



**ŞEV STABİLİTESİ ANALİZLERİNDE KULLANILAN FARKLI TASARIM
STANDARTLARININ KIYASLANMASI**

Can Ziver BÜYÜKKAĞNICI

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI**

**GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

HAZİRAN 2019

Can Ziver BÜYÜKKAĞNICI tarafından hazırlanan “ŞEV STABİLİTESİ ANALİZLERİNDE KULLANILAN FARKLI TASARIM STANDARTLARININ KIYASLANMASI” adlı tez çalışması aşağıdaki jüri tarafından OY BİRLİĞİ ile Gazi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalında YÜKSEK LİSANS TEZİ olarak kabul edilmiştir.

Danışman: Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Gazi Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Yüksek Lisans Tezi olduğunu onaylıyorum.

Başkan: Doç. Dr. Mustafa ÖZER

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Gazi Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Yüksek Lisans Tezi olduğunu onaylıyorum.

Üye: Dr. Öğr. Üyesi Gence GENÇ ÇELİK

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Çankaya Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Yüksek Lisans Tezi olduğunu onaylıyorum.

Tez Savunma Tarihi: 21/06/2019

Jüri tarafından kabul edilen bu tezin Yüksek Lisans Tezi olması için gerekli şartları yerine getirdiğini onaylıyorum.

.....
Prof. Dr. Sena YAŞYERLİ
Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

ETİK BEYAN

Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Tez Yazım Kurallarına uygun olarak hazırladığım bu tez çalışmada;

- Tez içinde sunduğum verileri, bilgileri ve dokümanları akademik ve etik kurallar çerçevesinde elde ettiğimi,
 - Tüm bilgi, belge, değerlendirme ve sonuçları bilimsel etik ve ahlak kurallarına uygun olarak sunduğumu,
 - Tez çalışmada yararlandığım eserlerin tümüne uygun atıfta bulunarak kaynak gösterdiğimi,
 - Kullanılan verilerde herhangi bir değişiklik yapmadığımı,
 - Bu tezde sunduğum çalışmanın özgün olduğunu,
- bildirir, aksi bir durumda aleyhime doğabilecek tüm hak kayıplarını kabullendiğimi beyan ederim.

Can Ziver BÜYÜKKAĞNICI
21/06/2019

ŞEV STABİLİTESİ ANALİZLERİNDE KULLANILAN FARKLI TASARIM STANDARTLARININ KIYASLANMASI

(Yüksek Lisans Tezi)

Can Ziver BÜYÜKKAĞNICI

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Haziran 2019

ÖZET

Ülkemizde, Avrupa Birliği uyum sürecinde yapı standartlarında Eurocode standartlarına geçiş yapılmaya başlanmıştır. Bu çalışmada şev stabilite analizlerinde kullanılan Türk Standardı 8853, Avrupa Birliği Standart Normu 1997-1 ve İngiliz Standardı 8006 tasarım standartları limit denge analiz yöntemleri kullanılarak kıyaslanmıştır. Bu kıyaslama sonucunda şev stabilitesi analizlerinde hangi tasarım standartının daha tutucu sonuçlar verdiği araştırılmıştır. Kıyaslama için literatürde iyi çalışılmış olan on vaka üzerinde analizler yapılmış ve güvenlik katsayıları hesaplanmıştır. Bu üç tasarım standardını birbirleriyle kıyaslayabilmek için her bir tasarım standartının yeterli stabilite seviyesi olarak kabul ettiği minimum değerlere oranlanıp başarı oranı hesaplanmıştır. Kısmi güvenlik faktörü kullanan Avrupa Birliği Standart Normu 1997-1 ve İngiliz Standardı 8006 standartları için bu değer 1,0 iken, genel bir güvenlik katsayısı kullanan Türk Standardı 8853 standardına göre minimum güvenlik katsayısı 1,5'tir. Analizler sonucunda hesaplanan başarı oranları her bir vaka için birbirleriyle kıyaslanmıştır. Kıyaslamalar sonucunda şev stabilitesi analizlerinde Türk Standardı 8853'e göre hesaplanan limit denge yöntemlerinin daha tutucu sonuçlar verdiği görülmüştür. Bazı vakalarda limit denge yöntemlerine ilaveten sonlu elemanlar kayma dayanımı azaltma yöntemi kullanılarak da analizler yapılmıştır. Bu analizler sonucunda hesaplanan güvenlik katsayıları bu bulguyu doğrular niteliktedir. Güçlendirilmiş şevler ve toprakarme duvarların tasarımdan ise İngiliz Standardı 8006 yöntemiyle yapılan analizler Türk Standardı 8853 ve Avrupa Birliği Standart Normu 1997-1'e kıyasla daha tutucu sonuçlar vermiştir.

Bilim Kodu : 91105

Anahtar Kelimeler : Şev stabilitesi, Eurocode 7, BS 8006, Kısmi faktörler, Slide

Sayfa Adedi : 105

Danışman : Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK

COMPARISON OF DIFFERENT DESIGN STANDARDS USED IN SLOPE
STABILITY ANALYSIS

(M. Sc. Thesis)

Can Ziver BÜYÜKKAĞNICI

GAZİ UNIVERSITY

GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

June 2019

ABSTRACT

In our country European construction standards have been started to be used according to the European Union harmonization process. In this study, slope stability design standards, European Standard Norme 1997-1, British Standard 8006 and Turkish Standard 8853 were compared using limit equilibrium analysis methods. This comparative study was performed to investigate which of these design standards have more safety margin. For the comparison, ten well-documented case studies were selected from literature and stability analyses were carried out. In order to compare design standards, the success rate which is defined as the ratio of the calculated factor of safety to the required factor of safety according to relevant design standard. Required factor of safety is 1,0 for European Standard Norme 1997-1 and British Standard 8006 standards in which partial factor of safeties are used. However, the minimum required factor of safety according to Turkish Standard 8853 is 1,5 for limit state analysis. According to the results of analyses, calculated success rates were compared for each case. As a result of the slope stability analyses, the limit equilibrium methods, which are calculated according to Turkish Standard 8853, were found to be more conservative than European Standard Norme 1997-1. In some cases, finite element shear strength reduction method was used to determine factor of safety in addition to limit equilibrium methods. Factor of safeties calculated by the finite element methods confirm this information. Analyses performed according to British Standard 8006 method for the design of reinforced slopes and the reinforced soil walls, gave more conservative results compared to the European Standard Norme 1997-1 and Turkish Standard 8853.

Science Code : 91105

Key Words : Slope Stability, Eurocode 7, BS 8006, Partial factors, Slide

Page Number : 105

Supervisor : Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK

TEŞEKKÜR

Tez süresince beni yönlendiren ve göstermiş olduğu yakınlık, sabır ve anlayıőtan dolayı danışman hocam Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK'a, tezimin oluőumundaki yardımlarından ve yakınlıklarından dolayı Prof. Dr. Seyhan FIRAT ve Prof. Dr. Mürsel ERDAL'a teşekkür ve saygılarımı sunarım. Maddi ve manevi desteğini esirgemeyen aileme ve dostlarıma sabırlarından dolayı teşekkür ederim.



İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	iv
ABSTRACT.....	v
TEŞEKKÜR.....	vi
İÇİNDEKİLER	vii
ÇİZELGELERİN LİSTESİ.....	xi
RESİMLERİN LİSTESİ	xiii
ŞEKİLLERİN LİSTESİ.....	xiv
SİMGELER VE KISALTMALAR.....	xvi
1. GİRİŞ.....	1
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR.....	5
3. ŞEV DURAYSIZLIĞI MEKANİZMASI VE TERMİNOLOJİSİ.....	15
3.1. Şev Duraysızlığı Terminolojisi.....	15
3.2. Şev Duraysızlık Nedenleri.....	17
3.3. Şev Duraysızlığının Temel Mekanizması	19
3.4. Kayma Dayanımı	20
3.5. Şev Duraysızlığı Terminolojisi.....	22
4. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ YÖNTEMLERİ	25
4.1. Giriş.....	25
4.2. Güvenlik Katsayısı.....	26
4.2.1. Güvenlik katsayısının seçimi	27
4.3. Kinematik Analiz.....	29
4.4. Deformasyon Analizleri (Nümerik Analizler)	29
4.5. Olasılığa Dayalı Yaklaşım.....	31

	Sayfa
4.6. Limit Denge Analiz Yöntemleri (Deterministik Yaklaşım).....	32
4.7. Dilimler Yöntemi.....	33
4.7.1. İsveç dilim (Fellenious) yöntemi.....	35
4.7.2. Basitleştirilmiş Bishop yöntemi.....	37
4.7.3. Basitleştirilmiş Janbu yöntemi.....	39
4.7.4. Geliştirilmiş Janbu yöntemi.....	42
4.7.5. Morgenstern ve Price yöntemi.....	44
4.7.6. Spencer yöntemi.....	44
4.7.7. Genelleştirilmiş limit denge yöntemi.....	46
4.7.8. Limit denge analiz yöntemlerinin kıyaslanması.....	48
5. EUROCODE 7 TASARIM YÖNTEMLERİ.....	51
5.1. Eurocode Tarihçesi ve Eurocode 7'ye Giriş.....	51
5.2. Tasarım Gereklilikleri.....	52
5.3. Kinematik Analiz.....	53
5.3.1. Eylemler.....	53
5.3.2. Zemin özellikleri.....	54
5.3.3. Geometrik veriler.....	55
5.3.4. Tasarım değerleri.....	55
5.3.5. Nihai limit durumları (ULS).....	56
5.3.6. Kalıcı ve geçici durumlarda yapısal ve zemin limit durumları için direncin doğrulanması.....	57
5.4. Eurocode 7'ye göre Şev Tasarımında Nihai Limit Durum.....	60
6. BS 8006 (1995) GÜÇLENDİRİLMİŞ VE DONATILI ZEMİNLER VE DİĞER DOLGULAR.....	63
6.1. Giriş.....	63

	Sayfa
6.2. Limit Durum İlkeleri.....	63
6.3. Güçlendirilmiş Şevlerin Tasarımı	64
6.4. Güçlendirilmiş Şevlerin Tasarımında Kullanılan Kısmi Faktörler	65
6.4.1. Yük faktörleri.....	65
6.4.2. Malzeme faktörleri	65
6.4.3. Zemin / güçlendirme etkileşim faktörleri	65
6.5. Dolgu Malzemelerinin Güçlendirilmesi.....	66
6.5.1. Tasarım esası	66
6.5.2. Limit durum	66
6.5.3. Dış stabilite	68
6.5.4. İç stabilite.....	69
7. ÖRNEK UYGULAMALAR.....	71
7.1. Fredlund & Krahn'ın Çalışması	71
7.2. Kalecik Heyelanı.....	73
7.3. Muar Dolgusu	75
7.4. Syncrude Petrol Kumları Madeni.....	77
7.5. Bradwell Kayması.....	80
7.6. James Bay Daykısı.....	83
7.7. Lanester Dolgusu	84
7.8. Cubzac-les-Ponts (Fransa) Dolgusu	87
7.9. Amherst Test Duvarı.....	89
7.10. Clouture Test Duvarı	92
8. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME.....	97
KAYNAKLAR.....	99

ÖZGEÇMİŞ 105



ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge	Sayfa
Çizelge 2.1. Farklı yöntemlerle belirlenen taşıma kapasitesi faktörlerinin kıyaslanması.....	7
Çizelge 2.2. Örnek problem için güvenlik katsayılarının kıyaslanması.....	9
Çizelge 2.3. Morgernstern & Price Yöntemi'nde yan kuvvet fonksiyonunun etkisi.....	11
Çizelge 3.1. Tarihsel heyelanlar, nedenleri ve can kayıpları	17
Çizelge 3.2. Şev hareketinin etkenleri.....	18
Çizelge 4.1. TS 8853 şevlerde limit denge koşullarında önerilen güvenlik katsayıları..	28
Çizelge 4.2. Dilim yöntemi ile ilişkili denklem ve bilinmeyenler	35
Çizelge 4.3. Limit denge yöntemleriyle sağlanan statik denge şartları.....	50
Çizelge 5.1. Eurocode 7'de şev stabilite analizlerinde kullanılan kısmi faktörler.....	59
Çizelge 6.1. Güçlendirilmiş şevlerin tasarımında kullanılacak olan kısmi faktörler	66
Çizelge 7.1. Model 1 için yöntemlerin güvenlik katsayıları ve başarı oranları	72
Çizelge 7.2. Kalecik heyelanı için hesaplanan yöntemlerin güvenlik katsayıları.....	74
Çizelge 7.3. Muar dolgusunun stabilite analizi sonuçları	77
Çizelge 7.4. Syncrude Petrol kumlarının özellikleri	79
Çizelge 7.5. Syncrude petrol kum madenleri Hücre 23'ün güvenlik katsayıları ve başarı oranı.....	79
Çizelge 7.6. Bradwell'deki reaktör 1 kazı şevi için güvenlik katsayıları ve başarı oranı	82
Çizelge 7.7. James Bay Dayk şevi için güvenlik katsayıları ve başarı oranı.....	84
Çizelge 7.8. Lanester (Fransa) dolgusu için güvenlik katsayıları ve başarı oranı.....	87
Çizelge 7.9. Cubzac (Fransa) dolgusu için güvenlik katsayıları ve başarı oranı	88
Çizelge 7.10. Amherst test duvarı için kullanılan malzemeler ve özellikleri	90
Çizelge 7.11. Amherst test duvarı için hesaplanan güvenlik katsayıları ve başarı oranları	91

Çizelge	Sayfa
Çizelge 7.12. Clouterre test duvarı için kullanılan malzemeler ve özellikleri.....	93
Çizelge 7.13. Clouterre test duvarında zemin çivisi olarak kullanılan alüminyum boruların detayları.....	93
Çizelge 7.14. Clouterre Test duvarı için hesaplanan güvenlik katsayıları ve başarı oranları.....	94



RESİMLERİN LİSTESİ

Resim	Sayfa
Resim 1.1. Heyelan örneği.....	1
Resim 3.1. Peru Huascarán heyelanında etkilenen bölgeler.....	18



ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil	Sayfa
Şekil 2.1. Dilimler arası kuvvetlerin güvenlik katsayıları üzerine etkisi	10
Şekil 3.1. Tipik bir heyelanın bölümleri	15
Şekil 3.2. Heyelan Mekanizması ve Terminoloji.....	16
Şekil 3.3. Eğik düzlem üzerinde duran bir bloğa etkiyen kuvvetler	20
Şekil 3.4. Ana gerilmeler altındaki zemin örneği b) Mohr Çemberi	21
Şekil 3.5. Doğrusal olmayan yenilme zarfında teğet yaklaşımı ile doğrusallık.....	22
Şekil 4.1. Bir şev kesitinde nümerik analizle belirlenmiş gerilme konsantrasyonları	30
Şekil 4.2. Tipik bir dilime etkiyen kuvvetler	34
Şekil 4.3. Potansiyel kayan kütlelerin dilimler halinde bölünmesi	34
Şekil 4.4. Tek bir dilime etkiyen kuvvetler.....	36
Şekil 4.5. Dikey dilimlerin görüldüğü dairesel kayma yüzeyi.....	37
Şekil 4.6. Basitleştirilmiş Janbu yönteminde tipik bir kayma yüzeyi ve bir dilime etkiyen kuvvetler.....	40
Şekil 4.7. Basitleştirilmiş Janbu yönteminde f_0 düzeltme faktörünün belirlenmesi	41
Şekil 4.8. Geliştirilmiş Janbu yöntemi için her dilime etki eden kuvvetler	43
Şekil 4.9. Farklı varsayımlara göre $f(x)$ fonksiyonu	47
Şekil 5.1. Dairesel kayma.....	61
Şekil 6.1. Şev güçlendirme örnekleri	64
Şekil 6.2. Güçlendirilmiş dik dolgu şevleri için zemin özelliklerinin ve temel yüklerin tanımı	68
Şekil 6.3. Dairesel kayma analizinde dilimler yöntemi	70
Şekil 7.1. Model 1'in geometrisi ve Slide v6.0 programındaki çözümü.....	72
Şekil 7.2. Model 1'in sonlu elemanlar yöntemi Phase ² v8.0 yazılımıyla hesaplanan güvenlik katsayısı ve göçme anındaki kayma birim deformasyon dağılımı...	73
Şekil 7.3. Kalecik H1 heyelanı tip kesiti.....	74

Şekil	Sayfa
Şekil 7.4. Kalecik heyelanı (H1) geometrisi ve Slide v6.0 programındaki çözümü.....	75
Şekil 7.5. Muar dolgusunun Slide v6 programıyla çözümü.....	76
Şekil 7.6. Hüce 23'ün dayk profili ve stratigrafisi.....	78
Şekil 7.7. Syncrude petrol kumları madeni hüce 23'ün Slide v6 programı ile çözümü	79
Şekil 7.8. Reaktör 1 kazısı, kayma I (doğu tarafı) 1957	81
Şekil 7.9. Bradwell'deki reaktör 1 kazı şevinin Slide v6 programındaki çözümü	82
Şekil 7.10. James Bay daykının tip kesiti	83
Şekil 7.11. James Bay dayk şevinin Eurocode 7 DA1 C2 yöntemiyle Slide v6 programındaki çözümü	84
Şekil 7.12. Lanester dolgusunun tip kesiti ve eş boşluk suyu basıncı hatları	86
Şekil 7.13. Lanester dolgusunun Eurocode 7 DA3 yöntemiyle Slide v6 ile çözümü	86
Şekil 7.14. Cubzac dolgusunun eş boşluk suyu basınç hat profili	88
Şekil 7.15. Cubzac dolgusunun Eurocode7 DA3'e göre Slide v6 çözümü.....	89
Şekil 7.16. Amherst test duvarının profili.....	91
Şekil 7.17. Amherst test duvarı Slide v6 programıyla çözümü.....	92
Şekil 7.18. Fransız zemin çivileme araştırma programının şemaları Clouterre Test Duvarı (a) inşaattan sonra ve duvar kazılarından önce ve (b) yüzey doyunluğu nedeniyle yenilmeden sonra.....	94
Şekil 7.19. Clouttere test duvarı Sonlu elemanlar yöntemi güvenlik katsayısı ve göçme anındaki kesme birim deformasyon dağılımı.....	94
Şekil 7.20. Clouttere test duvarı Slide v6 (Rocscience, 2010) programı çözümü	95

SİMGELER VE KISALTMALAR

Bu çalışmada kullanılmış simgeler ve kısaltmalar, açıklamaları ile birlikte aşağıda verilmiştir.

Simgeler	Açıklamalar
A	Kayan bloğun alanı
b	Dilim genişliği
c'	Efektif kohezyon
c	Kohezyon
E_d	Eylem etkilerinin tasarım değeri
E_n	Dilimler arası normal kuvvet
F	Güvenlik katsayısı
f₀	Janbu düzeltme sayısı
F₀	Düzeltilmemiş güvenlik katsayısı
F_d	Eylemin tasarım değeri
F_f	Kuvvet dengesi sağlayan güvenlik katsayısı
f_{fs}	Zemin birim ağırlığına uygulanan kısmi yük faktörü
F_m	Moment dengesi sağlayan güvenlik katsayısı
f_{ms}	$\tan\phi'_p$ ve c' 'ye uygulanan kısmi malzeme faktörleri
f_n	Yenilmenin ekonomik sonuçlarını yöneten kısmi faktörü
f_p	Donatı çekmeyi düzenleyen kısmi faktörü
f_q	Dış sürşarj yüklere uygulanan kısmi yük faktörü
F_{rep}	Eylemin temsili değeri
h	Ortalama dilim yüksekliği
h_c	Dilim kütle merkezinin yüksekliği
h_L	Z _L 'nin yüksekliği
h_R	Z _R 'nin yüksekliği
k_h	Yatay sismik katsayı
k_v	Düşey sismik katsayı
l	Dilim uzunluğu
L_{ej}	j seviyesinde hesaplanan minimum donatı bağı uzunluğu
M_D	Zeminin ağırlığına ek sürşarj nedeniyle bozucu momenti

Simgeler**Açıklamalar**

M_{RR}	Şevdeki donatının varlığı nedeniyle dayanım momenti
M_{RS}	Zeminin kayma dayanımı nedeniyle dayanım momenti
N'	Efektif normal kuvvet
N_q	Taşıma kapasitesi faktörü
Q	Dış sürşarj
q_f	Taşıma kapasitesi
R_d	Tasarım dirençleri
s	Kayma dayanımı
S_a	Mevcut dayanım
S_m	Mobilize dayanım
T	Kesme kuvveti
T_D	BS 8006 5 donatının tasarım gerilme dayanımı
T_j	Bir j seviyesinde maksimum güçlendirme çekme yükü
u	Dilim tabanına etkiyen boşluk suyu basıncı
u_i	Dilim i'nin kayma yüzeyine etki eden boşluk basıncı
U_α	Boşluk suyu kuvveti
U_β	Yüzey suyu kuvveti
v	Tansiyon çatlakları içindeki su basıncı
X_n	Dilimler arası kesme kuvveti
W	Dilim ağırlığı
W_s	Sadece ölü yük nedeniyle dış sürşarj
W_{si}	Dilim i'de hareket eden dış sürşarj
X_d	Geometrik parametrelerin tasarım değeri
X_k	Malzeme özelliğinin karakteristik değeri
Z_L	Sol dilimler arası kuvvet
Z_R	Sağ dilimler arası kuvvet
γ	Kısmi faktör
γ_c	Kohezyon için kısmi faktör
γ_G	Kalıcı bir eylem için kısmi faktör
γ_Q	Değişken eylem için kısmi faktör
γ_ϕ	İçsel sürtünme açısı için kısmi faktör ($\tan\phi$)

Simgeler**Açıklamalar**

γ_{cu}	Drenajsız kesme dayanımı için kısmi faktör
γ_{Re}	Pasif zemin direnci için kısmi faktör
α	Dilimin tabanıyla yatay arasındaki açı
α'	$\tan\phi'_p$ ile zemin / donatı bağ açısı ile ilgili etkileşim katsayısı
α_{bc}'	Zemin / güçlendirme bağını c'ye bağlayan yapışma katsayısı
β	Dilim üst eğimi
γ_F	Eylemin kısmi faktörü
γ_M	Malzeme özelliğinin kısmi faktörü
δ	Etkiyen sürşarjın eğimi
δ	Sürşarj yükünün eğimi
θ	Yataydan elde edilen dilimler arası kuvvetinin açısı
θ_L	Sol dilimler arası kuvvet açısı
θ_R	Sağ dilimler arası kuvvet açısı
λ	Dilimler arası kuvvetler için ölçeklendirme faktörü
Σ	Toplama işareti
σ	Normal gerilme
τ	Kayma gerilmesi
ϕ'	Efektif içsel sürtünme açısı
ϕ	İçsel sürtünme açısı
ϕ'_p	Dolgu maddesinin kayma dayanımının pik açısı
ϕ_p	Dolgu maddesinin kayma dayanımının pik açısı
ϕ_m	Mobilize olmuş kayma dayanımı açısı
Ψ	Karakteristik değeri temsili değere dönüştürme faktörü
γ_G	Kalıcı bir eylem için kısmi faktör
γ_Q	Değişken eylem için kısmi faktör
γ_c	Kohezyon için kısmi faktör
γ_ϕ	İçsel sürtünme açısı için kısmi faktör ($\tan\phi$)
γ_{cu}	Drenajsız kesme dayanımı için kısmi faktör
γ_{Re}	Pasif zemin direnci için kısmi faktör

Kısaltmalar**Açıklamalar**

AB	Avrupa Birliği
ASCE	Amerikan İnşaat Mühendisleri Derneği
BS	İngiliz Standartı
BSI	İngiliz Standart Enstitüsü
CANMET	Kanada Maden ve Enerji Teknolojisi Merkezi
CVVC	Connecticut Vadisi'nin laminalı kili
DA1 C1	Tasarım Yöntemi 1 Kombinasyon 1
DA1 C2	Tasarım Yöntemi 1 Kombinasyon 2
DA2	Tasarım Yöntemi 2
DA3	Tasarım Yöntemi 3
DEM	Ayrık elemanlar yöntemi
EC 7	Eurocode 7 (EN 1997-1)
EN	Avrupa Birliği Standart Normu
FDM	Sonlu farklar yöntemi
FEM	Sonlu elemanlar yöntemi
G.L.D	Genelleştirilmiş Limit Denge
IAEG	Uluslararası Mühendislik Jeolojisi Derneği
ISBN	Uluslararası Standart Kitap Numarası
RFEM	Rastsal sonlu elemanlar yöntemi
TS	Türk Standartı
UK	Birleşik Krallık (İngiltere)
USA	Amerika Birleşik Devleti

1. GİRİŞ

Şev, bir zemin kütleinin yatay bir düzlemle veya mevcut arazi yüzeyi ile belirli bir açı yapan yüzeylere denir. Şevler, orijinleri dikkate alınarak, doğal veya insan yapısı (yapay) olmak üzere iki ana başlık altında sınıflandırılabilir. Kazı veya dolgu yoluyla inşa edilen insan yapısı şevler, baraj ve yol yapılarında olduğu gibi kalıcı olarak veya temel kazıları ve yeraltı yapılarında olduğu gibi geçici olarak inşa edilebilirler. Stabilite kaybı şevi teşkil eden zeminin dayanım özellikleri, tabakalanma, şev eğimi, hidrolojik rejim gibi faktörlere bağlı olarak farklı mekanizmalar sonucunda ortaya çıkabilir (Erol, 2009).

Herhangi bir cismin yerini ve konumunu koruyabilmesi koşulu stabilite (duraylılık) olarak adlandırılır. Bu koşulun yitilmesi ise, duraysızlıktır. Şevi meydana getiren zeminin kendi ağırlığı ve dışarıdan etkiyen kuvvetler (statik ve/veya dinamik) sonucunda ortaya çıkan kayma gerilmelerinin mevcut gerilme kapasitesini aşması durumuna şev duraysızlığı denir (Erol, 2009; Ulusay, 2008).



Resim 1.1. Heyelan örneği (Bluebird Kanyonu-Laguna Beach, California, 2005)

Kazı, yol dolgusu, dolgu tipi baraj, pasa ve atık yığını gibi yapay şevlerinin ekonomik ve güvenli şekilde tasarımı için aşağıda belirtilen iki aşama esas alınarak şev stabilitesi analizleri yapılır (Ulusay, 2008).

Ön analizler: Kritik olabilecek jeolojik, hidrojeolojik, malzeme ve çevre koşullarının belirlenmesi ve ekonomik değerlendirme yapılması.

Ayrıntılı analizler: Şev duraysızlığının özelliklerinin, tekrarlanma sıklığının araştırılıp, tasarıma gidilmesi ve iyileştirme yöntemlerinin belirlenmesi (Ulusay, 2008).

Şev stabilize analizlerinin başlıca amaçları özetle aşağıda verilmiştir:

- 1- Farklı koşullar altında farklı özellikteki şevlerin stabilitesinin araştırılması.
- 2- Şev yüksekliği ve şev açısı gibi şev tasarımı parametrelerinin tayini amacıyla şev ve malzeme parametrelerinin birbirlerine bağlı değişimlerinin incelenmesi (duyarlılık analizi).
- 3- Kayma mekanizmasının belirlenmesi.
- 4- Şevin yeniden tasarlanması ve iyileştirici (stabiliteyi artırıcı) yöntemlerin belirlenmesi.
- 5- Deprem, yoğun yapılaşma, trafik vb. gibi etkilerden kaynaklanan dış yüklerin şev stabilize üzerindeki etkilerinin araştırılması (Ulusay, 2008).

En küçük bir hareketin, yenilme yüzeyi boyunca kayma dayanımının pik değerini uyandırmak için yeterli varsayıldığından gerinin etkisi göz ardı edilmektedir. Oysa bu varsayım bir şevin topuğundan veya yakınından başlayıp geriye doğru gelişen mekanizmaların oluşması gerçeği ile çelişkilidir. Bir şevde gerçekte yenilme oluşuncaya kadar yenilme yüzeyi yeri belirsizdir. Bu yüzeyin şekli ile ilgili varsayımlar önemli yanlışlıklara neden olabilir (Berilgen, 2016).

Dünya gezegeni engebeli bir yüzeye sahiptir ve heyelanlar düzenli olarak gerçekleşir. İlk insanlar, yerleşim için nispeten sağlam bir zemin seçmeye çalışmışlardır. Nüfus arttıkça ve insan yaşamı daha da şehirleşmeye başladığında, rıhtım, kanal, demiryolları ve yollar gibi binalara ve altyapılara yer açmak için teraslar ve koridorlar oluşturma zorunluluğu doğmuştur. Bu tür gelişmeleri kolaylaştırmak için insan yapımı kazı ve dolgu şevlerinin oluşturulması gerekmiştir. Bu tür kazı ve dolgu şevlerinin stabilitesini matematiksel olarak

hesaplayarak daha sonra bu ampirik yaklaşım kurallarını iyileştirmek için girişimlerde bulunulmuştur. İlk girişimlerden biri Fransız mühendis Alexander Collin (Collin, 1846) tarafından yapılmıştır. Collin, killerde hem kazı sevi hem de dolgu sevi kayma yüzeylerinin kavisli şeklini fark etmiştir. 1916 yılında, İsveç'in Göteborg kentindeki Stigberg rıhtım duraysızlığının dönme stabilitesini matematiksel olarak hesaplamak için limit denge yöntemi kullanılmıştır (Pettersson, 1955). İsveç'teki bir rıhtımın duraysızlık serisi, İsveçlileri, dilim yöntemini ve limit denge yöntemini kullanarak şev stabilitesini ölçmeye yönelik ilk girişimlerden birini yapma yönünde motive etmiştir. İsveç Dilimler yönteminin (Fellenius, 1927) oluşturulmasında doruğa ulaşmıştır. Bu yöntemin ardından bir dizi iyileştirmeler, geliştirmeler yapılmıştır. Taylor'ın stabilite abakları (Taylor, 1937); Basitleştirilmiş Bishop Dilimler yöntemi (Bishop, 1955), moment dengesine dayanır; Janbu, dairesel kaymayı genelleştirilmiş bir kayma yüzeyine genişletmiştir (Janbu, 1973); Morgenstern ve Price (Morgenstern ve Price, 1965), moment ve kuvvet dengelerine aynı anda ulaşılmasıyla sağlanır. Spencer paralel dilimler arası kuvvetlerini (Spencer, 1967); ve Sarma (Sarma, 1973) yatay deprem yaklaşımını uygulamıştır. Bu yöntemler Modern Genelleştirilmiş Dilim yöntemi (Chugh, 1986) ile sonlanmıştır (Cheng ve Lau, 2014).

