi benzer şekilde Bishop, Spencer ve Janbu yöntemlerinde de kullanılmaktadır. Çözüm sırasında öncelikle düşey kesme kuvvetleri sıfır kabul edilmekte ve dilimler arası yatay kuvvetler hesaplanmaktadır. Daha sonra kenardaki kuvvet fonksiyonunun şekline göre  $\lambda$  değeri kabul edilerek düşey kesme kuvvetlerinin değeri belirlenmektedir.

Kuvvet fonksiyonunun şekli kayan kütle içerisindeki dilimler arası kuvvetlerin değişiminin belirlenmesi ile tecrübelerle dayanarak seçilmektedir ve kuvvet dengesi güvenlik sayısı  $G_f$ ' in, moment dengesi güvenlik sayısı  $G_m$ ' e eşit olduğu  $\lambda$  değerinin belirlenmesine kadar hesap tekrarlanmaktadır. Şekil 2. 6'da seçilmiş olan iki tip fonksiyon için  $\lambda$  değerinin değişimine karşılık  $G_f$  ve  $G_m$  güvenlik sayısı değerleri gösterilmektedir.



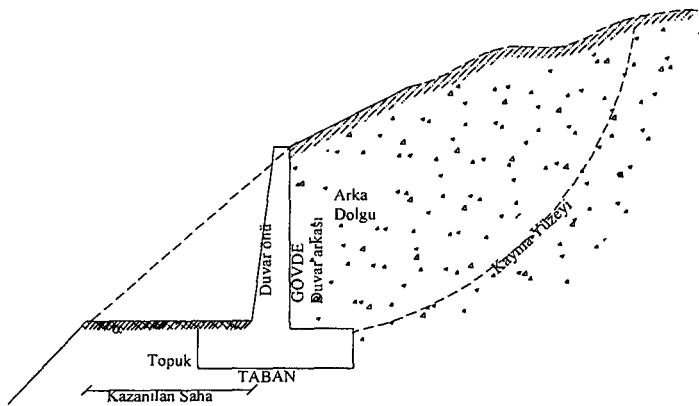
Şekil 2. 6. İki tip fonksiyon için  $\lambda$  değerinin değişimine karşılık  $G_f$  ve  $G_m$  değerleri (Fredlund ve Krahn, 1977)

## 2.2. Limit Analiz Çözümleri

Limit denge yöntemlerinde belirli bir kayma yüzeyi kabulü yapılmaktadır. Zemin mekaniğinde karşılaşılan problemlerde ise zeminin iç bünyesindeki gerilme-şekil değiştirme davranışının da kaymaya sebep olduğu görülmektedir. Dolayısıyla geliştirilmiş olan limit analiz çözümleri gerilme-deformasyon ilişkisine bağlı olarak akma kriteri ve birleştirilmiş akma kuralı kavramlarını gözönüne almaktadır. Limit analiz yaklaşımları basit ve karşılaşılabilecek çoğu durumlara uyumludur. Çözüm yöntemi elastisite ve plastisitenin iki temel teoremini; üst sınır ve alt sınır teoremlerini esas almaktadır. Üst sınır teoremine göre uygun bir göçme mekanizması bulmak gereklidir. Alt sınır teoremine göre ise tüm şartların, arazideki gerilme durumunu tam anlamıyla yansıtması gereklidir. Zemin mekaniği ve temel mühendisliğindeki farklı problemler limit analizin temel kavramları ile ilişkilendirilerek açıklanabilmektedir. Chen ve Scawthorn (1970) ve Fang ve Hirst (1970) uygulama çalışmalarında limit analizin üst sınır teoremine göre çözüm ile limit denge yöntemlerine göre çözümü karşılaştırmışlardır. Şev stabilitesi problemlerinde kayma yüzeyi önce bir doğru çizgi daha sonra ise logaritmik spiral kabul edilerek, kayma yüzeyinin topuktan veya derinden geçtiği durumuna göre farklı çözümler geliştirilmiştir. Chen (1980), Snitbhan (1975), Mizuno ve Chen (1980), Zhang ve Chen (1987) şev stabilitesi hesaplarında Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Tresca Von Mises kırılma kriterlerini kullanmışlardır.

### 3. İSTİNAT DUVARLARI

Yanal itki altındaki yapı elemanlarının projelendirilmesi uygulamacılar için devamlı karşılaşılan önemli mühendislik problemleridir. Genellikle toprak itkisine maruz yapıların projelendirilmeleri yapıya etki eden zemin tabakalarının davranış belirsizliğinden dolayı da önem kazanmaktadır. İstinat yapılarına etki eden kuvvetlerin mümkün olduğu kadar doğru bir şekilde belirlenmesiyle, yapı hem ekonomik hem de istenilen sağlamlıkta projelendirilebilir. Aksi takdirde, zaten maliyetleri oldukça yüksek olan bu yapı elemanları gereksiz sağlamlıkta ve gayri ekonomik çözümler olarak ortaya çıkmaktadır. Eğimli arazilerde, araziden faydalanmak üzere toprağı tabii şev açısından daha dik açıyla tutmak; kayma, göçme ihtimali olan zeminlerin yıkılmasını engellemek; derin çukurların yanal duvarlarını tutmak, köprülerde kenar ayak görevi yapmak, kıyıların taşkından veya erozyondan korunmasını sağlamak amacıyla inşa olunan düşey yada düşeye yakın geçişi sağlayan yapılara istinat yapıları adı verilmektedir, Şekil 3.1. İstinat duvarları, yanal kuvvetleri kendi ağırlıklarıyla dengelemeye çalışan yapılardandır. İstinat duvarlarının atmosferle temas halindeki yüzüne “Duvar önü”, zeminle temas halindeki yüzüne de “Duvar arkası” denilir. Duvarın imalatından sonra arkası uygun bir şekilde doldurularak, yatay hareketlere karşı yeterli mesnet oluşturulmaktadır (Düzgün 1995).



Şekil 3.1 İstinat duvarı

### 3.1 Ağırlık (Masif) İstinat Duvarları

Kargir istinat duvarı adıyla da anılarak, genellikle kireç harçlı veya harçlı taş duvar örgü veya demirsiz betondan yapılmaktadırlar. Bu duvarlarda kritik durumlara karşı gereken emniyeti sağlamak için, toprak basıncına karşı kullanılabilen yegane unsur duvarın W ağırlığı olmaktadır. Duvar yüksekliği artınca toprak itkisi de büyüyeceğinden, W'nin de ona göre artması gerekmektedir. Bu ise büyük malzeme sarfiyatını ve büyük taban genişliğini gerektirir (Düzgün 1995).

### 3.2 Yarı Ağırlık İstinat Duvarlar

Masif istinat duvarlardır. Genelde beton malzeme miktarını azaltmak için çekme gerilmelerinin meydana geldiği kısımlarda az miktarda çelik donatı yerleştirilmektedir.

### 3.3 Betonarme İstinat Duvarları

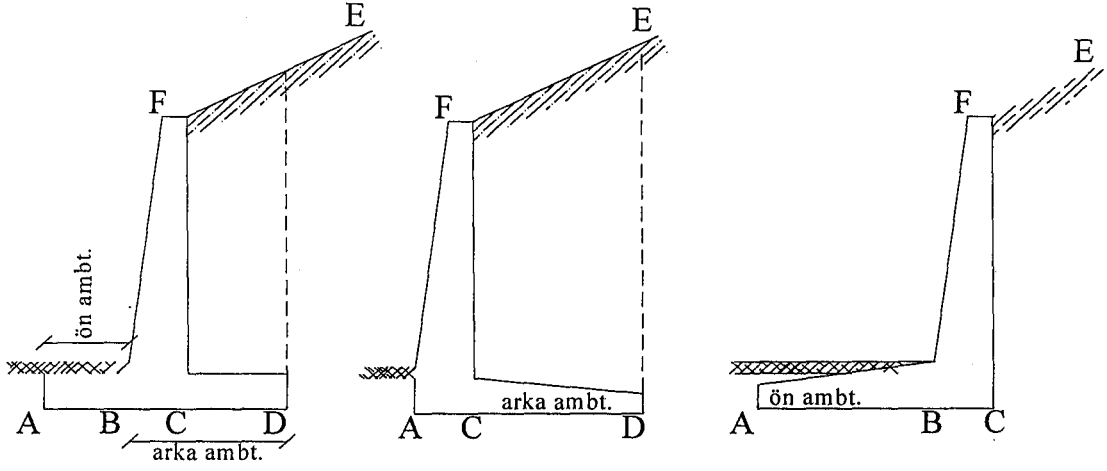
Genellikle düşey bir perde ve taban plağından oluşmaktadır. Düşey perdenin taban plağı üzerindeki yeri, ekonomik bir çözüm elde etme, düşey perdenin önünde veya arkasında taban plağı yapılıp yapılmaması, duvarın arkasındaki zeminin kohezyonu gibi şartlarla belirlenmektedir (Düzgün 1995).

#### 3.3.1. Basit Kolon Betonarme İstinat Duvarları

Küçük ve orta yükseklikler için (7-8m) ekonomiktirler. Şekil 3.2'de gösterildiği gibi temel plağı ön ve arka ampatmanlardan meydana gelen tipte, arka ampatman üzerinde CDEF hacmindeki toprak ağırlığı duvarın kaymamasında önemli bir rol oynar. Bu ağırlık sayesinde toprak itkisi ve duvar ağırlığının bileşkesi taban plağı ortasına yaklaşır. Bu bileşke AD'nin tam ortasında zemine tesir ettirilirse gerilme yayılımı uniform olur. Bu tip bir duvar, çürük zeminler ve killi zeminler için uygun bir tiptir. L şeklindeki duvar, arsa sınırı, nehir kenarı veya başka nedenlerle ön ampatman yapılamayan hallerde inşa edilir. J şeklinde ise duvarın ölü ağırlığı azdır. Bu sebeple duvar yüksekliğinin büyük olması



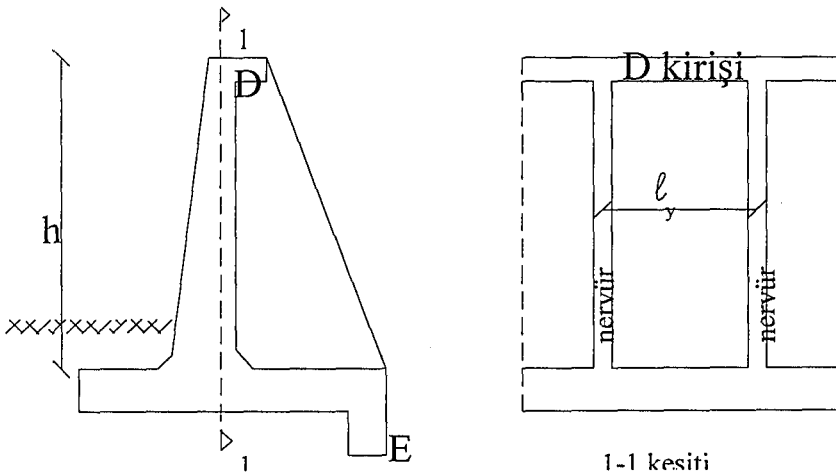
halinde bunun kaymasını önlemek zordur. Arka ampattan için yapılacak kazının pahalı olması veya imkan bulunamaması hallerinde uygun olmaktadır (Şekil 3.2).



Şekil 3.2- İstinat duvarı tipleri

### 3.3.2 Nervürlü İstinat Duvarları

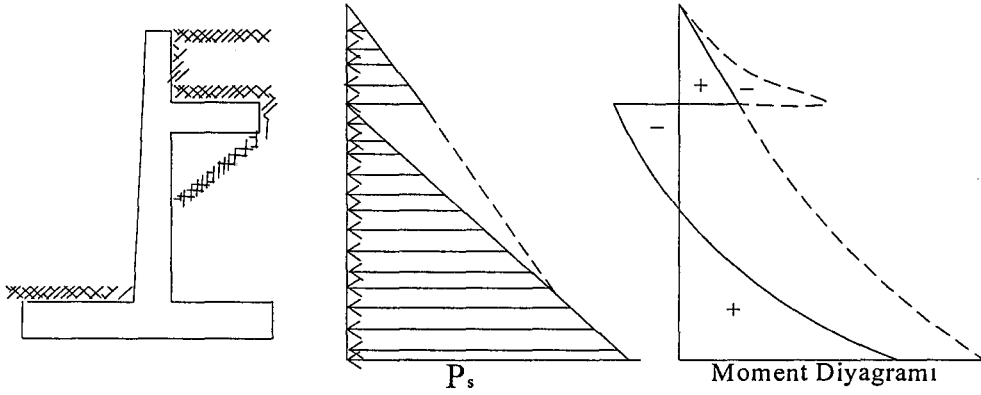
Nervürlü istinat duvarları 7-8m'ye kadar ekonomiktir. Daha yüksek duvarlarda nervürler kullanılır. Şekil 3.3'de gösterildiği gibi nervürlü istinat duvarları belirli aralıklarla kama şeklinde destek elemanları konulması ile oluşturulurlar. Nervür aralıkları  $1h$ ,  $\frac{1}{2}h$ ,  $\frac{2}{3}h$  ve en az 20cm genişliğindedirler.



Şekil 3.3- Nervürlü istinat duvarı

### 3.3.3 Yatay Konsol Plaklı İstinat Duvarları

Yüksekliği fazla olan istinat duvarlarında gövdeden yatay çıkmalar halinde hafifletme konsolları kullanılarak daha ekonomik istinat duvarları yapılmaktadır. Konsol plak altında boşluk olduğundan, üstünde de zemin ağırlığı olduğundan, gövdeye bağlandığı yerde moment dağılımını faydalı etkileyecek negatif momentler ortaya çıkmaktadır (Şekil 3.4).



Şekil 3.4- Yatay konsol plaklı istinat duvarları

### 3.3.4 Zemine Ankastre İstinat Duvarları

İstinat yapılarının taban kısmının, dolgu tarafından yapılmasına imkan olmadığı zamanlarda duvarın stabilitesini sağlamak amacıyla gövde daha derinlere ankastre edilmektedir (Düzgün 1995).

### 3.3.5 Gergili İstinat Duvarları

İstinat duvarının arkasında sağlam zemin bulunması durumunda, bu sağlam zemine yapılan ankrajla gövdenin çekilmesi sağlanarak gövde boyutlandırılmasında ekonomikliğe gidilmektedir.

### 3.3.6 Kafes İstinat Duvarları

Prefabrike betonarme kiriş elemanları istiflenerek, yanları kapalı, üstü açık sandık şeklinde ki bölmelerin içi taş veya toprakla doldurularak oluşturulmaktadır.

### 3.4 Boyutlandırma

İstinat duvarlarının ön boyutlandırılmasında bilgi ve tecrübelerden faydalanılır. Yüksekliğe bağlı olarak en kesit boyutları yaklaşık olarak belirlenir ve seçilen ilk boyutlara göre stabilite kontrolleri yapılarak kesitin yeterliliği araştırılmaktadır. İstinat duvarları çok farklı kuvvetlere maruz kalırlar. Duvarların hem ekonomik hem de sağlam bir şekilde boyutlandırılması için, duvara etki eden kuvvetlerin doğru bir şekilde saptanması gerekmektedir. Genellikle yanal itkiyi önleyecek en büyük kuvvet duvarın kendi ağırlığıdır. Duvar tabanına gelen bu kuvvet, tabanla zemin arasındaki sürtünmeden dolayı ortaya çıkan harekete ters yöndeki yatay sürtünme kuvvetlerini oluşturur ve duvara gelecek yatay kuvvetler karşılanabilir.

### 3.5 İstinat Duvarı Hesapları

İstinat duvarları hesaplamalarında aşağıdaki sıralamaya göre inceleme ve boyutlandırma yapılır;

Genel Bilgilerin Toplanması: Arazinin topolojik durumu, mevcut yapılar, yollar ve diğer alt yapı tesisleri de gözönüne alınarak belirlenir. Duvar alt ve üst kotları, arazi mülkiyet durumu ve sınırları, donma derinliği, bir kıyı istinat duvarı için erozyon derinliği ve benzeri bilgiler saptanır.

Zeminin İncelenmesi: Zemin deneyleri ve sondajlar yardımıyla zemin profili çıkarılır; zemin taşıma gücü ve stabilite hesabında gerekli zemin kayma mukavemeti, zemin alt tabakalarının durumu saptanır.

Sürsarj Durumunun Belirlenmesi: Duvarın yatay hareketini engellediği zemin üzerinde bulunabilecek bina ve diğer yapılar, karayolu, demiryolu, depolama ve benzeri kullanma biçimlerinden gelebilecek ek yük saptanır.

İstinat Duvarının Türünün Seçimi: Yukarıda belirtilen bilgilerin ışığında uygun bir istinat duvarı türü seçilir. Ön boyutları belirlenir.

İstinat Duvarını Etkileyen Yüklerin Saptanması: Toprak itkisi ve sürüş etkisi hesaplanır.

Stabilite Kontrollerinin Yapılması: Devrilme, taban üzerinde kayma stabiliteleri ile, zemin temelinin mukavemeti ve zeminle birlikte toptan kayma stabilitesi analizleri yapılır (Özden 1982).

### 3.6 Toprak İtkisi:

Duvar arkasındaki zemin dolgunun kayma eğiliminden dolayı duvara uyguladığı basınç kuvveti *Aktif Toprak İtkisi*, duvar zemini geri itmek için hareket ettiğinde (duvar ön yüzünün zemine gömüldüğü bölümde yada bir ankraj kütesinin çekildiği yöndeki yüzünde), zeminin böyle bir harekete pasif olarak karşı koymasından dolayı oluşan basınç ise *Pasif Toprak İtkisi* olarak adlandırılır.

İstinat duvarlarının hesaplanmasında, dikkate alınacak en büyük etki, duvar arkasında oluşan bu yanal Aktif ve Pasif toprak basınçlarıdır. Bu sebeple ister aktif, ister pasif basınç olsun, bu etkilerin hesaplanabilmesi için zemine ait aşağıdaki özelliklerin bilinmesi gerekmektedir.

- Zemin üst yüzünün topoğrafik durumunun belirlenmesi,
- Zeminin değişik tabakaları varsa bu tabakaların derinlikleri ve özelliklerinin belirlenmesi
- Zeminin birim hacim ağırlığının ( $\gamma$ ) belirlenmesi
- Zeminin doğal şev açısının ( $\beta$ ) belirlenmesi
- Zeminin içsel sürtünme açısının belirlenmesi (granüler malzemelerde iç kısmındaki daneler arasındaki sürtünme açısıdır. Kumlu zeminlerde, tabi şev açısı ile içsel sürtünme açısı, yaklaşık olarak birbirine eşit kabul edilir.)
- Duvar arkası yüzü ile, dolgu malzemesi arasındaki sürtünme açısının ( $\delta$ ) belirlenmesi (duvar arkası yüzünün pürüzlük durumuna bağlıdır.)
- Duvarın oturacağı zeminin emniyet gerilmesinin ( $\sigma_{zem}$ ) belirlenmesi

- Zeminin kohezyonunun belirlenmesi (kohezyon zeminin yapışma mukavemetini temsil eder. Kum, tahıl gibi kuru granüler malzemelerde  $c=0$  alınabilir.)

- Duvarla, temel zemini arasındaki sürtünme katsayısının belirlenmesi.

Toprak itkisi, zeminin türüne, suya doygunluk derecesine, sıkılığına, sürsarja, çeşitli geometrik özellikler ve benzeri etkenlere bağlıdır. Bu itkinin şiddetini belirlemek için Coulomb teorisi ve Rankine teorisi kullanılır. Coulomb teorisi; kuru kumlu bir dolgu kamasının, duvar dönerek yada kayarak yer değiştirdiğinde, eğik bir kama düzlemi üzerinde kayma eğiliminde olduğu varsayımına dayanır. Rankine, istinat duvarının arkasındaki toprak basıncı yerine, toprak kütesinin içinde kendi ağırlığından dolayı meydana gelen gerilmeleri incelemiştir. Kama teorisi olarak bilinen Coulomb teorisi ise, dolgudan bir miktar ileriye doğru hareket eden duvarın arkasındaki zemini gözönüne alarak zeminde kama şeklinde kaymalar olacağını kabul etmiştir (Terzaghi ve Ralph, 1967).

Coulomb teorisine göre denge hesaplarında aşağıdaki kabuller yapılmıştır.

1. Duvar arkasındaki zemin, kohezyonsuz, kuru, homojen, izotrop bir dolgudur.
2. İstinat duvarının hareketiyle, dolguda bir kayma yüzeyi oluşur.
3. Gerçekte eğri olan kayma yüzeyi doğru kabul edilir.
4. Kayma kama kütesini oluşturan granüler malzeme, kayma yüzeyinin her tarafında ve aynı zamanda bir hareket oluşturur.
5. Birim yüzeydeki kayma direnci, kayma yüzeyi boyunca aynıdır.

Kamanın dengesi incelenirken toprak basıncının doğrusal değiştiği, dolayısıyla  $F_a$  bileşke toprak itkisi uygulama noktasının duvar yüksekliğinin alt üçte birinde olduğu kabul edilir. Dolayısıyla  $\rho_{a(z)} = k_a \gamma z$ ,  $\rho_{a(z)} = k_a \gamma h$ ,  $F_a = k_a \gamma h^2/2$  olur.  $k_a$  katsayısı  $\rho$ ,  $\delta$ ,  $\alpha$  ve  $\beta$  açılarının trigonometrik bir fonksiyonudur.

$$k_a = \frac{\cos^2(\rho + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\rho + \delta) \sin(\rho - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3.1)$$

Duvar arkası düşey yapılır ( $\alpha=0$ ) ve duvar arka yüzü ile dolgunun sürtünmesi güvenlik tarafında kalmasından dolayı ihmal edilirse ( $\delta=0$ ),  $k_a$  bağıntısı aşağıdaki şekli alır,

$$k_a = \frac{\cos^2 \rho}{\left[ 1 + \sqrt{\sin \rho (\sin \rho - \cos \rho \tan \beta)} \right]^2} \quad (3.2)$$

$F_a$  yatay konum alır. Eğer dolgu yüzeyi de yataysa ( $\beta=0$ ) olacağından bağıntı;

$$k_a = \frac{\cos^2 \rho}{1 + \sin \rho} \quad \text{olmaktadır.} \quad (3.3)$$

Çeşitli dolgu türleri ile ilgili  $\rho$ ,  $\gamma$ ,  $k_a$  değerleri tabloda verilmektedir. Hesaba katılmak istenirse  $\delta=2\rho/3$  alınabilir (Kumbasar 1992).

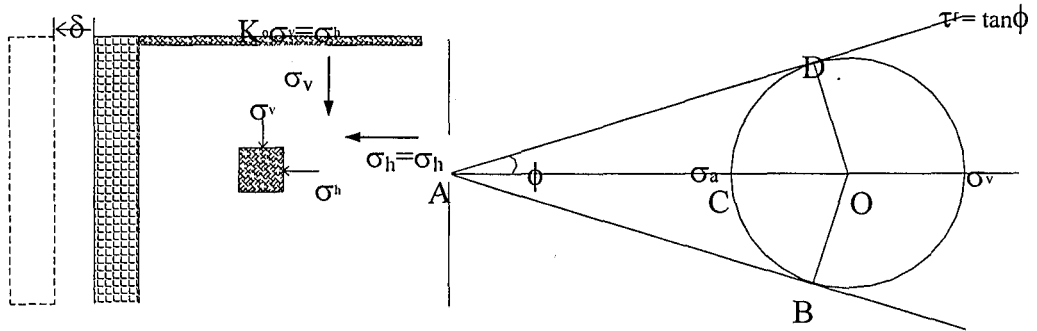
Çizelge 3.1 Arka yüzü düşey bir istinat duvarında,  $\delta=0$  için hesap değerleri

Duvar Arkasındaki Dolgu Yüğü	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\rho$	$k_a$					
			$\beta=0^\circ$	$\beta=10^\circ$	$\beta=20^\circ$	$\beta=30^\circ$	$\beta=40^\circ$	
Bahçe Toprağı, nemli bitkisel toprak	1,7	25°	0,405	0,462	0,572	0,821	-	
Kum ve çakıl (nemli)	1,8	30°	0,333	0,374	0,441	0,750	-	
Kum ve çakıl (yaş)	2,0	27°	0,376	0,425	0,514	0,794	-	
Aşınmış kenarlı selinti	1,9	30°	0,333	0,374	0,441	0,750	-	
Keskin kenarlı kırmataş	1,8	40°	0,213	0,232	0,260	0,308	0,573	
Kil	$z \leq 4m$ için	2,1	25°	0,405	0,462	0,572	0,821	-
	$4m \leq z \leq 6m$ için	2,1	20°	0,489	0,568	0,881	-	-
	$6m \leq z$ için	2,1	17°	0,547	0,645	0,914	-	-

### 3.7. Kohezyonsuz Zeminlerde Toprak Basıncı Hesabı

#### 3.7.1 Rankine Aktif Toprak Basıncı Hesabı

Coulomb ve Rankine tarafından toprak basıncı hesabı için matematiksel olarak iki farklı metod sunulmuştur. Her ikisinde duvar arkası dolgusunun kuru, taneseli, kohezyonsuz olması kabulünü yapmışlardır. Pratikte bu tip bir dolgu ile nadiren karşılaşılır. Bir istinat duvarı arkasındaki toprak kütlelerinin içinde kendi ağırlığından meydana gelen gerilmelerin incelenmesi hesabına dayanmaktadır. Şekil 3.5 de iki asal gerilmeye maruz,  $z$  derinliğindeki bir zemin elemanı görülmektedir.  $\gamma z$  büyük asal gerilme olup,  $z$  derinliğindeki zemin sütununun ağırlığına eşittir.  $P_a$  ise küçük asal gerilmedir. Bu iki asal gerilme arasındaki oran Mohr daresi ile belirlenebilir. Kuru, taneseli zeminler göz önüne alınırsa, bileşke sürtünmesinin, içsel sürtünme açısı  $\phi$ 'den daha büyük eğimi olamaz. Bu sebepten AD ve AB, Mohr daresinin çizilebileceği limit teğetlerdir. Bu şartı gerçekleştiren her daire, büyük ve küçük asal gerilmelerin yerini verecektir (Capper 1962).



Sekil 3.5. Kohezyonsuz zeminlerde Rankine aktif toprak basıncı

$$\sin \phi = \frac{\overline{OD}}{\overline{AO}} = \frac{\overline{OD}}{\overline{AC} + \overline{CO}} = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}}{\frac{\sigma_v + \sigma_a}{2}} \quad (3.4)$$

$$\sigma_a = \sigma_v \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (3.5)$$

$$\sigma_a = \gamma z K_a \quad (3.6)$$

$$\sigma_a = \gamma z \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.7)$$

$K_a$  aktif toprak basıncı katsayısı;

$$K_a = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \rightarrow K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} \quad (3.8)$$

$$K_a = \frac{\gamma z \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)}{\gamma z} \quad (3.9)$$

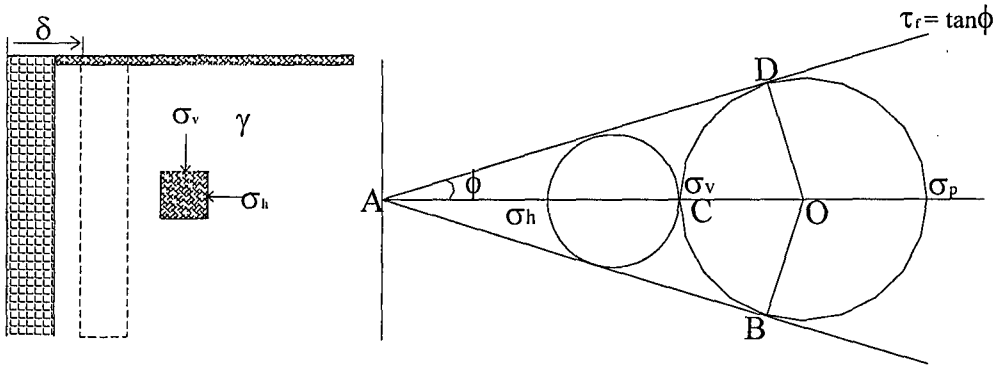
z derinliğindeki bir düşey perdeye etkiyen toplam basınç, birim genişlik için;

$$P_A = \gamma z^2 K_A \text{ olacaktır.} \quad (3.10)$$



### 3.7.2 Rankine Pasif Toprak Basıncı Hesabı

Maksimum  $P_A$  basıncının, duvarın dolgudan az bir miktar hareketi ile doğduğu kabul edilmişti, aynı hareketin dolguya doğru olması bir direnç oluşturur. Bu pasif direnç  $P_p$  olarak tanınır ve  $P_A$ 'dan daha büyük bir değerdir, Şekil 3.6. İlk önce zemin yüzüne paralel olarak etkiyen basıncın değerini bulmak gerekir. Bu pasif direnç, zemin ağırlığının aşağıya doğru olan etkisinden büyük olmalıdır. Zemin yüzü yatay değil ise, maksimum asal gerilme doğrultusunu bulmak için ilk önce bu doğrultu yatay alınmaktadır.