Bilgisayarın yaygın olarak bulunmadığı zamanlarda, mühendisler stabilite abaklarını kullanmayı tercih etmişlerdir (örneğin; Taylor, 1937 vb). Uygulayıcılar günümüzde, tasarımdaki stabiliteyi değerlendirmek için uygun bilgisayar programlarını ve bilgisayarları kullanmaktadırlar. Bununla birlikte, her sayısal yöntemin kendi varsayımları ve dolayısıyla sınırlamaları vardır. Bu nedenle, uygulayıcıların bu limit ve varsayımları tam olarak bilmeleri gerekmektedir; böylece yöntemler, gerçek bir tasarım durumunda sınırlamaları dâhilinde kullanılabilir. Sayısal yöntem dışında, mühendislerin tasarım durumu için uygun bir tasarım modeline sahip olmaları da aynı derecede önemlidir (Cheng ve Lau, 2014).

Avrupa Birliği, geoteknik tasarımlar için genel bir güvenlik katsayısı kullanmak yerine, kısmi faktörler yöntemini kullanarak, tasarım yapan Eurocode 7 (EN-1997-1, 2004) tasarım standartını geliştirmişlerdir. Eurocode 7, limit durum tasarım yaklaşımını ve kısmi faktörler yöntemini kullanır. Eylemler, malzemeler ve dirençler için gözlemlenen/ölçülen değerden, karakteristik değere ve en son bu değere kısmi faktörün uygulanması ile hesaplanan tasarım değerine doğru genel bir ilerleme vardır. Eurocode 7 analizleri hesaplanan tasarım değeriyle yapmaktadır. Limit durum tasarımının özünü, ilgili limit durumların aşılmayacağını gösteren "tasarım durumları" oluşturmaktır (EN-1997-1, 2004; Simpson, 2011).

BSI (İngiliz Standart Enstitüsü) güçlendirilmiş şevler ve toprakarme duvarların tasarımında kısmi faktörler yöntemine dayanan BS 8006 (BS 8006, 1995) standardını önermektedir. BS 8006 tıpkı Eurocode 7 gibi limit durum ilkelerine dayanır ve tasarım uygulamaları benzerdir. Bu iki tasarım standardının özellikleri ve kullanımları bu tezin kapsamında geniş olarak verilmiştir. Bu tez kapsamında şev stabilitesi analizlerinde kullanılan TS 8853 (TS 8853, 1991), Eurocode 7 (EN 1997-1,2004) ve BS 8006 (BS 8006, 1995) tasarım standartları literatürde yaygın olarak kullanılan vakalar üzerinde analiz edilip, sonuçları kıyaslanmıştır. Ülkemiz AB (Avrupa Birliği) uyum sürecinde yapı tasarım standartları olan Eurocode 7 tasarım standardını kabul etmesi beklenmektedir. Bu kıyaslamalar sonucunda hangi tasarım standartının daha tutucu sonuçlar verdiği araştırılmıştır. Tutucu sonuç, tez kapsamında göçmeye daha yakın sonuç veren sonuçlar için kullanılmıştır.

Klasik şev stabilite analizlerinde, zemin kütlesi içerisindeki gerilme analizlerinin yaklaşık olması, değişik yükleme koşulları ve şev geometrileri hesabı güçleştirmektedir. Bilgisayarlar, tüm alanlarda olduğu gibi geoteknik mühendisliğinde de yaygın olarak kullanılmakta ve özellikle analitik çözümün karmaşık ve zaman alıcı olduğu şev stabilitesi analizlerinde artan bir şekilde kullanılmaktadır. Günümüzde şev stabilitesi analizleri için geliştirilmiş birçok program vardır. Tez kapsamında yapılan limit denge analizlerinde Slide v6.0 (Rocscience, 2010), sonlu elemanlar yöntemiyle yapılan analizlerde ise Phase² v8.0 (Rocscience, 2011) programları tercih edilmiştir.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Literatürde şev stabilitesi limit denge analiz yöntemlerini kıyaslayan birçok çalışma vardır. Bunlardan başlıcaları; Brinch Hansen (Hansen, 1966), Whitman ve Bailey (Whitman ve Bailey, 1967), Fredlund ve Krahn (Fredlund ve Krahn, 1977), Fredlund vd. (Fredlund vd. 1981), Duncan ve Wright (Duncan ve Wright, 1980) çalışmalarıdır. Geleneksel limit denge analiz yöntemleri ile Eurocode 7 tasarım standartını Zakaria Z. (Zakaria, 2013) “Eurocode 7 ile günümüzde kullanılan şev tasarım yöntemlerinin kıyaslanması” adlı çalışmasında kıyaslamıştır. Bu bölümde önceki çalışmalar hakkında bilgi verilmiştir.

Şev hareketleri ve heyelanlar yer kabuğunun yaşı kadar eskidir. Nüfusun artışı, kentleşme ve mühendislik yapılarının gelişmesiyle önem kazanan bu doğal olay XIX. yüzyıl başından bu yana giderek artan inceleme ve araştırmalara konu olmuştur. Jeologların soyut tariflerle açıklamaya çalıştıkları heyelanların ilk kez Collin tarafından 1846 yılında analitik olarak incelendiği görülmektedir. Kayma analizi yöntemleri önce grafik olmak üzere günümüze kadar artarak hızla geliştirilmiştir. Geotekniğin her konusunda olduğu gibi burada da Terzaghi'nin çalışmaları kayma mekaniğinin anlaşılmasında büyük rol oynamıştır (Abrahamson vd., 1996).

Zeminleri son buzul çağından bu yana oluşmuş İskandinav ülkeleri, bilinen tarihleri boyunca büyük ve yaygın heyelanlara sahne olmuştur. İsveç'in göl içinde Norveç'in ise denizde çökerek oluşmuş ve sonra arazinin yükselmesi sonucu beliren killer çok düşük kayma dayanımları ile şev kaymaları için ideal ortam oluşmuştur. Demir yolu çağıının İsveç'te açılmasıyla kazılması gereken birçok yer üstü ve su altı şevinde görülen heyelanlar, İsveç yönetimini derinlemesine bir araştırma yapmaya yöneltmiş, buradan yerel sorunlara çözümler getirildiği gibi, şev stabilitesinin hesabı için ilk dilim yöntemlerinden biri geliştirilmiştir. İsveç dilim yöntemi (Fellenius, 1927) olarak adlandırılan bu yaklaşım yakın zamana kadar kullanılmıştır (Abrahamson vd., 1996).

İskandinavya'da olduğu gibi İngiltere'nin güneyindeki jeolojik koşullar heyelanların oluşumu için son derece uygun ortam sağlamaktadır. Ada'nın yoğun nüfusu ve endüstri devrimiyle artan mühendislik yapıları, demir yollarından başlayarak çeşitli kuruluşlarda önemli araştırmalar yapılmasını gerektirmiştir. Güney kıyılarındaki düşey tebeşir şevlerinde,

orta bölgelerdeki mavi Londra kilinde, yapılan çalışmalarda bu gün kullanılan analiz yöntemlerinden en önemlileri geliştirilmiştir. Araştırmaların önemli bir bölümü Londra'da Imperial Kolejinde Skempton ve Bishop'un yönetiminde yapıldığından yayınlar literatürde bu isimler altında bulunmaktadır (Abrahamson vd., 1996).

Limit denge analiz yöntemleri, şev, dolgu ve kazıların analizi için yaygın olarak kullanılmaktadır. Birçok araştırmacı yaptıkları kıyaslama analizlerinde; İsveç dilimler yöntemi (Fellenius, 1927) dışında, yöntemlerin uygun şekilde uygulanmaları halinde yararlı ve güvenilir olduğunu görmüşlerdir. Belirli bir şevin analizinin doğruluğu, şevin geometrisinin, yeraltı suyu koşullarının ve zemin özelliklerinin tanımlanabildiği doğruluğa, analizin şevdeki gerçek koşulları ve ayrıca modelleme analizinin doğruluğuna bağlıdır. Genel olarak, en büyük yanlışlıklar yeraltı suyu koşulları, zemin özellikleri ve şevin stabilite modeli ile ilgilidir (Anderson ve Richards, 1987).

Limit denge analiz yöntemlerinin hiçbiri kesin değildir. Yöntemlerin her birinin farklı denge koşullarını sağladığı ve dilimler arası kuvvetler hakkında farklı varsayımlar kullanıldığı gösterilmiştir. Birçok araştırmacı limit denge yöntemlerini kıyaslamak için çalışmalar yapmışlardır (örneğin, Brinch Hansen, 1966; Whitman ve Bailey, 1967; Fredlund ve Krahn, 1977; Fredlund ve diğerleri, 1981; Duncan ve Wright, 1980). Bu çalışmalardan bazıları aşağıda açıklanmıştır (Anderson ve Richards, 1987):

Brinch Hansen 'ın çalışması

Brinch Hansen (Hansen, 1966), bir şerit temelin ağırlıksız zemindeki taşıma kapasitesini ($c'=0$, $\phi'=30^\circ$) tek tip bir birim sürüşarj ile belirlemek için birkaç limit denge yöntemi kullanmıştır. Bu problem, Prandtl (Prandtl, 1921) tarafından plastisite teorisi kullanılarak elde edilen kesin bir çözüm olduğu için ilginçtir. Taşıma kapasitesi q_f ile ifade edilmiştir (Anderson ve Richards, 1987).

$$q_f = N_q \cdot s \quad (2.1)$$

s yüzey yükü ve N_q ise taşıma kapasitesi faktörüdür. Brinch Hansen'in sonuçları Çizelge 2.1'da gösterilmektedir ve aralıkları, doğru değerden hem daha büyük hem de daha küçük olan sonuçlar ile oldukça geniş bir aralıktadır (Anderson ve Richards, 1987).

Çizelge 2.1. Farklı yöntemlerle belirlenen taşıma kapasitesi faktörlerinin kıyaslanması (Hansen, 1966)

Araştırmacı	Yöntem	Kopma Çizgisi	N_q	$\%N_q$ Prandtl	$F=\tan 30/\tan^m \phi$
Fellenius	Dilimler	Daire	5,6	31	0,58
Krey	Sürtünme Dairesi	Daire	9,0	49	0,75
Janbu vd.	Dilimler	Prandtl	13,0	71	$0,88 \times 1,05 = 0,92$
Prandtl	Plastisite	Prandtl	18,4	100	1,0
Brinch Hansen	Eşitlik	Daire	22,5	113	1,07
Rendulic	Extreme(uç)	Spiral	22,6	114	1,07
Janbu vd.	Dilimler	Daire	27,9	151	$1,15 \times 1,05 = 1,21$
Bishop	Dilimler	Daire	31,1	169	1,19

Hansen'a göre bu farkın iki nedeni vardır. İlk olarak, yöntemlerin çoğu, gerçek kırılma çizgisine zayıf bir yakınlığa sahip olan dairesel bir yenilme yüzeyi kullanmıştır. İkincisi, dilimler arası kuvvetler genellikle tatmin edici bir şekilde dâhil edilmemiştir. Yenilme yüzeyinin topukta dik bir şekilde eğildiği yerlerde, İsveç Dilimler yönteminin kayma direncini hafife aldığı ve Bishop'un yönteminin bunu abarttığını göstermiştir (Turnbull ve Hvorslev, 1967). Brinch Hansen'in sonuçları bunu iyi göstermektedir ve eğer dilimler arası kuvvetler daha kapsamlı yöntemlerden birini kullanarak dâhil edildiyse, teorik değerden farklılıklar oldukça küçük olacaktır (Anderson ve Richards, 1987).

Bu örnek çok uç bir örnektir ve normal şev stabilitesi analizleri için farklar genellikle daha küçüktür. Bunun nedeni, yenilme yüzeyindeki dikey yüklenmenin şev stabilite problemlerinde genellikle daha eşit dağılmış olmasıdır ve topuktaki yenilme yüzeyinin eğim açıları daha küçüktür (Anderson ve Richards, 1987).

Fredlund ve Krahn'ın çalışması

Fredlund ve Krahn (Fredlund ve Krahn, 1977) çalışmasında, örnek bir şev stabilitesi problemi üzerinde altı farklı durum için, limit denge analiz yöntemlerini kıyaslamışlardır. Çeşitli geometri, zemin ve yeraltı suyu koşulları kombinasyonları göz önünde bulundurulmuş ve sonuçlar Çizelge 2.2'de verilmiştir. Bu sonuçlar, taşıma kapasitesi

probleminden çok daha küçük farklılık göstermiştir ve İsveç dilimler yöntemi (Fellenius, 1927) hariç olmak üzere, güvenlik katsayısı aralığı geriye kalan beş yöntem için % 4'ten azdır (Anderson ve Richards, 1987).

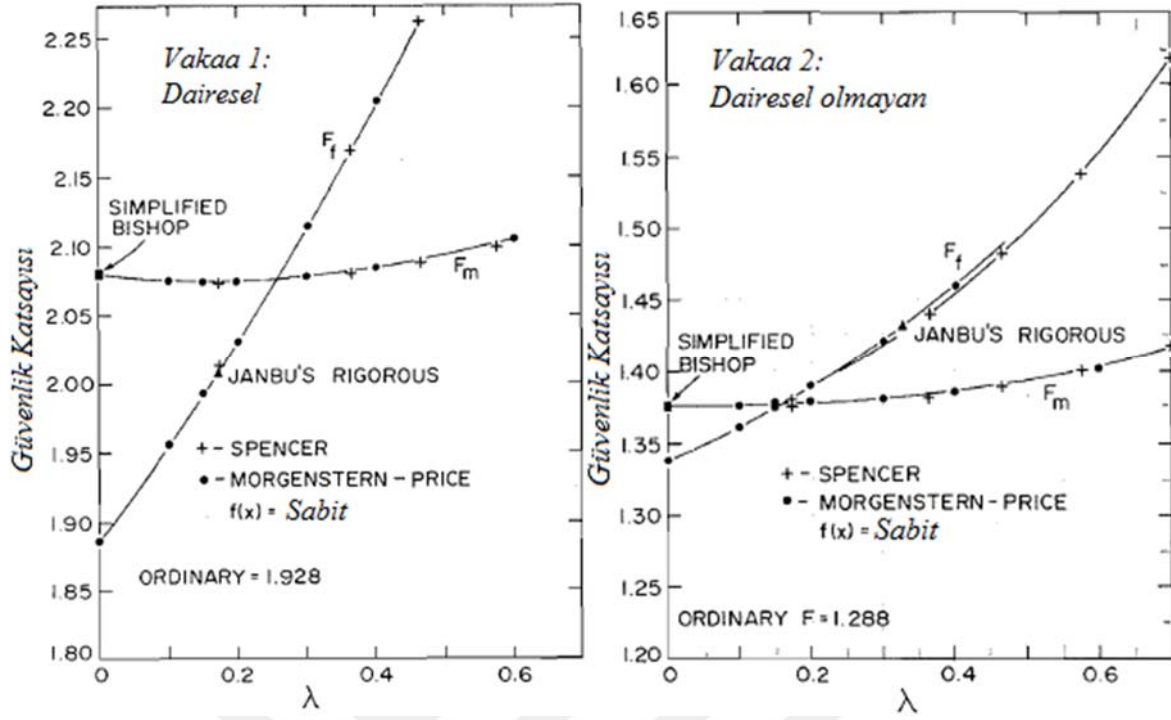
Güvenlik katsayısının, dilimler arası kuvvetleri ile ilgili varsayımlara ve karşılanan denge koşullarına duyarlılığı incelenmiştir (Şekil 2.1). Burada $f(x)$ sabit yan kuvvet fonksiyonu kullanılarak belirlenen F_m ve F_f güvenlik katsayıları, dilimler arası kuvvetleri için ölçeklendirme faktörüne λ karşı çizilmiştir (Anderson ve Richards, 1987).

F_m (moment dengesi) güvenlik katsayısı Şekil 2.1'e göre dilimler arası kuvvet varsayımına nispeten duyarsızdır. Dikkate alınan vakalarda, Bishop yönteminden (moment dengesi sağlayan) elde edilen güvenlik katsayıları ile Spencer ve Morgenstern ile Price'ın kuvvet ve moment dengesini sağlamak için seçilen yöntemler arasındaki farklar % 0,4'ten fazla değildir. Aksine, kuvvet dengesini sağlayarak belirlenen F_f güvenlik katsayısı λ 'ye karşı çok hassastır ve sadece kuvvet dengesini sağlayan yöntemler (örneğin; basit Janbu yöntemi (Janbu, 1973), Lowe ve Karafiath (Lowe ve Karafiath, 1960) vb.) Bishop'un yönteminden daha az tutucu olduğunu ima ederek sadece moment dengesini sağlarlar (Anderson ve Richards, 1987).

Fredlund ve Krahn, Morgenstern ve Price'ın analizinde $f(x)$ 'nin değişen yan kuvvet fonksiyonunun güvenlik katsayısı üzerindeki etkisini de araştırmıştır. Çizelge 2.3 örnek problem için sonuçları göstermektedir ve güvenlik katsayısının $f(x)$ seçiminde oldukça duyarsız olduğunu göstermektedir (Anderson ve Richards, 1987).

Çizelge 2.2. Örnek problem için güvenlik katsayılarının kıyaslanması (Fredlund ve Krahn, 1977)

Vaka No	Örnek problem	İşveç Yöntemi	Bas. Bishop Y.	Spencer Yöntemi			Bas. Janbu Yöntemi	Detaylı Janbu Yöntemi	Morgenstern-Price Yöntemi, $f(x)=\text{Sabit}$	
				F	θ	λ			F	λ
1	Basit 2:1 şev, 12m yüksekliğe sahip, $\phi'=20^\circ$, $c'=28,75$ kPa	1,928	2,080	2,073	14,81	0,237	2,041	2,008	2,076	0,254
2	İnce zayıf bir tabaka ile 1 No ile aynı, ($\phi'=10^\circ$, $c'=28,75$ kPa)	1,288	1,377	1,373	10,49	0,185	1,448	1,432	1,378	0,159
3	$r_u=0,25$ olması dışında 1 ile aynı	1,607	1,766	1,761	14,33	0,255	1,735	1,708	0,765	0,244
4	$r_u=0,25$ olması dışında 2 ile aynı (2 malzeme için)	1,029	1,124	1,118	7,93	0,139	1,191	1,162	1,124	0,116
5	Piezometrik seviye dışında 1 ile aynı	1,693	1,834	1,830	13,87	0,247	1,827	1,776	1,833	0,234
6	Piezometrik seviye dışında 2 ile aynı	1,171	1,248	1,245	6,88	0,121	1,333	1,298	1,250	0,097



Şekil 2.1. Dilimler arası kuvvetlerin güvenlik katsayıları üzerine etkisi (Fredlund ve Krahn, 1977)

Limit denge analiz yöntemlerinin doğruluğu ile ilgili benzer sonuçlara homojen şevlerde parametrik bir çalışma yapan Duncan ve Wright (Duncan ve Wright, 1980) tarafından ulaşılmıştır. Bishop'un yönteminin ve tüm denge koşullarını sağlayan yöntemlerin hepsinin, bir üst limit değer olan logaritmik spiral analiz (Rendulic, 1935) kullanılarak elde edilen değerlerin % 5'i içindeki güvenlik katsayısı değerleri verdiğini bulmuşlardır. Bu kıyaslama çalışmalarından sonuç olarak aşağıdakiler çıkarılmıştır (Anderson ve Richards, 1987):

- 1- Tüm denge koşullarını sağlayan yöntemlerin (Detaylı Janbu yöntemi, Spencer ve Morgenstern ve Price yöntemleri) hepsi şevlerin analizi için kesin sonuçlar (\pm % 5) verir.
- 2- Bishop'un sadece moment dengesini sağlayan yöntemi, kayma yüzeyinin topoğunda dik bir şekilde eğimli olduğu durumlar dışında benzer şekilde kesin sonuçlar verir.
- 3- Tüm denge koşullarını sağlamayan diğer yöntemler (İsveç yöntemi, kuvvet-denge yöntemleri) oldukça yanlış sonuçlar verebilir.
- 4- Kayma yüzeyinin topoğundan dik bir şekilde eğimli olması durumunda, dilimler arası kuvvetlerin makul bir dağılımını sağlayan bir yöntem seçilmelidir (Anderson ve Richards, 1987).

Çizelge 2.3. Morgenstern & Price yöntemi'nde yan kuvvet fonksiyonunun etkisi (Fredlund ve Krahn, 1977)

Vaka No	Örnek problem	Alberta üniversitesi programı yan kuvvet fonksiyonu						Saskatchewan Üniversitesi Slope programı yan kuvvet fonksiyonu							
		Sabit			Yarım sinüs			Sabit			Yarım sinüs			Kesik sinus*	
		F	λ		F	λ		F	λ		F	λ		F	λ
1	Basit 2:1 şev, 12m yükseklige sahip, $\phi' = 20^\circ$, $c' = 28,75$ kPa	2,085	0,257		2,085	0,314		2,076	0,254		2,076	0,318		2,083	0,390
2	İnce zayıf bir tabaka ile 1 No ile aynı, ($\phi' = 10^\circ$, $c' = 28,75$ kPa)	1,394	0,182		1,386	0,218		1,378	0,159		1,370	0,187		1,364	0,203
3	$r_u = 0,25$ olması dışında 1 ile aynı	1,772	0,351		1,770	0,432		1,765	0,244		1,764	0,304		1,779	0,417
4	$r_u = 0,25$ olması dışında 2 ile aynı (2 malzeme için)	1,137	0,334		1,117	0,441		1,124	0,116		1,118	0,130		1,113	0,138
5	Piezometrik seviye dışında 1 ile aynı	1,838	0,270		1,837	0,331		1,833	0,234		1,832	0,290		1,832	0,300
6	Piezometrik seviye dışında 2 ile aynı	1,265	0,159		Yakın değil			1,250	0,097		1,245	0,101		1,242	0,104

* Koordinatlar $x=0$, $y=0,5$ ve $x=1,0$, $y=0,25$

Şev stabilitesi analizlerinde şev geometrisi, kayma dayanımları, zemin özellikleri ve yeraltı su seviyesi gibi veriler sahadaki durumu yansıtmayabilir. Bu durumdan ötürü Eurocode 7 (EN 1997-1, 2004) eylemlere (veya etkilerine), zemin özelliklerine veya dirençlerine (veya hem zemin özelliklerine hem de dirençlere) kısmi faktörler uygulayarak analizlerin daha güvenilir sonuçlar vermesini amaçlamıştır. Eurocode 7 yönteminin uygulanması geleneksel limit denge analiz yöntemlerinden herhangi biri kullanılarak kısmi faktörlerin bu üç özelliğe uygulanmasına dayanır. Eurocode 7'nin üç ayrı tasarım yöntemi vardır ve bu farklı tasarım yöntemlerine göre farklı kısmi faktörler uygulanır.

Eurocode 7'de şev stabilitesi ile ilgili özel bir bölüm olmayıp Bölüm 11'de 'Genel Stabilité' konu başlığı altında incelenmiştir. BSI Eurocode 7'nin kullanımını yaygınlaştırmak ve standardı geliştirmek için çalıştaylar düzenlemektedir. Düzenlenen bu çalıştaylarda ve Eurocode 7 kullanım kılavuzu başlığı adı altındaki çalışmalarda Eurocode 7'nin şev stabilitesi uygulamalarında kullanımını anlatmak amacıyla bazı araştırmacılar deneysel örnekler üzerinde standardın işleyişini anlatmışlardır. Çalışmalardan bazıları; "Decoding Eurocode 7" (Bond ve Harris, 2008), "Eurocode 7: Geotechnical Design Worked Examples" (Bond vd., 2013), "Designer's Guide to Eurocode 7 (Frank vd., 2005)" vb. gibidir.

Eurocode 7 sadece Avrupa ülkelerinde değil Malezya ve Endonezya gibi uzak doğu ülkelerinde de kullanılmaya başlamıştır. Hatta literatürde Eurocode 7'nin uygulandığı makalelere rastlanmaktadır. Malezya kendi Ulusal ekini yayınlamak kadar Eurocode 7'yi benimsemiş ve Eurocode 7 üzerinde ciddi çalışmalar yapmaktadır. Zakaria, Z. (Zakaria, 2013) yaptığı 'Eurocode 7 ile günümüzde kullanılan şev tasarım yöntemlerinin kıyaslanması' adlı çalışmasında geleneksel limit denge analiz yöntemleri ve Eurocode 7 tasarım yöntemlerinin kullanarak bir şevin stabilite analizini yaparak güvenlik katsayıları elde etmiştir. Analizler sonucu elde edilen en tutucu güvenlik katsayısı Eurocode 7 yöntemiyle hesaplanmıştır.

Eurocode 7, geosentetik içeren yapıların tasarımını kapsamaz. Bunun yerine, her Ulusal Standart biriminin bu yapıların tasarımıyla ilgili Ulusal Ekinde belirtmesine izin vermiştir. Almanya, EBGEO tasarım rehberlerini (EBGEO, 2011), Tasarım Yaklaşımları 2 ve 3'ü kullanarak Eurocode 7 ile uyumlu hale getirmek için yeniden yazarken, Fransızlar, Tasarım Yaklaşımları 2 ve 3'ü kullanan Eurocode 7 tamamen uyumlu olan güçlendirilmiş toprakarme duvarların tasarımı için NF P94-270 (NF P94-270, 2009) yayınlamışlardır. Birleşik Krallık

(UK) Ulusal Ek, BS 8006-1'in (BS 8006, 1995) güçlendirilmiş toprakarme yapıların (duvarlar, şevler ve temel güçlendirilmiş sistemler) tasarımında kullanılması gerektiğini belirtir. İngiltere Ulusal Ekleri ayrıca, BS 8006'da verilen kısmi faktörlerin analizde kullanılması gerektiğini ve Eurocode 7'deki kısmi faktörlerle ikame edilmemesi gerektiğini belirtmektedir. BS 8006-1, önemli ölçüde farklı kısmi faktörler kullandığı için Eurocode 7 ile uyumlu değildir (Naughton vd., 2013).

BS 8006 (1995), Avrupa'da geosentetik içeren yapıların tasarımını kapsayan ilk tasarım kodudur. Ayrıca, güçlendirilmiş toprakarme duvarlar ve güçlendirilmiş şevlerin tasarımlarını da ele almıştır. BS 8006 standardı revize edilip, güncellenmiştir ve 2010 yılının sonunda BS 8006-1 (2010) olarak yeniden yayınlanmıştır. 1995 yılında yayınlanan ilk BS 8006 versiyonu konuyu daha detaylı incelediği ve güçlendirilmiş şevler ile toprakarme duvarların tasarımında önemli bir değişiklik yapılmadığı için bu çalışma kapsamında tercih edilmiştir (Naughton vd., 2013).

BS 8006, güçlendirme tekniklerinin zeminlere uygulanması için kılavuzlar ve tavsiyeler içermektedir. Güçlendirilmiş toprakarme yapıların tasarımında limit durum ilkeleri uygulanır. Analizde dikkate alınan iki durum limiti, nihai limit hali ve hizmet verilebilirlik limit durumudur. Dış stabilitenin kontrolü için, yalnızca nihai limit durumu geçerlidir. Güçlendirilmiş bir toprakarme yapı için limit durum tasarım felsefesi, uygun kısmi yük faktörleri ile zemin ağırlığının ve canlı yükün arttırılmasını ve uygun kısmi malzeme faktörleriyle zemin özelliklerinin ve güçlendirme temel kuvvetinin azaltılmasını içerir (Chan vd., 2017).

BS 8006 üzerine yapılan çalışmalarda genellikle Eurocode 7 ile BS 8006 Standartları güçlendirilmiş şevler ve toprakarme duvarlarda güvenlik katsayıları kıyaslanmıştır (Chan vd., 2017 vb.). Bu çalışmalarda duvarların dış stabilitesi nihai limit durumu incelenmiştir. Eurocode 7'de olduğu gibi BS 8006 standardı için de standardın geliştirilmesi ve yaygınlaştırılması amacıyla çalıştaylar ve kullanım kılavuzları düzenlenmiştir. Bu çalışmalar dışında genellikle BS 8006'yı Eurocode 7 ve diğer Avrupa ülkelerinin güçlendirilmiş şevler için yayınladıkları standartları kıyaslama çalışmaları mevcuttur.

Yapılan çalışmalarda güçlendirilmiş şevler ve toprakarme duvarlar için en tutucu sonuçları BS 8006 yönteminin verdiği görülmüştür. Ancak araştırmacılar yapının bir bütün olarak

dönmesinin araştırılmasında Eurocode 7'ye göre analiz yapılması gerektiğini belirtmektedirler.



Heyelan Tacı (1): Ana aynanın en yüksek bölümüne en yakın ve hareket etmemiş malzemenin bulunduğu yer.

Ana Ayna (2): Heyelanın üst ucunda, heyelandan etkilenmemiş bölgeden hareket eden kütle ile ayrılmasıyla oluşan düşey veya düşeye yakın yüzey.

Heyelanın Tepesi (3): Ana ayna ile heyelan kütlesi arasındaki en yüksek nokta.

Heyelanın Üstü (4): Hareket etmiş kütle ile ana ayna arasında oluşan bölgenin üst kısımları.

Tali Ayna (5): Yer değiştiren kütle içinde farklı hareketlerden oluşmuş bir düşey veya düşeye yakın yüzey.

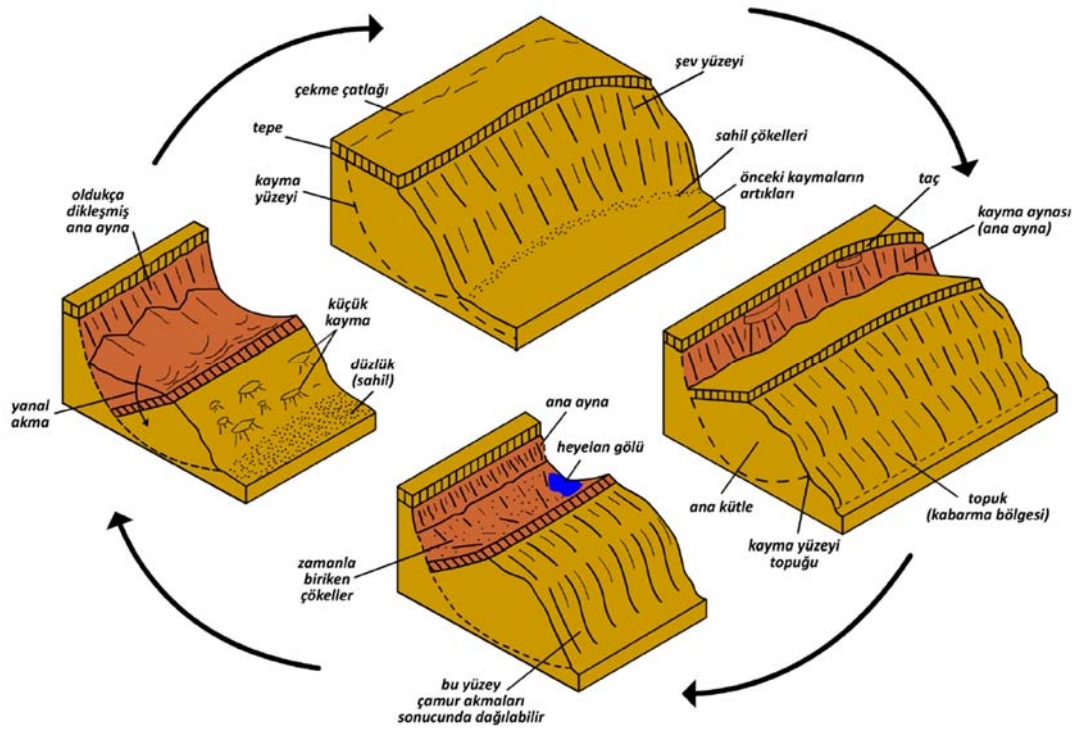
Heyelanın Gövdesi (6): Kayma yüzeyi üzerinde ana ayna ile kayma yüzeyinin burnu arasında kalan kitle.

Heyelanın Eteği (7): Heyelan topuğunun ileriye doğru hareket ederek doğal arazi üzerine oturmuş bölümü.

Heyelanın Ucu (8): Heyelanın tepesinden topuğuna çizilen doğrunun en uzak noktası.

Topuk (9): Hareket eden kitlenin genellikle eğrisel olan alt kenarı. Ana aynadan en uzak olan bölüm.

Kayma/Kopma Yüzeyi (10): Heyelan eden veya etmiş kitlenin alt sınırını oluşturan ve doğal zemin yüzeyinin üstünde kalan yüzey.



Şekil 3.2. Heyelan Mekanizması ve Terminoloji (Keleşoğlu, 2016)

Kayma Yüzeyinin Burnu (11): Bir heyelanın kayma yüzeyinin alt bölümü ile doğal arazi yüzeyinin kesişme noktası.

Ayrılma Yüzeyi (12): Doğal arazi yüzeyinin heyelanın eteği altında kalan bölümü.

Heyelan Kitle (13): Şevde hareket sonucu doğal yerinden ayrılmış, kayıp veya kabarma kitlelerini içeren birikim.

Kayıp Bölgesi (14): Heyelan kitlesinin duraysızlık öncesi doğal arazi profili altında kalmış olan alanı.

Birikim Bölgesi (15): Heyelan kitlesinin doğal arazi profili üstünde kalan bölümü.

Çöküntü (16): Ana ayna, çöküntü kitle ve doğal arazi yüzeyi arasında kalan heyelanın hacmi.

Çöküntü Kitle (17): Kayma yüzeyi üzerinde, ancak başlangıçtaki doğal arazi yüzeyi seviyesi altında kalan heyelan hacmi.

Birikim (18): Hareket eden kitlenin doğal arazi yüzeyi üzerine çıkan hacmi.

Kanatlar (19): Kayma yüzeyinin yanlarında kalan, hareket etmemiş malzeme.

Doğal Arazi Yüzeyi (20): Kitle hareketi oluşmadan önce arazinin doğal ve ilk yüzeyi (IAEG, 1990).

3.2. Şev Duraysızlık Nedenleri

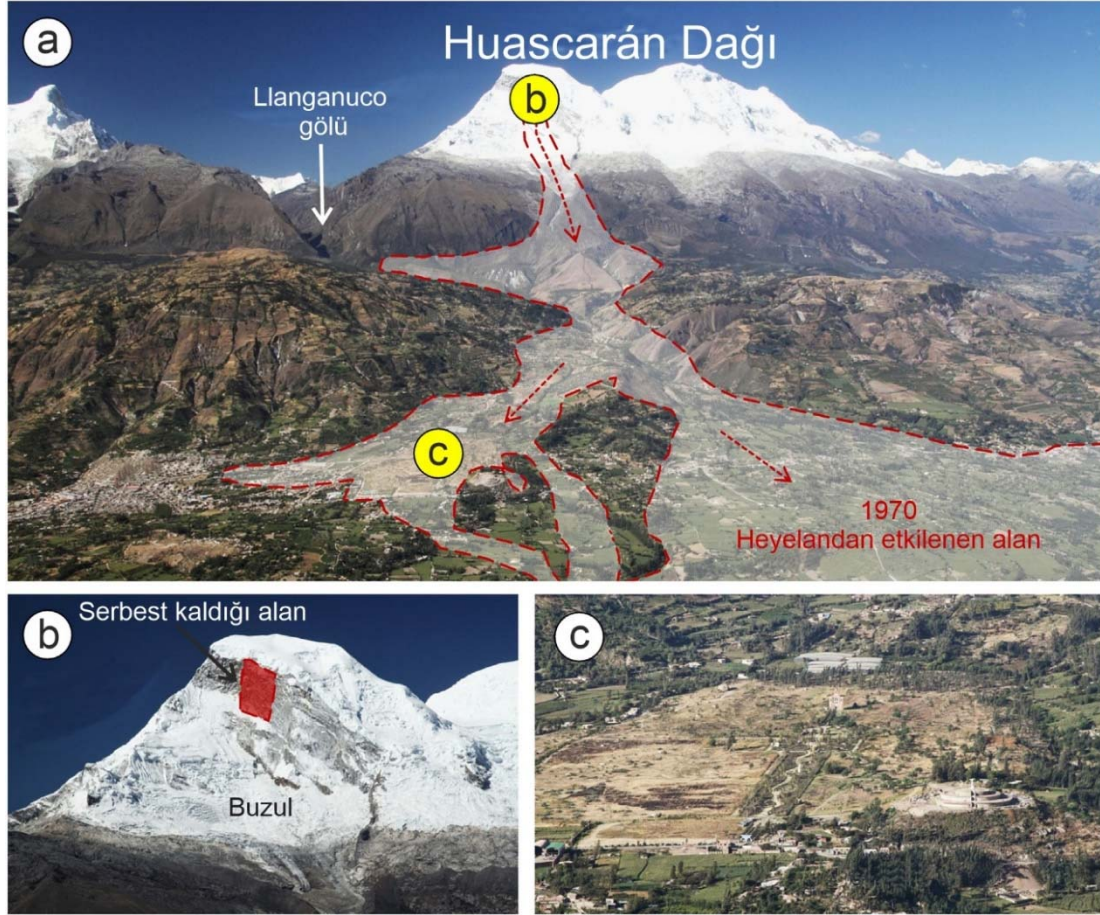
Şevlerin çeşitli etmenlerle stabilitesinin bozularak göçmesine heyelan denir. Tablo 3.1’de şevlerin neden analiz edilip önlem alınması gerektiği tarihsel olaylarla gösterilmiştir. Dünyada yıllık ortalama heyelan maliyeti 10-20 milyar dolar, yılda ortalama 1000 kişinin ölümü ile sonuçlanmaktadır (Schuster ve Highland, 2003).

Çizelge 3.1. Tarihsel heyelanlar, nedenleri ve can kayıpları (Whittow, 1979)

Tarih	Yer	Heyelan Tipi	Can Kaybı
MÖ	Alpler	Moloz akması	18 000
1512	Alpler	Heyelan	>600
1556	Çin (Hsian)	Heyelan (Deprem)	1 000 000
1920	Çin (Kansu)	Heyelan (Deprem)	200 000
1941	Peru (Huaraz)	Moloz akması	7 000
1966	Brezilya (Rio de Janeiro)	Heyelan	279
1970	Peru (Huascarán)	Kaya düşmesi + moloz akması	25 000

Şev hareketleri uzun sürelerde gerçekleşen, sürekli bir olaylar dizisi olarak karşımıza çıkar. Bu yüzden, herhangi bir stabilite bozukluğunu tek ve kesin bir nedene bağlamak doğru

değildir. Şevde stabilite kaybı, ortamın direnme gücünün mevcut kuvvet ve gerilmelerden az olması durumunda belirir. Bu etkenlerin neler olduğu Çizelge 3.2 deki gibi sıralanabilir. Dengenin kaybolması, gerilmelerdeki artış kadar, kayma dayanımındaki azalmalar sonucu görülebilir (Kumbasar ve Kip, 1984).



Resim 3.1. Peru Huascarán heyelanında etkilenen bölgeler (Evans vd., 2009)

Çizelge 3.2. Şev hareketinin etkenleri (Kumbasar ve Kip, 1984)

Gerilme Artışı	Kayma Dayanımı Azalma
Şev üstündeki yüklerin artışı	Aşınma ve yıpranma
Topuğa yakın bölgeden malzeme kaybı	Süreksizlik yüzeylerinde su basıncı
Deprem, diğer titreşim ivmeleri	Kuru ortamda ani ıslanma, yapının bozulması
Boşlu veya çatlak suyu basınçlarının artışı	Zaman ve hareket sonucu direnç kaybı
Çekme çatlaklarının su dolması	Killi tabakanın şişmesi
Giderek kırılma olayı	Çatlak ve boşluklarda oluşan buz mercleklerinin erimesi
Şev dışındaki su düzeyinde düşme	Bağlayıcı malzemenin yıkanması

Şev hareketlerinin ortaya çıkışında, bir takım çevresel faktörlerin etkisinin olduğu açıktır. Bu faktörlerin ne derece etkili olduğunun bilinmesi, hareketin boyutu ve süresi hakkında sağlıklı tahmin yapılması, gerek projelendirme, gerekse inşaat esnasında birçok faydalar sağlayacaktır. Heyelanları oluşturan doğal ve yapay nedenler (Karagüzel, 2000);

Doğal nedenler

- Dış etkiler (Akarsu, deniz aşındırması, sismik aktivite),
- Boşluksuyu basıncının artışı (İklimsel faktörler, yerüstü ve yeraltı suları),
- Kayma direncinin azalması (Ayrışma),
- Şev içindeki gerilme durumunun değişimi,
- Depremler.

Yapay nedenler

- Bitki örtüsünün kaldırılması,
- Dış yükleme yapılması (Statik ve Dinamik),
- Denetimsiz kazı yapılması (Taç ve Topuk),
- Boşluksuyu basıncını arttıran girişimler,
- Yapay titreşimler (Karagüzel, 2000).

3.3. Şev Duraysızlığının Temel Mekanizması

Aslında bir şev problemini basitleştirirsek karşımızda eğik düzlem problemi olduğunu görürüz. Buna göre α eğim açısına sahip eğik düzlem üzerinde duran ve ağırlığı W olan bir bloğa etkiyen kuvvetler Şekil 3.3'de gösterilmiştir. Burada, " $W\sin\alpha$ " kaymaya neden olan bileşen ve " $W\cos\alpha$ " blok tabanındaki normal bileşen olup, potansiyel kayma yüzeyi üzerinde etkiyen normal gerilme (α) aşağıdaki eşitlikten belirlenir (Ulusay, 2008).

$$\sigma = (W\cos\alpha) / A \quad (A: \text{kayan bloğun alanı}) \quad (3.1)$$

Kayma yüzeyinin kayma dayanımı,

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

$$\tau = c + [(W\cos\alpha)/A] \tan\phi \quad (3.2b)$$

Kaymaya karşı koyan kuvvet ise,

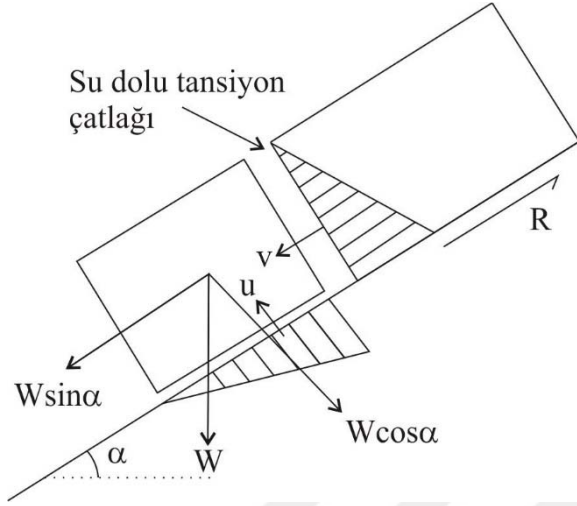
$$R = \tau A \quad (3.3a)$$

$$R = cA + (W \cos \alpha) \tan \phi \quad (3.3b)$$

eşitlikleriyle verilir. Kaymanın gerçekleştiği duruma limit denge koşulu denir ve bu koşul,

$$W \sin \alpha = cA + (W \cos \alpha) \tan \phi \quad (3.4)$$

şeklinde ifade edilir.



Şekil 3.3. Eğik düzlem üzerinde duran bir bloğa etkiyen kuvvetler (Ulusay, 2008)

Şekil 3.3'de görülen bloğun gerisinde yer alan ikinci bir blok ile öndeki blok arasındaki boşlukta (gerçek şevlerde tansiyon çatlakları) ve bloğun tabanında suyun bulunması koşulunda “u” ve “v” ile gösterilen su basınçları bloğun dengesini olumsuz yönde etkiler ve bu durumda Eşitlik 3.4'te verilen limit denge koşulu aşağıdaki ifadeye dönüşür.

$$W \sin \alpha + v = cA + (W \cos \alpha - u) \tan \phi \quad (3.5)$$

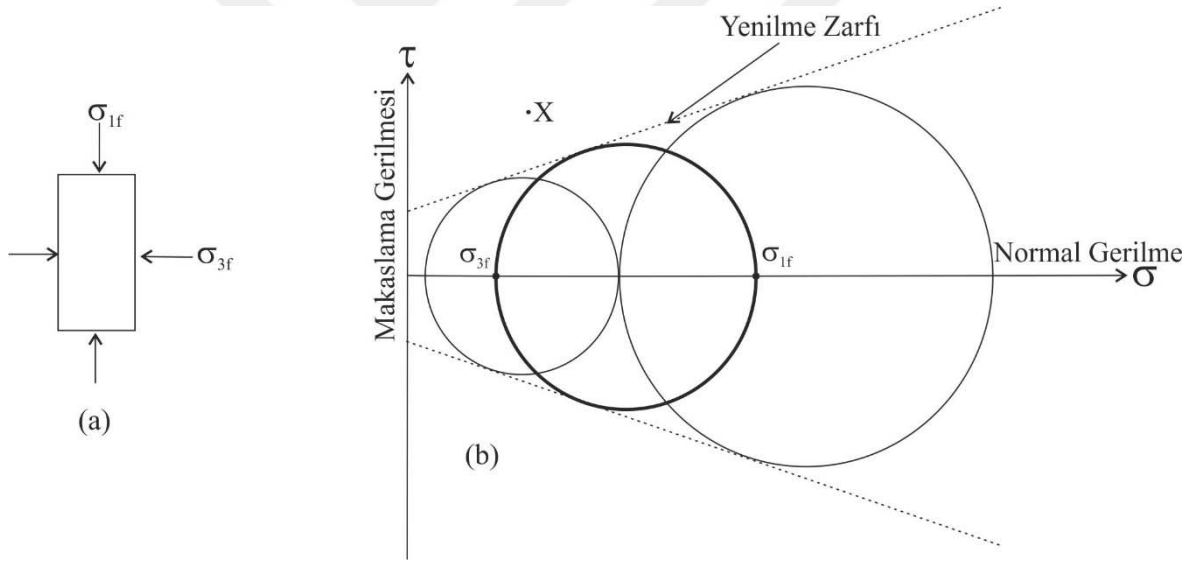
Eşitlik 3.5'ten görüleceği gibi, şev stabilitesi; şevin geometrisine, dolayısıyla kayan kütlelerin ağırlığına (W), malzemenin veya süreksizliklerin / zeminlerin kayma dayanımına (c, ϕ) ve su basıncına (u; yeraltı suyu koşullarına) önemli derecede bağlıdır (Ulusay, 2008).

3.4. Kayma Dayanımı

Zeminler, kuvvetlerini normal ve kayma kuvvetlerinin iletebilen parçacıklar arasındaki temaslardan alır. Genel olarak bu parçacıklar arasındaki temaslarda öncelikle sürtünmedir ve bu nedenle kayma dayanımı doğrudan efektif gerilmeyle yönetilir. Bir zeminin kayma

dayanımı, bir zemin elemanı yalnızca kendisine uygulanan gerilmeleri destekleyebildiği ve büyük plastik deformasyonlar meydana geldiğinde tamamen harekete geçer (Anderson ve Richards, 1987).

Şekil 3.4 (a), kayma dayanımı σ_{1f} ve σ_{3f} ana gerilmeleri altında tamamen mobilize edilmiş olan bir zemin elemanını göstermektedir. Aynı zeminde, dayanımın farklı gerilme kombinasyonları altında tamamen mobilize edildiği diğer benzer deneyler için daireler ile birlikte Mohr çemberi Şekil 3.4 (b) 'de gösterilmiştir. Ara ana gerilme, kayma dayanımı üzerinde yalnızca küçük bir etkiye sahip olduğu için gösterilmemiştir. Diyagrama çizilen çizgilere, sadece tüm dairelere dokunan teğetler, yenilme zarfı olarak adlandırılır. Tanım olarak zemin, X noktası tarafından verilen bir gerilme durumunu kaldıramaz, çünkü bu, yenilme zarfı dışında kalır (Anderson ve Richards, 1987).

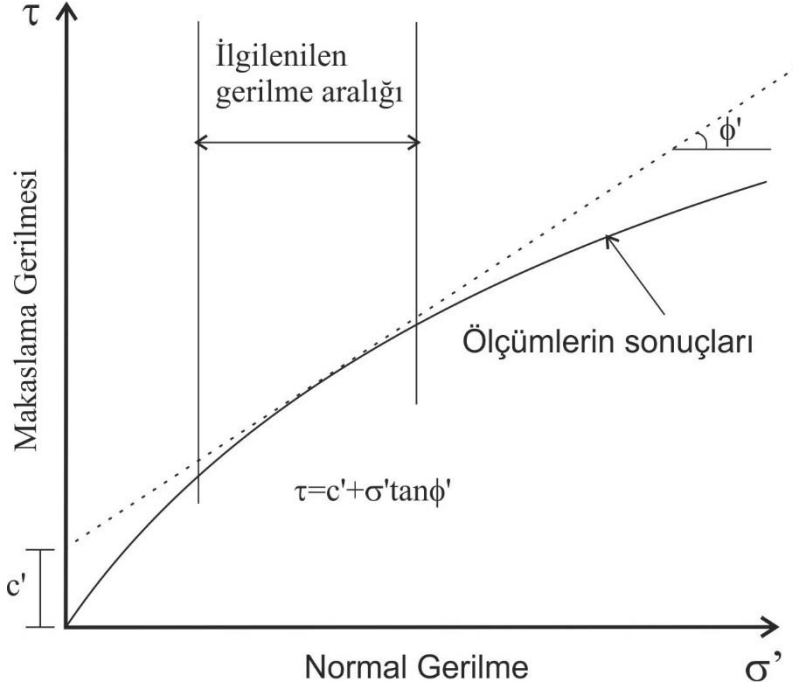


Şekil 3.4. a) Ana gerilmeler altındaki zemin örneği b) Mohr Çemberi (Anderson ve Richards, 1987)

Çoğu zemin için, yenilme zarfı kavisli olur (bkz. Şekil 3.5), ancak Mohr-Coulomb lineer ilişkisiyle sınırlı bir gerilme aralığında tahmin etmek olağandır:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi \quad (3.6)$$

burada c' efektif kohezyon ve ϕ' efektif gerilmeler kullanılarak belirlenen kayma dayanımı açısıdır. Kayma dayanımı parametrelerinin belirli koşullar altında belirlendiği durumlarda, bir indis verilir. Böylece c_r' ; ϕ_r' ; rezidüel dayanım parametreleri (efektif gerilme) ve c_u , ϕ_u , drenajsız dayanım parametrelerini (toplam gerilmeyi) belirtir (Anderson ve Richards, 1987).



Şekil 3.5. Doğrusal olmayan yenilme zarfında teğet yaklaşımı ile doğrusallık (Anderson ve Richards, 1987)

3.5. Toplam ve Efektif Gerilme Arasındaki Seçim

Bir şevin stabilitesini analiz ederken, toplam veya efektif gerilme analizlerinden hangisinin kullanılması gerektiğine karar verilmelidir. Seçim, genel olarak bir stabilite probleminin kısa veya uzun vadeli olarak sınıflandırılmasından kaynaklanmaktadır. Şev yenilmeleri genellikle zemin üzerindeki yük değişikliğinden kaynaklanır ve eğer bu hızlı bir şekilde gerçekleşirse (örneğin bir yarma kazısı gibi mühendislik problemlerinde), değişim sırasında ve hemen sonrasında (yani kısa vadede) stabilitenin sağlanması gerekebilir. Yükleminin değişmesi, zemin kütlelerinde bir boşluk suyu basıncında değişiklik ile sonuçlanırsa ve değişiklik, zeminin konsolidasyon süresine kıyasla hızlıysa, bu özellikle önemli olacaktır. Yükün değişmesi, zeminin konsolidasyon süresine göre yavaşsa veya yükleme doğal şevlerde meydana geldiği gibi yeraltı suyu seviyelerinin doğal bir dalgalanmasıysa, sorunun uzun vadeli olduğu düşünülmektedir (Anderson ve Richards, 1987).

Prensip olarak, herhangi bir seviye analiz etmek için toplam veya efektif gerilme yaklaşımı kullanılabilir, ancak zeminler çoğunlukla sürtünmeli malzemeler olduğu için efektif gerilme analizi, özellikle uzun vadeli problemlerin analizi için doğal olarak daha mantıklı görünmektedir. Kısa vadeli stabilite problemleri için pratikte, toplam gerilme analizi genellikle boşluk suyu basınç değişikliklerini tahmin etmede genellikle zor olduğu için daha basit ve daha kolaydır (Anderson ve Richards, 1987).

Toplam gerilme analizi için kayma dayanımı parametrelerinin belirlenmesinde, doymuş zeminler için $\phi_u = 0$ ve c_u 'nin gerilmemiş kayma dayanımı olduğu, yani zeminin tamamen kohezyonlu gibi davrandığı varsayılmaktadır. Efektif gerilme analizinde, efektif kuvvet parametreleri kullanıldığında, c' , ϕ' boşluk suyu basıncı bağımsız bir değişken olarak belirtilmelidir (Anderson ve Richards, 1987).

Doğal şevleri içeren çoğu sorun, uzun süreli olarak sınıflandırılabilir, ancak yenilmeler genellikle küçük yükleme değişikliklerinden kaynaklanır. Örneğin, yeraltı suyu seviyesi, şiddetli yağış periyodunda yükselebilir; bu da, efektif gerilmenin ve dolayısıyla potansiyel kayma yüzeyi boyunca kayma dayanımının azalmasına neden olur. Genellikle efektif gerilme analizi bu koşullar için en uygun olanıdır, ancak gevşek kum veya akıcı kil gibi zeminlerde küçük kayma gerilmelerinin ani bir boşluk suyu basıncına neden olabileceği durumlarda, uygun kayma dayanımı parametreleri ve boşluk suyu basınçları belirlemede büyük özen gösterilmelidir. Bu koşullarda, toplam gerilme analizi düşünülebilir, ancak daha sonra uygun drenajsız kayma kuvvetinin belirlenmesinde gerçek bir zorluk vardır (Anderson ve Richards, 1987).



4. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ YÖNTEMLERİ

4.1. Giriş

Geoteknik mühendisliğinde şev stabilite analizlerinin gelişimi, bir bütün olarak zemin ve kaya mekaniğindeki gelişmeleri yakından takip etmiştir. Şev stabilitesi problemleri, insanların ve/veya doğanın, şevlerin hassas dengesini bozduğunda yaşanır. İnşaat projelerinde tasarlanan yarma ve şevlere olan talebin artması, şev stabilite problemlerini çözmek için analitik yöntemleri, araştırma araçlarını ve stabilizasyon yöntemlerini anlama ihtiyacını arttırmıştır. Şev stabilizasyon yöntemleri, gerçekçi şekilde anlaşılması ve modellenmesi gereken özel yapım tekniklerini içerir (Abrahamson vd., 1996).

Jeoloji, hidroloji ve zemin özelliklerinin anlaşılması, şev stabilitesi ilkelerinin doğru şekilde uygulanması için çok önemlidir. Analizler, yer altı koşullarını, zemin davranışını ve uygulanan yükleri doğru bir şekilde temsil eden bir modele dayanmalıdır. Analiz sonuçlarını değerlendirmek için kabul edilebilir risk veya güvenlik faktörleri ile ilgili kararlar verilmelidir (Abrahamson vd., 1996).

Günümüzde şev stabilitesi analizlerinde, hem kullanım kolaylığı hem de literatürde geniş bir çalışma alanı olduğundan dolayı limit denge analiz yöntemleri tercih edilmektedir. Limit denge analizlerinde deneyimlere göre veya gözlenen bir yenilme mekanizmasına göre yenilme mekanizması kurulmakta, hareketi doğuran kuvvetler analiz edilerek bunlar yenilmeye karşı direnen kuvvetlerle (kuvvet ya da moment olarak) kıyaslamaktadır. Analiz yöntemlerinin hemen tümü zemin kayma dayanımını basit bir formda (örneğin Mohr-Coulomb) tanımlanmasını gerektirmektedir (Berilgen, 2016).

Limit denge analizleri dışında Deformasyon Analiz (Nümerik yöntemler) yöntemleri ve mühendislik uygulamalarında son zamanlarda popülerlik kazanan Olasılıksal yöntemler, şevlerin stabilitesini incelemek için kullanılan diğer analiz yöntemleridir. Ayrıca kaya şevlerinin analizlerinde, bir ön analiz yöntemi olan Kinematik Analiz yöntemi kullanılır. Ancak bu yöntem bir güvenlik katsayısı vermez, kinematik anlamda kritik olabilecek şevler için ayrıntılı analizler yapılması gerektiğini gösteren bir ön analiz yöntemidir.

4.2. Güvenlik Katsayısı

Başarılı bir geoteknik tasarım veya heyelan vb. doğal afetlerin yaşanmaması için tasarımın veya doğal şevin yenilmemesi gerekir. Yenilmeye karşı tasarımın yeterli güvenlikte olup olmadığını anlayabilmek için zemin ve koşullar incelenip ve bu incelemeler ışığında uygun analiz yöntemleri ile güvenlik katsayısı hesaplanır. Güvenlik katsayısı; dengeyi koruyan kuvvet veya momentlerin, kaymayı sağlayacak kuvvet veya momentlere oranı olarak tanımlanmaktadır. Geoteknik mühendisliğinde çok çeşitli güvenlik katsayısı tanımları yapılmıştır. Buna göre (Yıldırım, 2009):

- 1- Olası kayma yüzeyi boyunca direnen kuvvetlerin kaydıran kuvvetlere oranı,
- 2- Bir noktada direnç gösteren momentlerin, kaydıran momentlere oranı,
- 3- Olası kayma yüzeyi boyunca zemindeki var olan kayma dayanımının, ortalama kayma gerilmelerine oranı, gibi tanımları vardır (Yıldırım, 2009).