Şekil 3.6. Kohezyonsuz zeminlerde pasif direnç için Mohr dairesi çözümü

Üst yüzey yatay olduğu zaman Rankine Pasif direncin analitik çözümü;

$$\sigma_p = \gamma z \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.11)$$

$$\sigma_v = \gamma z \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.12)$$

$$\sigma_h = \gamma z (1 - \sin \phi) \quad (3.13)$$

ve pasif toprak basıncı katsayısı

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.14)$$

Üst yüzey yatayla  $\beta$  açısı yapıyor ise Rankine çözüm;

$$P_p = \gamma z \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \alpha}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \alpha}} \quad (3.15)$$

şeklinde olacaktır.

Hesaplanan  $P_p$  toprak basıncı, düşey duvara etkiyen basınçtır.

Üst yüzü eğik zeminler için pasif basınç ise;

$$P_p = \gamma z \frac{K_p}{\sin \alpha \cos \delta} \quad (3.16)$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi) \cos \delta}{\sin \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3.17)$$

olup duvara etkiyen toplam basınç;

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{K_p}{\sin \alpha \cos \delta} \quad (3.18)$$

$\alpha=90^\circ$ ,  $\beta=0$ ,  $\delta=0$  Rankine hali olup;

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.19)$$

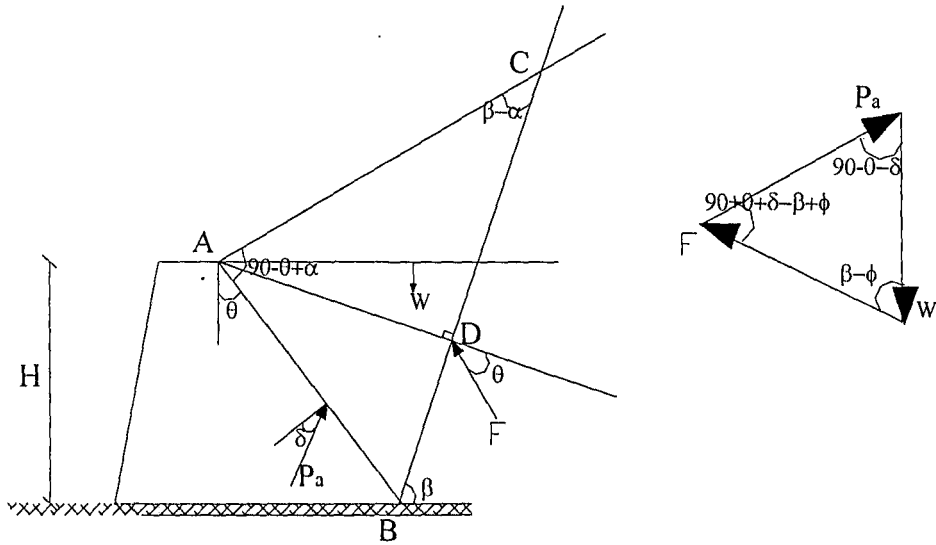
olmaktadır.

### 3.7.3 Coulomb Aktif Toprak Basıncı Teorisi

Zemin kütlesi içinde bir elemanın dengesini düşünmek yerine, Coulomb dolmadan az bir miktar ileriye doğru hareket eden bir istinat duvarının arkasında tuttuğu bütün zemini gözönüne almıştır. Bu zemin taneseli, kuru kumdur. Duvar yüzeyi ile toprak arasında bir sürtünme vardır. Kayma kaması rijit bir kütledir. Duvarın birim boyu için hesap yapılır. Zemin yatayla belli bir açı yapmaktadır ve kayma olayı iki boyutlu bir olaydır (Capper ve Cassie 1962).

Duvar üstündeki basınç, Şekilde gösterilen üç kuvvet tarafından dengede tutulan ABC kamasının ağırlığının etkisiyle meydana gelir (Şekil 3.7).

En büyük basıncın meydana geldiği BC yüzeyini bulmak için;



Şekil 3.7. Kohezyonsuz zeminlerde aktif kayma teorisi

$$\frac{w}{\sin(90 + \theta + \delta + \phi - \beta)} = \frac{P_a}{\sin(\beta - \phi)}$$

$$P_a = \frac{\sin \beta - \phi}{\sin(90 + \theta + \phi + \delta - \beta)} w \quad (3.20)$$

Kamanın ağırlığı;

$$w = \frac{\overline{BCAD}\gamma}{2} \quad (3.21)$$

$$\begin{aligned}
\overline{BC} &= \frac{\cos(\theta - \alpha)}{\sin(\beta + \alpha)} \overline{AB} = \frac{\cos(\theta - \alpha)}{\sin(\beta + \alpha)} \frac{H}{\cos \theta} \\
\overline{AD} &= \overline{AB} \sin(90 + \theta - \beta) = \frac{H}{\cos \theta} \sin(90 + \theta - \beta) \\
\overline{AD} &= H \frac{\cos(\theta - \beta)}{\cos \theta} \\
w &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos(\theta - \beta) \cos(\theta - \alpha)}{\cos \theta \sin(\beta - \alpha)} \\
P_a &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos(\theta - \beta) \cos(\theta - \alpha) \sin(\beta - \phi)}{\cos^2 \theta \sin(\beta - \alpha) \sin(90 + \theta + \delta + \phi - \beta)} \quad (3.22)
\end{aligned}$$

$\gamma, H, \theta, \alpha, \phi, \delta$  sabit,  $\beta$  değişken olduğundan;

$\beta$  kritik değer aldığından  $P_a$  maksimum değerine ulaşmaktadır.

$\frac{dP_a}{d\beta} = 0$  olacağından,  $P_a$ 'nın  $\beta$ 'ye göre türevi alınarak  $P_a$ 'nın maksimum değeri

bulunabilir.

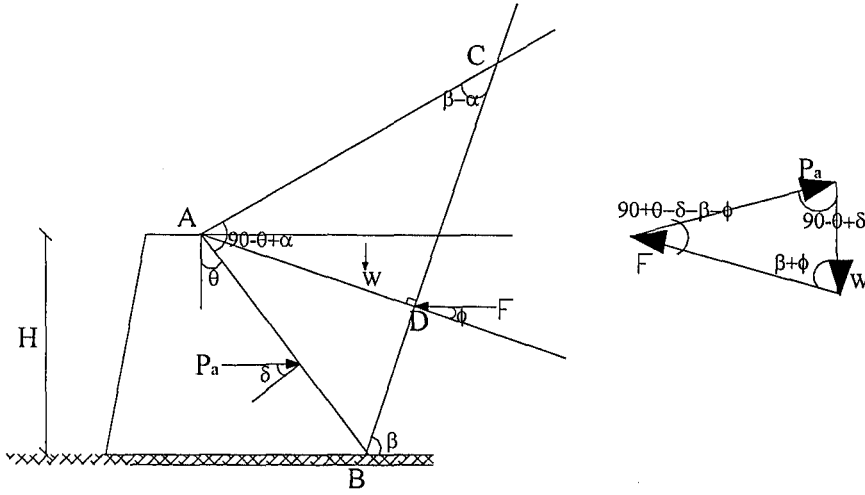
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (3.23)$$

olacaktır.

$$\left. \begin{array}{l} \alpha=0 \\ \theta=0 \\ \delta=0 \end{array} \right\} K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (3.24)$$

### 3.7.4 Coulomb Pasif Toprak Basıncı Teorisi



Şekil 3.8. Kohezyonsuz zeminlerde kayma teorisi

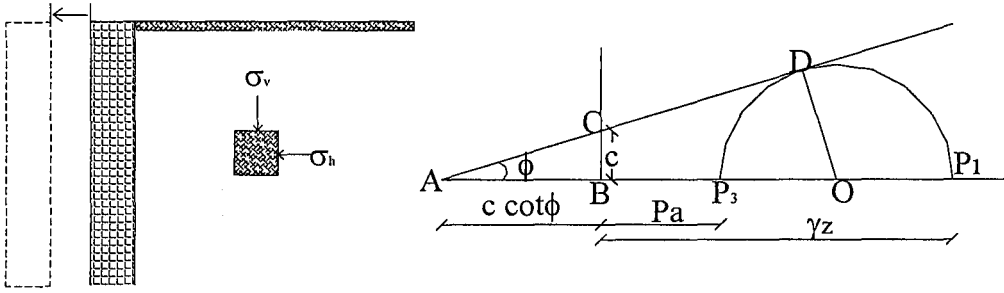
$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta - \phi) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\theta + \alpha)}} \right]^2} \quad (3.25)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\theta + \phi)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta - \phi) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\theta + \alpha)}} \right]^2} \quad (3.26)$$

### 3.8. Kohezyonlu Zeminlerde Toprak Basıncı Hesabı

#### 3.8.1. Rankine Aktif Toprak Basıncı Hesabı

Bu çözümde zeminin hem kohezyon hem de kayma mukavemeti açısına sahip olduğu kabul edilmiştir. Mohr gerilme dairesi ölçekli çizilerek hesaplar için gerekli parametreler Şekil 3.9'dan elde edilir (Berry 1987).



Şekil 3.9. Kohezyonlu zeminlerde aktif toprak basıncı için mohr dairesi

$$\frac{AP_3}{AP_1} = \frac{c \cdot \cot \alpha + Pa}{c \cdot \cot \alpha + \gamma z} = K_A = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.27)$$

$$P_a = K_A \gamma z + (K_A - 1) c \cot \phi$$

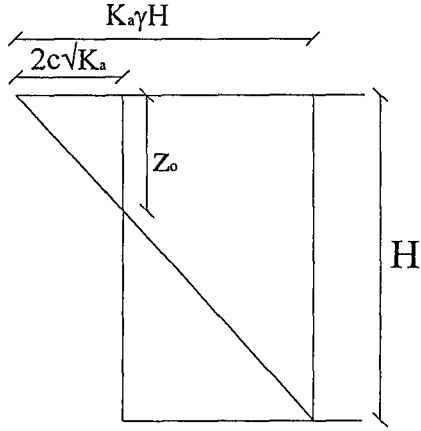
$$(K_A - 1) \cot \phi = \frac{-2 \sin \phi \cos \phi}{(1 + \sin \phi) \sin \phi}$$

$$(K_A - 1) \cot \phi = \frac{-2 \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (3.28)$$

$$P_a = K_A \gamma z - 2c \sqrt{K_A} \quad (3.29)$$

Yani, aynı birim hacim ağırlığına ve aynı kayma mukavemeti açısına sahip kohezyonlu zemin ile kohezyonsuz zeminin bir istinat duvarına uyguladıkları basınçları karşılaştırıldığında, kendini daha fazla tutabildiği için, kohezyonlu zeminin basıncı daha az olur (Capper ve Cassie 1962; Berry 1987)

Bir istinat duvarı ile zemin arasında  $z_0$  derinliği boyunca teorik olarak alınması gereken çekme pratik olarak doğmayacağından, yalnız alt basınç üçgeni göz önüne alınır (Şekil 3.10).



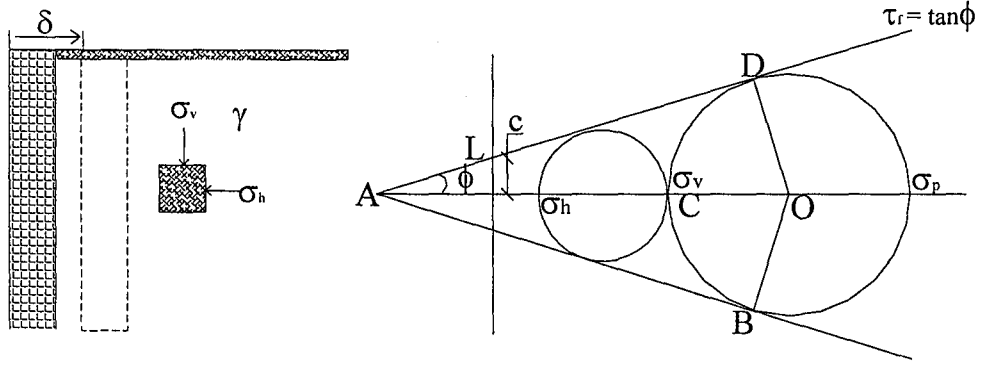
Şekil 3.10  $z_0$  derinliği için basınç dağılımı

$$P_a = 0 = K_A \gamma z - 2c \sqrt{K_A} \quad (3.30)$$

$$K_A \gamma z = 2c \sqrt{K_A} \quad (3.31)$$

Çatlak derinliği  $z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_A}}$  olacaktır.

### 3.8.2. Rankine Pasif Toprak Basıncı Hesabı

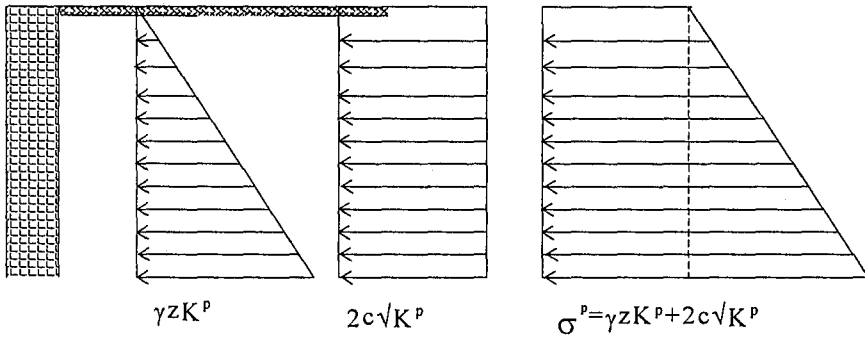


Şekil 3.11 Pasif toprak basıncı için Mohr daresi

$$\sigma_p = \gamma z \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.32)$$

$$\sigma_a = \gamma z \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.33)$$

$$\sigma_h = \gamma z (1 - \sin \phi) \quad (3.34)$$



Şekil 3.12. Yüklerin dağılımı

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.35)$$

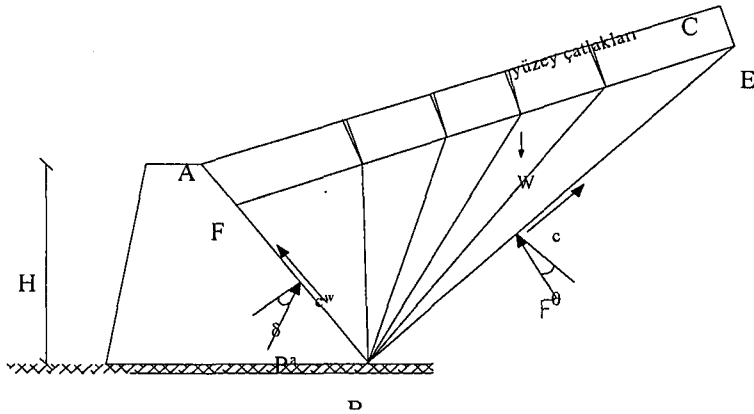


### 3.8.3. Kama Teorisi Aktif Toprak Basıncı Teorisi

Rankine hesaplarında, kohezyonlu zeminler için elde edilmiş sonuçlarda, duvar arkasındaki sürtünme dikkate alınmamıştır. Bu bakımdan uygulama alanı sınırlıdır. Kayma kaması rijit bir kütledir ve hesaplar duvarın birim boyu için yapılır. Zemin yatayla belli bir açı yapmaktadır. Çözüm esnasında  $z_c = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$  derinliğine kadar duvar arkası ve kayma düzlemi boyunca sürtünmenin olmadığı kabul edilir (Şekil 3.13).

Duvarın arkası beş kuvvetin etkisi altındadır;

- ABEC kamasının ağırlığı (W);
- Kayma yüzeyindeki reaksiyon (F);
- Duvara gelen bileşke basınç ( $P_a$ );
- BE uzunluğu boyunca kohezyon ( $C=c \cdot BE$ );
- BF duvar uzunluğu boyunca kohezyon ( $C_w=c_w \cdot BF$ )



Şekil 3.13. Kohezyonlu zeminlerde aktif toprak basıncı

Duvarın birim alanına gelen kohezyon  $c_w$ ,  $c$  den büyük olamaz.  $c$ 'nin  $0,50 \text{ kg/cm}^2$  den küçük olduğu yerlerde  $c_w$  değeri  $c$ 'ye eşit olarak alınabilir.

$$P_a = \gamma \frac{H^2 - z_c^2}{2} - c_w (H - z_c) \tan \psi - c (H - z_c) \cos \psi \sec \psi \quad (3.36)$$

maksimum  $P_a$  için,  $\psi$ 'ye göre türev alırsak;

$$\cot \psi = \sqrt{1 + \frac{c_w}{c}} \quad (3.37)$$

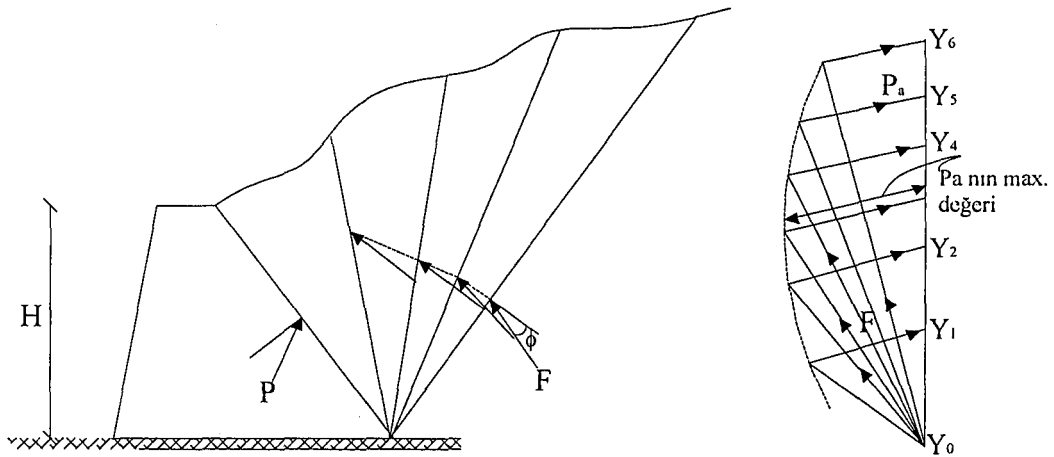
$$P_a = \gamma \frac{H^2 - z_c^2}{2} - (H - z_c) \sqrt{1 + \frac{c_w}{c}} \quad (3.38)$$

### 3.8.4 Kama Teorisine Ait Grafik Metodlar

$P_a$  değerini bulmak için birçok grafik metod vardır.

#### (a) Kama Metodu:

Bu metod, şartların en basit ve uniform olmadığı hallerde kullanılır. Şekil üst yüzü düzgün olmayan bir zemini tutan bir duvarı göstermektedir. Farklı birim hacim ağırlıklarına sahip iki tabakadan oluşan bu zemine etkiyen üç kuvvet vardır.



Şekil 3.14. Kohezyonsuz zeminlerde seri kamalar metodu ile aktif basıncın bulunması

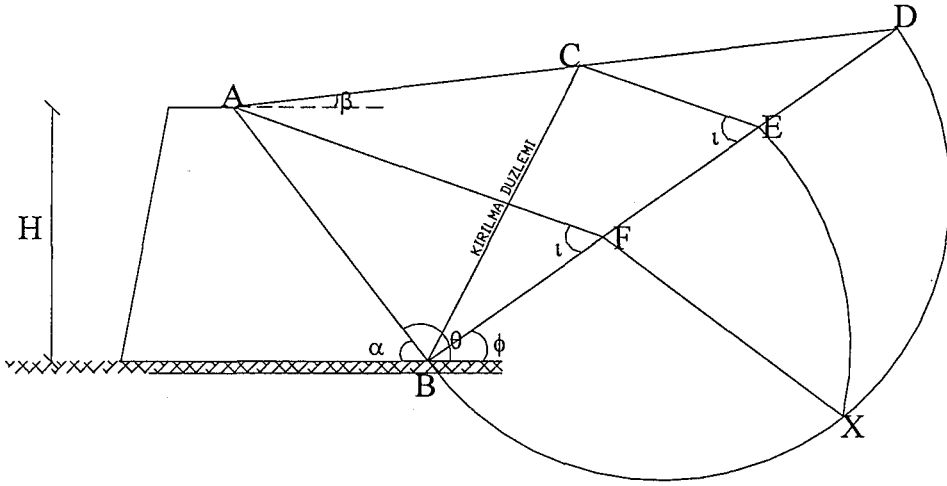
Kırılma düzlemleri seçildikten sonra her kamanın ağırlığı hesaplanır. Bu ağırlıklar X noktasından itibaren  $Y_1, Y_2, \dots$  noktalarına doğru çizilir. R reaksiyonu daima kayma düzlemi ile  $\phi$  açısı yapacak şekilde etkir (Capper ve Cassie 1962; Düzgün 1995).

Çeşitli düzlemlerdeki R reaksiyonlarının doğrultularını gösteren vektörler ve  $Y_1, Y_2, \dots$  den  $P_a$ 'nın doğrultusuna paraleller çizilir. Kuvvet üçgenlerinin uçlarını birleştiren bir eğri çizilerek, duvarın hesabında kullanılacak  $P_a$ 'nın maksimum değeri bulunur (Şekil 3.14).

**(b) Poncelet Çizimi:**

Bu metod için zemin üniform olmalı, zemin yüzü düzlem olmalı ve AD yüzü ile BD doğrusu çizim kağıdının içinde kesişmelidir (Şekil 3.15).

BD ile  $i$  açısı yapan AF çizilir. BD'yi çap kabul eden yarım daire çizilir. F noktasında BD'ye dik çıkılır ve yarım daireyi kestiği X bulunur. B merkezli ve BX yarıçaplı bir yay ile BD, E noktasında kestirilir. AF'ye paralel EC çizilir.



Şekil 3.15. Aktif basınç için Poncelet çizimi

Bu yolla bulunan EC,

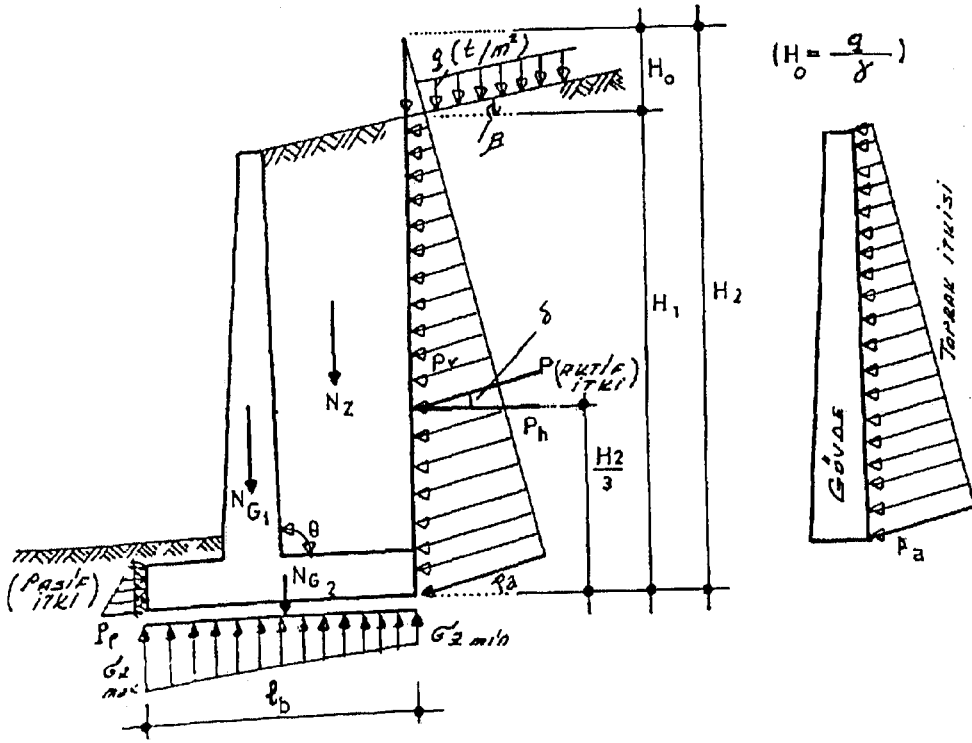
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma x^2 \sin i \quad (3.39)$$

formülü ile belirlenecek  $P_a$  için  $x$  değeridir. BC ise kırılma düzlemidir.



### 3.9. İstinat Duvarının Stabilitesi

İstinat duvarına, etki eden yükler Şekil 3.17’de gösterilmiştir. Burada duvar yüzünün yatayla yapmış olduğu açı  $\theta=90^\circ$ , duvar arkası zemin yüzeyinin yatayla yapmış olduğu açı  $\beta=0^\circ$  ve duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısı  $\delta=0^\circ$  ise zeminin duvara yaptığı itki yataydır ve derinliğe bağlı olarak üçgen yayılı yük şeklindedir.



Şekil 3.17 İstinat duvarına etki eden yükler

İstinat duvarının stabilite hesaplarında;

1. Devrilme tahkiki,
2. Kayma tahkiki,
3. Taban altındaki zemin gerilmelerinin tahkiki,
4. Toptan göçme tahkiki yapılır.

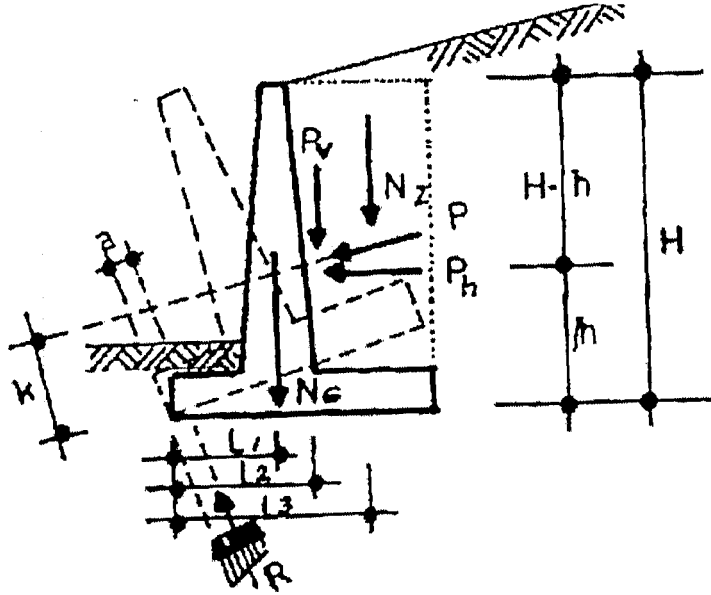
### 3.9.1 Devrilme Tahkiki:

Duvar arkasındaki zeminin ve ilave yüklerin meydana getirdiği aktif toprak etkisinden dolayı, duvar topuğu etrafında dönerek devrilme eğilimi içerisinde. Bu devrilme, duvar ağırlığı ve duvar tabanı üzerindeki zemin ağırlığı ile karşılanmaya çalışılır, Şekil 3.18. Duvar boyutlarına göre duvarın, bir A noktası etrafında dönmesine karşı koyan kuvvetlerin momentinin, A noktası etrafında döndüren kuvvetlerin momentinden, belli bir güvenlik katsayısı kadar fazla olması istenir.

$$G_s = \frac{M_{KA}}{M_{DA}} \geq 1,5 \sim 2$$

$M_{KA}$ =A noktasına göre, devrilmeye karşı koyan kuvvetlerin momenti

$M_{DA}$ =A noktasına göre, devirici kuvvetlerin momenti



Şekil 3.18 Devrilmeye karşı stabilite

$$M_{KA}=N_G.L_1+P_V.L_2+N_Z.L_3 \quad (3.40)$$

$$M_{DA}=P_H.h \quad (3.41)$$

$$G_s = \frac{N_G L_1 + P_V L_2 + N_Z L_3}{P_H h} \quad (3.42)$$

$$G_s \geq 1,5 \text{ (Taneli dolgularda)}$$

$$G_s \geq 2,0 \text{ (Kohezyonlu dolgularda)}$$

Duvar tam göçecekken, topuğa gelen yük en büyük değerine ulaşacağından, topuk altındaki zemin göçecek ve zeminde R gibi bir reaksiyon ortaya çıkacaktır.

$$M_{DA}=P_H.h+R.a \quad (3.43)$$

değerine ulaşacaktır.

Yani devrilme anındaki  $G_s$  değeri, devrilmeden önceki  $G_s$  değerinden küçük olacaktır. Sonuçta bizim aldığımız güvenlik katsayısı daha büyük olup, emniyetli tarafta hesaplanmalıdır (Özden 1982).

### 3.9.2 Temel Altındaki Zeminin Gerilme Tahkiki

İstinat duvarlarına etki eden yüklerden dolayı, duvarın temel tabanı altında meydana gelen gerilmeler, zemin emniyet gerilmesi değerinden küçük olmalıdır.