Boyutsuz bir katsayı olan güvenlik katsayısı, şev stabilitesinin göstergesidir. Şeve etki eden kuvvetlere göre τ = kayma gerilmesi, s = kayma dayanımı olup,

$$\tau = \frac{s}{F} = \frac{c + \tan \phi}{F} \quad (4.1)$$

$$F = \frac{s}{\tau} = \frac{c + N \tan \phi}{\tau} \quad (4.2)$$

güvenlik katsayısının alacağı değere göre şevin stabil olup olmadığına aşağıda belirtildiği gibi karar verilir.

$F < 1$: şev duraysız (yenilme olmuş)

$F = 1$: şev limit denge koşulunda (yenilme anı)

$F > 1$: şev stabil (Ulusay, 2008).

Uygulamada bu varsayımın geçerli olabilmesi için hesaplamada kullanılan zemin dayanım parametrelerinin sahada mevcut koşulları gerçekçi olarak yansıtır olması gerekmektedir. Literatürde güvenlik katsayısının 1,5 veya daha büyük hesaplandığı bazı durumlarda şev kaymaları rapor edilmektedir (Azizi, 2000). Ancak, tahmin edilebileceği gibi, bütün bu

durumlarda gerçekte olduğundan daha yüksek kayma dayanımı değerleri kullanılmıştır. Dolayısıyla, şev stabilitesi uygulamasında kullanılacak parametrelerin belirlenmesi konusu son derece önemlidir. Bu belirleme zeminin durumu (aşırı veya konsolide, sıkı veya gevşek), drenaj koşulları ve şev stabilitesi üzerinde etkili olabilecek diğer faktörlerin gözden geçirilerek değerlendirilmesini gerektirmektedir (Erol, 2009).

4.2.1. Güvenlik katsayısının seçimi

Şevlerin tasarımında, kayma dayanımı üzerindeki güvenlik katsayısı geleneksel olarak birçok fonksiyona sahiptir;

1. Zemin değişkenliği nedeniyle kayma dayanımı parametrelerinin belirsizliğini ve laboratuvarda ölçülen dayanım ile operasyonel saha dayanımı arasındaki ilişkiyi dikkate alır.
2. Şevdeki yükleme konusundaki belirsizlikleri dikkate alır (örneğin yüzey yüklemesi, birim ağırlık, boşluk suyu basınçları).
3. Modelin şevdeki asıl koşulları temsil etme biçimindeki belirsizlikleri dikkate alır, aşağıdakileri içerir:
 - a) kritik yenilme mekanizmasının tanımlanmış olandan biraz farklı olması olasılığı ve
 - b) modelin tutucu olmaması.
4. Şev içindeki deformasyonların kabul edilebilir olmasını sağlar.
5. Sahanın sismik özelliklerinin belirlenmesiyle ilgili güçlükler, sınırlamalar veya belirsizlikler.

Güvenlik katsayısı, örneğin bir şevde var olan kayma yüzeylerinin varlığını göz ardı etmek gibi kötü bir yenilme mekanizması seçimi gibi büyük hataların olasılığına izin vermez. De Mello (De Mello, 1977) tarafından, 1,0 güvenlik katsayısının bir şevin bozulmasının mutlaka yakın olduğunu göstermediği belirtilmiştir. Gerçek güvenlik katsayısı, küçük jeolojik detaylardan, zeminin gerilme-birim deformasyon özelliklerinden, gerçek boşluk suyu basıncı dağılımından, ilk gerilmelerden, ilerleyen kırılma ve diğer birçok faktörden önemli bir şekilde etkilenir. Deterministlik bir analizin yapılması olağan olsa da, analizin güvenlik katsayısının belirsizliği olan her parametrenin seçimine duyarlılığı üzerine bir çalışma içermesi iyi bir uygulamadır. Büyük tasarım kararları daha sonra seçilen bir güvenlik katsayısı temelinde alınır (Anderson ve Richards, 1987).

Şev tasarımında güvenlik katsayısı seçerken:

- Şevin kayması durumunda ortaya çıkabilecek sorunların boyutu ve maliyeti
- Şevin geçici veya kalıcı olması gibi faktörler de ön plandadır (Huvaj, 2017).

Bir şev analizinde güvenlik katsayısının belirlenmesinde TS 8853 (TS 8853, 1991)'den faydalanmak mümkündür. TS 8853'de limit denge yöntemleri ile yapılan analizler sonucunda farklı durumlar için istenilen minimum güvenlik sayıları ise Çizelge 4.1'de verilmektedir.

Çizelge 4.1. TS 8853 şevlerde limit denge koşullarında önerilen güvenlik katsayıları (TS 8853, 1991)

Koşullar	Toplam Gerilme Analizi	Efektif Gerilme Analizi	Depremlili
Dolgularda yapım sonu	1,50	-	-
Yarmalar	1,50	1,25	1,00
Barajda kararlı sızıntı	1,50	1,25	-
Barajda ani göl boşalması	1,50	1,10	-
Laboratuvar pik değerleri ile analiz	1,50	1,35	1,00
Kalıcı direnç parametreleriyle analiz		1,20	1,00
Uzun vadede stabilite	-	1,20	-
Şevlerin üzerinde yapı olması durumu	1,80	1,50	1,20
Fisürlü kil ortamında	-	1,50	-

Bu bilgiler ışığında çalışma kapsamında limit denge analizlerinde güvenlik katsayısı 1,5 olarak kabul edilmiştir. Limit denge analiz yöntemiyle hesaplanan güvenlik katsayıları 1,5 değerine bölünerek şevlerin başarı oranları hesaplanmıştır. Örneğin limit denge yöntemleriyle analiz yapılan bir şevin güvenlik katsayısı 1,30 olarak hesaplandığını varsayalım. Kabul edilebilir minimum güvenlik katsayısı 1,5 olduğu için bu şevin başarı oranı $1,3/1,5$ işlemi sonucunda elde edilir. Limit denge analizleri ile 1,3 olarak hesaplanan şevin başarı oranı 0,87'dir.

Şevlerin stabilite analizleri için; kinematik analiz, limit denge analizi, nümerik analiz ve olasılığa dayalı analiz olmak üzere dört ayrı yöntem vardır. Ayrıca bilgisayar teknolojisinin gelişmediği dönemde geliştirilen abaklar yardımıyla şev stabilitesi analizleri yapılmıştır.

4.3. Kinematik Analiz

Kinematik analizler, stabilitenin süreksizlik sistemleri tarafından kontrol edildiği kaya kütlelerinde duraysızlık problemleri yaşanabilecek olası şevlerin ayırt edilmesi amacıyla ayrıntılı analizlere başlamadan önce kullanılan bir yöntemdir. İlk olarak Hoek ve Bray (Hoek ve Bray, 1981) tarafından tanımlanan, Goodman (Goodman, 1989) tarafından geliştirilen ve Wyllie ve Mah (Wyllie ve Mah, 2004) tarafından yeniden düzenlenen kinematik analiz yöntemi, kaya şevlerinin düzlemsel, kama tipi ve devrilme türü yenilmelerinin araştırılmasında kullanılmaktadır. Bu yöntemde sadece,

- a) Süreksizliklerin yönelimi,
- b) Şevin yönelimi,
- c) Süreksizlik yüzeylerinin içsel sürtünme açısı

dikkate alınır. Bunların dışında kalan; kohezyon, dış yükler, yeraltı suyu koşulları, şev geometrisi ve kayan kütlenin ağırlığı ve dinamik yükler gibi faktörler ise göz ardı edilir. Bu nedenle, kinematik analiz yöntemi daha çok bir ön değerlendirme yöntemi olarak kabul edilir.

Kinematik analizlerde aşağıda belirtilen iki aşama izlenir.

1. aşama: Stereografik izdüşümü tekniğiyle şevin büyük dairesi ile süreksizliklerin büyük daireleri ve kutup noktaları stereonete işlenir.
2. aşama: Yönelimler ve içsel sürtünme açısı dikkate alınarak, duraysızlık türü saptanır (Ulusay ve Sönmez, 2002).

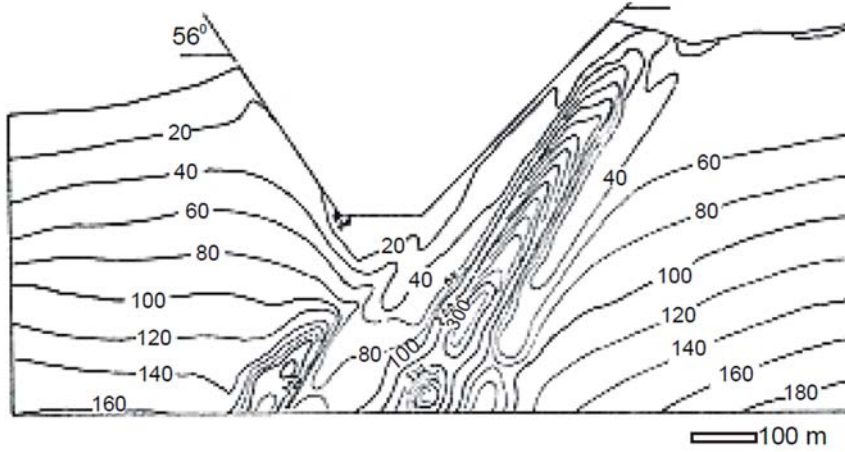
4.4. Deformasyon Analizleri (Nümerik Analizler)

Limit denge analiz yöntemleri, kayma yüzeyinin üzerindeki veya altındaki gerilme dağılımını ve ilerleyici karaktere sahip yenilmeyi dikkate almazlar. İlerleyici karakterdeki duraysızlık; şevi oluşturan malzemenin yenilmesine bağlı olarak değişen gerilme dağılımı ve deformasyonlar sonucu meydana gelir. Bunun yanı sıra, gerilme birikimleri, kayma (yenilme) yüzeyinin başlangıcı ve gelişmesi (ilerlemesi) üzerinde önemli bir etkiye sahiptir (Şekil 4.1). Ayrıca, malzeme özelliklerine bağlı olarak, gerilme dağılımı da şevde

deformasyonları, hareketi ve yenilme zonunun gelişimini kontrol eder. Dolayısıyla şevlerde gerilme ve deformasyon dağılımı hakkında bilgi edinilmesi de gerekir. Bu amaçla nümerik analiz yöntemlerinden yararlanılır. Nümerik analiz yöntemleri;

- Sonlu elemanlar yöntemi (Finite Element Method, FEM)
- Rastsal sonlu elemanlar (Random Finite Element Method, RFEM)
- Sonlu farklar (Finite difference method, FDM)
- Ayırık elemanlar (Discrete Element Method, DEM)
- Malzeme nokta yöntemi (Material Point Method) vb...

Bu yöntemler arasında en yaygın kullanılan ve popüler olan yöntem sonlu elemanlar yöntemi (Finite Element Analysis-FEM)'dir (Ulusay, 2008).



Şekil 4.1. Bir şev kesitinde nümerik analizle belirlenmiş gerilme konsantrasyonları (CANMET, 1981)

Bilgisayar teknolojisinde son yıllarda meydana gelen gelişmelere paralel olarak teorik analizlerde, sayısal çözümlerin önemi artmıştır. Sonlu elemanlar yöntemi, sayısal çözüm yöntemlerinden, en efektif ve sistematik olanıdır. Bu yöntemde, sürekli ortamlardan oluşan sistemler üzerinde sonlu eleman ağı ile hayali düğümler oluşturulur. Düğümlerde denge, süreklilik ve uygunluk şartı ile eleman rijitlik, kütle matrisleri ve yük vektörleri oluşturulur. Kodlama tekniği ile sistem kütle ve rijitlik matrisleri oluşturularak sistem hareket denklemi elde edilir. Sistem hareket denklemi ise uygun bir yöntemle çözümlenerek deplasmanlar ve yükler hesaplanır. Sonlu elemanlar yönteminde, ağ modelindeki her eleman komşusu olan diğer elemanlara gerçekte sonsuz sayıda nokta ile bağlı olmasına rağmen bu yöntemde

sadece düğüm noktaları vasıtası ile bağlıdır. Böylece, deplasmanların uygunluğu sadece bu noktalarda sağlanmış olur. Yöntemin sistematikliği ve her türlü yapıya uygulanması en önemli avantajlarından. Çok sayıda işlem gerektirmesi dezavantaj olarak görünse de bu olumsuzluk bilgisayar teknolojisi yardımı ile aşılmaktadır (Plaxis, 2002).

Sonlu elemanlar yöntemi ile şev stabilitesi analizlerinde genel olarak iki yaklaşım bulunmaktadır. İlk yaklaşım olan gravite arttırma yönteminde, yerçekimi ivmesi, şev göçünceye ve denge çözümü ortadan kalkıncaya kadar arttırılır (Chen ve Mizuno, 1990). İkinci yaklaşım olan dayanım azaltma yönteminde ise, kayma dayanımı parametreleri, c ve ϕ şev göçünceye ve denge çözümü ortadan kalkıncaya kadar azaltılır (Zienkiewicz ve Taylor, 1989). Bu yöntemde, gerçek kayma dayanımı parametrelerinin bir dizi güvenlik sayısına bölünmesi ile elde edilen farklı kayma dayanımı parametreleri kullanılarak elasto-plastik analizler gerçekleştirilmektedir. Mohr-Coulomb malzeme modeli için, güvenlik sayısı ile azaltılan kayma dayanımı eşitlik (4.3) kullanılarak belirlenebilmektedir (Plaxis, 2002):

$$\frac{\tau}{FS} = \frac{c}{FS} = \frac{\tan \phi}{FS} \quad (4.3)$$

Bu bağıntı,

$$\frac{\tau}{FS} = c + \tan \phi^* \quad (4.4)$$

şeklinde de yazılabilir. Bu durumda,

$$c^* = \frac{c}{\tan \phi} \text{ ve } \phi^* = \arctan \left[\frac{\tan \phi}{FS} \right] \quad (4.5)$$

şeklinindedir. Burada c ve ϕ kayma dayanımı parametreleri ve c^* , ϕ^* azaltılmış kayma dayanımı parametrelerini ifade etmektedir (Plaxis, 2002).

4.5. Olasılığa Dayalı Yaklaşım

Şevlerin stabilitesinin değerlendirilmesinde genellikle deterministik esaslı limit denge analiz yöntemleri kullanılmakta ve değişik koşullar için stabilitenin bir göstergesi olan boyutsuz güvenlik katsayısı değerleri tayin edilerek tasarım yapılmaktadır. Deterministik analizlerde kullanılan dayanım parametreleri, genellikle deneyler ve ölçümler sonucunda belirlenen ortalama değerler esas alınarak seçilmektedir. Özellikle duraysızlıkların varlığı halinde ve

bunların geriye dönük analizinin yapılarak hareket sırasında kayma yüzeyi boyunca etkin olan kayma dayanımının (pik veya artık c ve ϕ) belirlenmesi koşulunda girdi parametrelerinin güvenilirliği artmaktadır. Belirsizliğin fazla olduğu durumlarda ise, geleneksel yaklaşım, bu parametreler için tutucu tarafta kalan değerlerin seçilmesidir (Wu ve Kraft, 1996). Veri eksikliği, deneyimsizlik vb. nedenlere bağlı olarak, bazı belirsizlikleri içerebilecek parametreler ve/veya faktörler; kayma dayanımı, boşluk suyu basıncı, jeolojik ayrıntılar, arazi gerilmeleri, duraysızlığın mekanizması (türü) ve kullanılan analiz yöntemleriyle ilgili bazı varsayımlardır. Şev stabilite analizlerinde kullanılan parametrelerin bir bölümü özellikle geniş bir aralıkta dağılım gösterdikleri takdirde, bu husus söz konusu parametrelerin bir ölçüde belirsizlik içerdikleri anlamına geldiğini ve tek bir değerle ifade edilmelerinin uygun olmayacağını göstermektedir. Bu nedenle, uygulamada yaygın olmamakla birlikte, istatistik ve olasılık hesaplama yöntemlerinin kullanıldığı olasılığa dayalı stabilite analizleri de yapılmaktadır (Ulusay, 2008).

Belirsizliklerin ve olasılıksal analizlerin geoteknik mühendisliğinde önemli yer tuttuğu çalışma alanlarından biri şev stabilitesi analizleridir. 1970'li yıllardan itibaren literatürde şev stabilitesinin olasılık teorisi dâhilinde değerlendirildiği çalışmalara rastlamak mümkün olmuş, bu gelişmeye yazılım firmaları da programlarına genellikle şev yenilme olasılığını hesaplama imkânı sunan modüller koyarak ayak uydurmaya çalışmışlardır (Gören vd., 2013).

4.6. Limit Denge Analiz Yöntemleri (Deterministik Yaklaşım)

Limit denge analiz yöntemi, şev stabilite problemlerinin çözümünde hassas sonuçlar veren evrensel bir yöntemdir. Plastisite teorisine dayanmaktadır. Yükleme durumları karmaşık, homojen veya heterojen gibi geometrisi değişkenlik gösteren şevlerin analizinde uygulanabilen bir yöntemdir. Limit denge analiz yöntemleri hem karmaşık olup hem de malzemelerin gerçek gerilme-birim deformasyon özelliklerinin çok iyi tanımlanmasını zorunlu kıldığından, analiz yönteminin uygulanmasında çok dikkatli olunması gerekmektedir (Duncan ve Wright, 2005; Shukla, 2002).

Şev stabilite analizlerinde genellikle limit denge analizi kullanılır. Zeminde Mohr -Coulomb kriteri uyarınca tam plastik yenilme olduğu varsayılmaktadır. Limit denge yaklaşımının dayandığı ana fikir, yenilme olasılığı bulunan bir yüzey varsaymak ve bu yüzey boyunca

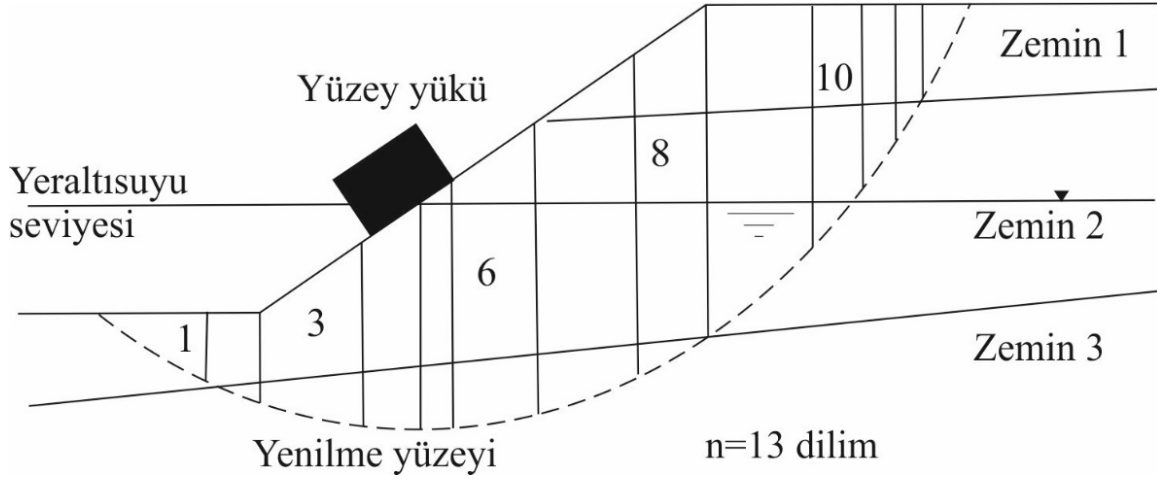
yenilmeye yol açacak gerilme durumunu bulmaya çalışmaktır. Bu gerilme gerçek gerilme durumu değildir. Bu gerilmenin güvenlik katsayısına bağlı belli oranda mobilize olan gerçek gerilmedir. Burada güvenlik sayısı mobilize kayma gerilmeleri ile yenilmeye yol açacak kayma gerilmelerinin bir oranı olarak tanımlanır. Tasarımda limit denge analizi güvenlik sayısını bulmada kullanılır. Bir şev yenildiğinde güvenlik sayısı 1 kabul edilir. Yenilme yüzeyi boyunca ortalama kayma direncini bulmak için bu analiz kullanılır limit denge analizlerinin tüm ortak ilkeleri şunlardır;

- 1- Bir kayma mekanizması gereklidir. Basit olarak şevler dairesel veya düzlemsel kayma yüzeyleri boyunca yenildiği varsayılır.
- 2- Varsayılan kayma mekanizmasına eşdeğerde istenen kayma direnci statik olarak hesaplanır.
- 3- Denge için hesaplanmış kayma direnci mevcut kayma dayanımı ile kıyaslanır. Bu kıyaslama güvenlik katsayısı terimleri ile yapılır.
- 4- En düşük güvenlik katsayısı iterasyon ile bulunur (Abrahamson vd., 1996).

4.7. Dilimler Yöntemi

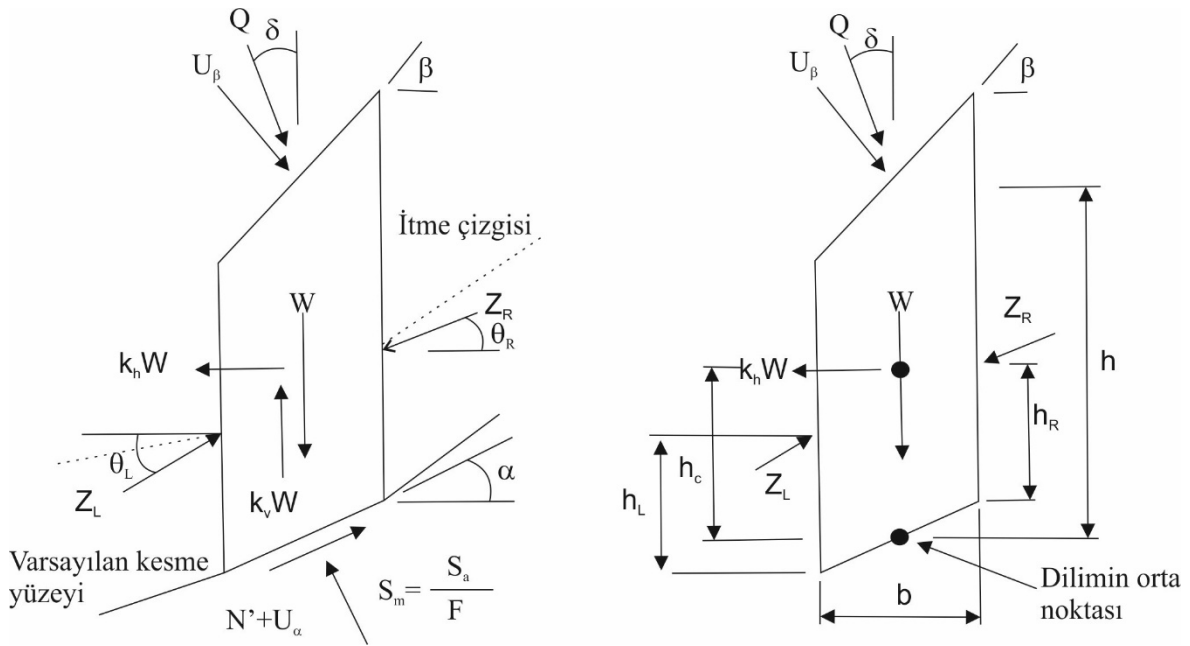
Bir $c-\phi$ zemini için mobilize edilmiş kuvvetin hesaplanması gerekiyorsa, efektif normal gerilmelerin yenilme yüzeyi boyunca dağılımı bilinmelidir. Bu durum genellikle yenilmiş şevin kütesinin daha küçük dilimlere ayrılması ve her bir dilimin özgün bir kayar blok olarak işlenmesiyle analiz edilir. Dilim yöntemi, çoğu bilgisayar programı tarafından, karmaşık şev geometrilerini, değişken zemin koşullarını ve dış limit yüklerinin etkisini kolayca çözebileceği için kullanılır (Abrahamson vd., 1996).

Şev stabilite analizi için tüm limit denge yöntemleri, Şekil 4.2'de gösterildiği gibi kayan bir kütleli n kadar küçük dilimlere böler. Her dilim, Şekil 4.3'de gösterildiği gibi genel bir kuvvet sisteminden etkilenir. Şekil 4.3'de gösterilen itme çizgisi, dilimler arası kuvvetlerin Z_i uygulama noktalarını bağlar. Bu itme çizgisinin konumu, detaylı Janbu yönteminde (Janbu, 1954a, 1954b, 1973) olduğu gibi varsayılabilir veya konumu, tam dengeyi sağlayan detaylı bir analiz yöntemi kullanılarak belirlenebilir (Abrahamson vd., 1996).



Şekil 4.2. Potansiyel kayan kütle dilimlerinin bölünmesi (Abrahamson vd., 1996)

Bu sistem için, Çizelge 4.2'te listelenen $(6n - 2)$ bilinmeyenler vardır. Ayrıca, sistemin limit dengesi için yalnızca dört eşitlik yazılabileceğinden, çözüm statik olarak belirsizdir. Bununla birlikte, bazı basitleştirici varsayımlar yaparak bilinmeyenlerin sayısının azaltılabilmesini sağlayan bir çözüm mümkündür. Yaygın varsayımlardan biri, dilimin tabanındaki normal kuvvetin orta noktada etki etmesi, böylece bilinmeyenlerin sayısını azaltmasıdır $(5n - 2)$. Bu daha sonra sorunu belirlemek için ek $(n - 2)$ varsayımlar gerektirir. Genel olarak mevcut analiz yöntemlerini kategorize eden bu varsayımlardır (Sharma ve Lovell, 1983).



Şekil 4.3. Tipik bir dilime etkiyen kuvvetler (Abrahamson vd., 1996)

Bir şev için bir güvenlik katsayısı hesaplamak için, geoteknik mühendisinin limit denge yöntemlerinde kullanılan formülasyona aşına olması önemlidir. Bu işlemlerin karmaşıklığı, el hesaplamaları için uygun olan İsveç dilimler yönteminden, bilgisayar kullanılmasını gerektiren Spencer yöntemi gibi karmaşık yöntemlere kadar uzanır. Bu yöntemler bu bölümün devamında açıklanmıştır (Abrahamson vd., 1996).

Çizelge 4.2. Dilim yöntemi ile ilişkili denklem ve bilinmeyenler (Abrahamson vd., 1996)

Denklemler	Koşullar
n	Her dilim için moment dengesi
2n	İki yönde kuvvet dengesi (her dilim için)
n	Kayma dayanımı ile normal efektif gerilme arasındaki Mohr-Coulomb ilişkisi
4n	Toplam denklem sayısı
Bilinmeyenler	Değişkenler
1	Güvenlik katsayısı
n	Dilim tabanına etkiyen normal kuvvet, N^p
n	Normal kuvvetin yeri, N^y
n	Dilim tabanına etkiyen kayma kuvveti, S_m
n-1	Dilimlerarası kuvvet, Z
n-1	Dilimlerarası kuvvetlerin eğim açıları, θ
n-1	Dilimlerarası kuvvetin yeri (itme çizgisi)

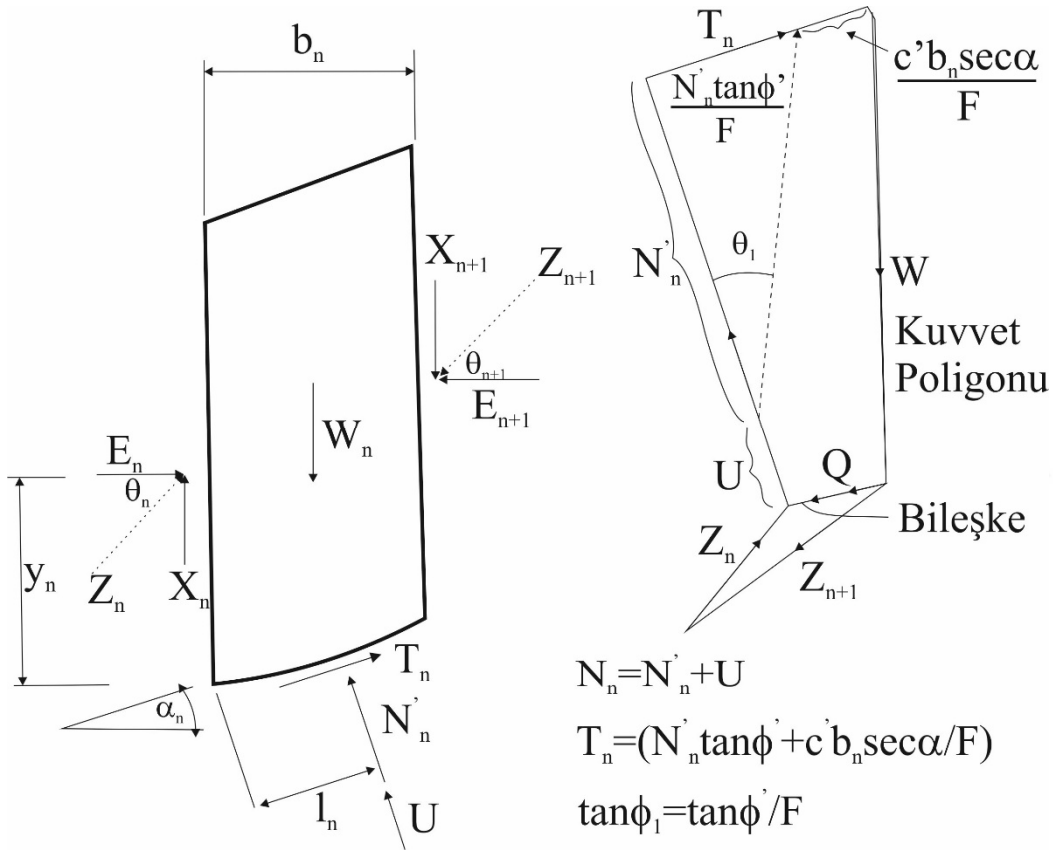
4.7.1. İsveç dilim (Fellenius) yöntemi

Şev stabilitesi analiz yöntemlerinin yaklaşık 100 yıllık bir geçmişi bulunmaktadır. İsveçlilerin rıhtım ve demiryolları inşaatlarında karşılaştıkları zorlukları aşmak için yaptıkları şev analizleri ilk çalışmalar arasında gösterilmektedir. İsveç Demiryolları tarafından büyük ve maliyetli bir şev yenilmesini incelemesi için görevlendirilen Geoteknik Komisyonunun geliştirdiği ve günümüzde İsveç Kayma Dairesi yöntemi olarak bilinen yöntem şev stabilitesi analizleri arasında ilklerendir. Bu yöntemde göre şev hareketleri dairesel bir kayma yüzeyi üzerinde oluşmaktadır. Fellenius (1927, 1936) bu yaklaşımı geliştirerek Dilim yöntemi ya da Fellenius yöntemi olarak da bilinen yöntemi geliştirmiştir. Bu yaklaşımda kayma dairesi düşey dilimlere ayrılmakta ve şevin kayma güvenliği her dilimin stabilitesi hesaplanarak belirlenmektedir (Anderson ve Richards, 1987).