Duvarın 1m uzunluğu için;

$\Sigma M_a$  = Duvara etki eden yüklerin O noktasına göre toplam momenti

$\Sigma N$  = Duvara etki eden yüklerin toplamı olmak üzere, temel tabanında O noktasına göre dış merkezlik

$$e = \Sigma M_a / \Sigma N \text{ dir.} \quad (3.44)$$



### 3.9.3 Kayma Tahkiki

İstinat duvarlarına gelen aktif duvar itkisi aynı zamanda, duvarı temel zemini üzerine kaydıracaktır. Ortaya çıkan bu kayma kuvveti, tabanla zemin arasındaki sürtünme kuvvetiyle, tabanla zemin arasındaki adezyon kuvvetiyle ve duvar önündeki zeminin pasif etkisiyle karşılaşacaktır.

Sürtünme katsayısı  $k_s$  olarak,  $\rho$  zeminin iç sürtünme açısı olmak üzere tanp alınabilir. Örselenmemiş durumdaki zemin yoğunsa, daha küçük bir  $\phi$  sürtünme açısının tanjantı sürtünme açısı olarak seçilebilir. Normal büyüklükteki özellik göstermeyen yapılarda kullanılacak  $k_s$  sürtünme katsayısı Çizelge 3.2'de verilmiştir (Craig 1995).

Çizelge 3.2. Taban zemini için sürtünme katsayısı

Taban Zemini Türü	$k_s$
İri kum ve çakıl (%5den az siltli)	0,50~0,70
İnce kum ve çakıl (%5 den az siltli)	0,40~0,60
Siltli kum ve çakıllı zemin	0,30~0,50
Sert kil	0,30~0,50
Yarı sert kil veya silt	0.20~0,30
Sağlam kaya (kaba yüzeyli)	0.60

$$F_k = \mu \cdot \Sigma N \text{ (kohezyonsuz zeminlerde)}$$

$$F_k = c \cdot \Sigma N \text{ (kohezyonlu zeminlerde)}$$

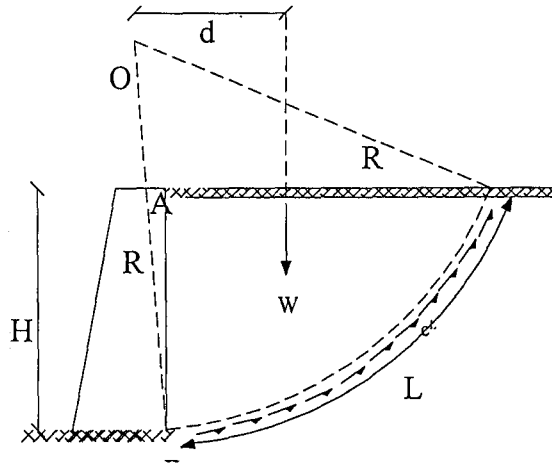
$$\Sigma N = N_G + N_z + P_v \quad (3.45)$$

$$G_k = F_k / P_v \geq 1,5 \quad (3.46)$$

Kayma güvenliğinin sağlanamadığı durumlarda, genellikle sert zeminlerde olmak üzere, duvar tabanında gövde altına bir dış yapılabilir.

### 3.9.4 Toptan Göçme Tahkiki

Duvarın zeminle birlikte bir bütün olarak göçme ihtimali de dikkate alınmalı ve buna karşı emniyetli olacak şekilde boyutlandırılmalıdır. Zeminin kayma yüzeyi, duvarın temeli altından geçmediği sürece duvarı, toptan göçmeye karşı emniyetli sayabiliriz. Duvar tabanının altındaki kotlarda, özellikle kil türünden kayma tehlikesi doğurabilecek zemin tabakaları varsa, tabanın zemin üzerinde kayması ihtimali de incelenmelidir. Özellikle zayıf zemin tabakası kalınlığı tabandan itibaren istinat duvarı yüksekliği 1~1,5 katından fazla ise, temel zeminin stabilitesi bu zayıf tabakadan geçen bir kayma yüzeyi olabileceği gözönüne alınarak incelenmelidir. İstinat duvarları bu tür derin temel göçmelerine karşı güvenlik katsayısı en az 2 olacak şekilde boyutlandırılmalıdır. Derin temel göçmelerinin güvenlik katsayısı, kritik kayma yüzeyinin bulunması ve kritik yüzey boyunca zeminin kohezif mukavemetinin aynı yüzeyde olan kayma kuvvetine olan oranıyla bulunur.



Şekil 3.19 İstinat duvarlarında toptan göçme tahkiki

Şekil 3.19'da ABC kütesinin ağırlığı W olarak kabul edilirse, toprak kütesinin kendi ağırlığından dolayı kayma yüzeyi boyunca O'ya göre kaydırıcı moment ( $W \cdot d$ ) olur. Kaymaya karşı koyan moment ise silindirin yarıçapı ile BC yüzeyi boyunca meydana gelen kayma mukavemetinin çarpımıdır. Yani  $(c \cdot L \cdot R)$  olacaktır.

$$G_g = c \cdot L \cdot R / W \cdot dA \quad (3.47)$$

## 4. PALPLANŞ DUVARLAR

Palplanş duvarları; ahşap, betonarme veya çelikten olan ve birbirleriyle bitişik palplanşları, hemen hemen istisnasız olarak, yan yana çakmak suretiyle zeminde inşaa edilen su geçirmez duvarlardır. Bunlar yağmur ve yeraltı sularını inşaat sırasında yapıdan uzak tutmaya, su kabartan yapılarda yer altı suyunun yapı altından sızmasına mani olmaya, yapıların oyulmaya karşı emniyetlerini sağlamaya, yapıların stabilite emniyetlerini yükseltmeye yaradıkları gibi bizzat yapı olarakta, istinad duvarları, rıhtım duvarları v.s. yerini tutarlar (Schoklitsch 1982).

### 4.1. Palplanş Çeşitleri

#### 4.1.1. Ahşap Palplanş Duvarlar

Ahşap Palplanş Duvarları, kaba selinti veya yapı artıklarının ihtiva olduğu zeminlerde kullanamayız. Ahşap palplanşlara verilecek kalınlık, çakma derinliğine bağlıdır. 2m derinliğe kadar 8cm'lik kalınlık yeterli olacaktır. Bundan sonraki her metre için 1~2 cm ilave edilmelidir. Palplanşların genişliği takriben 25~30 cm'dir. Zemine daha kolay girmelerini sağlamak için uçlarına keski yapılır. Bu keskinin yüksekliği yumuşak zeminlerde kalas kalınlığının 2~3 misline, sert zeminlerde kalınlığın 1~1,5 misline eşittir. Toprağın darbelerini ilettiği diğer ucada; parçalanmaması, liflere ayrılmaması için 6~10 cm yüksekliğinde 2cm kalınlığında konik bir çember geçirilir. Ahşap palplanş duvarların köşeleri kazıklarla yapılır. Bunlar palplanşlarla birleşme sağlamak için özel imal edilirler.

#### 4.1.2. Betonarme Palplanş Duvarlar

Betonarme palplanşlar istenilen uzunlukta ve kesitte imal edilebilirler. Ancak bunlarda da taşıma ve çakma güçlükleri göz önünde bulundurulmalıdır. Bazı durumlarda mukavemet momentlerini arttırmak için T ve I kesitlerinde de imal edilebilirler. Kullanılacakları yerlere nakil sırasında, mesnetlenecekleri ve kaldırma aletleri ile tutulacakları noktalar önceden mutlaka belirlenmiş olmalıdır.

### 4.1.3. Çelik Palplanş Duvarları

Bunlar ise kaba taşlı zeminlerde ahşap ve betonarme palplanşların emniyetle çakılamamasından, yapılarda suyu uzakta tutmak amaçlı çakılmış ahşap palplanşların tekrar kullanılamamasından dolayı denenmişlerdir. Dökme demir yerine dövme demir kullanılır ve üzerinde kilitler mevcuttur. Böylece komşu palplanş tarafından hem klavuzlanmış hemde tutulmuş olurlar (Schoklitsch 1982).

## 4.2. Palplanşların Çakılması ve Sökülmesi

### 4.2.1. Ahşap Palplanşlar

Ahşap palplanşlar çakılmaları esnasında iki ahşap kavrama arasına alınırlar. Bu kavramalar eskiden duvar şakülünde bulunan ve ilk önce çakılmış bulunan kılavuz veya bağlama kazıkları denilen kazıklara bağlanırlardı. Bu kazıklar sonradan duvarın bir kısmı olarak yerinde kalmaktaydı. Fakat palplanş duvarının önceden çakılmış olan bu kazığa bağlanması hem zor hemde pahalıdır. Bu yüzden, kavramaların, palplanş duvarına çakılmasına başlanmadan önce birkaç tutucu kazığa, geçici olarak bağlanması ve aralarına aralık takozları koymak suretiyle, her 1,5~2.0m'de birbirleriyle bulonlanması tercih edilmektedir. Kavramalar tarafından kılavuzlanan palplanşların bir kaç tanesi gerekli derinliğe kadar çakıldıktan sonra kavramalar iskele bulonları yardımıyla bunlara sıkıca bulonlanır. Palplanşlar kademeli bir biçimde çakılmalıdır. İlk önce çakılan palplanşlardan duvarın birkaç metresine tekabül eden miktarı, kavramaların arasına düşey olarak yerleştirilir ve takriben 2m derinliğe kadar zemine çakılır. Bu esnada palplanşlar çikrik, kama veya benzerleriyle birbiri üzerine itilir. Böylece yanlara kaçmaları önlenir. Son palplanş da derinliğe kadar çakılınca, kavramalara bulonlanır. Daha önce bir kısmı çakılmış palplanşlar sırasıyla gerekli derinliğe kadar çakılırlar (Schoklitsch 1982).

#### **4.2.2. Betonarme Palplanşlar**

Bunlar da ahşap palplanşlara benzer şekilde, çakma esnasında iki kuvvetli kavrama arasına alınırlar. Palplanş başları tokmak darbeleri tesirinden korumak için ya bir başlık giydirilir veyahut helozoni birçok sargılarla sarılır.

#### **4.2.3. Çelik Palplanşlar**

Bunlarda ahşaplara benzer yollarla çakılır. Palplanş başları darbelerden korunmak için başlıklıdır. Çakma işine bir köşe palplanşı ile başlanır. Bunun zemine düşey olarak girmesi için özel bir itina gösterilir. Bütün palplanşlar ahşap veya demir kavramalarla birbirine tutturulur. Şahmerdandaki özel bir klavuz yardımı ile de dik durmaları ve plandaki istenilen yerlere çakılmaları sağlanır. Gerektiği takdirde başlığa tespit edilmiş ve bir kablolu çıkırığa sarılmış olan iki çelik halat yardımıyla, eğilmiş olan palplanşlar düzeltilebilir. Zemin üzerine veya içerisine konan ahşap veya demir kavramalar, birer metre uzunluğundaki tutucu kazıklara tespit edilir (Schoklitsch 1982).

#### **4.3. Palplanş Duvarların Kısaltılması**

Geçici olarak kullanılmak ve inşaatta yardımcı bir görevi görmek üzere çakılan palplanşların yukarı uçları çakıldıkları şekilde bırakılırlar. Yapıların esas kısmını teşkil eden ve daimi olarak orada kalan veya kendileri bizzat yapı vazifesi gören palplanşlar yapının özel isteklerine uygun olarak kesilirler.

##### **4.3.1. Ahşap Palplanş Duvarlar**

Ahşap palplanş duvarların kesiminde testere kullanılır. Bunların su içerisinde bulunanlarının kesilmesi düşey eksenli ve istenilen yükseklikte tespit edilen dairesel testerenin su üstünde bulunan iskele yardımı ile yavaş yavaş ve yatay olarak ilerletilmesi ile sağlanır (Schoklitsch 1982).

### 4.3.2. Betonarme Palplanş Duvarlar

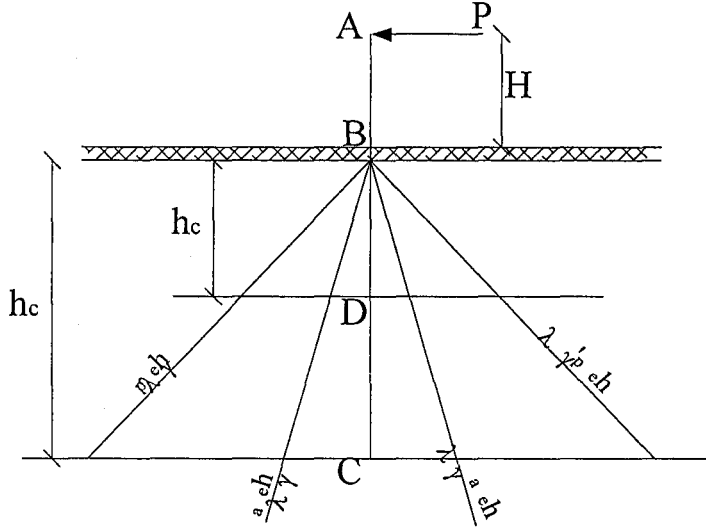
Betonarme palplanşları kısaltmak için, beton istenilen yüksekliğe kadar kırılır. Büyük işlerde basınçlı hava çekiçleri kullanılabilir. Uzunlukları pek fazla olmayan demirler kıvrılır, fazla uzunları ise kesilirler.

### 4.3.3. Çelik Palplanş Duvarlar

Bunlar su üstünde ve su altında hamlaçla kesilirler. Hamlaçla kesme yöntemi demirin hidrojen-oksijen alevi ile tamamen kızıl şekle gelene kadar ısıtılıp, sonra ince bir huzma halinde oksijen sevk edilmesi ile devam edilir. Kızgın demirin oksijen tarafından yalanan kısmı beyaz bir şule ile yanar ve diğer kısımları ısıtılır. Oksijen alevi yavaş yavaş hareket ettirilecek olursa demirin dar bir şeridi yanar ve kesilen yerdeki erimiş olan demirde oksijen alevi yardımıyla dışarı doğru itilir (Schoklitsch 1982).

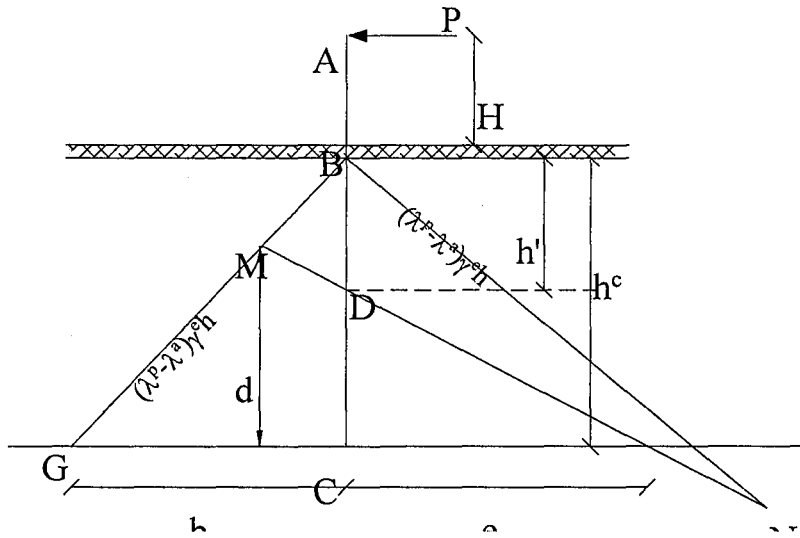
### 4.4. Palplanş Duvarın İncelenmesi ve Boyutlandırılması

Bir tarafta tesir eden toprak ve su basınçlarının olması halinde, gerekli çakma derinliğinin ve palplanş duvarının zorlanmasının bulunmasıdır. Fakat seçilecek kesit yalnız bitmiş duvarın maruz kalacağı zorlanmalara bağlı değildir. Serbest Duran Palplanş Duvarlar: Ankre edilmemiş olan bir palplanş duvarının incelenmesine esas teşkil edecek ve zemin tarafından duvara tesir eden kuvvetler, ancak palplanş duvarının alt kısmının bir nokta etrafında küçük bir dönme hareketi yapmasından sonra meydana gelir. Bu sebeple toprak basıncının üçgen şeklinde dağılmış olduğu kabul edilir ve dengenin incelenmesine, yeter derecede doğru sonuçlar veren metot kullanılabilir (Şekil 4.1). Zeminden yalnız H yüksekliğinde P kuvvetiyle itilen, serbest duran ve ankre edilmemiş olan bir palplanş duvarı üzerinde ilk inceleme yapılacaktır. Duvar zemindeki bir D noktası etrafında dönecektir (Schoklitsch 1982).



Şekil 4.1. Serbest duran palplanş duvarlarında meydana gelen toprak basıncı

D noktasındaki toprak basıncı duvarın dönmesinden dolayı değişikliğe uğramaz. D noktasında BD duvar kısmında duvarın hareketinden dolayı sol tarafta  $\lambda_x \cdot \gamma_c \cdot h$  toprak direnci meydana gelir  $\lambda_a \cdot \gamma_c \cdot h$  toprak basıncı oluşur. DC kısmında ise sağ tarafta toprak direnci, sol tarafta ise toprak basıncı oluşur. Taranmış olan kısımlar, duvarın BD kısmı paralel olarak sola, DC kısmı paralel olarak sağa hareket ettiği takdirde meydana gelecektir. Fakat duvar D noktası etrafında döndüğünden ve bu noktada hiçbir yatay hareket meydana gelmediğinden, burada toprak direnci oluşmayacaktır (Schoklitsch 1982 ve Das 1984).



Şekil 4.2. Serbest duran palplanş duvarında meydana gelen toprak basıncı

D'deki toprak direnci alanları gerçekte D'den geçen yatay bir doğru ile sınırlanmış olmayıp belli olmayan bir eğri ile sınırlanmıştır. Şekil 4.2 de görülen MDN doğrusu çizilmiştir. Yatay kuvvetler toplamının sıfıra eşit olması şartından,

$$P + \frac{b+e}{2}d - \frac{h_c}{2}b = 0 \quad (4.1)$$

bulunabilir.

C'ye göre alınacak momentler toplamından da,

$$P(H + hc) = \frac{b+e}{2} \frac{d^2}{3} - b \frac{h_c^2}{6} = 0 \quad (4.2)$$

bulunur.

Her iki denklemden d'yi çekersek

$$e = \frac{(bh_c - 2P)^2}{bh_c^2 - 6P(H + h_c)} - b \quad (4.3)$$

elde edilir. Eğer,

$$e < (\lambda'_p - \lambda_u) \gamma_e h_c \quad (4.4)$$

ise, palpaş duvarı serbest durabilir (Craig 1997).

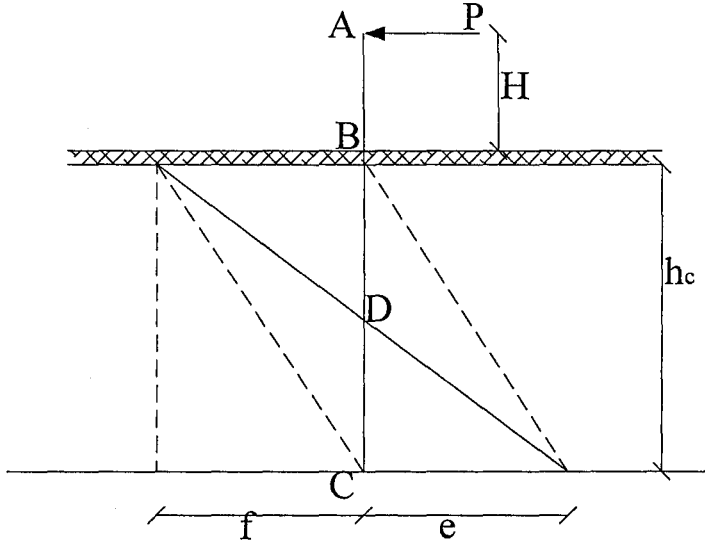
“e” bilindiğine göre, yukarıdaki denklemden “d” hesaplanabilir.

Duvarın BD kısmındaki toprak direnci, zeminle duvar arasındaki sürtünme açısına eşit olacak şekilde, eğik ve yukarı doğru, DC duvar kısmında da eğik ve aşağıya doğru etki etmektedir. Duvarın sol tarafındaki toprak direncinin, sürtünme açısı da dikkate alınmak suretiyle, tablolardan hesaplanmasını, yukarıdaki formüllere uygularken de bunun yatay olarak etki ettirilmesini ve buna göre de



duvarın DC kısmındaki toprak direncinin, tablolardan sürtünme açısının sıfıra eşit olması durumu için hesaplanmasını tavsiye eder.

Duvarın BD bölümünde meydana gelen toprak direncinin çok büyük olması, BG doğrusunun çok yatık olmasını gerektirir. Bu nedenle palplanş duvarını B noktasında ankastre kabul edebiliriz (Das 1984).



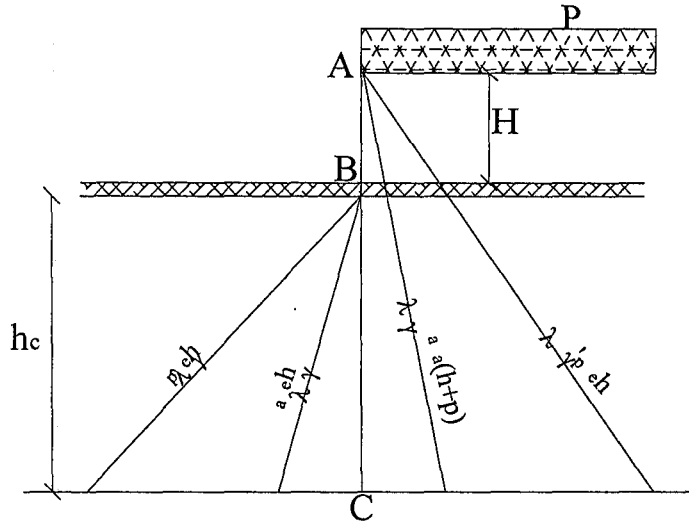
Şekil 4.3. Serbest duran palplanş duvarında meydana gelen toprak basıncı

$$P + \frac{e \cdot h_c}{2} - \frac{f \cdot h_c}{2} = 0 \quad (4.5)$$

$$P(H + h_c) + e \frac{h_c^2}{6} - f \cdot \frac{h_c^2}{3} = 0 \quad (4.6)$$

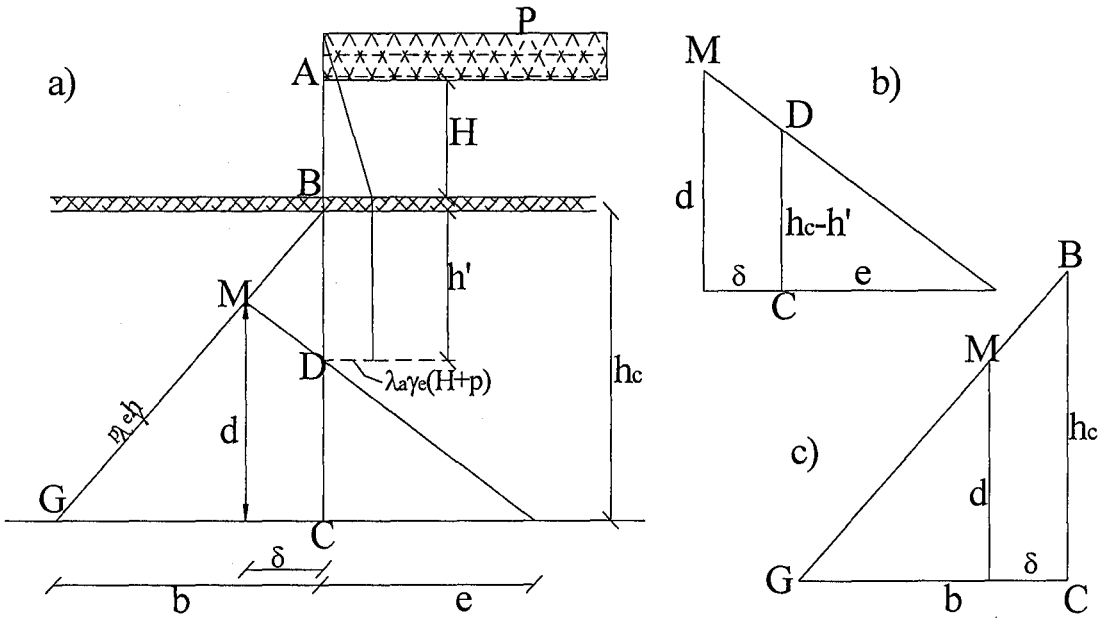
olur. Buradan e ve f kolayca hesaplanır.

Tek tarafi toprak basıncına maruz bulunan, ankre edilmemiş bir palplanş duvarında meydana gelen toprak basınçlarının ve çakma derinliğinin bulunmasında yukarıdaki şekilde yapılır.



Şekil 4.4 Tek tarafı toprak basıncına maruz kalan ve ankre edilmemiş palplanş duvarında meydana gelen toprak basıncı

Eğer Şekil 4.4.'deki gibi bir dış yük mevcutsa, toprak direnci dağılışı aşağıdaki şekildeki gibi olacaktır.



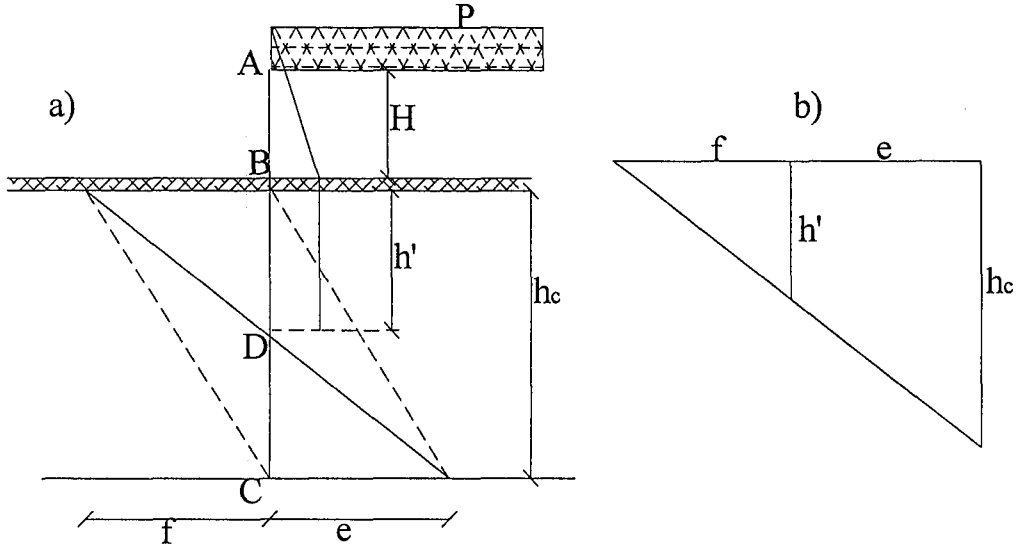
Şekil 4.5. Tek tarafı toprak basıncına maruz kalan ve ankre edilmemiş palplanş duvarında meydana gelen toprak basıncı

Yine aynı şekilde yatay kuvvetlerin toplamı ve C noktasına göre alınacak momentlerin toplamı sıfıra eşit olmalıdır (Schoklitsch 1982 ve Das 1984).

$$\lambda_a \gamma_e (H+p) \frac{H+p}{2} + \lambda_a \gamma_e (H+p) h' + \frac{b+e}{2} d - b \frac{h_c}{2} = 0 \quad (4.7)$$

$$\lambda_a \gamma_e \frac{(H+p)^2}{2} \left( h_c \frac{H+p}{2} \right) + \lambda_a \gamma_e (H+p) h' \left( h_c - \frac{h'}{2} \right) + (b+e) \cdot \frac{d^2}{6} - b \frac{h_c^2}{2} = 0$$

burada  $b = \lambda_p \gamma_e h_c$  dir. Şekil 4.5' den



Şekil 4.6. Tek tarafı toprak basıncına maruz kalan ve ankre edilmemiş palplanş duvarında meydana gelen toprak basıncı

$$\frac{hc - h}{d} = \frac{e}{e + \delta} \text{ veya } h' = h_c - \frac{d \cdot e}{e - \delta}$$

Şekil 4.5c'den

$$\frac{\delta}{b} = \frac{h_c - d}{d} \text{ veya } \delta = b \frac{(hc - d)}{d} \text{ bulunur.} \quad (4.8)$$

Eğer palplanş duvarı serbest duracaksa

$$e < \lambda'_p \gamma_e (h_c + H) - \lambda_a \gamma_e h_c$$

olmalıdır.

Bu halde de palplanş duvarını ankastre gibi kabul etmek mümkün olabilir. Yeterli miktarda emniyetle, yatay kuvvetlerin denge şartı için

$$\lambda_c \gamma_e \frac{(H+p)^2}{2} + \lambda \gamma (H+p)h' + e \frac{h_c}{2} - f \frac{h_c}{2} = 0 \quad (4.9)$$

ve C noktasına göre alınacak momentler toplamı

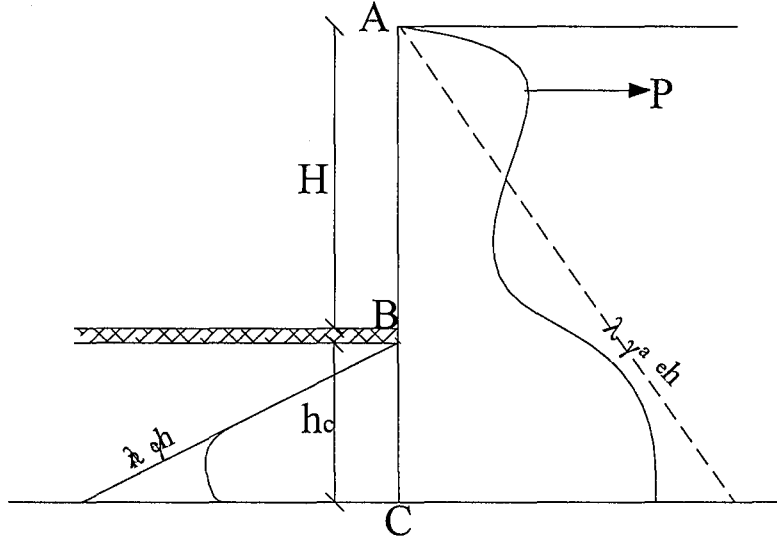
$$\lambda_a \gamma_e \frac{(H+p)^2}{2} \left( h_c \frac{H+p}{3} \right) + \lambda_c \gamma_e (H+p)h' \left( h_c - \frac{h'}{2} \right) + e \frac{h_c^2}{2} - f \frac{h_c^2}{3} = 0$$

yazılabilir.

$$\frac{h_c}{h'} = \frac{e+f}{f} \quad (4.10)$$

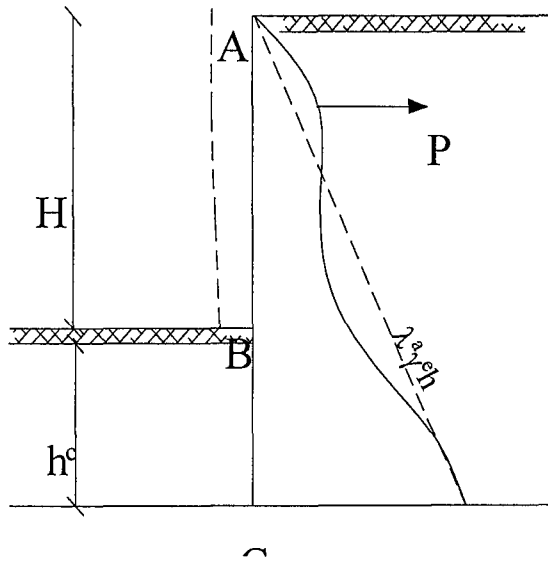
olur ve e nin tekrar yukarıdaki eşitsizliği gerçekleştirmesi gerekir.

Ankre edilmiş palplanş duvarları: Duvar bir veya bir kaç yerinden desteklenmiş veya ankre edilmiş palplanşların zorlanmaları önemli miktarda azalır. Böyle bir palplanş duvarında toprak ve su basınçlarının yatay bileşenlerine, ankraj kuvveti ile palplanş duvarının önündeki toprak direncinin yatay bileşenleri karşı koymaktadır. Bu tarz bir palplanş duvarının zemine ankastre edilmesi gereksiz olabilir. Yanlış duvar çok derinlere çakılacak olursa, duvarın eğilme zorlanmasını azaltan, bir eğilme mukavemeti oluşabilir. Duvarın dengesi için gerekli toprak direncinin meydana gelebileceği çakma derinliğine kadar çakmak gerekir. Toprak direncinin meydana gelebilmesi için duvarın çok az miktarda hareketi yeterli olacaktır. Palplanş duvarı eğildiğinden ve bu esnada aşağıda ve yukarıda bulunan iki nokta etrafında döndüğünden palplanş duvarının alt uçtaki hareketi çok az olur. Toprak direncinin tamamı alt uçtan belli bir yükseklikte meydana gelir. Burada toprak basıncının üçgen şeklinde dağıldığı kabulünü yapmak pek doğru olmaz. Toprak basıncı dağılışı yaklaşık olarak Şekil 4.7 deki gibi olacaktır (Capper ve Cassie 1962; Das 1984).

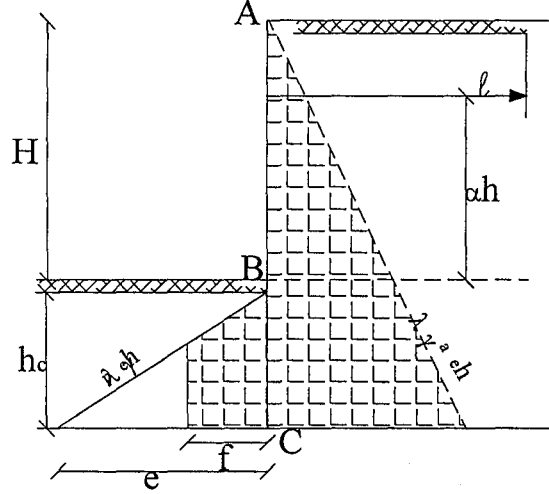


Şekil 4.7 Ankre edilmiş bir palplandaki toprak basıncı

Eğer ankraj bel verirse, palplandaki duvarı ayak ucundaki bir nokta etrafında döner ve toprak basıncı dağılışıda, Şekil 4.8 deki üçgene yaklaşır. Ankre edilmiş bir duvarın incelenmesinde, üçgen şeklindeki toprak basıncı dağılışı kabulü yapılacaktır. Bu durumda, palplandaki duvarının kendisi inceleme sonucuna göre gerçekte daha az, ankraj kuvveti ise incelemenin verdiği sonuca göre gerçekte daha fazla zorlanacaktır (Şekil.4.8).



Şekil 4.8 Ankre edilmiş bir palplandaki duvarındaki toprak basıncı dağılımı



Şekil 4.9 Tek taraflı toprak basıncına sahip ankre edilmiş  $h_c$  çakma derinliği az olan bir palplanş duvarında meydana gelen toprak basıncı

Gerçekte meydana gelen, fakat belli olmayan toprak direnci alanı Şekil 4.9 da taranarak gösterilmiştir. Buradaki yatay kuvvetlerin denge şartından

$$Q + fh_c - f^2 \frac{h_c}{2b} - \lambda_a \gamma_e \frac{(H + h_c)^2}{2} = 0 \quad (4.11)$$

bulunur.  $f$  için  $n$  defa emniyet alınacak olursa

$$f = \frac{b}{n} = \frac{\lambda_p \gamma_e h_c}{n} \quad (4.12)$$

olur ve bu yukarıdaki denklemde yerine konursa;

$$Q + \lambda_p \gamma_e h_c^2 \left( \frac{1}{n} - \frac{1}{2n^2} \right) - \lambda_a \gamma_e \frac{(H + h_c)^2}{2} = 0 \quad (4.13)$$

elde edilir.

Ankraj kuvvetinin büyüklüğü

$$Q = \lambda_p \gamma_e h_c^2 \frac{1 - 2n}{2n^2} + \lambda_a \gamma_e \frac{(H + h_c)^2}{2} = 0 \quad (4.14)$$

olur. C noktasına göre alınan momentler şartından

$$Q(h_c + \alpha H) = \gamma_e \frac{fh_c^2}{2} - \gamma_e \frac{f^2 h_e}{2b} \left( h_c - \frac{f^2 h_c}{3b} \right) - \gamma_e \lambda_a \frac{(H + h_c)^2}{6} = 0 \quad (4.15)$$

veya

$$Q(h_c + \alpha H) + \gamma_e \lambda_p \frac{h_c^3}{2n} - \gamma_e \lambda_p \frac{h_e^3}{2n^2} \frac{3n-1}{3n} - \gamma_e \lambda_a \frac{(H + h_c)^3}{6} = 0 \quad (4.16)$$

ve buradan

$$Q(h_c + \alpha H) + \gamma_e \lambda_p h_c^3 \frac{3n^2 - 3n + 1}{6n^3} - \gamma_e \lambda_a \frac{(H + h_c)^3}{6} = 0 \quad (4.17)$$

bulunur.

Eğer Q için, daha önce bulunmuş olan değer ve bundan başka  $\frac{\lambda_p}{\lambda_a} = \lambda$  yazılacak olursa,

$$h_c^3 + c_1 H h_c^2 + c_2 H^2 h_c + c_3 h^3 = 0 \quad (4.18)$$

denklemini çıkartılır. Burada ki

$$c_1 = \frac{3n[\alpha(1-2n)\lambda + n^2(\alpha+1)]}{\lambda(1-3n^2) + 2n^3} \quad (4.19)$$

$$c_2 = \frac{6\alpha.n^3}{\lambda(1-3n^2) + 2n^3} \quad (4.20)$$

$$c_3 = \frac{(3\alpha-1)n^3}{\lambda(1-3n^2) + 2n^3} \quad (4.21)$$

olacaktır. Emniyet için n=2 ila 3 alınır.

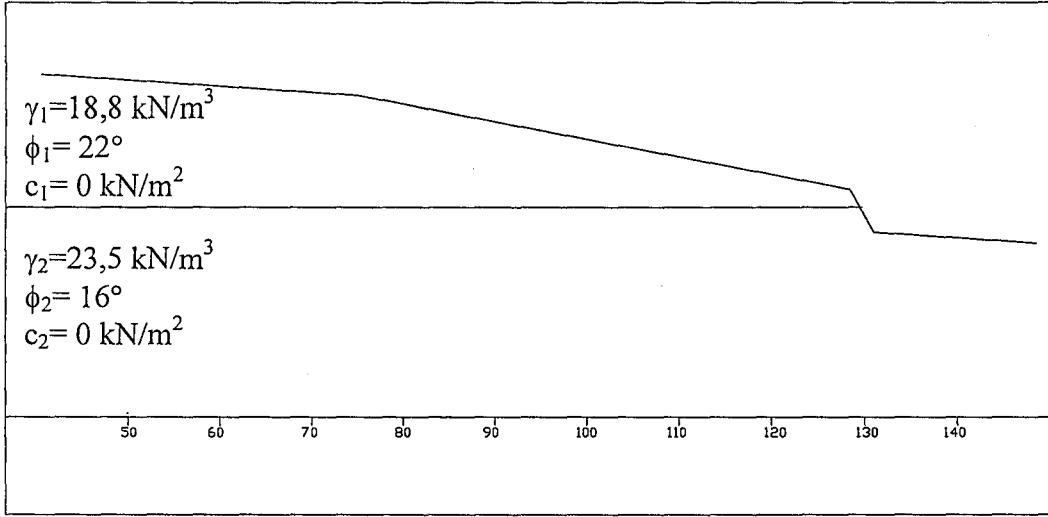
## 5. ŞEVLERDE KAYMA POTANSİYELİNİN İNCELENMESİ

### 5.1. Problemin Tanımlanması

Şekil 4.1’de verilen şev yatayla 11°’lik açı yapmakta ve iki ayrı zemin tabakası içermektedir. Zemin üst ve alt tabakaları suya doymun kumlu silt ve çakıllı, kumlu silt olup karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

Kumlu Silt  $\gamma_1=18,8 \text{ kN/m}^3$   $\phi_1= 22^\circ$   $c_1= 0 \text{ kN/m}^2$

Çakıllı, Kumlu Silt  $\gamma_2= 23,5 \text{ kN/m}^3$   $\phi_2= 16^\circ$   $c_2= 0 \text{ kN/m}^2$



Şekil 5.1. Arazi kesiti

### 5.2. Şev Stabilitesi Analizi Hesapları

Şev stabilitesi problemleri, ortaya çıkmış veya olması muhtemel şev kaymalarının hangi şev stabilitesi analiz yöntemi ile çözüleceğine doğru karar vermek için yapılması gerekenler aşağıdaki gibi sıralanabilir;

1. Daha önceden oluşmuş olan büyük süreksizliklerin varlığına veya oluşmuş kayma yüzeyi bulunup bulunmadığına, homojeniteye, çekme çatlaklarına ve açık noktalara dikkat edilir. Süreksizliklerin olmadığı homojen zemin şevlerinde kayma yüzeyinin şekli dairesel kabul edilir. Dolgularda, imalat



yöntemi gözönüne alınarak, farklı zemin cinslerinin olduğu bölgelere ve ait temel zeminin cinsine göre kayma yüzeyinin şekline karar verilir.

2. İlk kaymanın oluşu ile olması muhtemel hareket arasındaki benzerliklerde kayma yüzeyinin şekli bakımından önemlidir. Önceden oluşmuş kayma bölgesinde artık mukavemet parametreleri hesaplara katılır ve kayma yüzeyi bu durumda parçalı olarak kabul edilir.
3. Güvenlik sayısı değerinin hesaplanması için sürtünme ve kohezyon önemlidir. Araziden ve laboratuvar deneylerinden elde edilen mukavemet parametreleri geri analiz yöntemi ile karşılaştırılarak, olabilecek artezyen basınçları, yeraltı suyu ağı ve jeolojik detaylar gözönüne alınır.
4. Hesaplamalar açısından efektif veya toplam gerilme analizinden hangisinin seçileceğine, özellikle zeminin cinsi gözönüne alınarak, kısa süreli mi yoksa uzun süreli stabilize şartlarının mı seçileceği ve olması muhtemel yükleme şartlarına da karar verilir.
5. Eğer arazide uzun uniform şekilli şevlerle karşılaşırsa bu durumda kayma yüzeyi alt zemin yüzeyine paraleldir ve çözüm için basit sonsuz şev eşitlikleri kullanılır.
6. Yüzeye yakın fakat alttaki zemin yüzeyine paralel olmayan bir kayma yüzeyi oluşmuşsa bu durumda basitleştirilmiş JANBU yöntemi hesaplamalar için uygundur.
7. Düzgün kayma yüzeyinden oluşmuş bir blok kayması söz konusu ise bu durumda güvenlik sayısının değeri kritik bölgesel kayma analizi yapılarak bulunur ve GLE yöntemine göre çözümü yapılabilir.
8. Kayma yüzeyinin şeklinin tüm verileri değerlendirilerek dairesel kayma türü olduğuna karar verilirse stabilite kartları veya BISHOP yöntemi çözüm için seçilebilir.
9. Hesaplamalar sırasında dilimler arası kuvvetlerin ihmal edildiği veya düzeltme faktörlerinin bulunduğu yöntemlerin seçiminde dikkatli olunmalıdır.

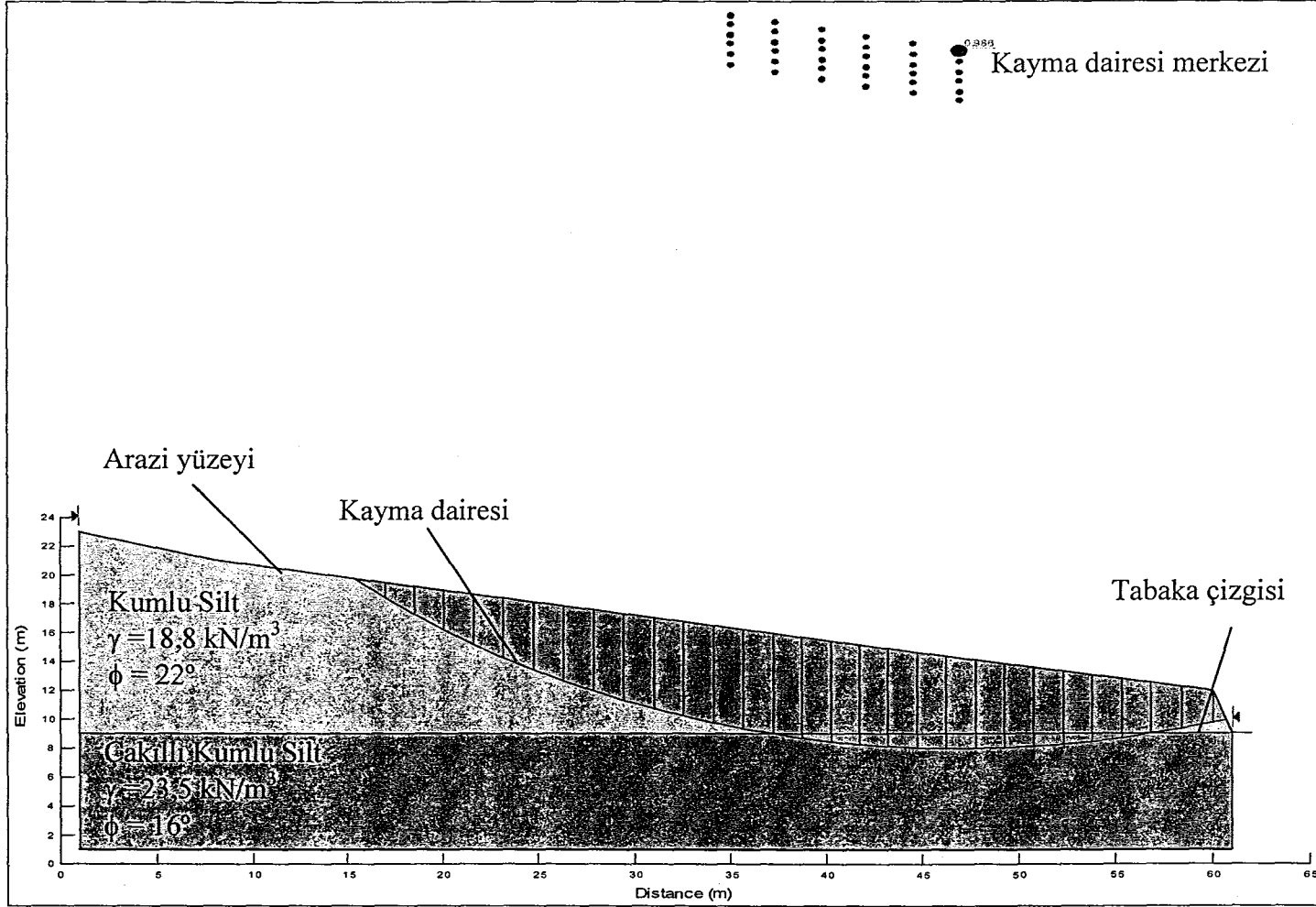
BISHOP ve JANBU yöntemleri şev stabilitesi analizi için geliştirilmiş ilk çözümlerendir. BISHOP yöntemi hesaplamalar sırasında yatay kuvvetlerin dengesini gözönüne alırken, JANBU yöntemi çözüm sırasında moment dengesini ihmal etmektedir ve güvenlik sayısı değeri bu yöntemlere göre her durumda hesaplanabilir. Güvenlik sayısı değerleri tüm yöntemlere göre hesaplanarak karşılaştırıldığında  $\% \pm 15$  kadar farklılık göstermektedir. Stabilite analiz yöntemleri arasında direk olarak bir karşılaştırma yapılması çok zor olmasına rağmen BISHOP basitleştirilmiş çözüm yöntemi kayma yüzeyini dairesel kabul etmekte ve güvenlik sayısı değerini SPENCER VE MORGENSTERN – PRICE yöntemlerine göre  $\% 5$  kadar daha küçük hesaplamaktadır. JANBU yöntemi ise kayma yüzeyini dairesel olarak almamakta ve güvenlik sayısı değerini alışılmış yöntemlere göre  $\% 30$  kadar beklenen değerlerin altında hesaplamaktadır.

Stabilite analizinin tüm yöntemlerine göre hesap yaparken, eğer şev üzerinde çekme çatlak varsa buranın su ile dolu olduğu düşünülmeli, mukavemet parametrelerinin hesaba katılması unutulmamalı (kohezyon parametresi, sürtünme parametresi, yeraltısuyu v.s) ve güvenlik sayısı tüm bunlar gözönüne alınarak hesaplanmalıdır. Mukavemet zarfı eğrisinde kullanılan  $c$  ve  $\phi$  değerleri problemin analiz edilmesiyle uygun bir şekilde seçilmeli, eğer mümkünse bilgisayar programları ile uyumlu Mohr – Coulomb Kırılma zarfı kullanılmalıdır. Kayma mukavemeti parametrelerinde boşluk suyu basıncı etkisi v.s ile zamana bağlı olarak değişim olabileceği unutulmamalıdır (Ünal 2001).

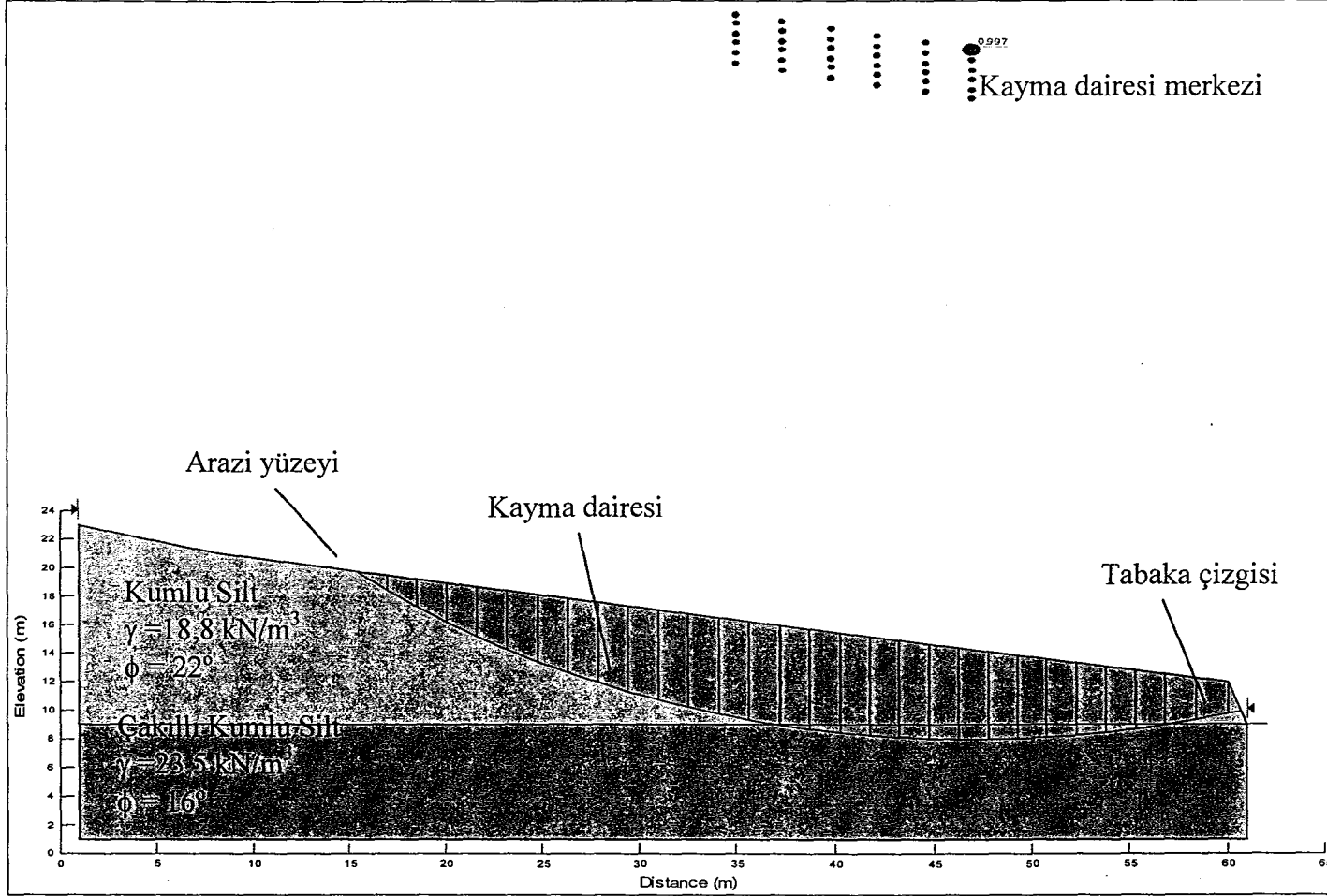
Çizelge 5.1. Şev stabilitesi analizinin sonuçlarının karşılaştırılması

Yöntemin adı	Şekil No	Güvenlik Sayısı	Şekil No	Güvenlik Sayısı
Ordinary Metodu	5.2	0,986	5.10	0,883
Bishop Dilim Metodu	5.3	0,997	5.11	1,085
Janbu Metodu	5.4	0,941	5.12	1,006
Lowe-Karafiath Metodu	5.5	0,986	5.13	1,074
Spencer Metodu	5.6	0,993	5.14	1,084
Morgenstern-Price Metodu	5.7	0,993	5.15	1,084
Corps of Engineers#1 Metodu	5.8	1,007	5.16	1,105
Corps of Engineers#2 Metodu	5.9	0,993	5.17	1,093

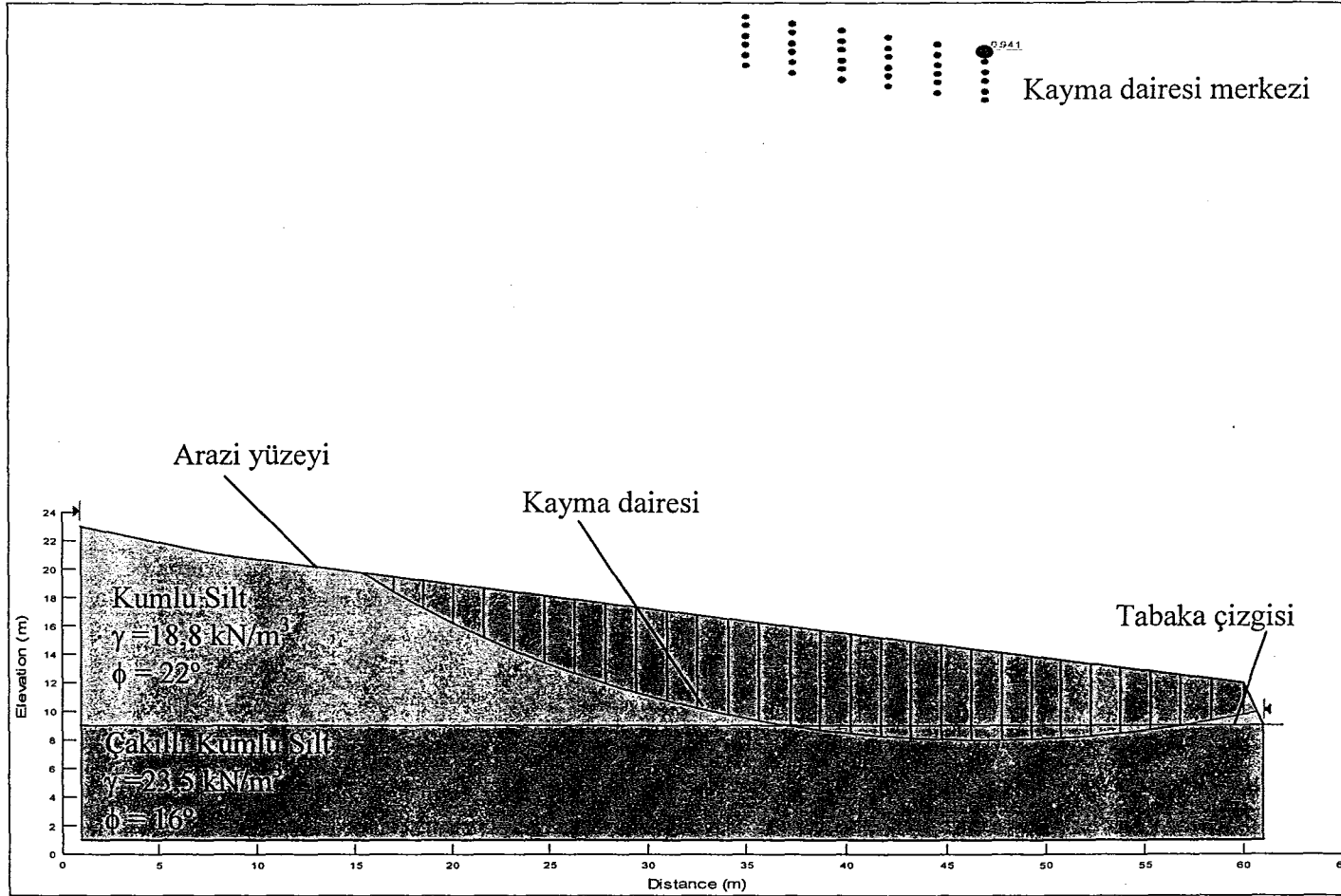
Tanımlanan kayma probleminin çözümü için BISHOP şev stabilitesi analiz yöntemi esas alınarak elde edilmiş kritik kayma dairesine ait dilim özellikleri Çizelge 5.2 de verilmektedir. Hesaplamalar sonucunda güvenlik sayısı  $G_s=0,997$  olarak bulunmuştur.