Bu yöntemde dairesel kayma yüzeyi dilimlere bölünür ve her bir dilime etkiyen kuvvetler göz önüne alınır. Herhangi bir dilimin serbest cisim diyagramı Şekil 4.4'de gösterildiği gibidir (Bromhead, 1986).

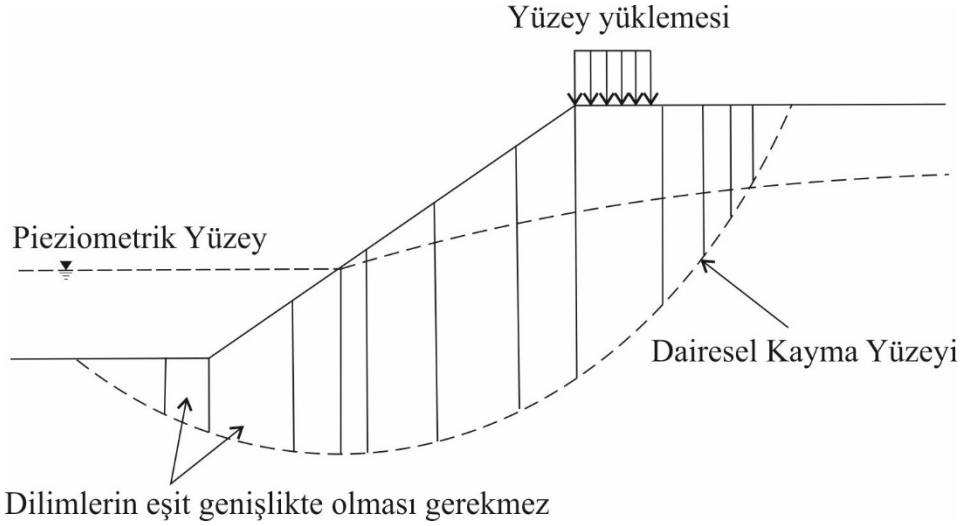
Dilimler arası X_n , X_{n+1} ve E_n , E_{n+1} kuvvetlerinin eşit ve zıt yönlere olup birbirlerini sıfırlayacakları varsayılır. Başka bir varsayım da bir dilimin kayma yüzeyi boyunca harekete geçen kayma gerilmesi τ_m in toplam mevcut kayma gerilmesinin aynı kesiri olacağıdır (örneğin: $\tau_m = (c' + \phi' \tan \phi')/F$). Kayma dairesinin merkezine göre moment alınarak şekil 4.5'deki şev için güvenlik katsayısı şu şekilde bulunur (Bromhead, 1986).

$$F = \frac{\sum \{c'b + (W \cos \alpha - u) \tan \phi\}}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.6)$$



Şekil 4.4. Tek bir dilime etkiyen kuvvetler (Bromhead, 1986)

Bahsedilen varsayımlar nedeniyle İsveç Dilimler yöntemiyle hesaplanan güvenlik katsayısının diğer limit denge yöntemlerine göre yanlış çıkacağı açıktır. Yanlışlığın genelde yaklaşık olarak %10-15 mertebesinde olduğu, bazı özel durumlarda % 60'a kadar çıktığı görülmüştür. Yöntemin ilk geliştirilen yöntem olması, yanlışlığın güvenli tarafta kalması ve elle rahat çözüm yapılabilmesi nedenleriyle günümüzde hala kullanılmaya devam etmektedir (Yıldırım, 2009).



Şekil 4.5. Dikey dilimlerin görüldüğü dairesel kayma yüzeyi (Bromhead, 1986)

4.7.2. Basitleştirilmiş Bishop yöntemi

Bishop (Bishop, 1955), şev stabilitesi problemini, dilimler arası kuvvetleri tipik bir dilimin denge denklemlerine dâhil ederek detaylı olarak formüle etmiştir. Bishop, doğru formüle edilmiş problemin çözümünü, dilimler arası kuvvetlerinin varsayılan değerlerinin ardışık yaklaşımlar ile geliştirildiği bir iterasyon hesaplama işlemi ile göstermiştir. Ayrıca, dilimler arası kuvvetler göz ardı edilse de oldukça tutucu sonuçlar veren basitleştirilmiş bir hesaplama yapılabileceğini önermiştir (Chowdury, 2010).

F güvenlik katsayısı, mevcut kayma dayanımının mobilize kayma dayanımına olarak tanımlanır. Bir dilimin tabanına etkiyen kuvvetler, mobilize kayma dayanımı s/F , toplam normal kuvvet $P = pl$ ve toplam boşluk suyu basıncı u 'dir. Bu kuvvetlerin W ağırlıklarına göre çözülmesi (ve dilimler arası kuvvetlerin ihmal edilmesi), yerel normal gerilme olan p için bir ifade elde etmek kolaydır. Böyle bir ifadenin bilinmeyen F 'yi içerdiği görülmüştür. Tipik bir dilim için s 'nin değerini (tekrar bilinmeyen F dâhil) aşağıdaki şekilde elde etmek üzere, normal Coulomb-Terzaghi kuvvet denkleminde p 'nin ikame edildiği görülmektedir:

$$s = \frac{c + \left(\frac{W}{b} - u \right) \tan \phi}{1 + \tan \alpha \tan \phi / F} \quad (4.7)$$

b, dilimin genişliğidir. Bu denklem, yukarıda belirtildiği gibi, dilimin dikey dengesini göz önüne alarak p'nin hesaplanmasının bir sonucudur. Dilim tabanındaki toplam normal kuvvet P, p'nin sonucu ve dilim tabanının uzunluğu, aşağıdaki ifade ile verilir (Chowdury, 2010):

$$P = \frac{\left\{ \frac{W}{b} - \frac{\tan \alpha}{F} (c - u \tan \phi) \right\}}{1 + \tan \alpha \tan \phi / F} \quad (4.8)$$

Dairesel kayma yüzeyinin merkezi ile ilgili tüm kuvvetlerin momentlerini (tutucu ve kaydırıcı) almak, tüm kayma kütesinin dengesini gerektirir (Chowdury, 2010):

$$\sum W \sin \alpha = \sum \frac{sl}{F} \text{ veya } F = \frac{\sum sl}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.9)$$

(4.8) ve (4.9) eşitliklerinin birleşimi ile

$$F = \frac{\sum [c' b + (W - ub) \tan \phi] / m_\alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.10)$$

Denklemden:

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right) \quad (4.11)$$

Bishop'un basitleştirilmiş yönteminin göreceli doğru olmasının nedeni, herhangi bir dilimin yalnızca dikey dengesi göz önüne alındığından, dilimler arası kuvvetlerin yatay bileşenlerini hesaba katmaya gerek kalmamasıdır. Potansiyel kayan kütlelerin genel dengesi göz önüne alındığında, Bishop'un basitleştirilmiş yöntemde yer alan varsayım şudur:

$$\sum (E_n - E_{n+1}) \frac{\tan \phi}{m_\alpha} = 0 \quad (4.12)$$

m_α değeri kontrol edildiğinde $m_\alpha < 0,2$ için değerin güvenilir olmadığı belirtilmektedir. Güvenlik sayısının eşitliğin her iki tarafında da yer alması nedeniyle iteratif çözümleme gereklidir (Chowdury, 1975).

Whitman ve Bailey (Whitman ve Bailey, 1967), çalışmasında basitleştirilmiş yöntemi diğer yöntemler ile kıyaslamışlardır. Yapılan çalışmaya göre diğer yöntemlerle ile basitleştirilmiş

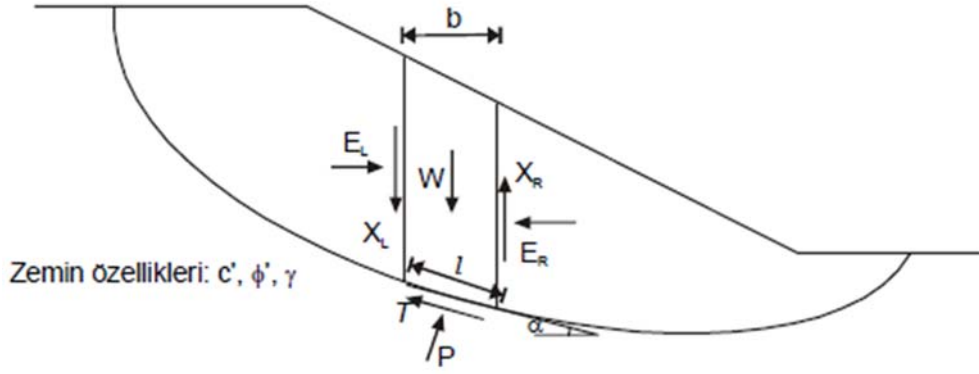
Bishop yöntemi arasında %2-7 arasında sonuçlarda farklılık gözlemlenmiştir. Dikkat edilmesi gereken noktalardan biride α açısının negatif değerinde sonuçlar doğru olmayabilir.

4.7.3. Basitleştirilmiş Janbu yöntemi

Janbu, 1956'da her şekildeki kayma yüzeyine uygulanabilen ve kuvvet dengesi koşullarını sağlayan çözümü geliştirmiştir. Bu yöntemde 3 bilinmeyen ve 3 denklemlerle hesap yapılmakta olup 1968'de gözden geçirilerek Janbu Genel yöntemi adı verilmiştir. Çözümde ayrıntıları azaltarak 1973'te Basitleştirilmiş Janbu yöntemini geliştirmiştir. Günümüzde hala bu yöntem yaygın olarak kullanılmaktadır (Abrahamson vd., 1996).

Bu yöntem temelde Bishop yöntemine benzer olup en belirgin farklılığı herhangi bir yenilme yüzeyine uygulanabilmesidir (özellikle dairesel başlayıp düzlemsel şekilde devam eden spiral şekilli vb). Herhangi bir seviye oluşturan zeminin, çok zayıf kaya, atık veya pasama malzemelerin fiziksel ve mekanik özellikleri şev boyunca çok değişiklik gösteriyorsa ve düşük kayma dayanımlı (kil gibi) düzlemsel düzeylerin olduğu durumlarda 'daireysel yenilme' esasına dayanan stabilite yöntemleri yetersiz kalmaktadır (Abrahamson vd., 1996).

Yöntemin bu basitleştirilmiş versiyonunda $X_R = X_L$ koşulu ve dilimler arası kuvvetlerin (X ve E) sıfır oldukları kabul edilir. Analizlerde yatay yöndeki kuvvetlerin dengesi araştırılır ve düzeltilmemiş güvenlik katsayısı (F_0) hesaplanır. Basitleştirilmiş Janbu yöntemi analiz sonuçlarında hem dairesellikten sapma, hem de dilimler arası kuvvetlerin etkisinin dikkate alınmasıyla güvenlik katsayısı (F_0) düşük çıkar, bu yüzden güvenlik katsayısı f_0 düzeltme faktörü ile çarpılarak incelenen kayma yüzeyine göre şevin güvenlik katsayısı hesaplanır ($F = f_0 F_0$). Bu yöntemde dilimlere etkiyen kuvvetler Şekil 4.6'de gösterilmiştir (Abrahamson vd., 1996).



Şekil 4.6. Basitleştirilmiş Janbu yönteminde tipik bir kayma yüzeyi ve bir dilime etkiyen kuvvetler (Janbu, 1973):

Yenilme ölçütü: $s = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$

Kayma dayanımı: $\tau = s/F$

$P = \sigma l$, $T = \tau l$,

$$T = \frac{1}{F} (c'l + P - ul) \tan \phi' \quad (4.13)$$

Düşey yöndeki kuvvetlerin çözümü,

$$P \cos \alpha + T \sin \alpha = W - (X_R - X_L) \quad (4.14)$$

olup, $X_R = X_L = 0$ kabul edilip (dilimler arası kuvvetler yatay) yeniden düzenlenerek T yerine konursa,

$$P = \left[W - \frac{1}{F} (c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha) \right] / m_\alpha \quad (4.15)$$

$$T + (E_R - E_L) \cos \alpha = (W - (X_R - X_L)) \sin \alpha \quad (4.16)$$

$X_R = X_L = 0$ kabul edilir ve T için düzenleme yapılırsa,

$$E_R - E_L = W \tan \alpha - \frac{1}{F} (c'l + (P - ul) \tan \phi') \sec \alpha \quad (4.17)$$

Sonuç kuvvet eşitliği, yüzeyde yükleme olmadığı durumda

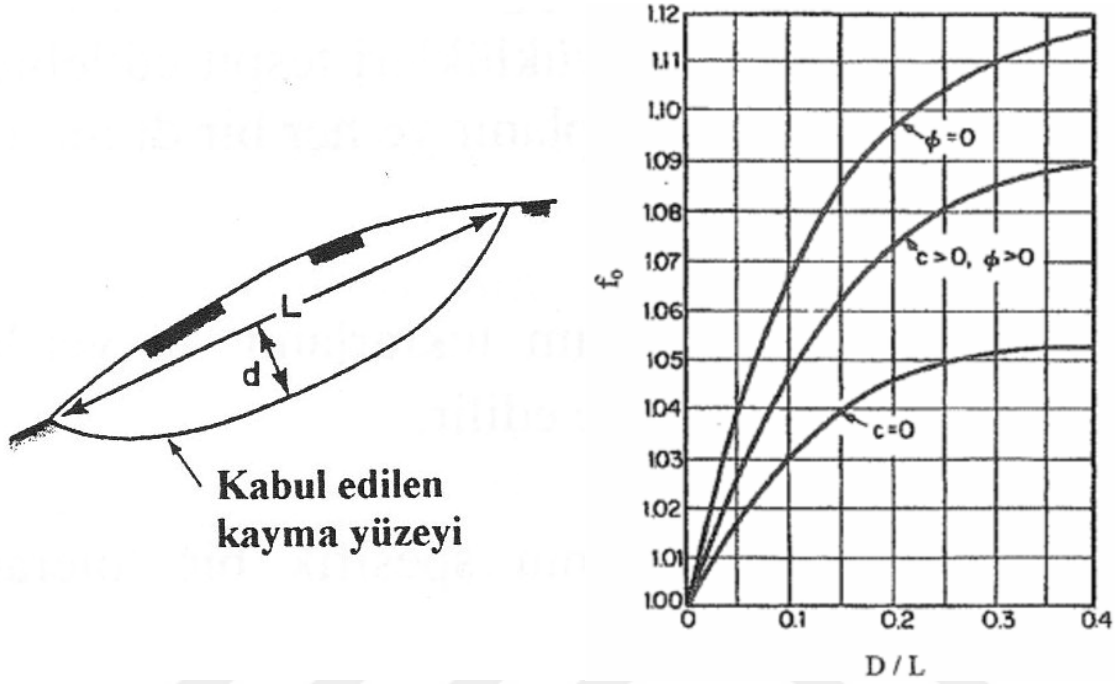
$$\Sigma (E_R - E_L) = 0 \quad (4.18)$$

olup,

$$\Sigma (E_R - E_L) = W \tan \alpha - \frac{1}{F} (c'l + (P - ul) \tan \phi') \sec \alpha \quad (4.19)$$

$$F_0 = \frac{\Sigma ((c'l + (P - ul) \tan \phi') \sec \alpha)}{\Sigma W \tan \alpha} \quad (4.20)$$

elde edilir. Malzemenin kohezyona ve içsel sürtünme açısına sahip olup olmaması ve kayma yüzeyinin derinliğinin uzunluğuna oranı dikkate alınarak, Şekil 4.7'deki f_0 düzeltme katsayısı belirlenir ve F_0 ile çarpılarak F bulunur (Ulusay, 2008).



Şekil 4.7. Basitleştirilmiş Janbu yönteminde f_0 düzeltme faktörünün belirlenmesi (Janbu, 1973)

$$f_0 = 1 + b_1 \left[\frac{D}{L} - 1,4 \left(\frac{D}{L} \right)^2 \right] \quad (4.21)$$

Yalnızca c zemininde $b_1=0,69$

Yalnız ϕ zeminde $b_1=0,31$

c ve ϕ zemini $b_1=0,50$

Bu analiz yönteminde genel olarak genel moment dengesi sağlanamamıştır, ancak Bishop'un yöntemi gibi, el hesaplamasına uygundur ve pratikte kullanışlıdır. Bir kuvvet dengesi prosedürü kullanılarak belirlenen güvenlik katsayısı F_f , dilimler arası kuvvetleri hakkındaki varsayıma karşı, moment dengesini sağlayarak belirlenen güvenlik katsayısı F_m faktöründen çok daha hassastır. Bu nedenle, moment dengesinin sağlandığı bir analiz yöntemi olarak kullanmak tercih edilir (Anderson ve Richards, 1987).

4.7.4. Geliştirilmiş Janbu yöntemi

Geliştirilmiş Janbu yöntemi, dilimler arası kuvvetlerinin etki ettiği noktanın bir 'itme çizgisi' ile tanımlanabileceğini varsayar. Kullanılan yeni terimler aşağıdaki (Şekil 4.8) gibi tanımlanır (Fredlund ve Krahn, 1977):

t_L, t_R = dilimin tabanından sırasıyla dilimin sol ve sağ tarafındaki itme çizgisine olan dikey mesafe;

α_t = bir dilimin sağ tarafındaki itme çizgisi ile yatay arasındaki açı.

Dilimin tabanındaki normal kuvvet, dikey kuvvetlerin toplamından elde edilir.

$$P = \frac{\left[W - (X_R - X_L) - \frac{c'l \sin \alpha}{F} + \frac{ul \tan \phi' \sin \alpha}{F} \right]}{m_\alpha} \quad (4.22)$$

Güvenlik katsayısı, yatay kuvvetlerin toplamından elde edilir (4.30). Janbu'nun bu detaylı analizi, kayma kuvvetlerinin normal kuvvetten türetilmesinden dolayı basitleştirilmiş analizden farklıdır. Güvenlik katsayısı, kuvvet dengesine dayanan Spencer'in denklemi (4.34) ile aynıdır (Fredlund ve Krahn, 1977).

$$\Sigma F_H = 0$$

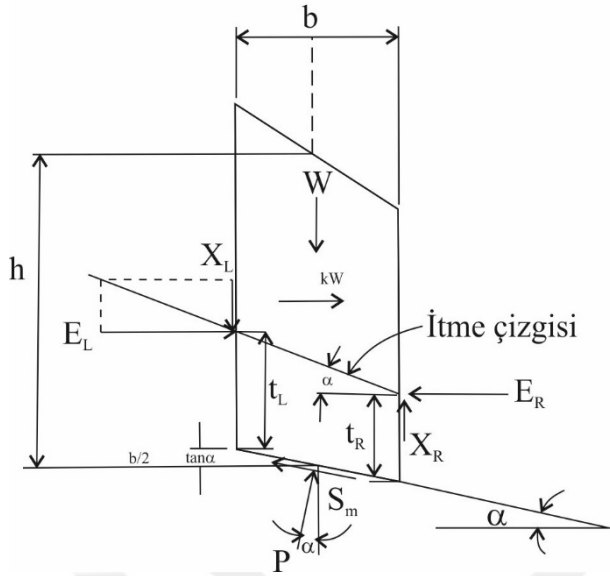
$$S(E_L - E_R) + SP \sin a - SS_m \cos a + SkW \pm A - L \cos w = 0 \quad (4.23)$$

$$F_f = \frac{\Sigma \{c'l \cos \alpha + (P - ul) \tan \phi' \cos \alpha\}}{\Sigma P \sin \alpha + \Sigma kW \pm A - L \cos \omega} \quad (4.24)$$

Güvenlik katsayısını çözmek için, dilimler arası kayma kuvvetleri değerlendirilmelidir. İlk iterasyon için, kayma sifra ayarlanmalıdır. Sonraki iterasyon için, dilimler arası kuvvetleri, her bir dilimin tabanı etrafındaki momentlerin toplamından hesaplanmalıdır (Fredlund ve Krahn, 1977).

$$\Sigma M_c = 0$$

$$X_L \frac{b}{2} + X_R \frac{b}{2} - E_L \left[f_L + \frac{b}{2} \tan \alpha \right] + E_R \left[f_L + \left(\frac{b}{2} \right) \tan \alpha - b \tan \alpha_1 \right] - kW \frac{h}{2} = 0 \quad (4.25)$$



Şekil 4.8. Geliştirilmiş Janbu yöntemi için her dilime etki eden kuvvetler (Fredlund ve Krahn, 1977)

Yeniden düzenlemeden sonra (4.25), dilimin genişliği b genişliğine dx düşürüldüğü için birkaç terim ihmal edilebilir hale gelir. Bu terimler $(X_R - X_L) b/2$, $(E_R - E_L) (b/2) \tan \alpha$ ve $(E_R - E_L) b \tan \alpha t$ 'dir. Bu terimleri ortadan kaldırmak ve dilimin genişliğine bölmek, dilimin sağ tarafındaki kayma kuvvetidir (Fredlund ve Krahn, 1977).

$$X_R = E_R \tan \alpha - (E_R - E_L) t_R / b + (kW/b) (h/2) \quad (4.26)$$

Eşitlik 4.26'nın çözümü için gerekli olan yatay kesişme kuvvetleri, dikey ve yatay kuvvetlerin toplamını her dilim üzerinde birleştirerek elde edilir.

$$(E_R - E_L) = [W - (X_R - X_L)] \tan \alpha - S_m / \cos \alpha + kW \quad (4.27)$$

Yatay dilimler arası kuvvetleri, şev boyunca soldan sağa integralemeyle elde edilir. Eşitlik 4.27'deki dilimler arası kayma kuvvetlerinin büyüklüğü bir iterasyonla geride kalmaktadır. Her iterasyon, yeni bir kayma kuvveti seti verir. Çizgisel yüklerinin dikey ve yatay bileşenleri ile karşılaştırıldığında da dikkate alınmalıdır (Fredlund ve Krahn, 1977).

4.7.5. Morgenstern ve Price yöntemi

Morgenstern ve Price (Morgenstern ve Price, 1965) tarafından önerilen yöntemde tüm statik denge denklemleri sağlanmaktadır. Ancak elde edilen sonucun fiziksel geçerliliği kontrol edilmelidir. Problem dilimler arası normal ve kayma kuvveti arasında bir ilişki olduğu varsayımıyla tanımlı hale getirilmiştir. Fonksiyon $f(x)$ diye adlandırılmakta bilgisayar programlarında değişik biçimlerde tanımlanabilmektedir. Böyle bir fonksiyonun seçilmesi problemi gereğinden fazla tanımlı hale getirir ve çözümün bir bölümü de çarpım katsayısı λ 'nın bulunması için kullanılır. $f(x)$ dilimler arası kuvvetlerin göreceli eğimini, λ ise büyüklüğünü tanımlar. Şevdeki n diliminin dilimler arası kuvvetleri denklemde gösterildiği gibidir (Bromhead, 1986).

$$X_n = \lambda f(x) E_n \quad (4.28)$$

Morgenstern ve Price'in yönteminin problemin her dilimden entegre edilen diferansiyel denklemlerin formüle edilmesiyle kurulmuştur. Bu yüzden zeminin tek bir sınıftan oluştuğu durumlarda dilim oldukça büyük olabilir. Herhangi bir problem için denge denklemlerini sağlayacak birden fazla $f(x)$ fonksiyonu olabilir. Dilimler arası kuvvetlerin itme çizgisi ve dilimin yan yüzeyindeki ortalama kayma gerilmesinin tabanındaki normal gerilmeye oranı elde edilen çözümün bir parçasıdır ve $f(x)$ 'e bağlıdır. Çözümün kabul edilebilir olması için gerekli koşullar aşağıda verilmektedir:

- İtme çizgisi dilimler arası kuvvetlerin toplamının dilim tabanından itibaren yüksekliğin 1/3'ünden etki ettirecek şekilde olmalıdır. Bu her dilimin yan yüzü boyunca çekme gerilmesi oluşmamasına eşdeğerdir.
- Zemin için göçme kriterlerinin öngördüğü değerler aşılmamalıdır.
- Her bir dilimin tabanındaki normal gerilmeler basınç gerilmeleri olmalıdır (Bromhead, 1986).

4.7.6. Spencer yöntemi

Spencer'in yöntemi, dilimler arası kaymanın büyüklüğü ile normal kuvvetler arasında sabit bir ilişki olduğunu varsayar (Spencer, 1967).

$$\tan \theta = \frac{X_L}{E_L} = \frac{X_R}{E_R} \quad (4.29)$$

θ = yataydan elde edilen dilimler arası kuvvetinin açısı.

Spencer yönteminde, normal kuvveti elde etmek için dilimler arası kuvvetlerle dik kuvvetler toplanır. Aynı sonuç, kuvvetleri dikey ve yatay yönde toplayarak elde edilebilir (Fredlund ve Krahn, 1977).

$$\Sigma F_v = 0$$

$$W - (X_R - X_L) - P \cos \alpha - S_m \sin \alpha = 0 \quad (4.30)$$

$$\Sigma F_h = 0$$

$$-(E_R - E_L) + P \sin \alpha - S_m \cos \alpha + kW = 0 \quad (4.31)$$

Normal kuvvet eşitlik 4.30'dan türetilebilir ve sonra yatay kesişme kuvveti eşitlik 4.31'den elde edilebilir (Fredlund ve Krahn, 1977).

$$P = \frac{\left[W - (E_R - E_L) \tan \theta - \frac{c'l \sin \alpha}{F} + \frac{ul \tan \phi' \sin \alpha}{F} \right]}{m_\alpha} \quad (4.32)$$

Spencer iki güvenlik katsayısı denklemini türetmiştir. Biri, ortak bir noktadaki momentlerin toplanmasına, diğeri ise kuvvetlerin toplanması, dilimler arası kuvvetlere paralel bir yöndekilerin toplanmasına dayanır. Moment denklemini, İsveç ve Basitleştirilmiş Bishop yöntemleriyle aynıdır. Güvenlik katsayısı ile aynıdır (Fredlund ve Krahn, 1977).

Kuvvet dengesine dayanan güvenlik katsayısı, kuvvetleri yatay yönde toplayarak da elde edilebilir (Fredlund ve Krahn, 1977).

$$\Sigma F_h = 0$$

$$\sum (E_L - E_R) + \sum P \sin \alpha - \sum S_m \cos \alpha + \sum kW \pm A - L \cos \omega = 0 \quad (4.33)$$

Dilimler arası kuvvetleri (E_L , - E_R) iptal edilmeli ve kuvvet dengesi ile ilgili güvenlik katsayısı azaltılmalıdır (Fredlund ve Krahn, 1977).

$$F_f = \frac{\sum c'l \cos \alpha + (P-ul) \tan \phi' \cos \alpha}{\sum P \sin \alpha + \sum kW \pm A - L \cos \omega} \quad (4.34)$$

Spencer'in yöntemi, her yan kuvvet açısı için iki güvenlik katsayısı verir. Bununla birlikte, dilimler arası kuvvetlerin bir açısında, iki güvenlik katsayısı eşittir ve hem moment hem de kuvvet dengesi sağlanır (Fredlund ve Krahn, 1977).

4.7.7. Genelleştirilmiş limit denge (G.L.D.) yöntemi

Genelleştirilmiş limit denge yöntemi Spencer (Spencer, 1973) yönteminin Chugh (Chugh, 1986) tarafından genelleştirilmiş halidir. G.L.D. yöntemi dilimin sağ tarafındaki kuvvet açısını $\theta_i = \lambda f(x_i)$ fonksiyonu ile tanımlar. $f(x_i)$ fonksiyonu 0-1 arası değişir ve dilimler arası kuvvet açılarının değişimini tanımlamak için kullanılan kuvvet dağılımının şeklini tanımlar. Şekil 4.9'de farklı varsayımlara göre $f(x)$ fonksiyonu gösterilmiştir (Abrahamson vd., 1996).

Geliştirilmiş formulasyon sürekli $f(x)$ fonksiyonunun özel bir halidir. Formulasyon her bir dilimde fonksiyonun sağ ve sol değerleri, θ_R ve θ_L 'yi hesaplamada kullanılır. Bu yüzden tipik bir dilimler arası bölge için $\theta_R = \lambda f(x)$ halini alır, eşitlikteki x , dilimin sağ tarafının x -koordinatıdır. Bu dağılım genellikle yenilme yüzeyinin yatay genişliğiyle normalize edilen bir fonksiyonla yerine konur. İlk dilimin solundaki (topuk) ve son dilimin sağındaki (tepe) dilimler arası kuvvet açısının "0" olduğu varsayılırsa yatay genişliğin ilk ve son dilimler arası sınır için değiştiği varsayılır (Abrahamson vd., 1996).

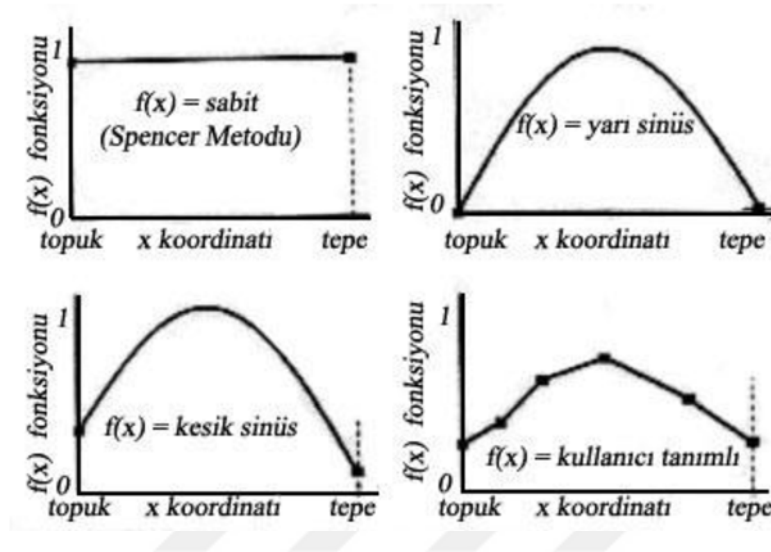
Kuvvet dengesi

G.L.D. yönteminde dilimler arası kuvvetler Z_L ve Z_R her bir dilimin sağ ve solunda yatayla θ_R ve θ_L açısı yaparlar. Her bir dilimin tabanına paralel kuvvet dengesi ele alınıp Mohr-Coulomb kriterleri kullanıldığında dilimlerin tabanına dik kuvvet dengesi şu şekilde ortaya çıkar (Abrahamson vd., 1996):

$$Z_R = A_8 Z_L [\cos(\alpha - \theta_L)] + \sin(\alpha - \theta_L) \tan \phi_m + A_8 [W \cos \alpha (1 - k_v) (\tan \phi_m - \tan \alpha) + C_m - U_a \tan \phi_m - W k_h (1 + \tan \phi_m \tan \alpha) \cos \alpha + U_\beta [\cos(\alpha - \beta) \tan \phi_m - \sin(\alpha - \beta)] + Q [\cos(\alpha - \delta) \tan \phi_m - \sin(\alpha - \delta)]] \quad (4.35)$$

Denklemdede:

$$A_8 = \frac{1}{\cos(\alpha - \theta_R) [1 + \tan \phi_m \tan(\alpha - \theta_R)]} \quad (4.36)$$



Şekil 4.9. Farklı varsayımlara göre $f(x)$ fonksiyonu (Abrahamson vd., 1996)

Moment dengesi

Moment dengesi koşulu tüm dilim kuvvetlerinin dilim tabanının orta noktasına göre momentini alarak sağlanır. Oluşan moment denge denklemi kullanılarak dilimler arası kuvvetin yeri h_R şu şekilde bulunur:

$$h_R = \frac{Z_L}{Z_R \cos \theta_R} \left[h_L \cos \theta_L - \frac{b}{2} (\cos \theta_L \tan \alpha + \sin \theta_L) \right] + \frac{1}{Z_R \cos \theta_R} [h(U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta) - h_c K_h W] + \frac{b}{2} [\tan \theta_R - \tan \alpha] \quad (4.37)$$

Moment denge koşulu h_R 'ın yerini veren denklem ve kuvvet denge denkleminin beraber iterasyonu ile bulunur. Güvenlik katsayısı belirlendikten sonra her bir dilimin tabanındaki toplam kayma, normal ve düşey gerilmeler aşağıdaki denklemlerle hesaplanır (Abrahamson vd., 1996):

$$\sigma_n = \frac{1}{b \sec \alpha} \{Z_L \sin(\alpha - \theta_L) - Z_R \sin(\alpha - \theta_R) + U_\beta \cos(\alpha - \beta) - U_\alpha + W[(1 - k_v) \cos \alpha - k_h \sin \alpha] + Q \cos(\alpha - \delta)\} \quad (4.38a)$$

$$\sigma_v = \frac{W + Q \cos \delta + U_\beta \cos \beta}{b \sec \alpha} \quad (4.38b)$$

$$\tau_{base} = c_m + \sigma_n' \tan \delta_m \quad (4.38c)$$

G.L.D. yönteminde çözüm aşamaları için şu şekilde bir yol izlenir:

- İlk dilim için θ_L son dilim için θ_R , kuvvet dağılımı açısı varsayılır.
- h_R dağılımı ve kuvvet dengesini veren denklemler sağlanarak son dilimdeki Z_R değeri sınır kuvvetine eşit olacak şekilde güvenlik katsayısı belirlenir. Bu kuvvet şev topuğundaki suyla dolu bir çatlakta hidrostatik kuvvete, çatlak dolu değilse sıfıra eşittir.
- Güvenlik katsayısı çözümünün bir parçası olarak Z_L ve Z_R elde edilir.
- h_R dağılımını veren denklem kullanılarak moment dengesini h_R 'nın suyla dolu çatlak durumu için hidrostatik kuvvete, kuru halde de sıfıra eşitleyecek şekilde θ_R değerlerinin büyüklüğü hesaplanır.
- Güvenlik katsayısının belirlendiği ve moment dengesinin sağlandığı aşamalar hesaplanan güvenlik katsayısı ve dilimler arası kuvvet açısı kabul edilebilir limitlere gelene kadar tekrarlanır.
- Her bir dilimin tabanındaki toplam normal, düşey ve yatay gerilmeler hesaplanır. Hesaplanan değerler güvenlik katsayısı değerinin mantıklı bir değer olup olmadığını gösterecektir (Abrahamson vd., 1996).

4.7.8. Limit denge analiz yöntemlerinin kıyaslanması

Bir şevin TS 8853'e göre stabil varsayılabilmesi için hesaplanan güvenlik katsayısının 1,5 değerine eşit veya büyük olması gerekir. Her şev ve zemin durumuna uygun bir analiz yöntemi yoktur. Limit denge analiz yöntemleri hiperstatik sistemlerdir ve şev problemlerini analiz edebilmek için araştırmacılar bazı varsayımlar yapmak zorunda kalmışlardır. Araştırmacıların yaptıkları bu varsayımlarla limit denge analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Her yöntemin kendine göre yaptığı farklı varsayımlar ve sınırları vardır.

Fellenius (İsveç) yöntemi ilk geliştirilen yöntemlerdendir ve elle hesaplama yapılabilirdiği için kullanım kolaylığı vardır. Ancak dilimler arası kuvvetleri ihmal eder ve tek tek dilimler için olduğu kadar kayan kütle için de kuvvet dengesini sağlayamaz ve güvenlik katsayısını hafife alır. Yüksek boşluk suyu basıncı olan derin yenilmiş kütleler için büyük hatalar yapar. Sadece dairesel yenilme yüzeylerine uygulanabilir. Dairesel yenilme yüzeylerinin toplam gerilme analizleri için yeterli olmakla birlikte, efektif gerilme analizleri için her zaman uygun değildir (Chowdury vd., 2010).

Basitleştirilmiş Bishop yöntemi bir dilim üzerindeki normal kuvvetleri dikey yönde çözer ve analiz sonuçları güvenilir tarafta kalmaktadır. Yöntem kesinlikle dairesel şekilli kayma yüzeyleri ile sınırlıdır. Çözümü için iterasyon işlemi gerekmektedir ancak elle hesaplama yapılabilir. Kayma yüzeyinin bir kısmının topuğa yakın dik bir negatif eğime sahip olması durumunda hatalar mümkündür. Zemin ve yumuşak kayalarda dairesel yenilme yüzeylerinin hem toplam hem de efektif gerilme analizleri için uygundur (Chowdury vd., 2010).

Basitleştirilmiş Janbu yöntemi dilimler arası kayma kuvvetlerini 0 varsayar aynı zamanda itme çizgisinin etki ettiği konum ile ilgili varsayım gerektirir. Moment dengesi koşullarını tam olarak karşılayamadığı için f_0 düzeltme faktörü ile kullanılır. İterasyon ile hesaplama yapar. Hızlı ve güvenilir sonuç alabilmek için bilgisayar gücüne ihtiyaç duyar. Dairesel olmayan kayma yüzeylerinde kullanılır. Zemin ve kaya şevlerinin toplam ve efektif gerilme analizleri için uygundur (Chowdury vd., 2010).

Morgenstern & Price yöntemi hem kuvveti hem de moment dengesini sağlayan ve dilimler arası kuvvetleri hesaba katan çok yönlü bir yöntemdir. Bu yöntemde dilimler arası kuvvetler için bir fonksiyon kabul edilmelidir. Yöntem hem dairesel hemde dairesel olmayan yenilme yüzeyleri için geçerlidir. Yöntemi güvenilir bir şekilde kullanmak için, kabul edilebilir sonuçlara yol açan yan kuvvet fonksiyonlarını üstlenmek ve sonuçları yorumlamak için önemli tecrübe ve karar verme yetisi gereklidir. Zemin ve kaya şevlerinde efektif ve toplam gerilme analizleri için kullanışlıdır (Chowdury vd., 2010).

Spencer yöntemi; başlangıçta dairesel yenilme yüzeyleri için tasarlanmıştır, ancak dairesel olmayan yenilme yüzeyleri için de kullanılmaktadır. Dilimler arası kuvvetlerin sabit ve paralel olduğunu varsayarak statik dengeyi titizlikle hesaplayan bir yöntemdir. Analiz sonuçları güvenilir sonuçlar vermektedir. Hem kuvveti hem de moment dengesini karşılar.

Bilgisayar kullanımı gerektirir. Dolgu stabilite problemleriyle ilgili olarak özel olarak tasarlanmıştır, ancak her türlü problem için kullanılabilir (Chowdury vd., 2010).

Bu bilgilerin ışığında limit denge analiz yöntemlerinin varsayımları Çizelge 4.3'te özet olarak sunulmuştur. Literatürde analiz yöntemlerini birçok araştırmacı kıyaslamıştır bunlardan bazıları; Fredlund & Krahn (Fredlund & Krahn, 1977), Whitman & Bailey (Whitman ve Bailey 1967), Duncan & Wright (Duncan & Wright, 1980) vb. Yapılan araştırmalarda hesaplanan güvenlik katsayıları; Fellenius yöntemi dışında yöntemlerin $\pm 5\%$ civarında farklılıklar göstermişlerdir. Morgenstern & Price ve Spencer yöntemleri diğer yöntemlerden her iki denge koşulunu sağladıkları için öne çıkan yöntemlerdir.

Limit denge yöntemiyle şev analizi yapıcak olan geoteknik mühendisinin limit denge yöntemlerinin sınırlarına ve varsayımlara aşına olması önemlidir. Bu işlemlerin karmaşıklığı, el hesaplamaları için uygun olan Fellenius yönteminden, bilgisayar kullanılmasını gerektiren Spencer yöntemi gibi detaylı yöntemlere kadar uzanır.

Çizelge 4.3. Limit denge yöntemleriyle sağlanan statik denge şartları (Anderson ve Richards, 1987)

Yöntem	Kuvvet dengesi		Moment dengesi	Kayma yüzeyinin şekli	Dilimler arası kuvvetlerle ilgili kabuller
	x	y			
Fellenius	X	X	√	Dairesel	Bileşke tabanına paralel
Bishop	√	X	√	Dairesel	Yatay
Janbu	√	√	X	Dairesel olmayan	Yatay-düzeltilme faktörü
Spencer	√	√	√	Dairesel ve dairesele olmayan	Sabit eğim
Geliştirilmiş Janbu	√	√	X	Dairesel olmayan	İtme çizgisi yaklaşımı
Morgenstern ve Price	√	√	√	Dairesel ve dairesele olmayan	$X/E=\lambda f(x)$

5. EUROCODE 7 TASARIM YÖNTEMLERİ

5.1. Eurocode Tarihçesi ve Eurocode 7'ye Giriş

1975 yılında, Avrupa Birliği Komisyonu, inşaat alanında bir eylem programı geliştirmeye karar vermiştir. Programın amacı, ticarete teknik engellerin ortadan kaldırılması ve teknik şartnamelerin uyumlaştırılmasıdır. Bu eylem programında, üye ülkelerde yürürlükte olan ulusal kurallara alternatif olarak hizmet edecek ve inşaat işler tasarımları için bir dizi uyumlaştırılmış teknik kurallar oluşturmak için girişimde bulunulmuş ve sonuç olarak onları değiştirmiştir. Yapısal Eurocode programı, bir dizi standartan oluşan aşağıdaki standart dizinini içermektedir (EN 1997-1, 2004):

- EN 1990 Eurocode: Yapısal tasarımın temeli
- EN 1991 Eurocode 1: Yapılar üzerindeki eylemler
- EN 1992 Eurocode 2: Beton yapıların tasarımı
- EN 1993 Eurocode 3: Çelik yapıların tasarımı
- EN 1994 Eurocode 4: Kompozit çelik ve beton yapıların tasarımı
- EN 1995 Eurocode 5: Ahşap yapıların tasarımı
- EN 1996 Eurocode 6: Duvar yapılarının tasarımı
- EN 1997 Eurocode 7: Geoteknik tasarım
- EN 1998 Eurocode 8: Depreme dayanıklı yapıların tasarımı
- EN 1999 Eurocode 9: Alüminyum yapıların tasarımı

Eurocode 7, binaların tasarımı ve inşaat mühendisliği işlerinin geoteknik yönlerine uygulanacak şekilde tasarlanmıştır. Eurocode 7, yapıların dayanım, stabilite, hizmet verilebilirlik ve dayanıklılığı ile ilgilidir. Tasarımda dikkate alınacak binalar ve inşaat mühendisliği çalışmalarındaki sayısal değerler, çeşitli inşaat türleri için Eurocode 1 (EN 1991, 2002)'de verilmiştir. Zemin basıncı gibi zemin tarafından uygulanan eylemler, Eurocode 7 kurallarına göre hesaplanmalıdır (EN 1997-1, 2004).

Eurocode 7, hesaplama formatı olarak kısmi faktörler yöntemini ve limit durum tasarım yaklaşımını kullanır. Limit durum tasarımının özünü, sonuçları oldukça ciddi olabilecek durumların ortaya çıkması durumunda ilgili limit durumların aşılması gerektiğini

gösteren “tasarım durumları” oluşturmaktır. Eurocode 7’de dikkate alınan tipik tasarımlar için tasarımcının nihai limit durumu (ULS) ve hizmet verebilirlik limit durumu (SLS) durumlarını dikkate alması gerekmektedir (EN 1997-1, 2004).

Limit durum: Yapının artık ilgili tasarım kriterlerini yerine getirmedığı durumlar.

Nihai limit durum (ULS): Çökme, yenilme veya diğer benzer yapısal bozukluk biçimleriyle ilişkili durumlardır.

Hizmet verebilirlik limit durumu (SLS): Bir yapı veya yapısal birim için belirtilen hizmet gereksinimlerinin artık karşılanmadığı koşullara karşılık gelen durumlardır (EN 1997-1, 2004).

Nihai limit durumlar genel olarak ölüm tehlikesi veya ciddi ekonomik kayıpları içermektedir. Hizmet verebilirlik limit durumları, daha az ciddi olup, rahatsızlık veya hayal kırıklığı içermektedir ve herhangi bir hasar genellikle tamir edilebilir durumdadır (EN 1997-1, 2004).

Eurocode için hesaplamalar, eylemleri, malzemeleri, dirençleri ve geometriyi tanımlayan parametrelerin tasarım değerleri kullanılarak gerçekleştirilir. Bunlar genellikle gerekli tüm faktörleri veya güvenlik marjlarını içeren kötümser değerlerdir, böylece daha fazla genel güvenlik katsayısı gerekli değildir. ULS ve SLS için tasarım değerleri çoğunlukla farklıdır. Tasarım değerleri, karakteristik temsili eylemlere, malzeme dayanımlarına veya dirençlerine kısmi faktörler (γ) uygulanarak elde edilir. Prensip olarak, bu hem ULS hem de SLS hesaplamaları için geçerlidir, ancak genel olarak SLS için kısmi faktörlerin tüm değerleri 1,0’dır (EN 1997-1, 2004; Simpson, 2011).

5.2. Tasarım Gereklilikleri

Her geoteknik tasarım durumu için, ilgili limit durumunun aşılmadığı doğrulanmalıdır. Tasarım durumlarını ve limit durumlarını tanımlarken,

- Genel stabilitesi ve zemin hareketleri ile ilgili olarak saha koşulları;
- Tasarım ömrü gibi özel gereksinimler de dâhil olmak üzere yapının ve elemanlarının doğası ve boyutu;

- Çevresi ile ilgili koşullar (örneğin: komşu yapılar, trafik, kamu hizmetleri, bitki örtüsü, tehlikeli kimyasallar);
- Zemin koşulları;
- Yeraltı suyu koşulları;
- Sismik düzey;
- Çevrenin etkisi (hidroloji, yüzey suyu, çökme, sıcaklık ve nem mevsimsel değişiklikler), gibi faktörler dikkate alınmalıdır (EN 1997-1, 2004).

5.3. Geoteknik Tasarım Hesaplamaları

Eurocode'a göre hesaplamalar, kısmi faktör yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmektedir. Parametreler ilk önce "karakteristik" değerle temsil edilir ve bu karakteristik değerlere kısmi faktörler uygulanarak hesaplamalarda kullanılan "tasarım değerleri" elde edilmektedir. Kısmi faktörler eylemlere, eylem etkilerine, malzeme özelliklerine veya dirençlerine kısmi faktörler uygulanmaktadır. Kısmi faktörler uygulandığından, genel güvenlik katsayısı gerekmez. Hesaplama ile tasarım (EN 1997-1, 2004);

- Empoze edilmiş yükler ya da empoze edilmiş deplasmanlar ya da zemin hareketlerinden kaynaklanan eylem,
- Zeminlerin, kayaların ve diğer malzemelerin özellikleri,
- Geometrik veriler,
- Deformasyonların limit değerlerini, çatlak genişliklerini, titreşimleri vb;
- Hesaplama modellerini içerir (EN 1997-1, 2004).

Hesaplama modeli, söz konusu limit durum için zeminin varsayılan davranışını tarif etmelidir. Belirli bir limit durum için güvenilir bir hesaplama modeli mevcut değilse, başka bir limit durumun analizi yapılmalıdır. Alternatif olarak, kuralcı önlemler, deneysel modeller ve yük deneyleri veya gözlemsel yöntemle tasarım yapılacaktır (Simpson, 2011).

5.3.1. Eylemler

Eylemler, yükler için Eurocode'larda kullanılan terimdir. Eurocode'da kuvvetler, basınçlar, gerilmeler, empoze deplasmanlar ya da birim deformasyonlar eylem olarak temsil edilirler. Geoteknik tasarımda, aşağıdakiler eylem olarak dâhil edilmek üzere dikkate alınmalıdır:

- Zemin, kaya ve su ağırlığı;
- Zemindeki gerilmeler;
- Zemin basınçları;
- Dalga basınçları dâhil olmak üzere serbest su basınçları;
- Yeraltı su basıncı;
- Sızıntı kuvvetleri;
- Yapılardan ölü ve zorlanmış (öz yük dışındaki tüm yükler) yükler;
- Sürşarj;
- Bağlama kuvvetleri;
- Yükün kaldırılması veya zemin kazısı;
- Trafik yükleri;
- Madencilik, diğer mağaracılık veya tünel açma faaliyetlerinden kaynaklanan hareketler;
- Bitki örtüsü, iklim veya nem değişikliklerinden kaynaklanan şişme ve büzülme;
- Kayan veya oturan kütlelere bağlı hareketler;
- Bozulma, dağılma, ayrışma, kendi kendine sıkışma ve çözülmeye bağlı hareketler;
- Deprem, patlama, titreşim ve dinamik yüklerden kaynaklanan hareketler ve ivmeler;
- Don etkisi dâhil olmak üzere sıcaklık etkileri;
- Buz yükleri;
- Zemin ankrajlarında veya desteklerde ön germe uygulamaları;
- Çökme (EN 1997-1, 2004).

5.3.2. Zemin özellikleri

Eurocode 7, zemin özelliklerinin zemindeki gerçek durumu temsil eden değerleri elde etmeyi amaçlamaktadır. Eurocode 7’de zemin özelliklerinin uzmanlar tarafından değerlendirilmesi gerekir bu da doğrudan deneylerle elde edilen değerlerden farklı olabilmektedir (EN 1997-1, 2004). Parametrelerin değerlendirilmesi, sahada örnekleme ve deneylerle ile sınırlı değildir tüm ilgili bilgiler dikkate alınır. Deney sonuçlarından elde edilen zemin özellikleri ve geoteknik parametreler ile geoteknik yapının davranışını yöneten değişkenler arasındaki olası farklılıklar ile birlikte hesaba katılır. İfade edilen farklar aşağıdaki faktörlerden kaynaklanabilmektedir (EN 1997-1, 2004):

- Birçok geoteknik parametre sabit değildir, gerilme seviyesine ve deformasyon derecesine göre değişir;

- Deneyleerde ve geoteknik yapıda farklı bir rol oynayabilecek zemin ve kaya yapısı (ör. çatlaklar, laminasyonlar veya büyük parçacıklar);
- Zaman etkileri;
- Süzölen suyun, kaya veya zemin dayanımı azaltma etkisi;
- Dinamik eylemlerin dayanım azaltma etkisi;
- Deneş yapılan zemin ve kayaların kırılğanlığı veya sünekliğı;
- Geoteknik yapının imalat yöntemi;
- İşçiliğın yapay olarak yerleştirilmiş veya iyileştirilmiş zemin üzerindeki etkisi;
- İnşaat faaliyetlerinin zeminin özellikleri üzerindeki etkisi.

Geoteknik parametrelerin değerlerini belirlerken, aşağıdakiler dikkate alınmaktadır;

- Uygun zemin koşullarında her bir deney türünün kullanımıyla ilgili yayınlanmış ve iyi tanınan bilgiler;
- Her bir geoteknik parametrenin, ilgili yayınlanmış verilerle yerel ve genel deneyimle kıyaslanması;
- Tasarımla ilgili geoteknik parametrelerin değışimi;
- Büyük ölçekli saha denemelerinin sonuçları ve komşu yapılarıdaki ölçümler;
- Birden fazla deney türünden elde edilen sonuçlar arasındaki herhangi bir korelasyon;
- Yapı ömrü boyunca oluşabilecek zemin özelliklerinde herhangi bir önemli bozulma (EN 1997-1, 2004).

5.3.3. Geometrik veriler

Zemin yüzeyinin seviyesi ve eğimi, su seviyeleri, tabakalar arası ara yüz seviyeleri, kazı seviyeleri ve geoteknik yapının boyutları geometrik veriler olarak ele alınmaktadır (EN 1997-1, 2004).

5.3.4. Tasarım değerleri

Tasarım değerleri, hesaplamalara girilen faktörlü değerlerdir. Kısmi faktörler (γ) uygulanarak karakteristik değerlerden (veya eylemler durumunda "temsili değerler" den) türetilirler (Simpson, 2011).

Eylemlerin tasarım değerleri

Bir eylemin tasarım değeri (F_d) doğrudan değerlendirilir veya aşağıdaki denklem kullanılarak karakteristik değerlerden elde edilmektedir (EN 1997-1, 2004):

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (5.1a)$$

ve

$$F_{rep} = \Psi \cdot F_k \quad (5.1b)$$

Geoteknik parametrelerin tasarım değerleri

Geoteknik parametrelerin (X_d) tasarım değerleri, aşağıdaki denklem kullanılarak karakteristik değerlerden türetilmektedir (EN 1997-1, 2004):

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (5.2)$$

Geometrik verilerin tasarım değerleri

Eylem ve malzeme kısmi faktörleri (γ_F ve γ_M), geometrik verilerdeki küçük varyasyonları içerir ve bu gibi durumlarda, geometrik veriler üzerinde başka bir güvenlik katsayısı gerekmemektedir (EN 1997-1, 2004).

5.3.5. Nihai limit durumları (ULS)

Çökme, yenilme veya diğer benzer yapısal bozukluk biçimleriyle ilişkili durumlar nihai limit durumlardır. Genel olarak ölüm tehlikesi veya ciddi ekonomik kayıpları nihai limit durumlar olarak tanımlanır. Altı adet nihai limit durum vardır bunlar;

- Yapısal malzemelerin ve zeminlerin dayanımının direnç sağlamada önemsiz olduğu rijit bir cisim olarak kabul edilen yapı veya zeminin denge kaybı (EQU);
- Yapının içsel yenilmesi veya yapı ve yapısal elemanların aşırı deformasyonu, örneğin; yapısal malzemelerin dayanımının direnç sağlamada önemli olduğu temeller, kazık veya taban duvarları (STR);

- Zemin veya kaya dayanımının direnci sağlamada önemli olduğu zeminin yenilmesi veya aşırı deformasyonu (GEO);
 - Su basıncı (yüzdürme) veya diğer düşey hareketler ile yükselme nedeniyle yapı veya zemin dengesindeki kayıp (UPL);
 - Hidrolik eğimlerden kaynaklanan hidrolik problemler, iç erozyon ve borulama (HYD).
- Bu nihai limit durumlarının aşılmaması gerekmektedir (EN 1997-1, 2004).

5.3.6. Kalıcı ve geçici durumlarda yapısal ve zemin limit durumları için direncin doğrulanması

Bir yapısal elemanın veya zeminin bir kısmının (STR ve GEO) bir yenilme veya aşırı deformasyon limit durumu göz önüne alındığında aşağıdaki eşitlik sağlanmalıdır.

$$E_d \leq R_d \quad (5.3)$$

Zemin ve yapısal sistemdeki kritik noktalarda, mevcut tasarım direnci, tüm yükleme (kısmi yük faktörleri dâhil) tasarım etkisinden daha büyük olmalıdır. Eşitlik 5.3 çoğu tasarım hesaplaması için gerekli temel kontroldür. 'R_d', yüzeysel bir temelin taşıma kapasitesi, kazık veya kazık grubu kapasitesi veya istinat duvarının eğilme direnci gibi tasarım dirençlerini temsil etmektedir. 'E_d', o anda, o belirli direnci kullanan kombine eylem etkilerinin tasarım değeridir. Eşitlik 5.3'e göre, zemin ve yapısal sistemdeki tüm noktalarda mevcut dayanım asla aşılmamalıdır (EN 1997-1, 2004; Simpson, 2011).

Eylemlerin tasarım etkileri

Bazı tasarım durumlarında, (örneğin zemin veya su basıncı gibi) veya zeminden gelen eylemlere kısmi faktörlerin uygulanması mantıksız ve hatta fiziksel olarak imkânsız olan tasarım değerlerine yol açabilmektedir. Bu durumlarda, faktörler, eylemlerin temsili değerlerinden türetilen eylemlerin etkilerine doğrudan uygulanabilmektedir. Eylemler üzerindeki kısmi faktörler, eylemlerin kendilerine (F_{rep}) veya etkilerine (E) uygulanmaktadır (EN 1997-1, 2004):

$$E_d = E \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (5.4a)$$

veya

$$E_d = \gamma_E E \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (5.4b)$$

Tasarım dayanımları

Kısmi faktörler, zemin özellikleri (X) veya dirençlere (R) veya her ikisine aşağıdaki gibi uygulanmaktadır (EN 1997-1, 2004):

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (5.5a)$$

veya

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \} / \gamma_R \quad (5.5b)$$

veya

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} / \gamma_R \quad (5.5c)$$

Tasarım yaklaşımları

Eurocode 7’de kullanılan üç tasarım yaklaşımı vardır. Eşitlik 5.4 ve 5.5 uygulanma biçimleri, üç tasarım yaklaşımından biri kullanılarak belirlenir. Eşitlikler 5.4 ve 5.5’de kullanılan Eurocode 7 Ek-A’ında verilen kısmi faktörler, A (eylemler veya eylemlerin etkileri için), M (zemin parametreleri için) ve R (direnç için) ile gösterilen kümeler halinde gruplandırılmıştır. Kullanılacak olan kısmi faktörler tasarım yaklaşımı’na göre seçilirler. Eurocode 7’de tasarım yöntemleri için kullanılan kısmi faktörler Çizelge 5.1’de verilmiştir (EN 1997-1, 2004).