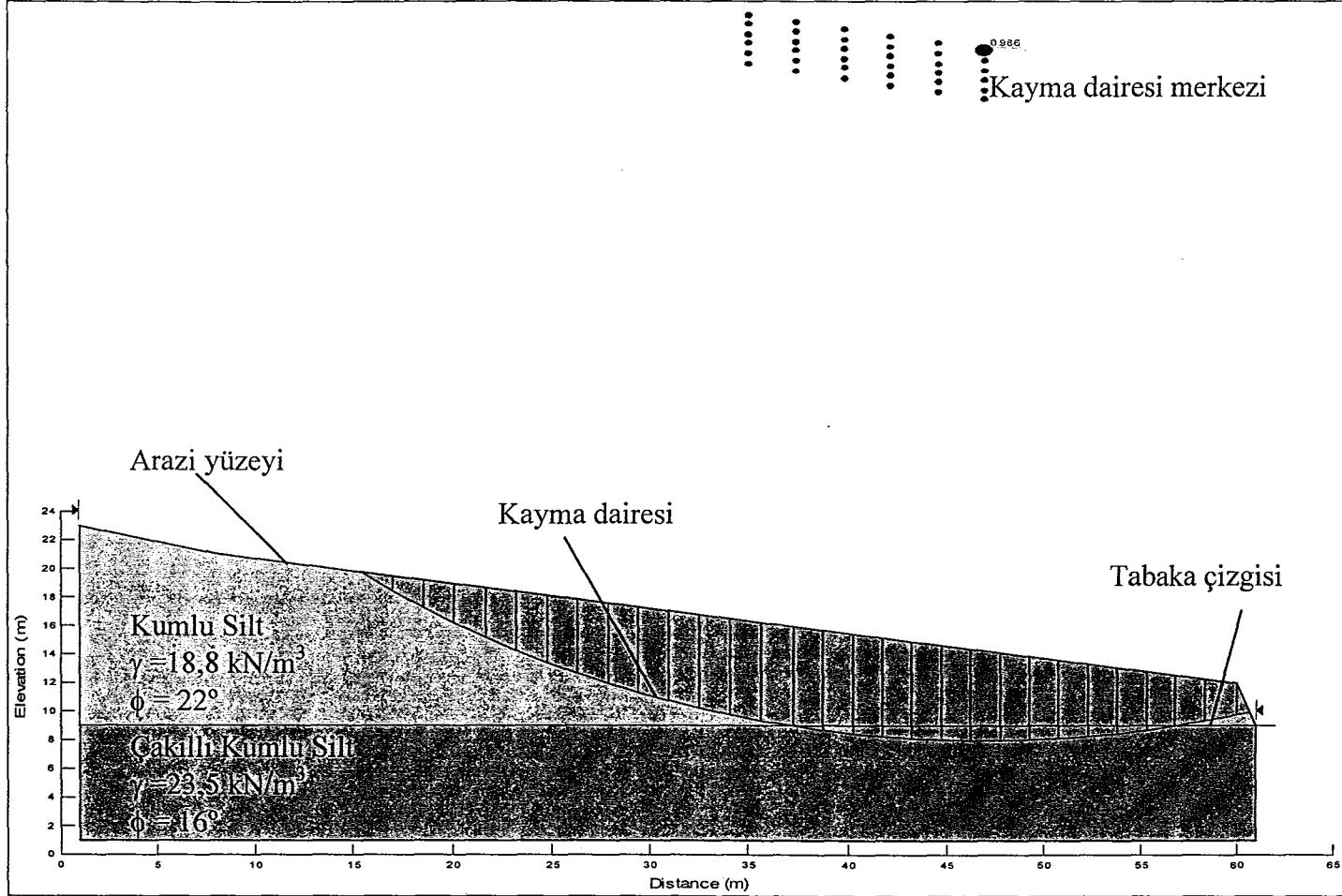
Şekil 5.2. Ordinary yöntemine göre geçirilen kayma dairesi



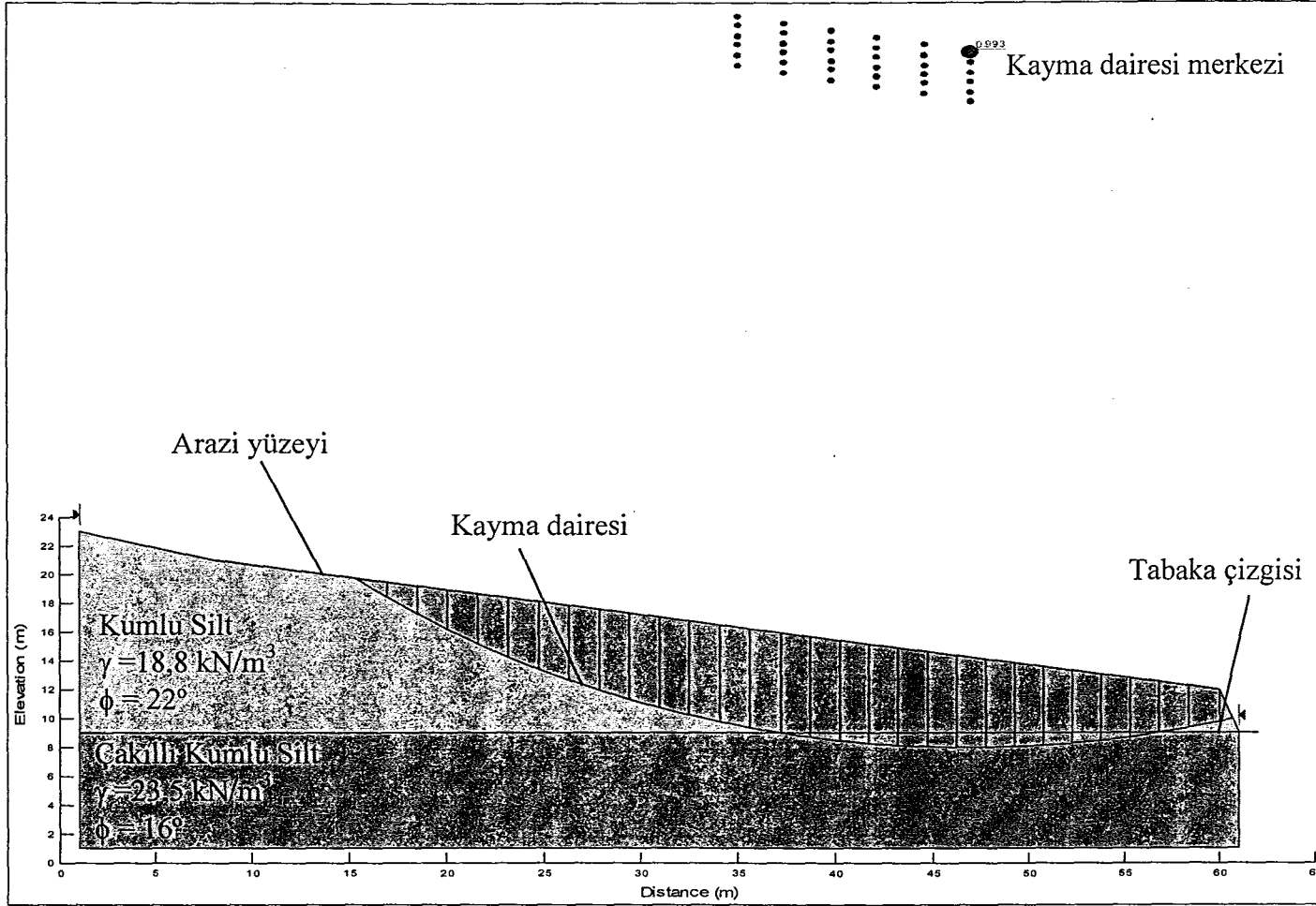
Şekil 5.3. Bishop yöntemine göre geçirilen kayma dairesi



Şekil 5.4. Janbu yöntemine göre geçirilen kayma dairesi

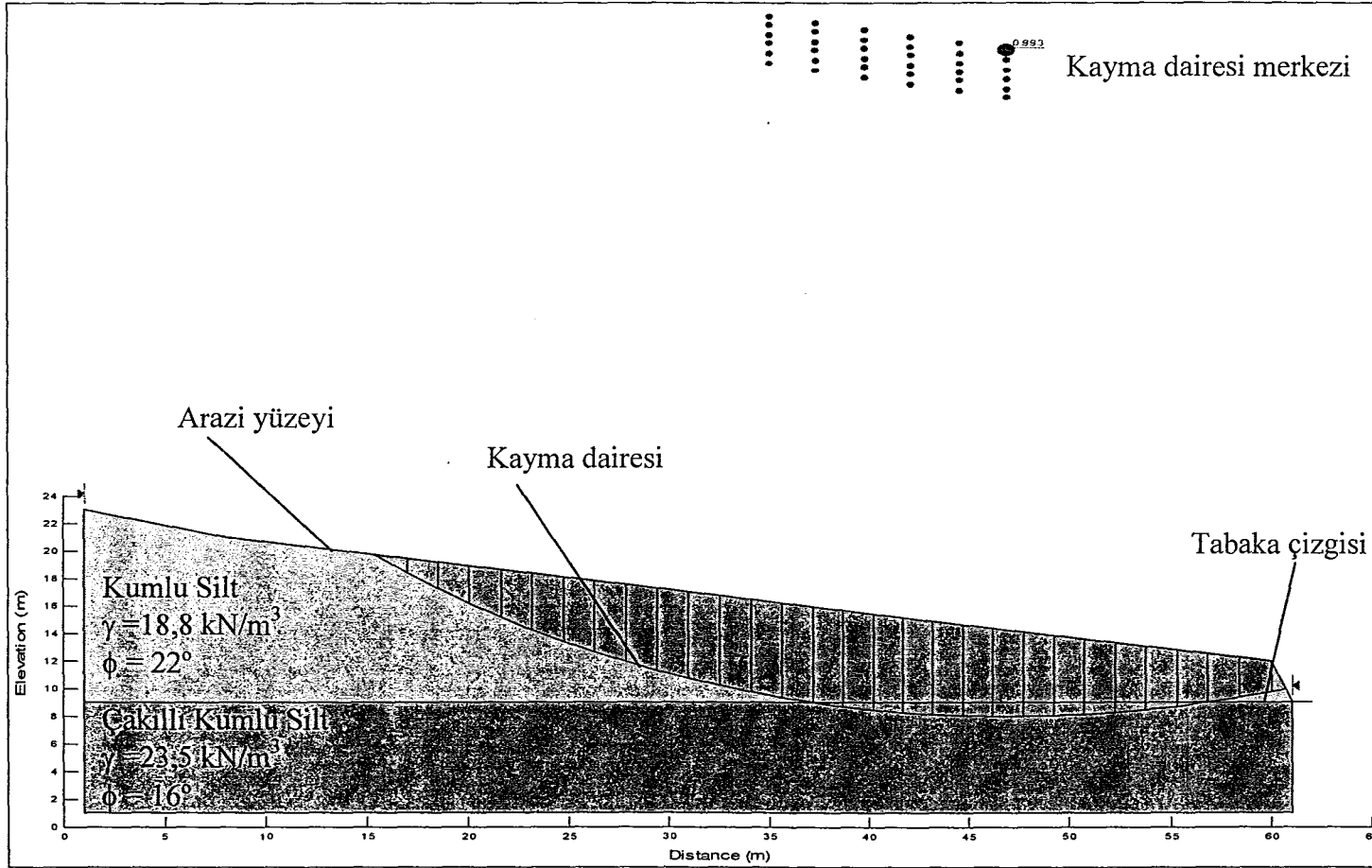


Şekil 5.5. Lowe- Karafiath yöntemine göre geçirilen kayma dairesi

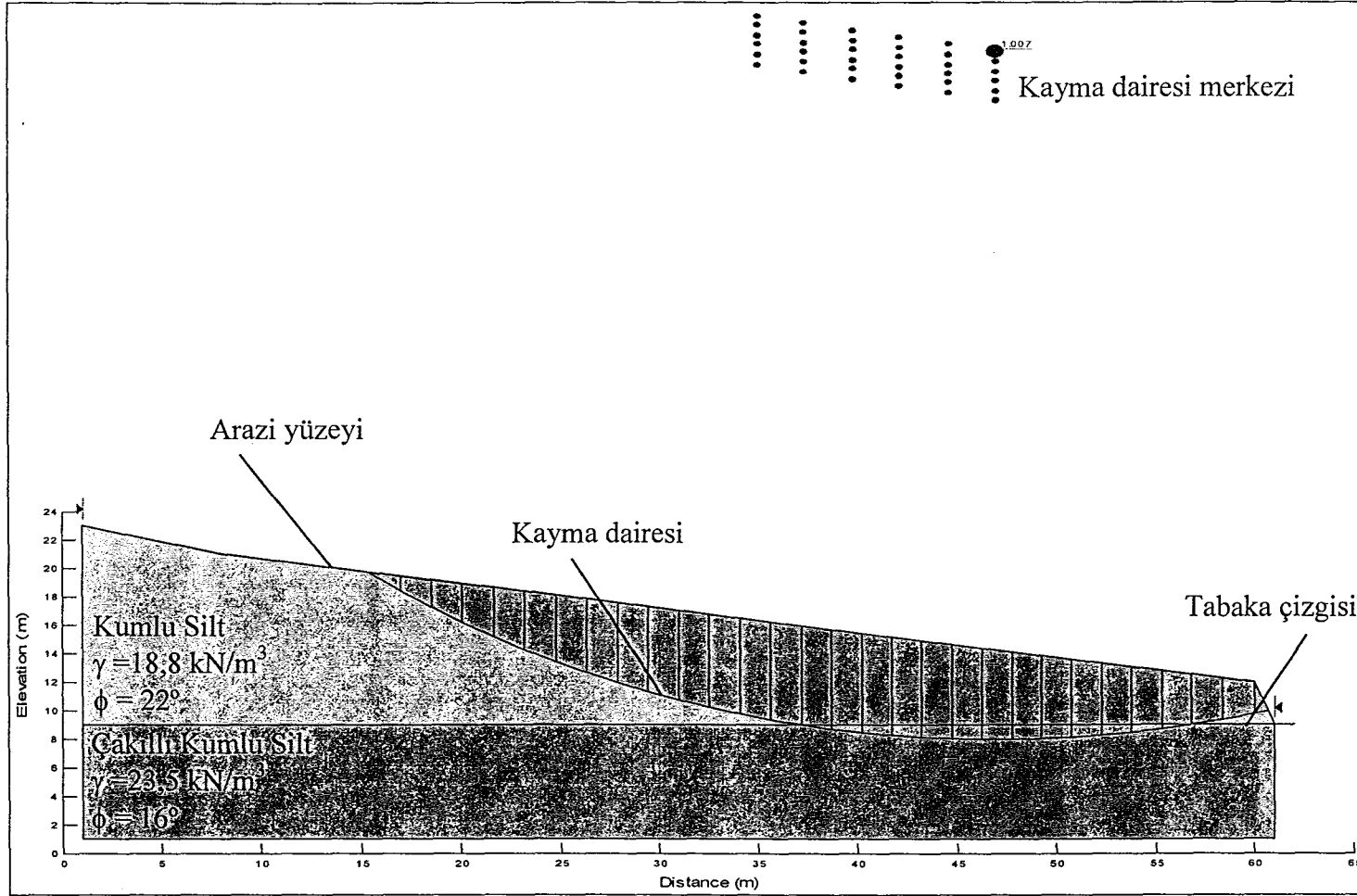


Şekil 5.6. Spencer yöntemine göre geçirilen kayma dairesi

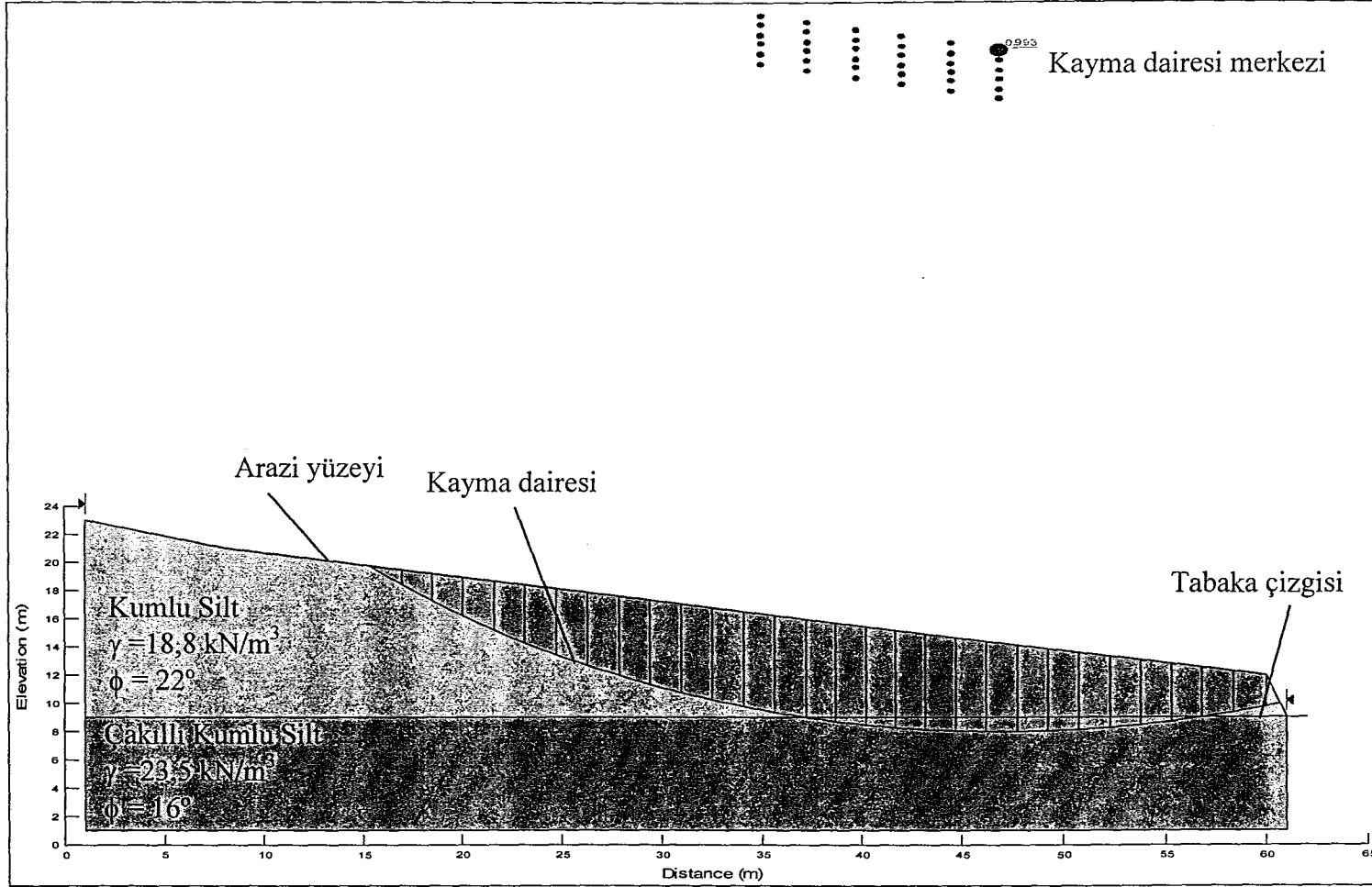




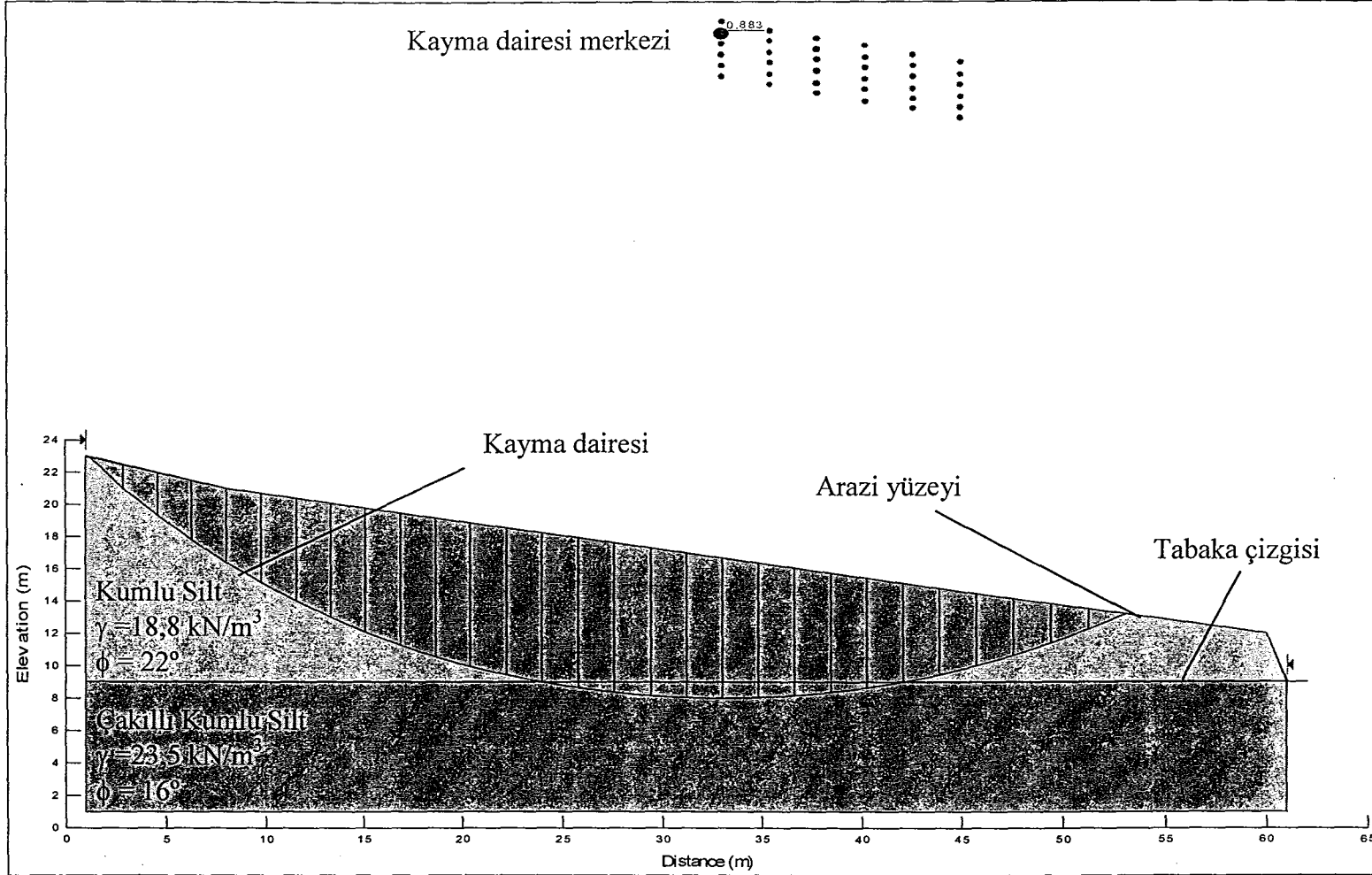
Şekil 5.7. Morgenstern-Price yöntemine göre geçirilen kayma dairesi



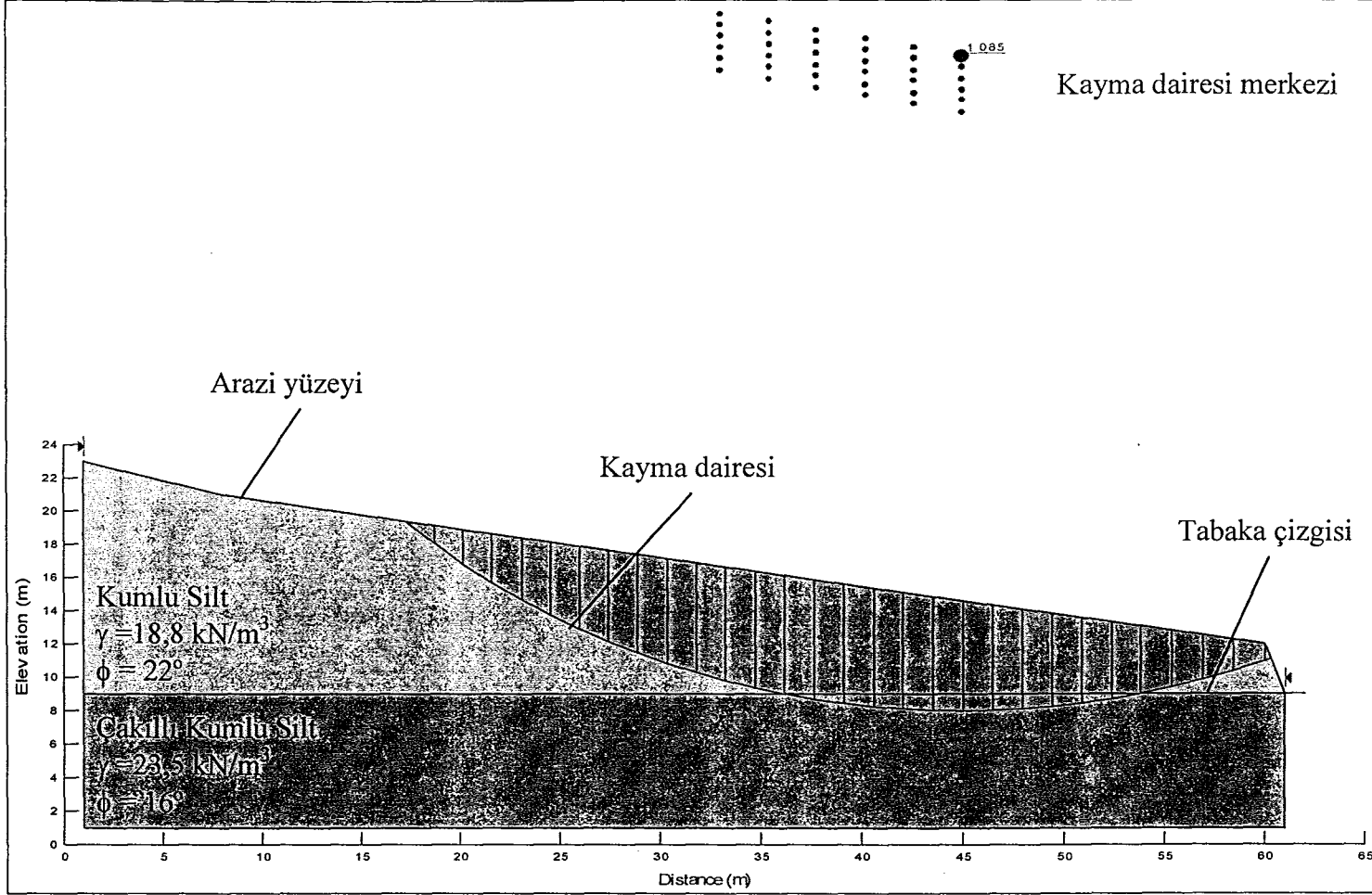
Şekil 5.8. Corp of Engineers #1 yöntemine göre geçirilen kayma dairesi



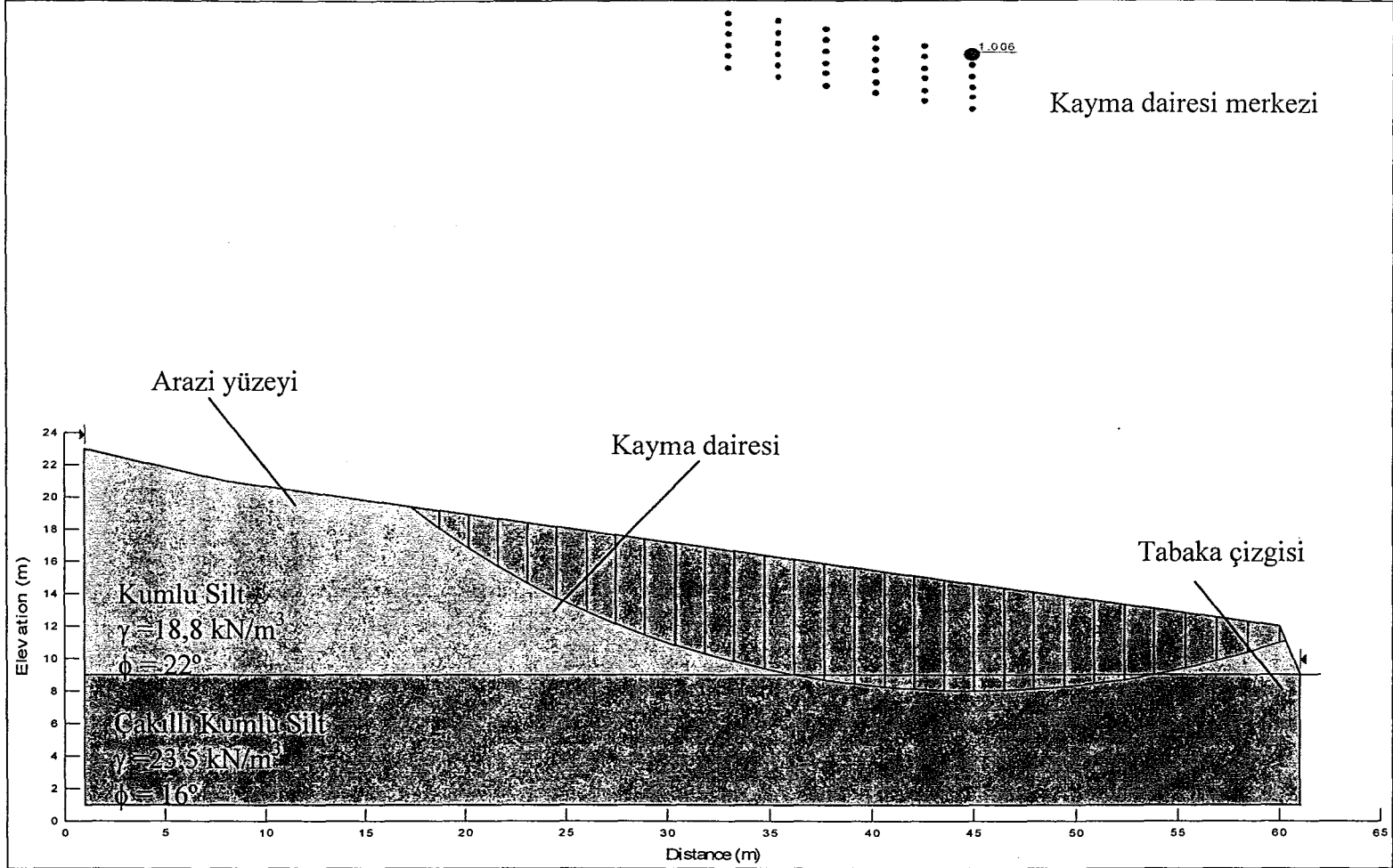
Şekil 5.9. Corps of Engineers #2 yöntemine göre geçirilen kayma dairesi



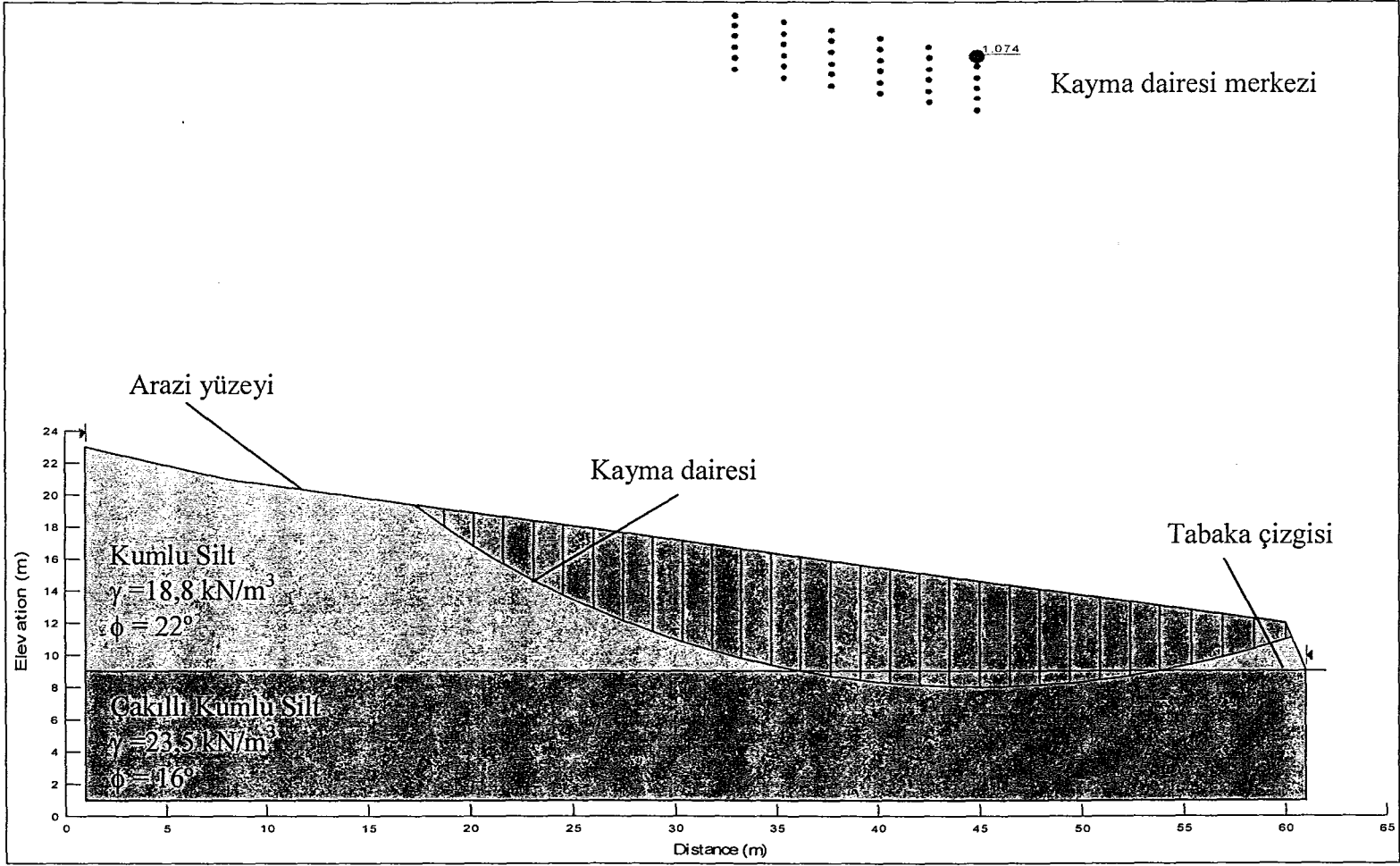
Şekil 5.10. Ordinary yöntemine göre geçirilen kayma dairesi



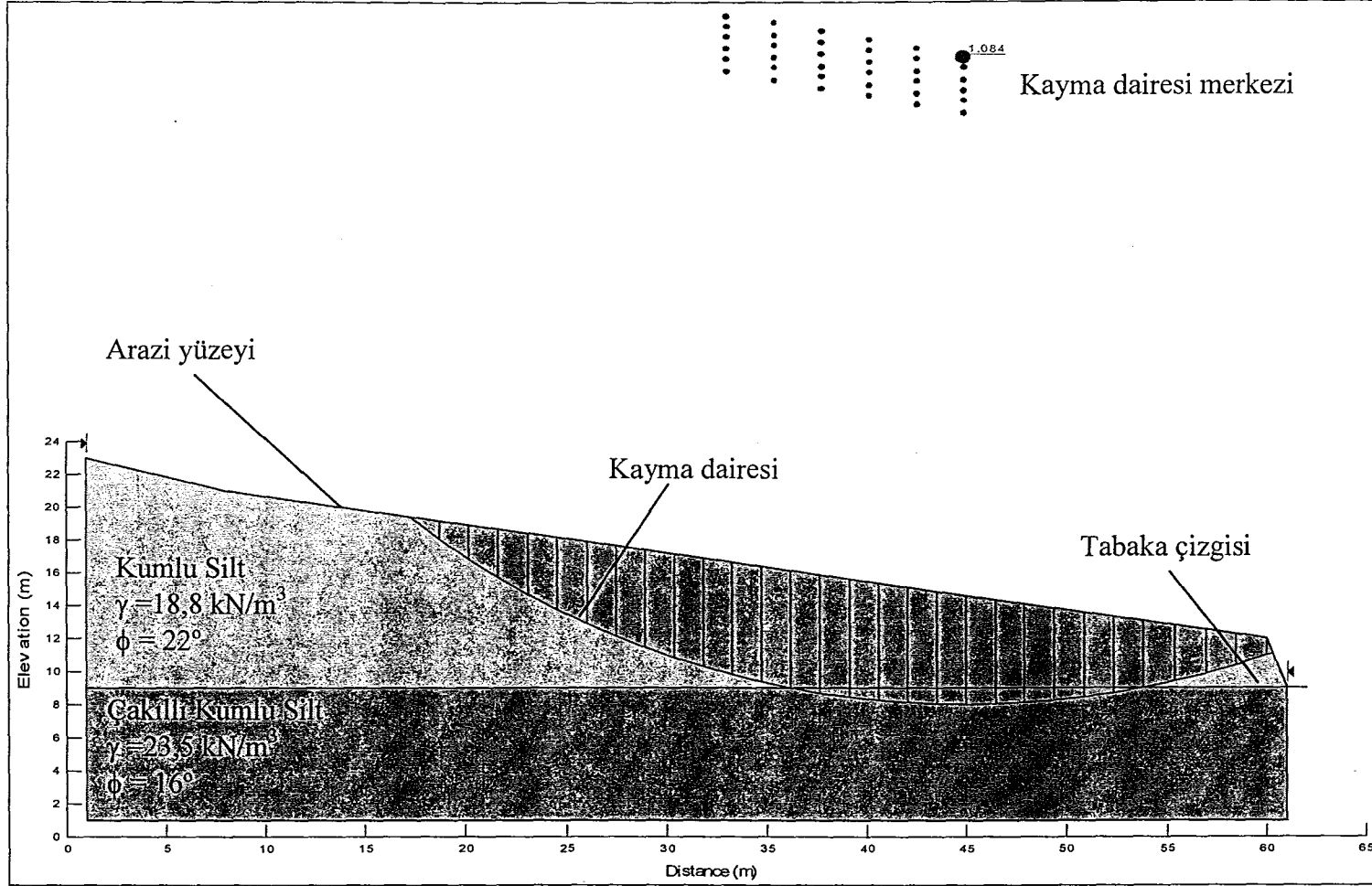
Şekil 5.11. Bishop yöntemine göre geçirilen kayma dairesi



Şekil 5.12. Janbu yöntemine göre geçirilen kayma dairesi

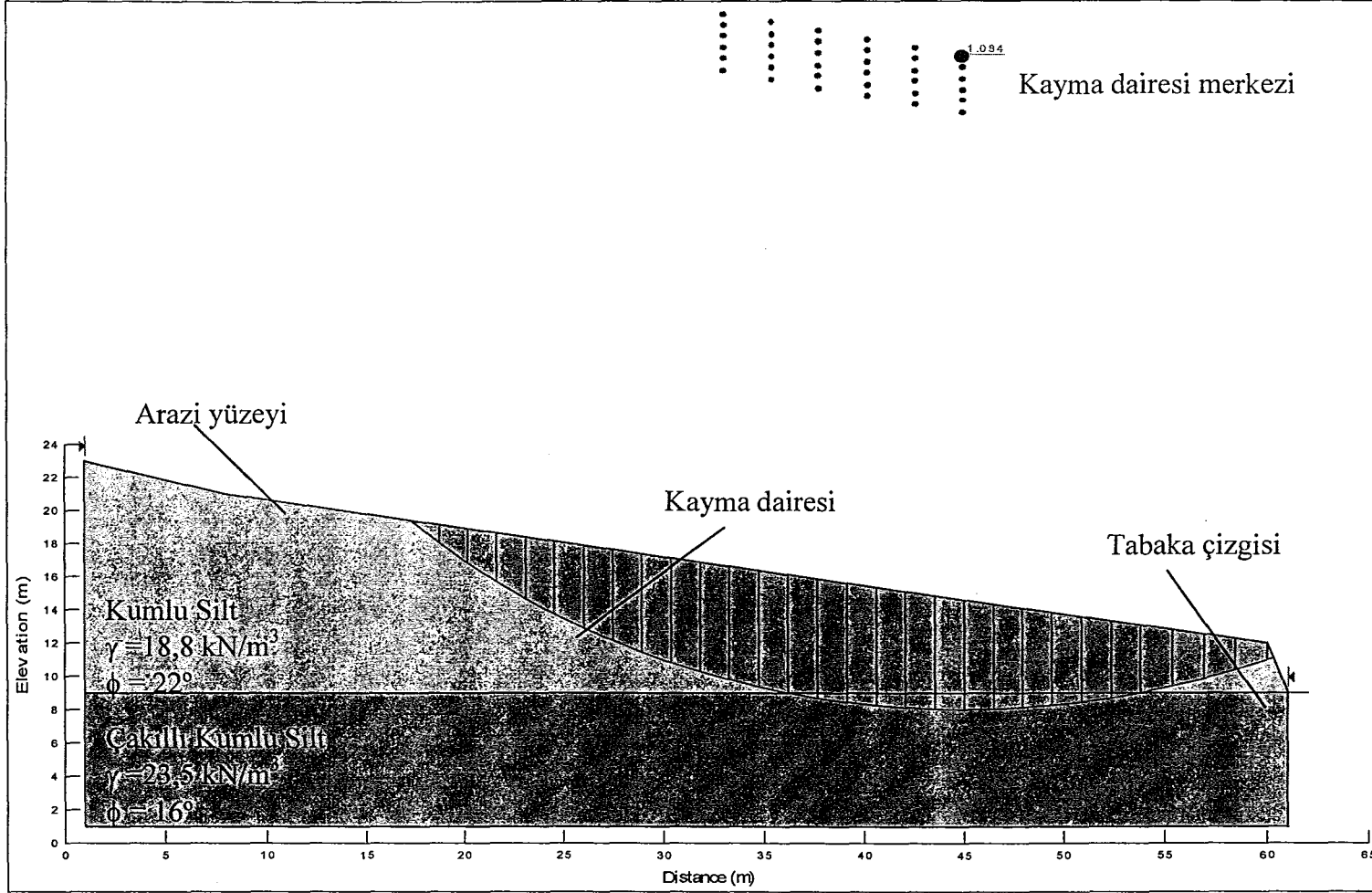


Şekil 5.13. Lowe- Karafiath yöntemine göre geçirilen kayma dairesi

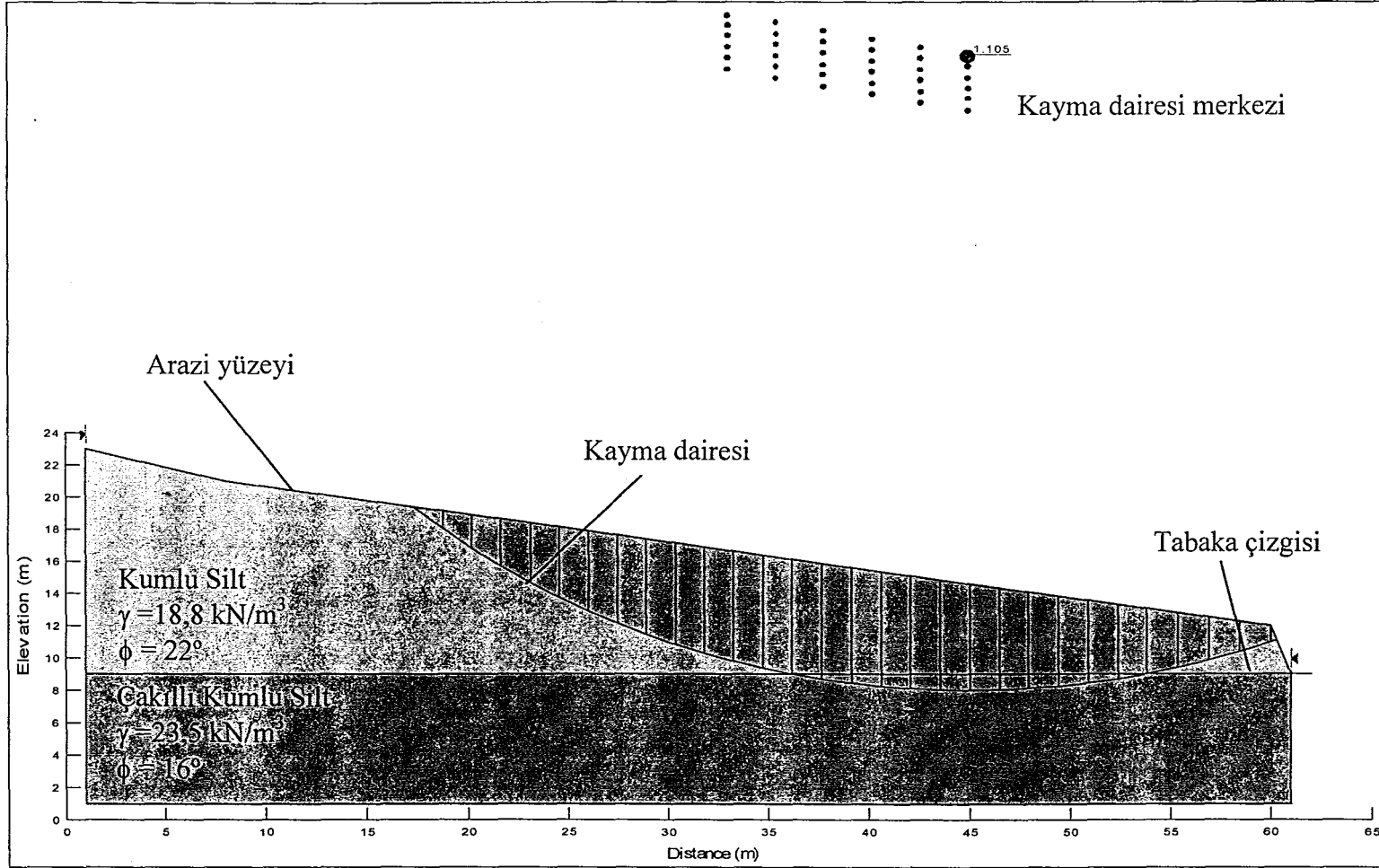


Şekil 5.14. Spencer yöntemine göre geçirilen kayma dairesi

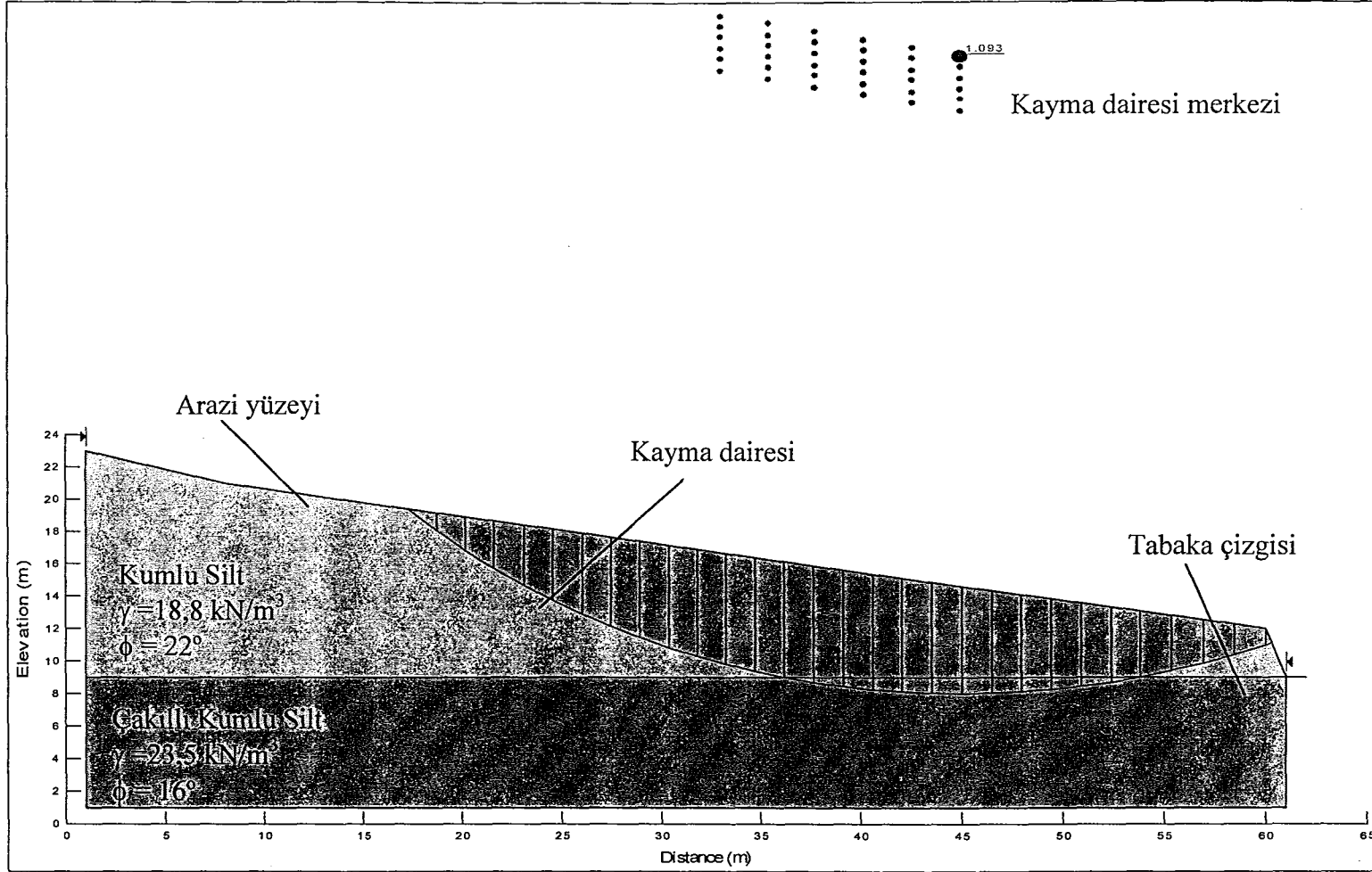




Şekil 5.15. Morgenstern-Price yöntemine göre geçirilen kayma dairesi



Şekil 5.16. Corp of Engineers #1 yöntemine göre geçirilen kayma dairesi



Şekil 5.17. Corps of Engineers #2 yöntemine göre geçirilen kayma dairesi

Çizelge 5.2. Bishop dilim yöntemine göre şevin güvenlik sayısının bulunması

$\gamma$	18.8 kN/m <sup>3</sup>								kamanın tepe açısı	77	9.81 x h <sub>w</sub>	u / (γ.h)	w.(cosα- r <sub>u</sub> .secα) tanφ'	w.sinα
φ	22°								kamanın yarıçapı	32,9				
c	0 kN/m <sup>2</sup>													
dilim no	b	h	w=γzb	α	cosα	sinα	secα	h <sub>w</sub>	u	r <sub>u</sub>	w.(cosα- r <sub>u</sub> .secα) tanφ'	w.sinα		
	m	m	KN	derece										
1	4,035	1,364	103,470	-24,0	0,914	-0,407	1,095	1,364	13,381	0,522	14,312	-42,085		
2	4,035	3,616	274,303	-17,0	0,956	-0,292	1,046	3,616	35,473	0,522	45,511	-80,198		
3	4,035	5,302	402,199	-9,0	0,988	-0,156	1,012	5,302	52,013	0,522	74,648	-62,918		
4	4,035	6,472	490,953	-2,0	0,999	-0,035	1,001	6,472	63,490	0,522	94,669	-17,134		
5	4,035	7,143	541,854	5,0	0,996	0,087	1,004	7,143	70,073	0,522	103,418	47,226		
6	4,035	7,315	554,901	12,0	0,978	0,208	1,022	7,315	71,760	0,522	99,695	115,370		
7	4,035	6,951	527,289	19,0	0,946	0,326	1,058	6,951	68,189	0,522	83,861	171,668		
8	4,035	5,998	454,996	27,0	0,891	0,454	1,122	5,998	58,840	0,522	56,136	206,564		
9	4,035	4,342	329,375	35,0	0,819	0,574	1,221	4,342	42,595	0,522	24,239	188,922		
10	4,040	1,764	133,979	44,0	0,719	0,695	1,390	1,764	17,305	0,522	-0,328	93,070		
									<b>TOPLAM</b>		<b>618,624</b>	<b>620,485</b>		
										<b>Gs</b>	<b>0,997</b>			

## 6. ŞEVLERDE KAYMA POTANSİYELİNİ ÖNLEME YÖNTEMLERİ

### 6.1. Şev Kayma Potansiyelinin İstinat Duvarı İle Önlenmesi

Seçilen betonarme konsol istinat duvarının bulunduğu zemine ait özellikler aşağıda sırasıyla verilmiştir;

Birinci tabakanın birim hacim ağırlığı ( $\gamma_2$ ) = 18,8kN/m<sup>3</sup>

İkinci tabakanın birim hacim ağırlığı ( $\gamma_1$ ) = 23,5kN/m<sup>3</sup>

Birinci tabakanın içsel sürtünme açısı ( $\phi_1$ )=22°

İkinci tabakanın içsel sürtünme açısı ( $\phi_2$ )=16°

Duvar arkası zemin yüzünün yatayla yaptığı açı ( $\beta$ )=11°

Duvar arka yüzünün yatayla yaptığı açı ( $\alpha$ )=90°

Duvar ile zemin arasındaki sürtünme katsayısı ( $\delta$ )=11°

Duvarın birim hacim ağırlığı ( $\gamma_b$ ) = 2,5t/m<sup>3</sup>

Duvarın arka kısmında oluşan aktif toprak basıncı katsayıları;

$$K_{A1} = \frac{\sin^2(\alpha + \phi) \cos \delta}{\sin \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{A1} = \frac{\sin^2(90 + 22) \cos 11}{\sin 90 \sin(90 - 11) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(22 + 11) \sin(22 - 11)}{\sin(90 - 11) \sin(90 + 11)}} \right]^2}$$

$$K_{A1} = \frac{0,859 \cdot 0,981}{0,981 \cdot 1,764}$$

$$K_{A1} = 0,487$$

$$K_{A2} = \frac{\sin^2(\alpha + \phi) \cos \delta}{\sin \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{A2} = \frac{\sin^2(90 + 16) \cos 11}{\sin 90 \sin(90 - 11) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(16 + 11) \sin(16 - 11)}{\sin(90 - 11) \sin(90 + 11)}} \right]^2}$$

$$K_{A2} = \frac{0,924 \cdot 0,981}{0,981 \cdot 1,446}$$

$$K_{A2} = 0,639$$

Kayma dairesi içinde kalan zeminin ağırlığı  $W=3709,85\text{KN} = 378,17\text{t}$

1. dilim ile 10. dilim arası mesafe  $4,035 \cdot 9 = 36,32\text{m}$

$$q = \frac{378,17}{36,32 \cdot 1} = 10,41 \text{ t/m}^2$$

$$h_1 = \frac{q}{\gamma_1} \cos 11$$

Duvarın AB kısmına gelen toprak basıncını bulmak için, üniform q yükü, birim alana aynı düşey ağırlığı verecek üst tabaka zemini ile değiştirilmiştir.