Bu tasarım yaklaşımları, çok yaygın olan birleşik problemlerin tutarlı bir şekilde analiz edilmesini kolaylaştırmaktadır. Zemin dayanımı sürtünmeden kaynaklandığından, zemin parametreleri ve dirençler arasındaki doğrusal olmayan veya orantısız ilişkiler yaygındır. Bu koşullar altında, tasarımın zemin temel dayanım parametrelerine uygulanan kısmi faktörleri ile kontrol edilmesi önemlidir. Eurocode 7 tasarım standardı hem basit el hesaplamaları hem de daha karmaşık olan sonlu eleman hesaplamaları ile kullanılabilir (EN 1997-1, 2004; Simpson, 2011).

Çizelge 5.1. Eurocode 7’de şev stabilite analizlerinde kullanılan kısmi faktörler (EN 1997-1, 2004)

Kısmi faktörler	Tasarım Yöntemleri			
	DA1C1	DA1C2	DA2	DA3
γ_G	1,35	1,0	1,35	1,0*
$\gamma_{G;fav}$	1,0	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	1,3	1,5	1,3*
$\gamma_{\phi}=\gamma_c$	1,0	1,25	1,0	1,25
γ_{cu}	1,0	1,4	1,0	1,4
γ_{Re}	1,0	1,0	1,1	1,0

* Geoteknik faaliyetlerde A2 setinden faktör

Tasarım yaklaşımı 1 (DA1)

DA1, ULS için tasarımların, prensip olarak, kısmi faktörler için farklı değerler içeren iki ayrı hesaplama ile kontrol edilmesini gerektirmektedir. ‘Kombinasyon 1’ (C1)’de, yapısal tasarımda olduğu gibi eylemler faktörlüdür ve zeminin dayanımı faktörsüzdür. ‘Kombinasyon 2’ (C2)’de zeminin dayanımı faktörlüdür ve eylemler üzerindeki faktör 1,0’dır.

Kuvvetler veya gerilme dağılımları, istinat yapılarında ve temellerde reaksiyon olarak zeminden elde edilmektedir. Bunlar hem C1 hem de C2’den elde edilir ve yapıları kontrol etmek için nihai limit durum tasarım değerleri olarak ele alınmalıdır, bu da onlara başka bir yük faktörünün uygulanmayacağı anlamına gelmektedir. Yapılar için daha kritik tasarım yüklemesi C1 veya C2’den gelebilir. Kombinasyonlar 1 ve 2’de, eylemlere ve zemin dayanım parametrelerine kısmi faktörler uygulanmaktadır (EN 1997-1, 2004; Simpson, 2011).

Kombinasyon 1 (C1) : A1 “+” M1 “+” R1

Kombinasyon 2 (C2) : A2 “+” M2 “+” R1

Tasarım yaklaşımı 2 (DA2)

Bu yaklaşımda, eylemlere veya eylemlerin etkilerine ve zemin dayanımına kısmi faktörler uygulanır. Bu yaklaşım şev ve genel stabilite analizleri için kullanılırsa, yenilme yüzeyindeki etkilerin ortaya çıkan etkisi γ_E ile çarpılır ve yenilme yüzeyi boyunca kayma direnci, $\gamma_{R,e}$ ’ye bölünür.

Kombinasyon: A1''+''M1''+''R2

DA2, faktörlerin taşıma kapasitesi ve pasif direnç gibi eylemlere ve dirençlere uygulandığı tek bir hesaplama gerektirir. Şev stabilitesi problemlerine ve sonlu elemanlar analizi için bu yaklaşımı uygulamanın zor olduğu tespit edilmiştir. Bu yüzden çoğu ülkelerde DA2 yerine bu durumlarda DA3'ü kullanılır (EN 1997-1, 2004; Simpson, 2011).

Tasarım yaklaşımı 3 (DA3)

Bu yaklaşımda, eylemlere veya eylemlerin etkilerine ve zemin dayanımlarına kısmi faktörler uygulanır. Şev ve genel stabilite analizleri için, zemine etki eden eylemler (örneğin yapısal eylemler, trafik yükü), yük faktörleri A2 seti kullanılarak geoteknik eylemler olarak muamele edilir (EN 1997-1, 2004; Simpson, 2011).

Kombinasyon: (A1* veya A2')''+''M2''+''R3

* = Yapısal eylemlerde

' = Geoteknik faaliyetlerde

5.4. Eurocode 7'ye göre Şev Tasarımında Nihai Limit Durum

Şevlerin genel stabilitesi, kısmi faktörler için uygun GEO / STR değerleri kullanılarak elde edilen eylemlerin, dirençlerin ve kuvvetlerin tasarım değerleri kullanılarak analiz edilir. Genel stabilitenin belirlenmesi için, tüm ilgili yenilme türleri dikkate alınır. Eurocode 7, genel stabilite için herhangi bir spesifik eşitlik, formül vermez. Eurocode 7 kısmi faktörleri eylem, zemin dayanımı ve dirençlere uygulayarak limit denge yöntemleri veya sonlu elemanlar yöntemleriyle analiz yapar. Bununla birlikte, şevlerin stabilite analizleri ile ilgili olarak, yenilme yüzeyiyle sınırlı olan zemin veya kaya kütesinin, aynı anda hareket eden rijit bir cisim veya birkaç rijit cisim gibi muamele görmesi gerekmektedir (Bond vd., 2013).

Eurocode 7 tasarım standartının şev stabilitesi açısından dikkat edilmesi gereken bilgiler vardır. DA3'teki yüzeydeki yükler, DA1.C2'de olduğu gibi, eylemler üzerindeki A2 kısmi faktörlerini kullanarak geoteknik eylemler olarak kabul edildiğinden, DA3 ile DA1.C2 yöntemleri şevlerin tasarımında aynı yolu izler. DA1'de her iki kombinasyon için de

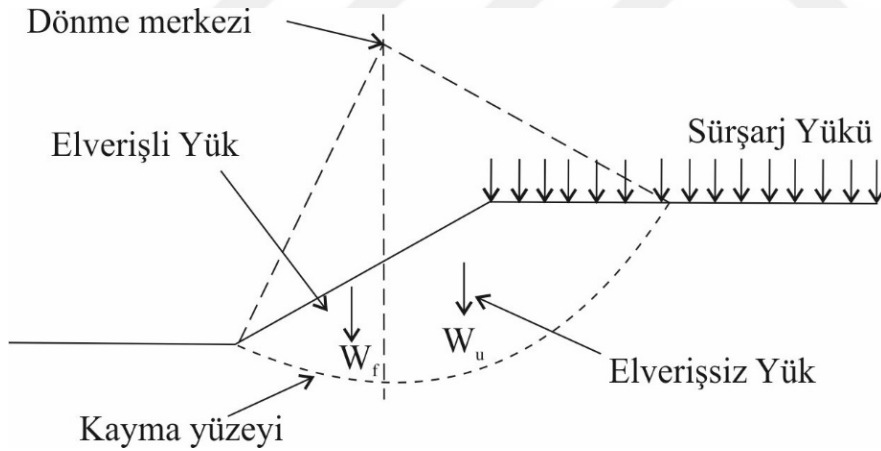
düşünülmelidir, ancak DA1.C2 şev analizlerinde daha fazla tercih edilmektedir (Bond vd., 2013).

Şevlerin drenajsız koşullardaki analizleri için DA1 kısmi faktörleri:

- DA1.C1	$\gamma_G=1,35$	$\gamma_Q=1,5$	$\gamma_{cu}=1,0$
- DA1.C2	$\gamma_G=1,0$	$\gamma_Q=1,3$	$\gamma_{cu}=1,4$

Drenajlı analizler için, DA1.C1 durumunda dikey yükteki bir artış, kayma dayanımı üzerindeki direnci artırır, duraysızlığa neden olan zemin ağırlığından kaynaklanan normal gerilmenin bir fonksiyonu olduğundan, güvenlik katsayısı değişmez. Böylece DA1.C1 drenajlı analizleri genellikle kontrol edemez. Bundan dolayı, drenajlı analizlerde DA1.C2 tercih edilir ve DA1 kısmi faktörleri aşağıdaki gibidir (Bond vd., 2013):

- DA1.C2	$\gamma_G=1,0$	$\gamma_Q=1,3$	$\gamma_c=1,25$
----------	----------------	----------------	-----------------



Şekil 5.1. Dairesel kayma (Orr ve Farrell, 1998)

Şekil 5.1’de gösterilen şevde zemin ağırlığının bir kısmı elverişsiz olduğunu ve dönme yenilmesine neden olduğunu gösterirken, diğer kısım şevi stabilize etmek için elverişli ve uygun davrandığını göstermektedir. Tüm zemin ağırlığının “tek bir kaynaktan” geldiği kabul edilir, aynı kısmi faktör, zemin ağırlığının elverişsiz ve elverişli bileşenlerine uygulanır. Pratikte bu, kısmi eylem faktörünün, net stabilite bozucu yük etkisine uygulandığı anlamına gelir. DA2’de olumlu ve olumsuz yüklere farklı faktörler uygulanır. Bu nedenle, tek kaynak prensibine uygun değildir. Bu sebepten ötürü, zemin ağırlığının şev stabilite analizlerinde

stabilize edici ve dengesizleştirici parçalara ayrılması normal bir uygulama olmadığı ve dilimleme yönteminin de kullanılmasının zor olduğundan DA2 genellikle şev stabilite analizleri için kullanılmamaktadır (Bond vd., 2013). Yine de bu tez kapsamında tüm yöntemler ve tasarım yaklaşımları uygulanacaktır.



6. BS 8006 (1995) GÜÇLENDİRİLMİŞ VE DONATILI ZEMİNLER VE DİĞER DOLGULAR

6.1. Giriş

Geçtiğimiz otuz yıl içerisinde, güçlendirilmiş şevlerden güçlendirilmiş temellere, dikey duvarlara kadar çeşitli uygulamalar için dünyada zemin güçlendirme tekniklerinin kullanımı giderek artmaktadır. Eurocode 7 geosentetik gibi güçlendirme yapıların tasarımını kapsamadığını belirtmektedir. Ancak bu güçlendirme yapılarının tasarımları için İngiliz ulusal ekinde BS 8006 önerilmektedir (BS 8006, 1995).

BS 8006, zeminlere ve dolgulara güçlendirme tekniklerinin uygulanması için yönergeler ve öneriler içermektedir. Standart bir limit durum formatında yazılmakta ve kısmi faktörler ve çeşitli uygulamalar ve tasarım ömürleri için yük faktörleri açısından güvenlik marjları sağlanmaktadır (BS 8006, 1995).

Mevcut güçlendirilmiş zemin uygulamasının çoğu, küresel bir güvenlik katsayısı içeren limit denge tasarım yöntemlerinin kullanılmasına dayanmaktadır. Limit durum tasarım prensiplerine uygun olarak, bu kuraldaki limit durum tasarım ilişkilerinde kısmi faktörlerin kalibrasyonu ile mevcut uygulama ile tutarlı yapısal boyutlar ve malzeme miktarları korunmuştur (BS 8006, 1995).

6.2. Limit Durum İlkeleri

Limit Durum prensipleri, güçlendirilmiş toprakarme duvarlara, şevlere, temele, dolgulara ya da benzer şekilde esnek yapıların tasarımına uygulanmaktadır. Tasarımda düşünülen Eurocode 7'de olduğu gibi iki limit durumdur, nihai limit durumu ve hizmet verebilirlik limit durumu (BS 8006, 1995).

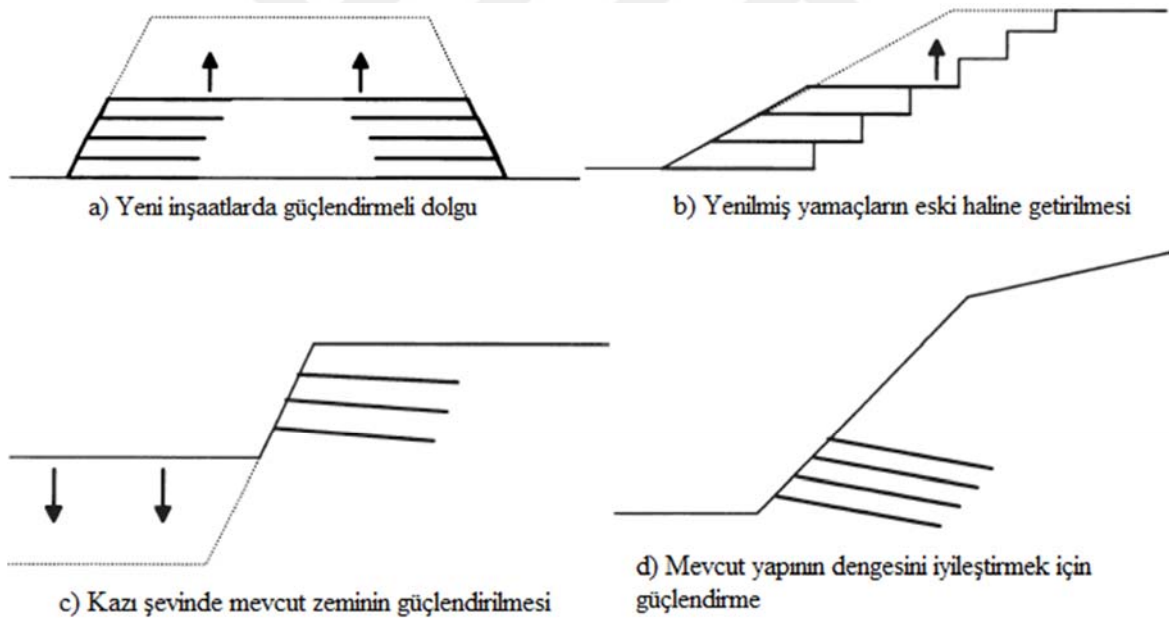
Nihai limit durumları, çökme veya diğer benzer yapısal yenilme biçimleriyle ilişkilidir. Bu durumlara, kaydırıcı kuvvetler, karşı koyan kuvvetlere eşit veya ondan fazla çıktığında, belirli bir yenilme yüzeyine ulaşılmaktadır. Kısmi malzeme faktörleri ve kısmi yük faktörlerinin kullanılmasıyla, güvenlik limitleri, limit yenilme durumuna ulaşılmasına karşı

sağlanır. Bu kısmi faktörler, birleşik ya da daha büyük sayılan sayısal değerleri kabul etmektedir. Tasarım yükleri üretmek için öngörülen kısmi yük faktörleri ile çarpılarak kaydırıcı kuvvetler artırılmaktadır. Karşı koyan kuvvetler, tasarım dayanımını üretmek için öngörülen kısmi malzeme faktörleri ile bölünerek azaltılmaktadır (BS 8006, 1995).

6.3. Güçlendirilmiş Şevlerin Tasarımı

Şevlerin güçlendirilmesi aşağıdakileri durumları içerir:

- Yeni inşaatlarda dolgu güçlendirmesi, (Şekil 6.1-a)
- Yenilmiş şevlerin güçlendirilmesi, (Şekil 6.1-b)
- Kazı şevlerinde mevcut zeminin güçlendirilmesi, (Şekil 6.1-c)
- Limite yakın olan stabil bir mevcut kazı veya dolgu şevinin güçlendirilmesi (Şekil 6.1-d).



Şekil 6.1. Şev güçlendirme örnekleri (BS 8006, 1995)

Dik bir yüzeye sahip güçlendirilmiş bir zemin yapısındaki güçlendirme yoğunluğu genellikle rijit bir güçlendirme yapısına ve dolayısıyla güçlendirilmiş blok üzerinde etki eden zemin basınçlarına neden olur. Yüzey açısı düşeyden azaldıkça, tutulan zeminin etkisi azalır ve güçlendirme tarafından sağlanan stabilitenin oranı azalır (BS 8006, 1995).

Şevin açısı, kullanılacak analiz yöntemi üzerinde etkili olur, fakat en önemlisi, kullanılacak yüzeyin tipini ve kullanılacak inşaat yöntemini belirlemektir. Bu nedenle, “dik şevler” (yatay da 45° 'den büyük şev açıları) ve “sığ şevler” (yatayda 45° 'den küçük veya eşit şev açıları) arasında bir ayırım yapılır. Donatının aktif bölgeye ankrajını sağlamak ve erozyon koruması sağlamak için dik şevler için bir tür yüzey sağlamak şarttır. Sığ şevler için genellikle uzun süreli erozyon koruması için bitki örtüsü oluşturulur. Bazı uygun dolgular, 45°'de yeterli stabiliteye sahiptir ve derin tabanlı kaymalara karşı direnç sağlar ve böylece yapısal yüzeylere duyulan ihtiyacı ortadan kaldırır. Daha az orta dereceli dolguların yüzey stabilitesini sağlamak için daha hafif ara kat güçlendirme tabakaları da kullanılabilir (BS 8006, 1995).

6.4. Güçlendirilmiş Şevlerin Tasarımında Kullanılan Kısmi Faktörler

Güçlendirilmiş şevler için limit durum tasarım, uygun kısmi yük faktörleri ile zemin ağırlığının ve harici yüklemenin artırılmasını ve uygun kısmi malzeme faktörleri ile zemin özelliklerinin ve güçlendirme taban kuvvetinin azaltılmasını içerir (BS 8006, 1995).

6.4.1. Yük faktörleri

Kısmi yük faktörünün bahsettiği zemin birim ağırlık, karakteristik değer olmalı ve özgül ağırlık, derecelendirme ve zemin sıkışmasındaki değişiklikleri dikkate almaktadır. Kısmi yük faktörlerinin atfedildiği dış yükler, orijinal işlenmemiş hallerinde karakteristik değerler olmalıdır (BS 8006, 1995).

6.4.2. Malzeme faktörleri

Zemin malzemesi kısmi faktörleri (ϕ_p ve c')'nin pik değerleri ile ilgili, Çizelge 6.1'deki değerlere sahiptir (BS 8006, 1995).

6.4.3. Zemin / güçlendirme etkileşim faktörleri

Güçlendirilmiş zemin şevlerinde, zeminin ve donatının etkileşime girdiği iki ana yüzey vardır (BS 8006, 1995):

- Güçlendirme yüzeyinin üzerinden kayan zemin;
- Donatının dirençli veya aktif bölgeden çekilmesi.

Çizelge 6.1. Güçlendirilmiş şevlerin tasarımında kullanılacak olan kısmi faktörler (BS 8006, 1995)

Kısmi Faktörler		Nihai limit durumlar	Elverişli Limit durumlar
Yük Faktörleri	Zemin birimi kütlesi örneğinin Şev dolgusu	$f_{fs}=1,5$	$f_s=1,0$
	Dış ölü yükler örneğinin Doğrusal ve nokta yükler	$f_f=1,2$	$f_f=1,0$
	Dış hareketli yükler örneğinin Trafik yükleri	$f_q=1,3$	$f_q=1,0$
Zemin malzeme faktörleri	Tan ϕ_q 'ye göre uygulanacak	$f_{ms}=1,0$	$f_{ms}=1,0$
	c' ye göre uygulanacak	$f_{ms}=1,6$	$f_{ms}=1,0$
Donatı malzemeleri faktörü	Donatı temel kuvvetine uygulanacak	F _m değeri, kullanılacak donatı tipi ve donatının gerekli olduğu tasarım ömrü ile tutarlı olmalıdır	
Zemin ve donatı etkileşim faktörleri	Donatı yüzeyi boyunca kayar	$f_s=1,3$	$f_s=1,0$
	Donatı çekme direnci	$f_p=1,3$	$f_p=1,0$
Kısmi güvenlik faktörleri	Zemin içinde temasın olduğu yapı tabanı boyunca kayar	$f_s=1,2$	NA

6.5. Dolgu Malzemelerinin Güçlendirilmesi

6.5.1. Tasarım esası

Güçlendirilmiş şevlerin stabilitesi için öneriler, güçlendirilmiş toprakarme duvarlar ile çok ortak noktaya sahiptir. Ancak eğim değiştikçe, dış ve iç stabilitenin göreceli önemi değişebilir ve bir tasarımın kritik yönleri içsel yenilme türlerine yönelebilir. Hem iç hem de dış stabiliteyi kontrol etmek önemlidir (BS 8006, 1995).

6.5.2. Limit durum

Dikkate alınması gereken nihai limit durumlar (BS 8006, 1995);

Dış stabilite

- Topuk ve şev yenilmesi,
- Ötelenmeli kayma,
- Güçlendirilmiş zemin bloğu çevresinde kayma yenilmesi.

İç stabilite

- Bireysel güçlendirme elemanlarının çekme yenilmesi,
- Bireysel güçlendirme elemanlarının, bağ yenilmesi.

Bileşim stabilite

- Bireysel güçlendirme elemanlarının çekme yenilmesi,
- Bireysel güçlendirme elemanlarının, bağ yenilmesidir.

En üst limit durumu koşulunu dikkate alarak donatı tarafından taşınan maksimum yük aşağıdaki gibi olmalıdır:

$$T_j = \frac{T_D}{f_n} \quad (6.1)$$

Göz önünde bulundurulması gereken uygun durumlar şunlardır:

Dış stabilite

- Şev temelini oturması.

İç stabilite

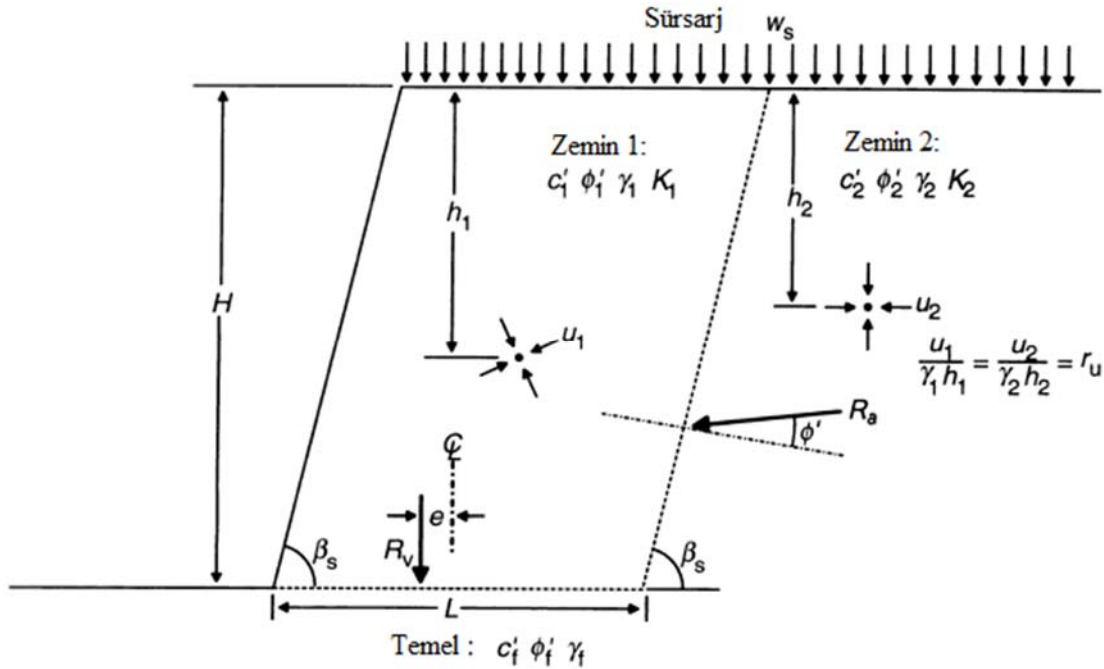
- Donatıdaki inşaat sonrası gerilme,
- Güçlendirilmiş zeminde kullanılan doymuş ince taneli zeminlerin inşaat sonrası krip deformasyonu.

Dış stabilitenin nihai limit durumu değerlendirmesinin, çökmeden ziyade, bir sürdürülebilirlik problemini vurgulaması mümkündür. (BS 8006, 1995).

6.5.3. Dış stabilite

Dik şevler için dış stabilitenin değerlendirilmesi, güçlendirilmiş zemin istinat duvarları için benimsenen genel prosedürlere dayanmaktadır. Dış stabiliteyi değerlendirirken, Şekil 6.2'de gösterilen zemin özellikleri ve ana yükler dikkate alınmaktadır. Sığ şevler için dış stabilite normal olarak dairesel kayma teknikleri kullanılarak analiz edilir. Bu stabilite değerlendirmelerinin, bir veya daha fazla potansiyel çökme modunun mevcut olduğunu gösterdiği durumlarda, çeşitli seçenekler mevcut olabilir (BS 8006, 1995):

- Şev açısını azaltmak;
- Güçlendirilmiş bölgenin genişliğini arttırmak;
- Daha kaliteli dolgu kullanmak;
- Zemini iyileştirmek; temeli yükseltmek;
- Banket gibi karşı ağırlık kullanmak;
- Hafif dolgu kullanmak;
- Formasyon seviyesinde birleşmiş donatı kullanmak;
- Boşluk suyu basıncını azaltmak için drenaj önlemleri almak.



Şekil 6.2. Güçlendirilmiş dik dolgu şevleri için zemin özelliklerinin ve temel yüklerin tanımı (BS 8006, 1995)

Dik şevler için nihai limit durum türlerinin her biri değerlendirilmelidir. Taşıma yenilmesi ve güçlendirilmiş şevde ileri yönde kayma limit değerlerini sağlamak için, donatı uzunluğu (L) yeterli boyutlara sahip olmalıdır, Şekil 6.2'e bakınız (BS 8006, 1995).

6.5.4. İç stabilite

Güçlendirilmiş şevin iç dengesi, güçlendirme malzemelerinin, üzerine yüklenen yüklere direnme yeteneğine bağlıdır. Stabilite değerlendirmesi genel olarak, dikkate alınan limit durumu uygun olarak kısmi faktörlerin kullanılmasıyla ayarlanan limit denge yöntemleriyle analiz edilir (BS 8006, 1995).

Dairesel kayma analizi için dilimler yöntemi

Değişken geometrinin ve çoklu zemin tabakalarının daha genel şevleri için, dilimleme yöntemi güçlendirilmemiş ve güçlendirilmiş şevlerin stabilitesini analiz etmek için uygundur (bakınız Şekil 6.3). Güçlendirilmiş şevler söz konusu olduğunda, bu kuvvetleri etkileyen donatının karmaşıklığından dolayı kesişen kuvvetlerin göz ardı edilmesi ve donatı mevcudiyetinin, söz konusu olan zemin kütlelerinin çok az dönmüş olduğu anlamına geleceği varsayımdır. Güçlendirme tabakalarının yatay olduğu ve sadece belirli bir dilim üzerindeki varsayılan yenilme yüzeyini keşiştiği yerde kabul edildiği varsayılmaktadır. Zeminin ve donatının kombine etkilerinin dayanım momenti, zeminin ağırlığı nedeniyle kaydırıcı momentten daha az olmamalıdır. Moment kaydırıcı kütlelerin dönme merkezi civarında hesaplanmalıdır.

Denklem için:

$$M_D \leq M_{RS} + M_{RR} \quad (6.2)$$

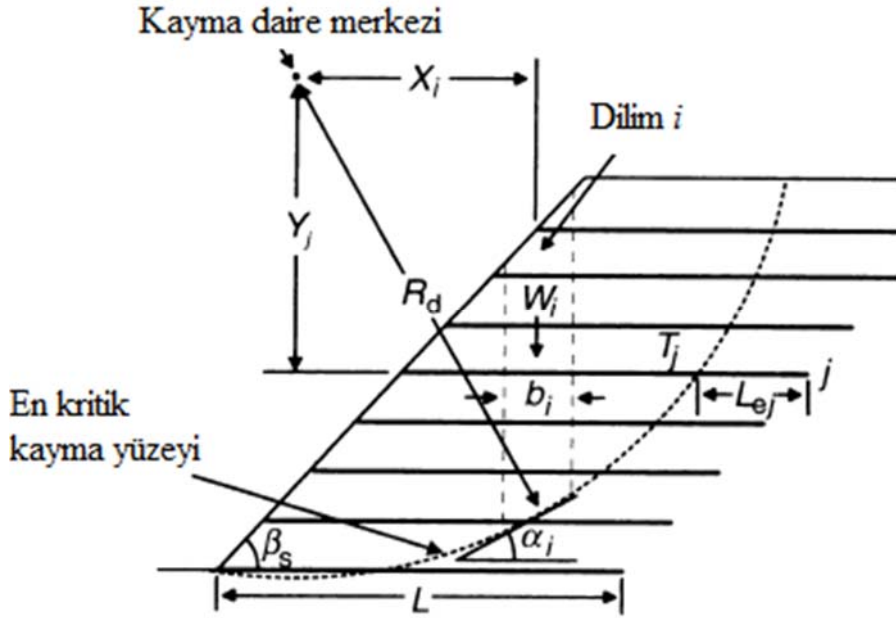
$$M_D = \sum_{i=1}^n [(f_{js} W_i + f_q b_i \omega_{si}) \sin a_i] R_d \quad (6.3a)$$

ve

$$M_{rs} = \sum_{i=1}^n \frac{\left[\frac{c'}{f_{ms}} b_i + (f_{js} W_i + f_q b_i \omega_{si} - b_i u_i) \frac{\tan \phi'}{f_{ms}} \right] \sec a_i R_d}{\chi \left(1 + \frac{\tan \phi' p}{f_{ms}} \tan a_i \right)} \quad (6.3b)$$

ve

$$M_{RR} = \sum_{j=1}^m T_j Y_j \quad (6.3c)$$



Şekil 6.3. Dairesel kayma analizinde dilimler yöntemi

Şekil 6.3'ün kullanımı:

χ = bir moment düzeltme faktörüdür ve en yüksek limit durumunda 1,25 değerine ve servis kolaylığı sınırında 1,0 değerine sahiptir. Güçlendirilmiş bağ yenilmesi ile ilgili nihai limit durumunun sağlanamaması durumunda güçlendirme bağı uzunluğu L_{ej} , aşağıdaki bağıntı kullanılarak belirlenebilir.

$$L_{ej} \geq \frac{f_p f_n T_j}{2 \left[(\gamma h_j + \omega_s) \frac{\alpha + \tan \phi_p}{f_{ms}} + \frac{\alpha_{bc} 'c'}{f_{ms}} \right]} \quad (6.4)$$

Bu yöntem aynı zamanda sığ şevlerin donatısını analiz etmek için de kullanılmıştır. Dairesel olmayan kayma analizleri için de benzer bir yaklaşım benimsenmiştir (BS 8006, 1995).