$$h_1 = \frac{10,41}{0,92} \cos 11 = 11,11 \text{ m}$$

$$h_2 = 1,753 \cdot \cos 11$$

$$h_2 = 1,72 \text{ m}$$

Duvarın AB kısmına gelen aktif toprak basıncı için,

$$p_1 = q \cdot K_{A1}$$

$$p_1 = 10,41 \cdot 0,487 \cdot \cos 11$$

$$p_1 = 4,977 \text{ t/m}^2$$

$$p_2 = (h_1 + h_2) \cdot \gamma_1 \cdot K_{A1}$$

$$p_2 = (11,11 + 1,72) \cdot 0,92 \cdot 0,487$$

$$p_2 = 5,748 \text{ t/m}^2$$

SB arasına gelen aktif toprak basıncı

$$P_{A1} = \frac{p_1 + p_2}{2} h_2$$

$$P_{A1} = \frac{4,977 + 5,748}{2} 1,72$$

$$P_{A1} = 9,224 \text{ t/m}$$

BE arasındaki aktif toprak basıncı,

B noktasında, üsteki zeminin ağırlığını verecek alttaki zemin cinsinden yükseklik tayin edilecek olursa,

$$h_3 = \frac{q + \gamma_1 \cdot h_2}{\gamma_2}$$

$$h_3 = \frac{10,41 + 0,92 \cdot 1,72}{1,4}$$

$$h_3 = 8,429 \text{ m}$$

$$h_4 = 1,2 \cdot \cos 11$$

$$h_4 = 1,178 \text{ m}$$

B noktasında meydana gelen basınç,

$$p_3 = h_3 \cdot \gamma_2 \cdot K_{A2}$$

$$p_3 = 8,429 \cdot 1,40 \cdot 0,639$$

$$p_3 = 7,540 \text{ t/m}^2$$



E noktasında meydana gelen basınç,

$$p_4 = (h_3 + h_4) \cdot \gamma_2 \cdot K_{A2}$$

$$p_4 = (8,429 + 1,178) \cdot 1,40 \cdot 0,639$$

$$p_4 = 8,594 \text{ t/m}^2$$

BE arasında meydana gelen aktif toprak basıncı bileşkesi;

$$P_{A2} = \frac{p_3 + p_4}{2} h_4$$

$$P_{A2} = \frac{7,540 + 8,594}{2} 1,178$$

$$P_{A1} = 9,503 \text{ t/m}$$

Yeraltı su seviyesi duvar etrafında zemin üst yüzeyindedir. Duvar arkasında su yüzünden oluşacak aktif basınç,

$$P_{Aw} = \gamma_w \cdot (h_2 + h_4)$$

$$p_5 = 1 \cdot (1,72 + 1,178) \cos 11^\circ$$

$$p_5 = 2,90 \text{ t/m}^2$$

$$P_{Aw} = \frac{p_5 \cdot h}{2}$$

$$P_{Aw} = \frac{2,90 \cdot 2,90}{2}$$

$$P_{Aw} = 4,20 \text{ t/m}$$

Duvarın ön tarafında meydana gelen pasif basınçlar için toprak basıncı katsayıları,

$$K_{p1} = \frac{\sin^2(\alpha - \phi) \cos \delta}{\sin \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{p1} = \frac{\sin^2(79,32 - 22) \cos 11}{\sin 79,32 \sin(79,32 + 11) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(22 + 11) \sin(22 + 0)}{\sin(79,32 + 11) \sin(79,32 + 0)}} \right]^2}$$

$$K_{A1} = \frac{0,708.0,992}{0,983.0,296}$$

$$K_{A1}=2,38$$

$$K_{p2} = \frac{\sin^2(\alpha - \phi) \cos \delta}{\sin \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \beta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{p2} = \frac{\sin^2(79,32 - 16) \cos 11}{\sin 79,32 \sin(79,32 + 11) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(16 + 11) \sin(16 + 0)}{\sin(79,32 + 11) \sin(79,32 + 0)}} \right]^2}$$

$$K_{p2} = \frac{0,798.0,981}{0,983.0,414}$$

$$K_{p2}=1,925$$

Duvarın ön tarafında oluşacak pasif basınçlar ise;

$$p_6 = \gamma \cdot h \cdot K_{p1}$$
$$p_6 = 0,92 \cdot 1,2 \cdot 38$$
$$p_6 = 2,19 \text{ t/m}^2$$

$$P_3 = \frac{p_6}{2} \cdot h$$
$$P_3 = \frac{2,19}{2} \cdot 2$$
$$P_3 = 2,19 \text{ t/m}$$

FJ arasında oluşan pasif basınçlar,

J noktasında

$$h_5 = \frac{\gamma_1 \cdot h}{\gamma_2}$$
$$h_5 = \frac{0,92 \cdot 1}{1,4}$$
$$h_5 = 0,66 \text{ m}$$

$$p_7 = h_7 \cdot \gamma_2 \cdot K_{p2}$$
$$p_7 = 0,66 \cdot 1,4 \cdot 1,95$$
$$p_7 = 1,78 \text{ t/m}^2$$

F noktasında meydana gelen basınç,

$$p_8 = h \cdot \gamma_2 \cdot K_{p2}$$

$$p_8 = (0,66 + 1,2) \cdot 1,4 \cdot 1,925$$

$$p_8 = 5,01 \text{ t/m}^2$$

$$P_{p2} = \frac{p_7 + p_8}{2} \cdot h$$

$$P_{p2} = \frac{5,01 + 1,78}{2} \cdot 1,20$$

$$P_{p2} = 4,08 \text{ t/m}$$

Duvar ön yüzünde suyun oluşturacağı pasif basınç,

$$u = \gamma_w \cdot h$$

$$u_E = 1,6$$

$$u_E = 6 \text{ t/m}^2$$

$$u = \gamma_w \cdot h$$

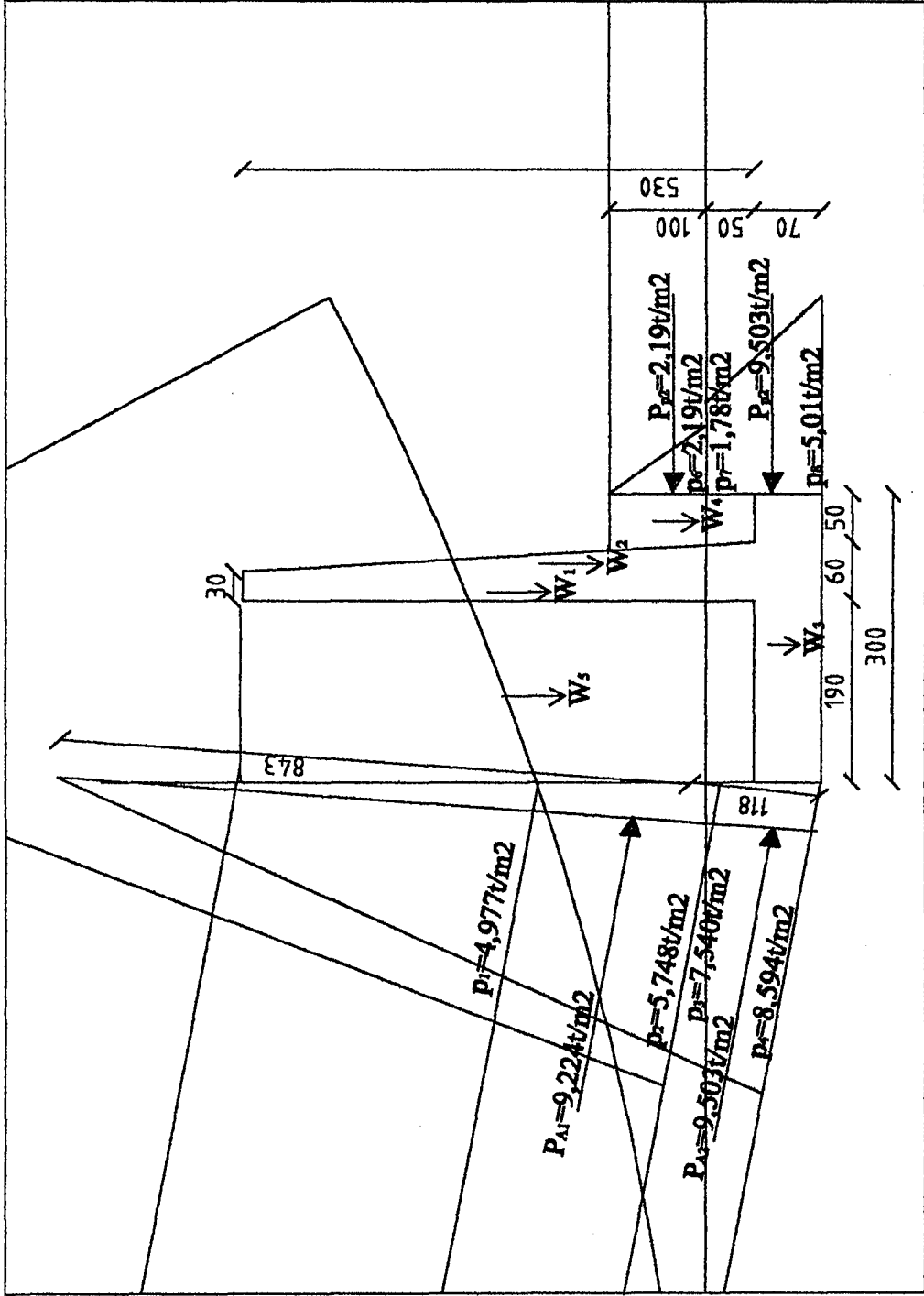
$$u_F = 1,2,2$$

$$u_F = 2,2 \text{ t/m}^2$$

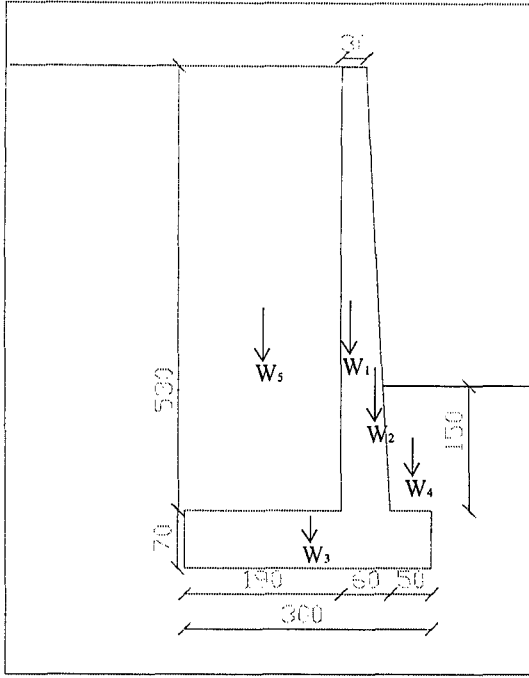
$$P_w = p \cdot h / 2$$

$$P_{Pw} = (2,2 + 6) / 2$$

$$P_w = 12,3 \text{ t/m}$$



Şekil 6.1. İstinat duvarına etki eden yükler



Şekil 6.2. İstinat duvarının parçalarının ağırlıkları

Çizelge 6.1. Duvar elemanlarının ağırlıkları

Elemanın ismi	b genişlik (m)	h yükseklik (m)	d derinlik (m)	$\delta$ Birim hacim ağırlığı (t/m <sup>2</sup> )	Toplam ağırlık (t)
W <sub>1</sub>	0,3	5,3	1,0	2,50	3,975t
W <sub>2</sub>	0,3	5,3	1,0	2,50	1,987t
W <sub>3</sub>	3,0	0,7	1,0	2,50	5,25t
W <sub>4</sub>	1,90	5,3	1,0	1,92	19,334t
W <sub>5</sub>	0,50	1,5	1,0	1,92	1,44t

## Devrilme Tahkiki

F noktasına göre kuvvetlerin momentleri alınacak olursa;

Çizelge 6.2. Devrilme tahkikinın incelenmesi

Kuvvet (t/m <sup>2</sup> )		Mesafe (m)	Devrilmeye karşı koyan Momentler (tm/m)	Devirici Momentler (tm/m)
$P_{A1} \cdot \sin\beta$	9,224 . sin11	X = 3	5,28	
$P_{A2} \cdot \sin\beta$	9,503 . sin11	X = 3	5,44	
$P_{Aw} \cdot \sin\beta$	4,200 . sin11	X = 3	2,40	
$P_{P1}$	2,190	Y=1,53	3,35	
$P_{P2}$	4,080	Y=0,50	2,04	
$P_{pw}$	2,420	Y=0,73	1,77	
$W_1$	3,975	X=0,95	3,78	
$W_2$	1,990	X=0,70	1,39	
$W_3$	5,250	X=1,50	7,88	
$W_4$	19,334	X=2,05	39,64	
$W_5$	1,440	X=0,25	0,36	
$P_{A1}$	9,224	Y=2,04		18,82
$P_{A2}$	9,509	Y=0,58		5,52
$P_{Aw}$	4,200	Y=0,97		4,07
TOPLAM			73,33	28,41

$$G_s = \frac{73,33}{28,41} = 2,58 > 2$$

Duvar devrilmeye karşı güvenlidir.

## Temel Altında Meydana Gelen Gerilme Tahkiki

Taban orta noktasında bir O noktasında ki toplam moment;

Çizelge 6.3. Temel altında meydana gelen gerilme analizi

Kuvvet (t/m <sup>2</sup> )		Mesafe (m)	Devrilmeye karşı koyan momentler (tm/m)
P <sub>P1</sub>	2,190	Y=1,53	-3,35
P <sub>P2</sub>	4,080	Y=0,50	-2,04
P <sub>pw</sub>	2,420	Y=0,73	-1,77
P <sub>A1</sub>	9,224	Y=2,04	+18,817
P <sub>A2</sub>	9,509	Y=0,58	+5,515
P <sub>Aw</sub>	4,200	Y=0,97	+4,074
W <sub>1</sub>	3,975	X=0,55	+2,18
W <sub>2</sub>	1,990	X=0,80	+1,59
W <sub>3</sub>	5,250	X=0,00	0
W <sub>4</sub>	19,334	X=0,40	-7,73
W <sub>5</sub>	1,440	X=1,25	+1,80
P <sub>A1</sub> . Sinβ	9,224 . sin11	X=3,00	-5,28
P <sub>A2</sub> . Sinβ	9,503 . sin11	X=3,00	-5,44
P <sub>Aw</sub> . Sinβ	4,200 . sin11	X=3,00	-2,4
U	12,3	X=0,23	+2,82
TOPLAM			73,33



Tabana etkiyen toplam düşey basınç, 36,36t

Taban atalet momenti  $W=1.3^2/6 = 1,5m^3$

Taban alanı  $F = 3.1 = 3m^2$

$$\sigma_{4,7} = N/F \pm M_0/W$$

$$\sigma_7 = 36,36/3 + 8,79/1,5$$

$$\sigma_7 = 12,12 + 5,86$$

$$\sigma_7 = 17,98t/m^2 < 20 \text{ Basınç}$$

$$\sigma_4 = 12,12 - 5,86$$

$$\sigma_4 = 6,26 t/m^2 > 0 \text{ Basınç}$$

$$e = M/N$$

$$e = 8,79/36,36$$

$$e = 0,24m$$

$$e = 0,24 m < l_b/6 = 3/6 = 0,50m$$

$$0,24 < 0,50$$

## Kayma Tahkiki

Bu tahkikte duvarın 4-5 noktaları arasında, temel tabanı üzerinde, öne doğru kayma ihtimali incelenir. Kaymaya karşı güvenlik sayısı, duvar tabanı altında doğan sürtünme kuvvetleri ile duvarı kaydırmaya çalışan kuvvetlerin oranıdır.

Tabana etkiyen düşey basınç,

$$= W_1+W_2+W_3+W_4+W_5+W_6 +P_{A1}.\sin\beta+P_{A2}.\sin\beta+P_{Aw}.\sin\beta$$

$$= 13,25 + 6,625 + 7,0 + 2,80 + 0,41 + 10,176 + 9,924.\sin11 + 9,648.\sin11 + 4,20.\sin11$$

$$= 44,93t$$

$$T_f = 44,93 \cdot 0,577 = 24,88t$$

Duvarı kaydırmaya çalışan kuvvetler ise toprak basınçlarının yatay kuvvetleridir.

$$T = P_{A1}.\cos\beta+P_{A2}.\cos\beta+P_{Aw}.\cos\beta- P_{P1} - P_{P2} - P_{Pw}$$

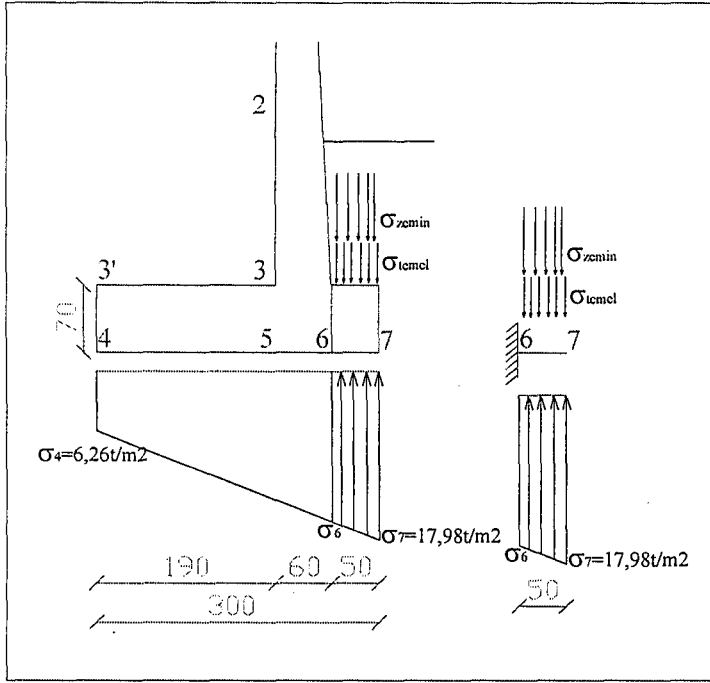
$$T = 9,224.\cos11.+9,625.\cos11.+4,20.\cos11- 2,19 - 4,08 - 2,42$$

$$T = 13,99t$$

$$G_s = \frac{24,88}{13,99} = 1,77 > 1,5$$

## Statik ve Betonarme Hesap

### Ön Ampatman'da



Şekil 6.3. Ön ampatmana gelen yükler

Temelin Ağırlığı :  $0,5 \cdot 0,7 \cdot 2,5 \cdot 1 = 0,875 \text{ t/m}$

Dolgunun Ağırlığı :  $0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,92 \cdot 1 = 1,44 \text{ t/m}$

6 noktasında  $\sigma_6$ 'nin hesabı,

$$\frac{\sigma_6 - 6,26}{17,98 - 6,26} = \frac{2,50}{3,00}$$

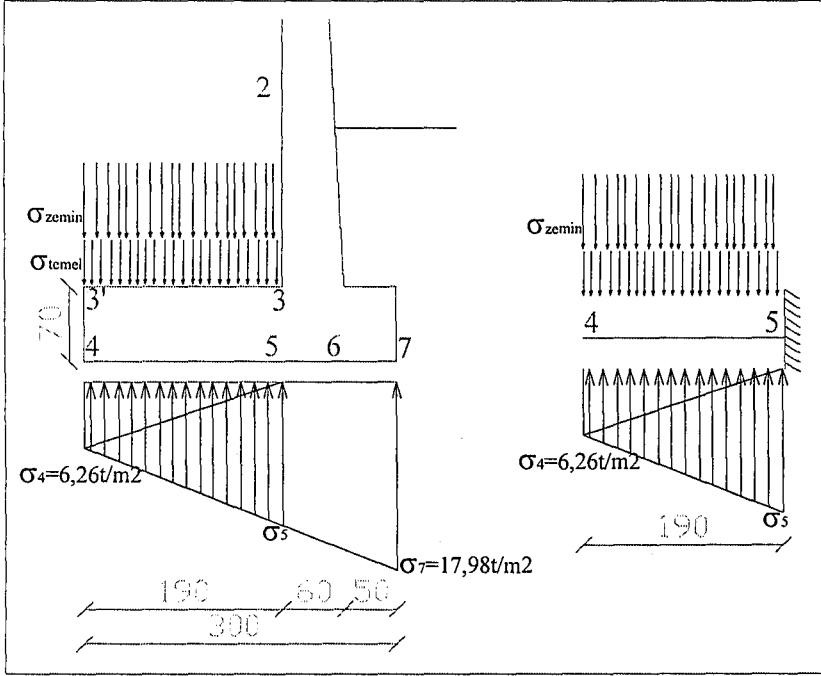
$$\sigma_6 = 16,03 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{6-7} = \frac{17,98 + 16,03}{2} \cdot 0,5 = 8,50 \text{ t/m}$$

$$V_6 = -8,50 + 0,875 + 1,44 = -6,185 \text{ t/m} \quad (\text{yukarı doğru})$$

$$M_6 = -\frac{16,03 \cdot 0,5}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,5 - \frac{17,98 \cdot 0,5}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 0,5 + 2,315 \cdot 0,5 \cdot \frac{0,5}{2} = -1,796 \text{ tm/m}$$

## Arka Ampatman'da



Şekil 6.4. Arka ampatmana gelen yükler

Temelin Ağırlığı :  $0,5 \cdot 1,90 \cdot 2,5 \cdot 1 = 2,375 \text{ t/m}$

Dolgunun Ağırlığı :  $1,90 \cdot 5,30 \cdot 1,92 \cdot 1 = 19,33 \text{ t/m}$

$$5 \text{ noktasında } \sigma_5 \quad \frac{\sigma_5 - 6,26}{17,98 - 6,26} = \frac{1,90}{3,00}$$

$$\sigma_5 = 13,68 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{4-5} = \frac{6,26 + 13,68}{2} \cdot 1,90 = 18,94 \text{ t/m}^2$$

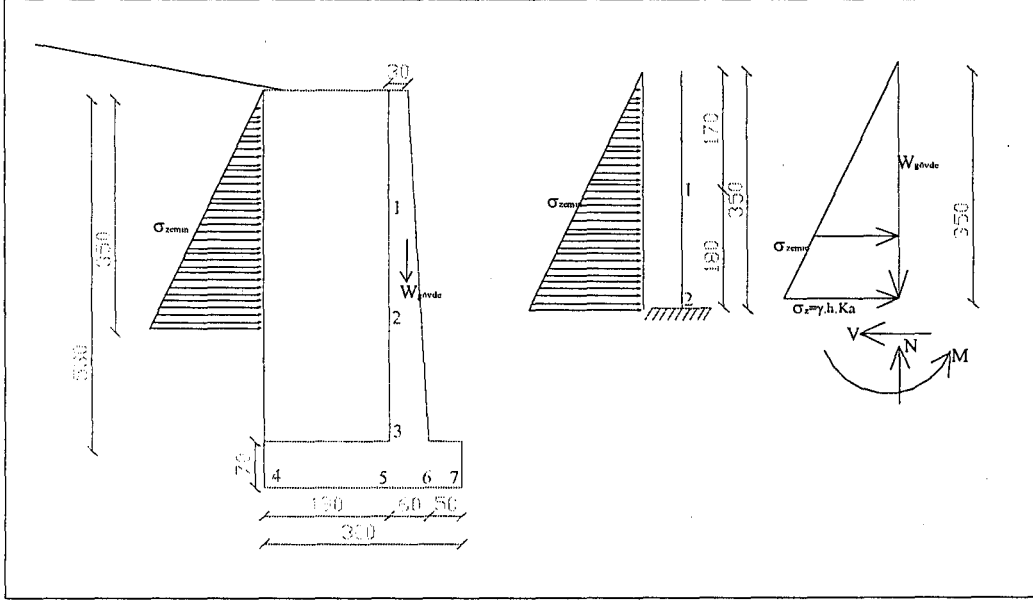
$$V_5 = -18,94 + 19,33 + 2,375 = 2,762 \text{ t/m} \quad (\text{aşağıya doğru})$$

$$M_5 = + \frac{13,68 \times 1,90}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,90 + \frac{6,26 \times 1,90}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 1,90 - 21,705 \cdot \frac{1,90}{2}$$

$$M_5 = -4,856 \text{ tm/m}$$



h : 3,5m için (Gövdenin 2/3'ü için)



Şekil 6.6. Gövdenin 2/3'lük kısmına gelen yükler

$$M_2 = \frac{3,50^2}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot (3,50 \cdot 1,92 \cdot 0,487)$$

$$M_2 = 6,68 \text{ tm/m (saat yönünün tersi)}$$

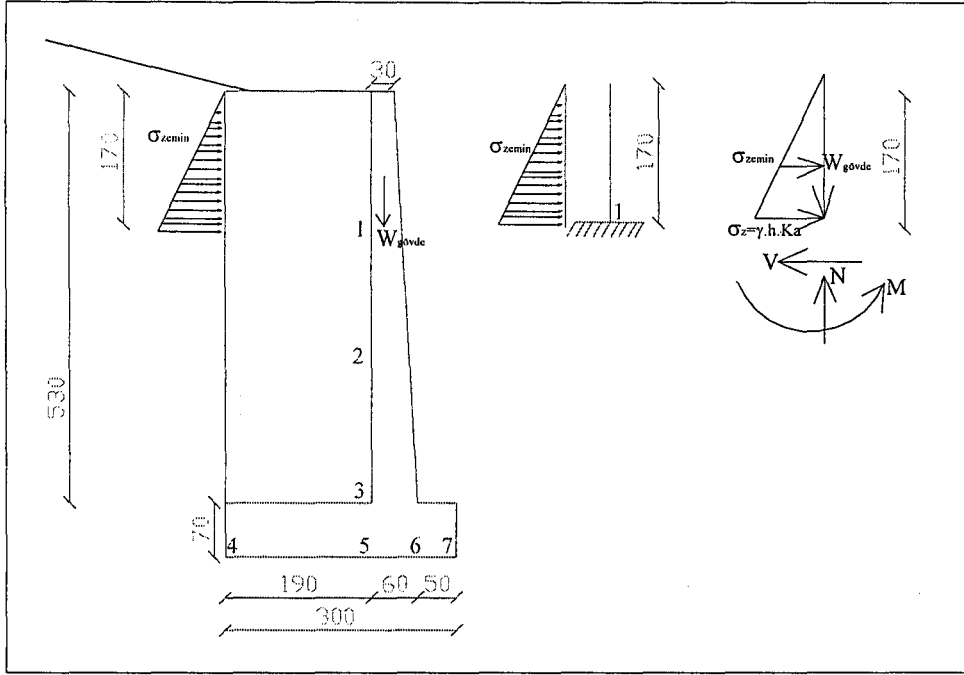
$$V_2 = 3,50 \cdot \frac{3,50 \cdot 1,92 \cdot 0,487}{2}$$

$$V_2 = 5,73 \text{ t/m}$$

$$N_2 = 0,50 \cdot 3,50 \cdot 2,5$$

$$N_2 = 4,375 \text{ t/m}$$

h : 1,7m için (gövdenin 1/3'ü için)



Şekil 6.7. Gövdenin 1/3'lük kısmına gelen yükler

$$V_1 = 1,70 \cdot \frac{1,70 \cdot 1,92 \cdot 0,487}{2}$$

$$V_1 = 1,35 \text{ t/m}$$

$$N_1 = 0,40 \cdot 1,70 \cdot 2,5$$

$$N_1 = 1,7 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \frac{1,70^2}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot (1,70 \cdot 1,92 \cdot 0,487)$$

$$M_1 = 0,76 \text{ tm/m (saat yönünün tersi)}$$

Çizelge 6.4 . İstinat duvarı donatı hesabında kullanılacak demir alanları

		M (kNm/m)	N (kN/m)	Md=Mu (1,5M <sub>H</sub> )	d (cm)	b (m)	$k_d = d (b/M)^{0,5}$	$k_s$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
Gövde	1	7,600	1,700	11,40	35	1,00	10,37	5,30	160,10	1,60
Gövde	2	66,800	4,375	100,20	45	1,00	4,50	5,43	1176,84	11,77
Gövde	3	232,000	8,100	348,00	55	1,00	2,95	5,59	3477,26	34,77
Arka ampatman	5	48,560	0,000	72,84	65	1,00	7,62	5,35	599,53	6,00
Ön ampatman	6	17,960	0,000	26,94	65	1,00	12,52	5,30	107,63	1,08

100

Çizelge 6.5. İstinat duvarında birim m için seçilen donatı miktarı

Nokta	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	Seçilen Donatı	Seçilen donatının alanı
1	160,10	φ10/20	393mm <sup>2</sup>
2	1176,84	φ16/17	1183mm <sup>2</sup>
3	3477,26	φ16/17 + φ18/11	1183+2313 = 3496mm <sup>2</sup>
5	599,53	φ12/18	616mm <sup>2</sup>
6	107,63	φ12/20	565mm <sup>2</sup>



Minimum donatı (S220)  $A_s=0,003 \cdot 700 \cdot 1000 = 2100\text{mm}^2/\text{m}$

Donatı aralığı  $s \leq 1,5h_f = 1,5 \cdot 0,60 = 0,90\text{m}$   $s \leq 0,20\text{m}$

Rötre ve sıcaklık donatısı (0,70m kalınlık için)

Ön yüze yatay  $2 \cdot 0,0025 \cdot 700 \cdot 1000/3 = 1167 \text{ mm}^2/\text{m}$   $\phi 12/95\text{mm}$  (1190mm<sup>2</sup>)

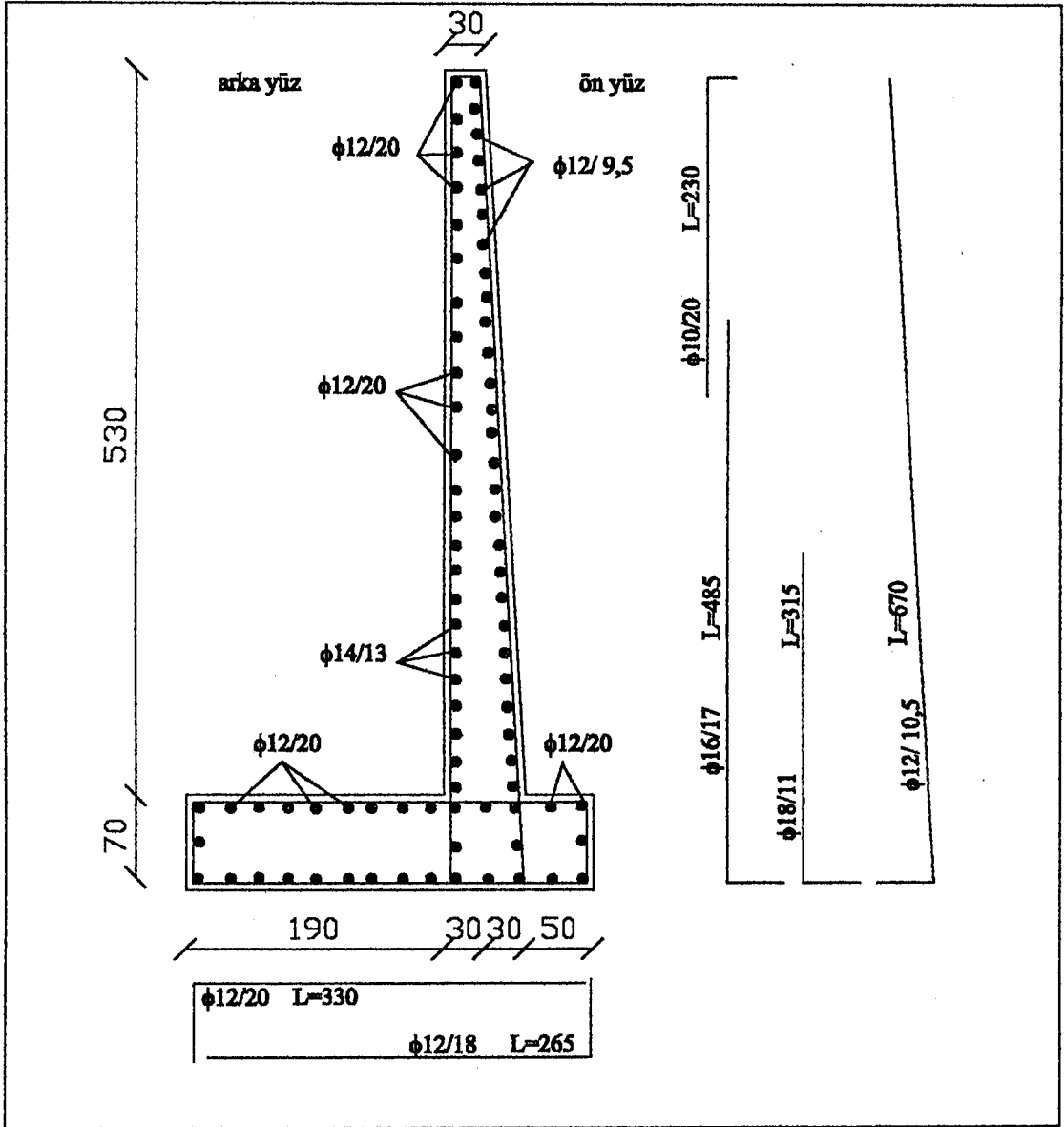
Arka yüze yatay  $0,0025 \cdot 700 \cdot 1000/3 = 583 \text{ mm}^2/\text{m}$

Ön yüze düşey  $0,0015 \cdot 700 \cdot 1000/3 = 1050 \text{ mm}^2/\text{m}$   $\phi 12/105\text{mm}$  (1077mm<sup>2</sup>)

Dağıtma donatısı  $\Rightarrow A_{s \text{ dağıtma}} = (A_{s \text{ ana}}) / 5$

Çizelge 6.6. Rötre, Isı donatıları

$A_{s \text{ ana}}$	160,10	1176,84	3477,26	599,53	107,63
$A_{s \text{ dağıtma}}$	53	392	1160	200	36
$A_{s \text{ rötre}}$	583	583	583	–	–
Seçilen	$\phi 12/200\text{mm}$	$\phi 12/200\text{mm}$	$\phi 14/130\text{mm}$	$\phi 12/200\text{mm}$	$\phi 12/200\text{mm}$
	$565\text{mm}^2$	$565\text{mm}^2$	$1184\text{mm}^2$	$565\text{mm}^2$	$565\text{mm}^2$



Şekil 6.8. İstinat duvarında kullanılan donatıların yerleştirilmesi

## 6.2. Şev Kayma Potansiyelinin Palplanş Perde ile Önlenmesi

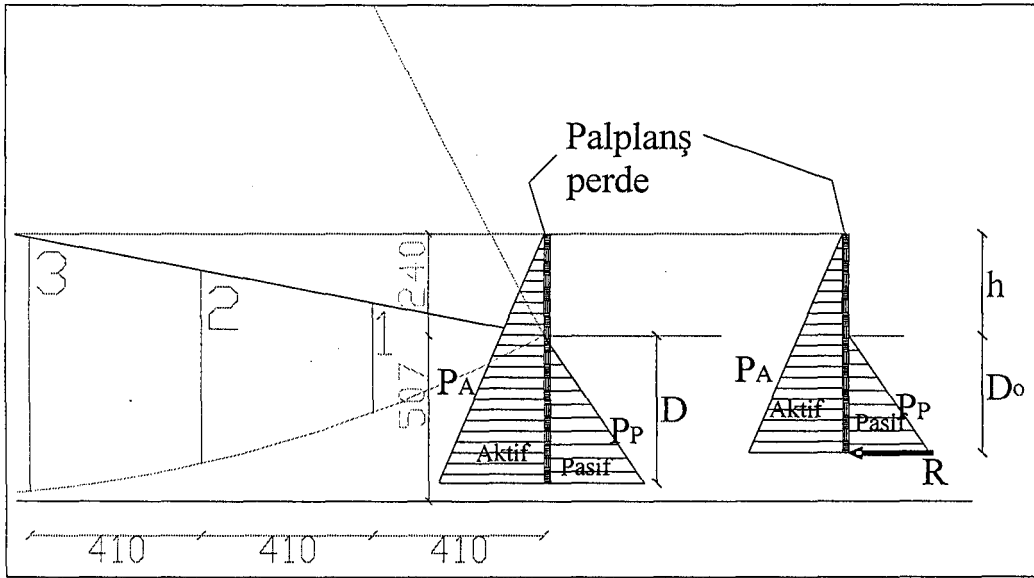
Aynı zeminde, zemine ankastre bir palplanş ile çözüm için zemine ait özellikler aşağıda sırasıyla verilmiştir.

Birinci tabakanın birim hacim ağırlığı ( $\gamma_2$ ) = 18,8kN/m<sup>3</sup>

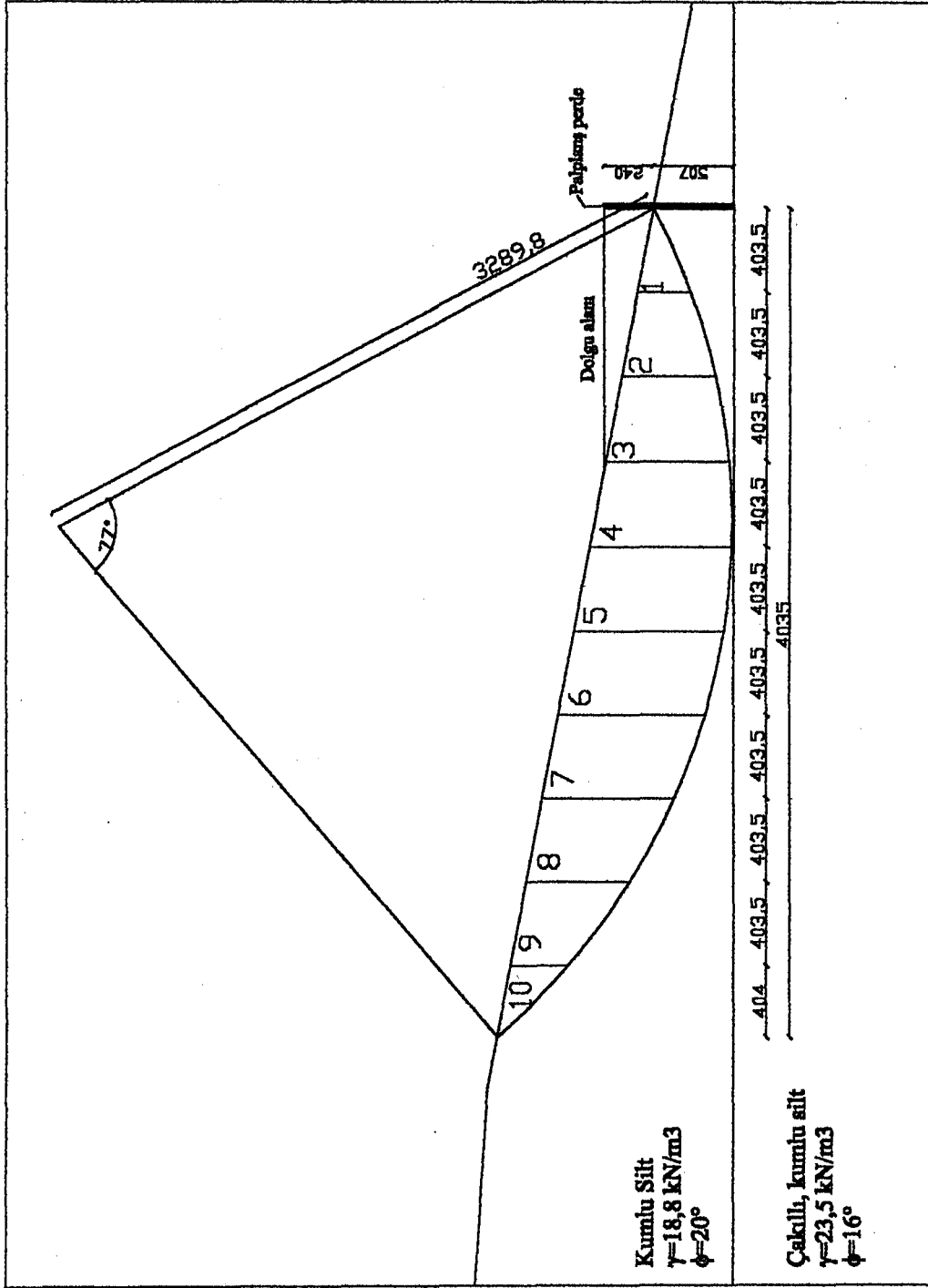
İkinci tabakanın birim hacim ağırlığı ( $\gamma_1$ ) = 23,5kN/m<sup>3</sup>

Birinci tabakanın içsel srtünme açısı ( $\phi_1$ )=22°

İkinci tabakanın içsel sürtünme açısı ( $\phi_2$ )=16°



Şekil 6.9. Palplanş perdenin yeri



Şekil 6.10. Palıplangı perdesinin yerleştirilmesi

Palplanş perdesinin dönme noktasındaki bir R kuvveti ve Do derinliğinin hesabı;

Düşey kuvvetlerin toplamı sıfır olma şartından,

$$\Sigma H = 0 = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_p \cdot D_o^2 - R - \frac{1}{2} \gamma \cdot K_A (D_o + h)^2 \quad (6.1)$$

Kuvvetlerin herhangi bir noktaya göre momentlerinin sıfır olma şartından,

(R'nin etki noktası seçilerek)

$$\Sigma M = 0 = \frac{1}{3} \gamma \cdot K_p \cdot D_o^2 \cdot \frac{1}{3} - \frac{1}{2} \gamma \cdot K_A (D_o + h)^3 \cdot \frac{1}{3} \quad (6.2)$$

$$K_p D_o^3 - K_A (D_o + h)^3 = 0 \quad \text{olur} \quad (6.3)$$

Palplanş'ın arka kısmında oluşan aktif ve pasif toprak basıncı katsayıları;

$$K_{A1} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_{A1} = \tan^2 \left( 45 - \frac{22}{2} \right)$$

$$K_{A1} = 0,45$$

$$K_{P1} = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_{P1} = \tan^2 \left( 45 + \frac{22}{2} \right)$$

$$K_{P1} = 2,20$$

Denklem 6.3 den

$$2,20.D_o^3 - 0,45.(D_o + 2,275)^3 = 0$$

$$D_o = 3,44 \text{ m}$$

Çakma derinliği D'nin hesabı,

$$D = 1,20 \cdot D_o$$

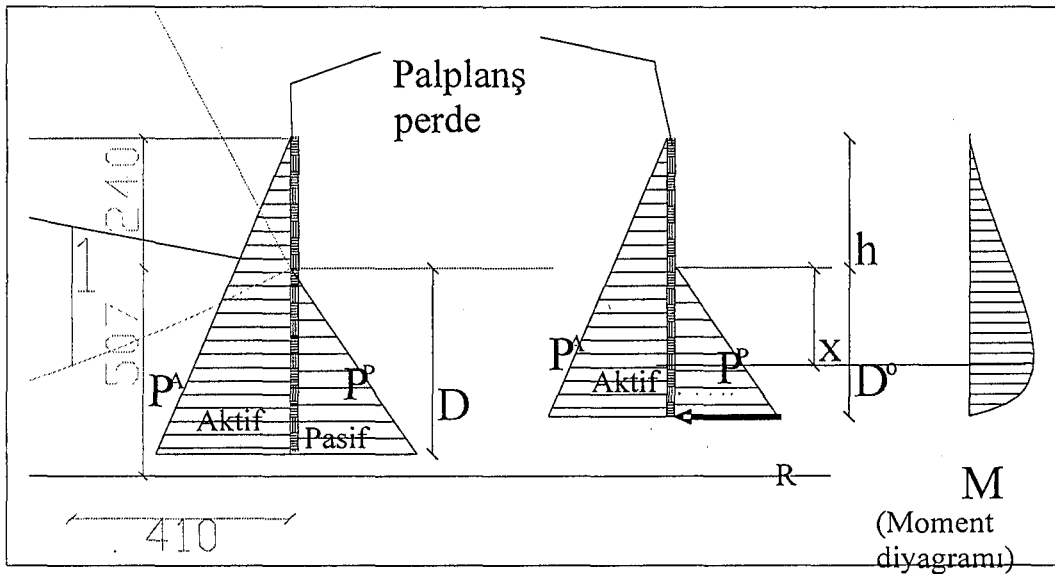
$$D = 4,13 \text{ m} < 5,068 \text{ m} \quad (2. \text{ tabakaya geçmiyor.})$$

Dönme noktasındaki bir R kuvvetinin hesabı;

$$R = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_p \cdot D_o - \frac{1}{2} \gamma \cdot K_A (D_o + h)^2$$

$$R = \frac{1}{2} 1,92 \cdot 2,20 \cdot 3,44^2 - \frac{1}{2} 1,92 \cdot 0,45 (3,44 + 2,40)^2$$

$$R = 10,26 \text{ t/m}$$



Şekil 6.11. Palplanş perde üzerindeki yük dağılımı - moment diyagramı

Palplanş Perdesinin Profilinin Seçimi:

Maksimum eğilme momenti, T=0 olduğu noktadır;

$$T = \frac{1}{2}\gamma.(h + x^2.K_A - \frac{1}{2}.\gamma.K_p.x^2 = 0 \quad (4)$$

Maximum eğilme momentinin etkiye noktası;

$$T = \frac{1}{2}1,92.(2,275 + x^2.0,45 - \frac{1}{2}.1,92.2,20.x^2 = 0$$

$$x = 1,898 \text{ m}$$

Bu x derinliğinde oluşan moment

$$M_x = \frac{1}{6}\gamma.K_A(h + x)^3 - \frac{1}{6}\gamma.K_p.x^3 \quad (5)$$

$$M_x = \frac{1}{6}1,92.0,45(2,275 + x)^3 - \frac{1}{6}1,92.2,20.x^3$$

$$M_{\max} = 5,77 \text{ tm/m}$$

Bu moment perdenin 1m genişliğine gelmektedir.

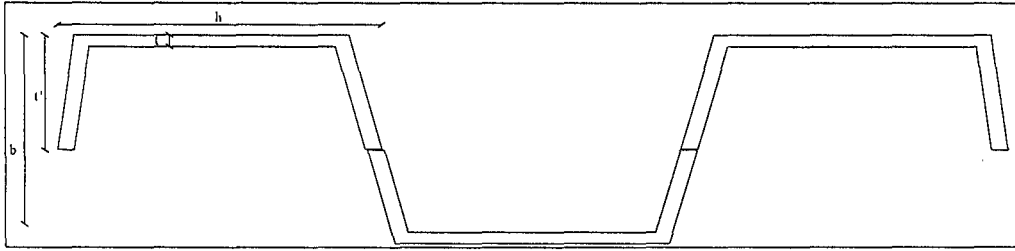
Paplanş perdesi çelik malzemeden yapıldığından;  $\sigma_{\text{çelik emn.}} = 1400 \text{ kg/cm}^2$  olduğuna göre, 1m genişlik için gerekli mukavemet momenti;

$$W = \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{ç.emn.}}}$$

$$W = \frac{577 \text{ tcm} / \text{m}}{1,4 \text{ t} / \text{cm}^2}$$

$$W = 412 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Elde edilen mukavemet momenti değerine gore Amerika Birleşik Devletleri yapımı Arbet marka PU20 tipi palplanş duvar imalat için seçilmiştir. şekil 6.12’de palplanşın kesiti gosterilmiştir.



şekil 6.12. Palplanş duvar kesiti



## 7. MALİYET ANALİZİ

### 7.1. İstinat Duvarı Maliyeti

Çizelge 7.1. Kullanılan pozlara ait açıklama ve 2002 yılına ait birim fiyatlar

2002 yılına ait İnşaat birim fiyatlarına esas işçilik-araç ve gereç rayiç listeleri			
21.011	Düz yüzeyli beton ve betonarme kalıbı	M <sup>2</sup>	7132500TL
21.065	İş iskelesi (duvarlar için)	M <sup>3</sup>	1326163TL
16.058/1	BS20 Beton (satın alınan ve beton pompasıyla basılan hazır beton)	M <sup>3</sup>	50375816TL
15.001/1A	Makine ile yumuşak ve sert toprak kazılması	M <sup>2</sup>	851768TL
18.460/3	φ300mm çapında spiral sarımlı PVC esaslı boru döşenmesi (drenaj, yağmur suyu ve kanalizasyon için)	M	20782750TL
23.001/1	φ8-φ12mm beton çelik çubuklarının bükülmesi ve yerine konulması	Ton	562268750TL
23.002	φ12-φ50mm beton çelik çubuklarının bükülmesi ve yerine konulması	Ton	511306250TL

Çizelge 7.2. İstinat duvarı demir metrajı

	φ	Ağırlık kg	Adet	Boy m	Toplam ağırlık kg
Boyuna					
Gövdenin arka kısmında	12	0,888	8	1,20	8,525
Gövdenin arka kısmında	14	1,210	9	1,20	13,068
Gövdenin ön kısmında	12	0,888	14	1,20	14,918
Ön ampatman	12	0,888	7	1,20	7,459
Arka ampatman	12	0,888	23	1,20	24,509
Enine					
Gövdenin arka kısmında	16	1,580	7	4,85	54,092
Gövdenin arka kısmında	18	2,000	11	3,15	68,727
Gövdenin arka kısmında	10	0,617	6	2,30	8,515
Gövdenin ön kısmında	12	0,888	11	6,70	67,995
Ön ampatman	12	0,888	7	2,65	15,688
Arka ampatman	12	0,888	6	3,30	17,582
TOPLAM					301,079

Çizelge 7.3. İstinat duvarı fiyat analizi

Poz No	Boy	Genişlik	En	Adet	Birim fiyat	Toplam fiyat
21.011	0,7	1,2	1	2	7.132.500 TL	11.982.600 TL
21.011	5,3	1,2	1	2	7.132.500 TL	90.725.400 TL
21.065	5,3	1,2	0,5	2	1.326.163 TL	8.434.397 TL
16.058/1	0,7	1,2	3	1	50.375.816 TL	126.947.056 TL
16.058/1	5,3	1,2	0,3	1,5	50.375.816 TL	144.175.585 TL
15.001/1A	6	1,2	3	1	851.768 TL	18.398.189 TL
18.460	1	1,2	1	1	20.782.750 TL	24.939.300 TL
23.001/1		0,165		ton	562.268.750 TL	92.882.091 TL
23.002		0,136		ton	511.306.250 TL	69.479.892 TL
TOPLAM						587.964.509 TL

## 7.2. Palplanş Duvar Maliyeti

Seçilen palplanş duvar için Temel İnşaat San. Ve Tic. Şti. (İstanbul)'dan alınan ABD yapımı Albert marka PU20 tipi palplanş perde elemanın birim fiyat 37,500,000TL'dir. Palplanşların boyu 0,60m'dir. Bu fiyatın içinde 0,60m için kazı yapılması, palplanş duvar elemanı, çakma işlemi, palplanşların kaymasını önleyen 30'lük U profil ve üstten yerleştirilen kaymaya karşı maşa görevi gören 24'lük U profil dahildir. Taşımalar hariçtir. 1,20 m genişlik için hesap yapılırsa;

2 adet . (4,13 + 2,40) metre . 3,7500,000 TL = 489,750,000TL'dir.

## SONUÇLAR

Şev stabilitesi problemleri, Geoteknik Mühendisliğinde karşımıza çıkan büyük boyutlu problemlerdir. Bir şevin geometrisi ve zemin şartları belirlendikten sonra şevin stabilitesinin analizi bilgisayar programları aracılığı ile de yapılmaktadır. Geliştirilmiş bilgisayar programlarını kullanabilmek için gerekli olan, stabilite analizi yapılacak olan şevin zemin özelliklerinin bilinmesinin yanı sıra kritik kayma yüzeyinin şekline karar vermektir. Dolayısıyla önceden oluşmuş veya olması muhtemel şev kayması durumlarında hangi şev stabilitesi analiz yöntemi ile çözüm yapılacağına karar vermek; yapılacak işin maliyeti, uygulama zorluğu, kullanılan kaynaklar ve harcanacak zaman açısından önemlidir.

Bu çalışmada çakıllı, kumlu siltten oluşmuş bir alt tabaka ve kumlu silt özelliğine sahip bir üst tabakadan oluşmuş bir şevde kritik durum kayma dairesi Slope/W bilgisayar programı kullanılarak bulunmuştur. Analizler sonucunda Bishop basitleştirilmiş çözüm yöntemi, kayma yüzeyini dairesel kabul etmesi ve güvenlik sayısı değerini Spencer ve Morgenstern-Price yöntemlerine göre %5 kadar daha küçük hesaplaması, daha güvenli tarafta kalınması sebebiyle tercih edilmiştir. Hesaplamalar sonucunda Bishop Dilim Yöntemine göre güvenlik sayısı  $G_s=0,997$  olarak bulunmuştur. Belirlenen kritik kayma dairesi üzerinde kaymayı önlemeye çalışacak şekilde istinat duvarı yapısı ve palplanş duvar çözümü düşünülmüştür. Tahkikler yapılarak kaymayı güvenli bir şekilde önlediği belirlenen istinat duvarının yüksekliği 6,00 metre, palplanş duvarın yüksekliği ise 6,53 metre olarak bulunmuştur. Çözümlerin maliyet analizi hesaplamaları da ekonomiklik yönünden çalışmaya ilave edilmiştir. İstinat duvarının 1,20 metre genişlik için maliyeti, Bayındırlık Bakanlığı tarafından belirlenen 2002 yılına ait İnşaat birim fiyatlarına esas işçilik-araç ve gereç rayiç bedelleri kullanılarak yapılan hesaplamalara göre 587,964,509TL olmaktadır. Palplanş duvarın 1,20 metre genişliği için ise İstanbul'da faaliyet göstermekte olan Temel İnşaat Sanayi ve Ticaret Ltd. Şti.'den alınan fiyatlar kullanılarak yapılan hesaplamalara göre 489,750,000TL'sına imal edileceği hesaplanmıştır.

## KAYNAKLAR

- AYDIN, R. *Betonarme Hesap Tabloları*, İ.M.O. Yayınları, Eskisehir (1988)
- Bayındırlık Bakanlığı, *2002 Yılına Ait, İnşaat Birim Fiyatlarına Esas İşçilik- Araç ve Gereç Rayiç Listeleri*, İller Bankası Mensupları S.Y. ve E. Vakfı Matbaası, Ankara (2002)
- BERRY, P.L. ve REID, D., *An Introduction to Soil Mechanics*, McGraw-Hill Publishing Company, Singapore (1987)
- BISHOP, A.W. ve BJERRUM L., *Stabilite problemlerinin çözümünde üç eksenli deneylerin kullanılması*, İ.T.Ü. Teknik Okulu Yayınları, Sayı 31, İstanbul
- BISHOP, A.W. ve MORGENSTERN, N.R., *Stability Coefficients for Earth Slopes*, *Geotechnique*, **10**, 129-147 (1960)
- BISHOP, A.W., *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes*, *Geotechnique*, **5**, 7-17 (1955)
- BJERRUM, L. ve KJAERNSLI, B., *Analysis of the Stability of Some Norwegian Natural Clay Slopes*, *Geotechnique*, **7**, 1-16 (1957)
- CAPPER, P.L., CASSIE, W.F., *İnşaat Mühendisliğinde Zemin Mekaniği*, Çağlayan Kitabevi, İstanbul (1962)
- CELEP, Z. ve KUMBASAR, N., *Betonarme Yapılar*, Sema Matbaacılık, İstanbul (1998)
- CHEN, W.F. ve SCAWTHORN, C.R., *Limit Analysis and Limit Equilibrium Solutions in Soil Mechanics*, *Soils and Foundations*, **3**, 13-49 (1970)
- CHEN, W.F., *Plasticity in Soil Mechanics and Landslides*, *Journal Engineering Div. ASCE*, **106** (EM3) (1980)
- CLAYTON, C.R.I., MILITITSKY, J. ve WOODS, R.I., *Earth Pressure and Earth-Retaining Structures*, Blackie Academic & Professional, an imprint of Chapman & Hall, London, UK (1993)
- CRAIG, R.F., *Soil Mechanics*, E&FN Spon, an Imprint of Chapman & Hall, London, UK (1997)
- DAS, B.M., *Principles of Foundation Engineering*, Brooks/Cole Engineering Division, Monterey, California (1984)
- DÜZGÜN, M., *İstinad Yapıları*, İ.M.O. Yayınları, İzmir (1995)

- FANG, H.Y. ve HIRST, T.J., Application of Plasticity Theory to Slope Stability Problems , Highway Research Record No.323, pp. 26-38 (1970)
- FELLENIUS, B., *Calculation of the Stability of Earth Dam*, Trans. 2<sup>nd</sup>. Congr. On Large Dams, Washington, 4, 445-459 (1936)
- FINN, W.D.L., Earthquake Stability of Cohesive Slopes, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 92, No. SM1, pp. 1-11 (1966)
- FREDLUND, D.G. ve KRAHN, J., Comparison of Slope Stability Methods of Analysis, Canadian Geotechnical Journal, 14, 429-439 (1977)
- FREDLUND, D.G., Slope Stability Analysis, Computer Documentation, No: CD-4, Dept. Of Civil Eng., Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, (1974)
- HAUSMANN, M.R., *Engineering Principles of Ground Modification*, McGraw-Hill Publishing Company, Singapore (1990)
- JANBU, N., *Application of Composite Slip Surfaces 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)
- KUMBASAR, V. ve KIP F., *Zemin Mekaniği Problemleri*, Çağlayan Kitabevi, İstanbul (1992)
- LAMBE, T.W. ve WHITMAN, R.V., *Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., 353-373 (1979)
- LO, K.Y., Stability of Slopes in Anisotropic Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 91, SM4, 85-106 (1965)
- LOWE, J. ve KARAFIATH, L., Stability of Earth Dams upon Drawdown, Proc. 1. Panamerican Conf. On Soil Mech. And Found Eng., Mexico City (1960)
- MIZUNO, E. ve CHEN, W.F., *Analysis of Soil Response with Different Plasticity Models*, In: R.N. Yong and E.T. Selig (Editors), Limit Equilibrium, Plasticity and Generalised Stress – Strain Applications in Geotechnical Engineering. ASCE, New York, N.Y., 115-138 (1980)
- MORGENSTERN, N.R. ve PRICE, V.E., The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces , Geotechnique, XV, 79-93. Nonlinear Failure Criterion, International Journal (1965)

- ÖZDEN, K., *Betonarme İstinat Duvarları*, İ.T.Ü. Yayınları, İstanbul (1982)
- SCHOKLITSCH, A., *Temel İnşaatı, Kısım I*, İ.T.Ü. Matbaası, İstanbul (1982)
- SEED, H.B. ve GOODMAN, R.E., *Earthquake Stability of Slopes of Cohesions Soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, **90**, 43,74 (1964)
- 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)
- SKEMPTON, A.W., *Long-Term Stability of Clay Slopes*, Geotechnique, (1964)
- 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*, (1967)
- SPENCER, E., *Circular and Logarithmic Spiral Slip Surfaces*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, **95**, SM1, 227-234 (1969)
- TAYLOR, D.W., *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., 406-479 (1948)
- TERZAGHI, K., *Teory to practice in soil mechanics*, Wiley, New York, (1960)
- TERZAGHI, K. ve RALPH B.P., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley&Sons, New York, USA (1967)
- TERZAGHI, K., *Theoretical soil mechanics*, J. Wiley and Sons, New York inc., Chapman and Hall, London (1972)
- UNAL, G., *Şev Stabilitesinin Güvenilirlik Açısından Farklı Yöntemlerle İncelenmesi ve Değerlendirilmesi*, Anadolu Üniversitesi Araştırma Projesi, Proje no 990232, Eskişehir (2002)
- ZHANG, X.J. ve CHEN, W.F., *Stability Analysis of Slopes*, Journal Engineering Division, 106 (1937)