7. ÖRNEK UYGULAMALAR

Bu çalışmada şev stabilitesi tasarım standartları olan, TS 8853, Eurocode 7 ve BS 8006 standartları literatürde kullanılan farklı şev verileri üzerinde analiz yapılarak güvenlik katsayıları kıyaslanmıştır. Şevin stabil olması için Avrupa tasarım standartlarında güvenlik katsayısının 1 ve 1'den büyük olması gerekir. Ülkemizde ise uygulanmakta olan şev güvenlik katsayısı TS 8853 (1991)'e göre belirlenmektedir. TS 8853 Çizelge 4.1'de verilmiştir. Çizelge 4.1'e göre geleneksel limit denge analiz yöntemlerinin güvenlik katsayısı 1,5 olarak belirtilmiştir.

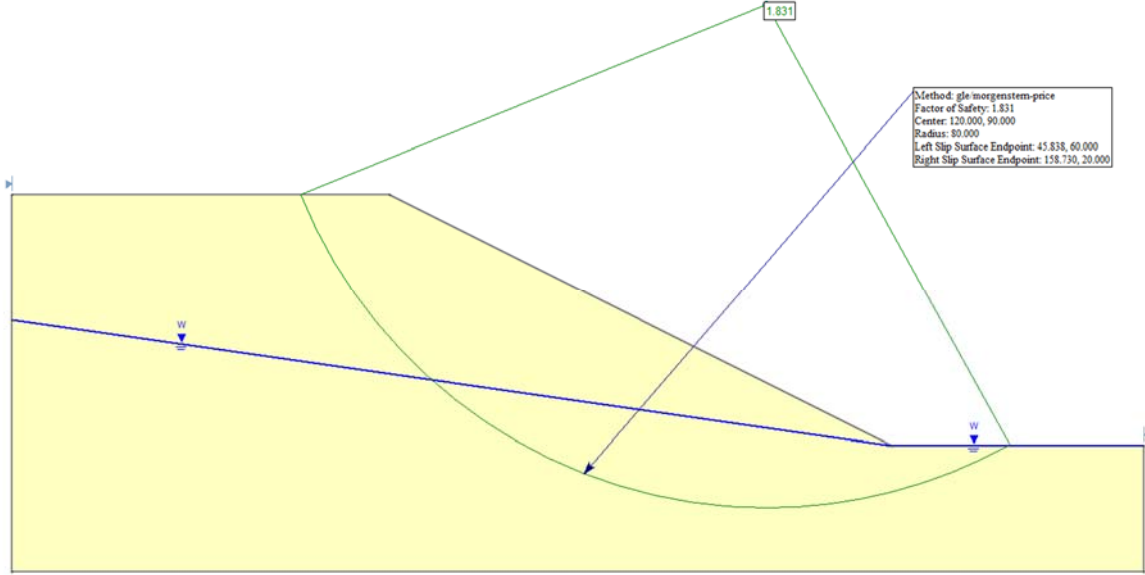
Bu üç tasarım standartında şevin stabil olması için gereken minimum güvenlik katsayıları birbirlerinden farklıdır. Çalışmada adil bir kıyaslama yapabilmemiz için analizler sonucu hesaplanan güvenlik katsayıları, bu üç tasarım standartının stabil olması gereken minimum güvenlik katsayılarına bölünerek başarı oranı olarak adlandırdığımız değerler hesaplanmıştır. Yani TS 8853'e göre hesaplanan güvenlik katsayısı 1,5'e bölünerek şevin TS 8853'e göre başarı oranı hesaplanmıştır. Eurocode 7 ve BS 8006 standartlarında bir şevin stabil olması için güvenlik katsayısının 1,0 olması istenir. Eurocode 7 ve BS 8006'nın başarı oranı hesaplanırken 1'e bölünmesi gerekmektedir. Çalışma kapsamında bu iki standarta göre hesaplanan başarı oranları analizler sonucu elde edilen güvenlik katsayılarının 1'e bölünmesiyle elde edilir. Bu kapsamda kullanılan veriler şev stabilitesi çalışmalarında literatürde yaygın olarak kullanılan ve iyi çalışılmış heyelanlar; şev, dolgu, kazı şevi gibi yenilmeler ve şev stabilitesi çalışmalarında kullanılan modellerden yararlanılmıştır.

Bu çalışma ülkemizin Avrupa Birliği kabul sürecinde geçiş yapacağı şev stabilitesi tasarım standartlarının mı yoksa ülkemizde kullanılan şev stabilitesi tasarım standartlarının mı daha tutucu sonuçlar verdiğini kıyaslamıştır.

7.1. Fredlund & Krahn'ın Çalışması

Bu model Fredlund ve Krahn'ın çalışmasından (Fredlund ve Krahn, 1977) alınmıştır. Bu modeli Fredlund ve Krahn limit denge analiz yöntemlerini altı farklı durumda kıyaslamak için modellemişlerdir. Bu araştırmanın sonucu yukarı bölümlerde Çizelge 2.2 No:1'de verilmiştir. Şekil 7.1'de model gösterilmiştir. Modelin homojen zemin özellikleri kohezyon

600 psf, içsel sürtünme açısı 20° ve zeminin birim hacim ağırlığı 120 pcf olarak verilmiştir (Fredlun ve Krahn, 1977). Yenilme yüzeyinin yeri dairesel tip, ‘Slope Search’ yöntemi ile analiz edilmiştir. Bu modeli Baker (1980), Greco (1996) ve Malkawi (2001) gibi birçok araştırmacı çalışmalarında kullanmışlardır.



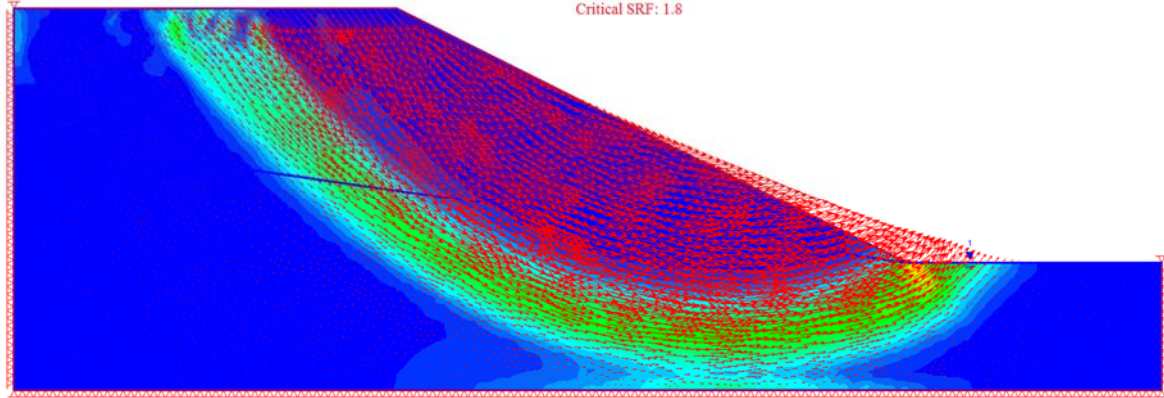
Şekil 7.1. Model 1'in geometrisi ve Slide v6.0 (Rocscience, 2010) programındaki çözümü.

Çizelge 7.1. Model 1 için yöntemlerin güvenlik katsayıları ve başarı oranları

Yöntem	Fellenius	Bishop	Janbu	Geliştirilmiş Janbu	Spencer	Morgenstern & Price	Phase ²
Gel. Güv. katsayısı	1,715	1,833	1,679	1,808	1,831	1,831	1,800
Başarı Oranı	1,143	1,222	1,119	1,205	1,221	1,221	1,200
DA1C1	1,449	1,560	1,427	1,536	1,559	1,559	1,650
DA1C2	1,373	1,466	1,343	1,446	1,465	1,464	1,450
DA2	1,318	1,404	1,324	1,426	1,404	1,404	1,620
DA3	1,373	1,466	1,343	1,446	1,465	1,464	1,450

Çizelge 7.1'deki sonuçlara göre Janbu yöntemiyle yapılan çözümler en düşük güvenlik katsayısını vermektedir. Fakat Janbu yöntemi dairesel kayma analizlerine uygun bir yöntem değildir. Fellenius yöntemi ise birimler arası kuvvetleri eşit ve zıt yönlü varsayarak hesaba katmadığı için güvenlik katsayısı için doğru sonuçlar vermemektedir. TS 8853'e göre Spencer ve Morgenstern & Price yöntemleriyle hesaplanan başarı oranları en tutucu sonuçları vermektedir. Sonlu elemanlar yöntemiyle yapılan analizler de bu sonucu desteklemektedir (Şekil 7.2). TS 8853'e göre geleneksel yöntemlerle analiz yapıldığında

hesaplanan başarı oranları Eurocode 7 göre yapılan analizlerden % 20-30 civarında daha tutucu tarafta kalmaktadır.



Şekil 7.2. Model 1'in sonlu elemanlar yöntemi Phase² v8.0 (Rocscience, 2011) yazılımıyla hesaplanan güvenlik katsayısı ve göçme anındaki kayma birim deformasyon dağılımı

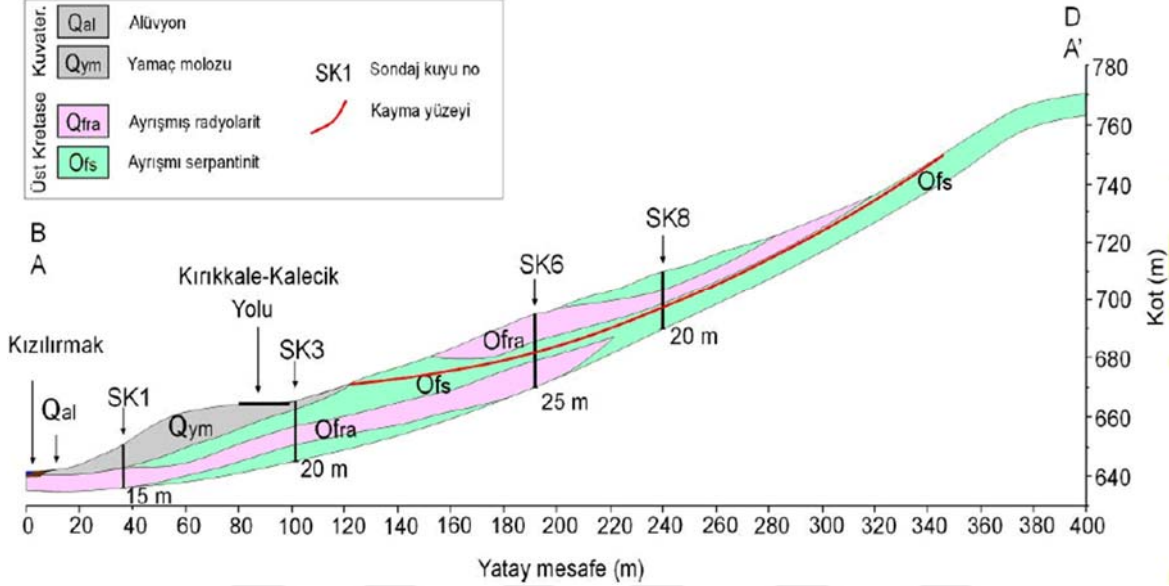
7.2. Kalecik Heyelanı

Kalecik heyelanı Nurgül PARLAK ŞEKER'in "Kırıkkale-Kalecik (Ankara) karayolundaki heyelanın jeoteknik değerlendirilmesi" adlı yüksek lisans çalışmasından alınmıştır. Kırıkkale-Kalecik karayolunun Km:17+200-17+500 kesiminin inşaatında, şev kazısı sırasında meydana gelen heyelanlar incelenmiştir. Meydana gelen heyelanlarla ilgili olarak KGM tarafından öncelikle kayan kesimler temizlenerek geçici önlemler alınmıştır. Ancak zaman içerisinde söz konusu heyelan etkisini arttırarak yol gövdesini de içine alacak şekilde kaymalar devam etmiş ve trafiğin kesilmesine neden olmuştur (Toker, 2006).

Araştırmacı bu çalışmasında (Şeker, 2010) dört adet küçük heyelandan oluşan ve "Kalecik Heyelanı" olarak adlandırılan bu duraysızlığın nedenlerini araştırmış, kayma yüzeyinin derinliğini, heyelanın boyutlarını, kayan malzemenin yenilme anındaki kohezyon ve içsel sürtünme açısını belirlemek ve heyelanı durdurmak için alınabilecek önlemler hakkında değerlendirmeler yapmıştır (Şeker, 2010).

Kalecik heyelanındaki esas heyelan H1 (Heyelan 1) simgesi ile gösterilmiş olup, kayma ayrılmış serpantinitle içerisinde meydana gelmiştir. İncelenen bölgedeki H1'in kesiti Şekil 7.3'de gösterilmiştir. Yapılan geriye dönük analizler sonucu rezidüel kohezyon 15,3 kPa, rezidüel içsel sürtünme açısı 14° olarak bulunmuştur. Tüm kesitlerde kayma ayrılmış

serpantinitler içinde gelişmiş olup, birim hacim ağırlığı $21,43 \text{ kN/m}^3$ olarak alınmıştır (Şeker, 2010). Bu çalışmada da Kalecik heyelanının analizleri farklı standartlar dikkate alınarak yapılmış ve başarı sonuçları hesaplanmıştır. Analiz sonuçları Çizelge 7.2’de özetlenmiştir.

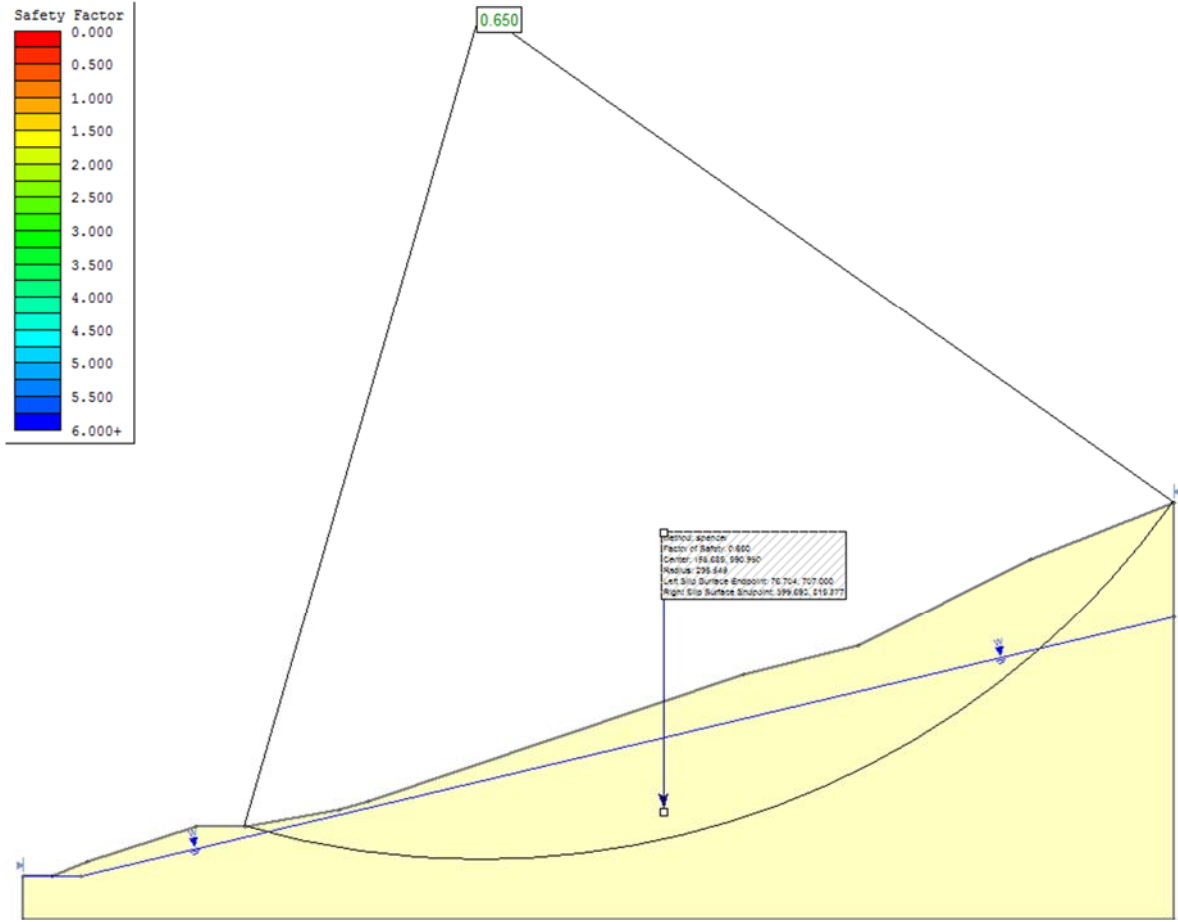


Şekil 7.3. Kalecik H1 heyelanı tip kesiti (Şeker, 2010)

Çizelge 7.2. Kalecik heyelanı için hesaplanan yöntemlerin güvenlik katsayıları

Yöntem	Fellenius	Bishop	Janbu	Geliştirilmiş Janbu	Spencer	Morgenstern & Price	Phase ²
Gel. Güv. katsayısı	0,605	0,653	0,593	0,636	0,650	0,650	0,650
Başarı Oranı	0,403	0,436	0,396	0,424	0,433	0,433	0,433
DA1C1	0,582	0,645	0,572	0,617	0,645	0,645	0,700
DA1C2	0,484	0,523	0,474	0,509	0,520	0,520	0,510
DA2	0,529	0,578	0,527	0,568	0,578	0,583	0,690
DA3	0,484	0,523	0,474	0,509	0,520	0,520	0,510

Teorik olarak sınırlamaları olduğu için Fellenius ve Janbu yöntemleri haricinde en tutucu sonucu TS 8853’e göre hesaplanan Spencer ve Morgenstern & Price yöntemleri vermiştir. Yapılan Sonlu elemanlar analiz sonuçlarıyla benzer sonuçlar elde edilmiştir. Eurocode 7 tasarım standardı içinde en tutucu sonuçları DA1C2 ve DA3 tasarım yöntemleri vermiştir. TS 8853’e göre geleneksel yöntemlerle yapılan analizlerin sonuçlarıyla Eurocode 7’ye göre yapılan analizlerin sonuçları kıyaslandığında geleneksel yöntemle yapılan analizler %20-40 civarında daha tutucu sonuçlar vermektedir.



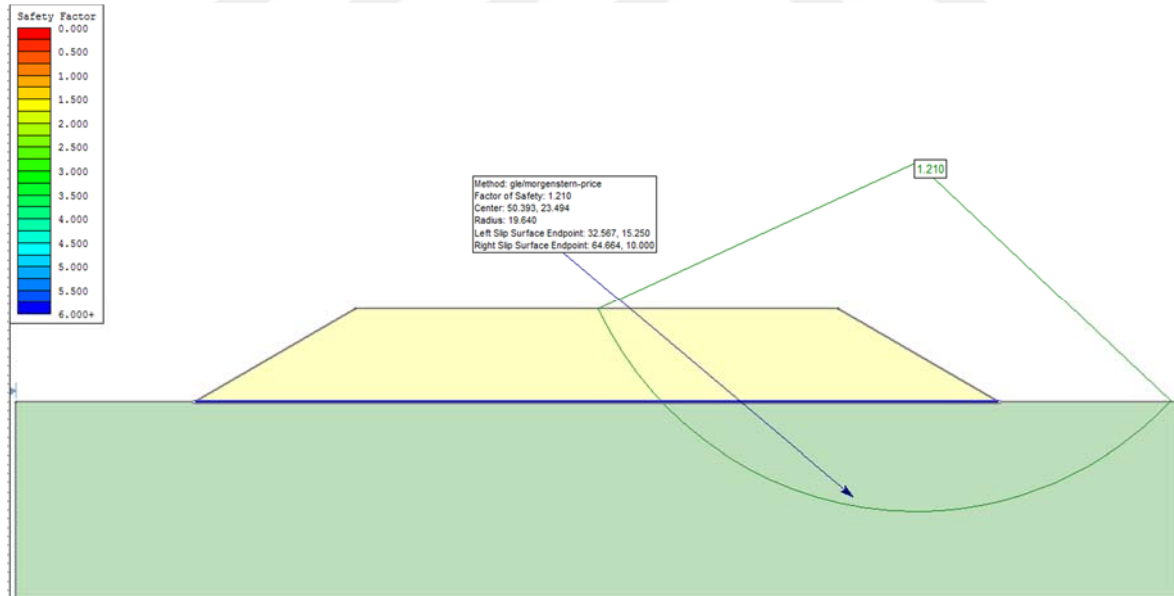
Şekil 7.4. Kalecik heyelanı (H1) geometrisi ve Slide v6.0 (Rocscience, 2010) programındaki çözümü

7.3. Muar Dolgusu

Bu vaka 1993 yılında Jinchun Chai ve Dennes T. Bergado (Chai ve Bergado, 1993) tarafından yazılan “ Muar kilinde güçlendirilmiş dolgu perfonmansı” adlı çalışmadan alınmıştır. Bu vaka daha sonraki yıllarda başka araştırmacılar, örneğin Sabhabit vd. (1994), tarafından da kullanılmıştır. Batı Malezya'nın güneydoğu kıyılarında Malacca'nın yaklaşık 50 km doğusundaki yumuşak Muar kiline dolgu inşa edilmiştir. Oturma olmaksızın dolgu yüksekliği 6 m ve 27 m genişlik olacak şekilde tasarlanmıştır. Tahmini oturmanın izin verilen 15 aylık inşaat süresi içerisinde elde edilebildiğinden emin olmak için, 20 m derinliğe kadar olan 2,0 m aralıklı bir kare desenle temelde dikey bant drenaj kurulmuştur. Oturma gerçekleşikten sonra dolgu yüksekliği 5,25 m olarak ölçülmüştür. Dikey drenaj kurulumundan sonra, inşaat sırasında bentlerin tabanına geotekstiller yerleştirilmiştir (Ting vd., 1989).

Dolgunun altında kalan zemin 20 kPa'lık bir kohezyona sahiptir ve birim ağırlığı 19,4 kN/m³'tür. Kullanılan dolgu malzemesi, 19 kPa'lık bir kohezyona, 26° içsel sürtünme açısına ve 20,5 kN/m³ birim ağırlığa sahiptir. Deneme dolgularında kullanılan geotekstilin dayanımı, $T_{ult} = 80 \text{ kN/m}$ 'dir (Chai ve Bergado, 1993). Low ve Tang (Low ve Tang, 1997) bu problemi yarı-analitik yöntem kullanarak analiz etmişlerdir. Bunun sonucunda güvenlik katsayısını 1,3 civarında bulmuşlardır (Tandjira vd., 2002).

Analizi yapılan Muar dolgusunun tasarım modeli Şekil 7.5'deki gibidir. Şekilde de görüldüğü gibi geotekstil zayıf kil zemin üzerine serilmiştir. Geotekstil üzerine dolgu malzemesi serilmiştir. Yapılan analizlerin sonuçları Çizelge 7.3'te verilmiştir. Teorik olarak sınırlamaları olduğu için Fellenius ve Janbu yöntemleri haricinde en tutucu sonucu BS 8006 standardına göre kısmi faktör uygulanmış Morgenstern & Price yöntemi en tutucu sonuçları vermiştir. BS 8006 analizlerinden elde edilen sonuçlar geleneksel yöntemlerle elde edilen sonuçlardan %20-25 oranında daha tutucudur. Aynı şekilde BS 8006 Eurocode 7'ye göre %20-30 civarında daha tutucu sonuç vermektedir.



Şekil 7.5. Muar dolgusunun Slide v6 (Rocscience, 2010) programıyla çözümü

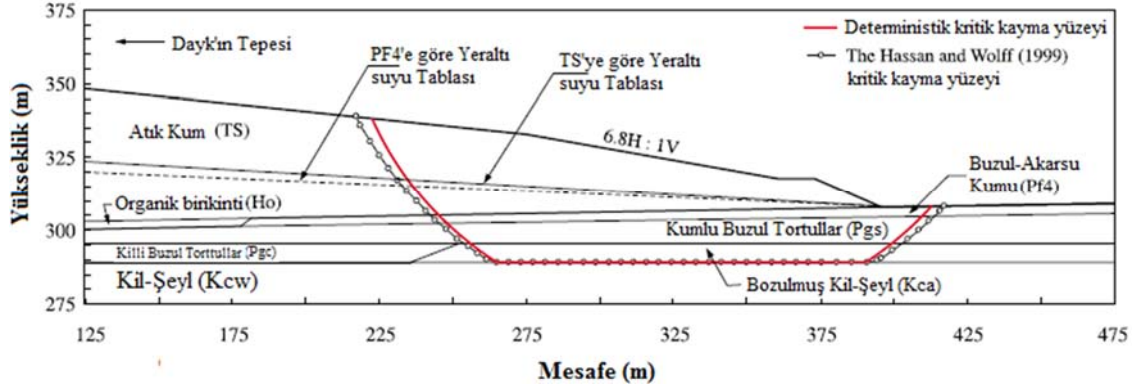
Çizelge 7.3. Muar dolgusunun stabilite analizi sonuçları

Yöntem	Fellenius	Bishop	Janbu	Geliştirilmiş Janbu	Spencer	Morgenstern & Price
Geleneksel Güvenlik katsayısı	1,228	1,211	1,181	1,279	1,211	1,210
Başarı Oranı	0,819	0,807	0,787	0,852	0,807	0,806
DA1C1	0,795	0,778	0,754	0,816	0,776	0,776
DA1C2	0,910	0,981	0,869	0,942	0,892	0,892
DA2	0,725	0,704	0,704	0,761	0,706	0,704
DA3	0,915	0,896	0,874	0,947	0,896	0,896
BS 8006	0,655	0,648	0,630	0,681	0,649	0,648

7.4. Syncrude Petrol Kumları Madeni

Bu çalışma El-Ramly, Morgenstern ve Cruden (El-Ramly vd., 2003) tarafından yazılan “Önceden kaymış olan kil-şeyl üzerinde sedimanter daykının olasılıksal stabilites analizi” adlı çalışmasından alınmıştır. Syncrude petrol kumları madeni, Alberta Fort McMurray’in 40 km kuzeyindedir (Kanada). Mildred Gölü Yerleşme Havzası, maden atıklarını depolamak için inşa edilmiştir. Havuz 350 hm³ depolama kapasitesine sahip ve 18 km çevresi, ortalama yüksekliği 40 m, maksimum yüksekliği 88 m olan kum daykından oluşmaktadır. Dayk bitüm çıkarma işleminden çıkan atık kum kullanılarak yapılmıştır. Referans kolaylığı için, dayk her biri yaklaşık 700 m uzunluğunda olan 30 hücreye bölünmüştür. Bu modelde atık havuzunun doğu tarafındaki hücre 23'teki daykın stabilitesi ele alınmıştır (El-Ramly vd., 2003).

Hücre 23, Üst Kretase deniz şeyllerinin üzerinde yer alan Pleistosen buzul çökeltileri ile örtülmüştür. Pleistosen sedimanları, konsolidasyonsuz tutunma ve erime sedimanları üzerinde yer alan ortalama 3,0 m kalınlığında glacio-fluvial kumları (Pf4) içermektedir. Buzul sedimanları malzemelerinin bileşimine bağlı olarak ikiden fazla tabaka ayırt edilebilir: kumlu buzul sedimanlar (Pgs) ve killi buzul sedimanlar (Pgc). Kumlu buzul sedimanların hemen altında bulunan nehir kumlarıdır ve kalınlığı dayk'ın merkezinden 3 m'den topuğa kadar yaklaşık 10 m'ye kadar değişmektedir (El-Ramly vd., 2003). Şekil 7.6'da Hücre 23'ün profili gösterilmiştir.



Şekil 7.6. Hüce 23'ün dayk profili ve stratigrafisi (El-Ramly vd., 2003)

Killi buzul sedimanlar (Pgc) ve tabakalı kil-şeyl (Kca) 'dan oluşan kompozit bir temel tabakası, kumlu buzul sedimanların altında kalmaktadır. Killi buzul sedimanlar, daykın tepesinde bulunur ve yukarı doğru uzanır, oysa kil-şeyl aşağı doğru şev altında rastlanır. Her iki katman da yaklaşık 6 m'lik bir ortalama kalınlığa sahiptir. Bu kompozit tabakada, yaklaşık 2 m oldukça aşırı konsolide kil-şeyl (Kcw) vardır. İki kil şeyl birimi Kca ve Kcw, Üst Kretase Clearwater Formasyonuna aittir (Fair ve Handford, 1986).

Hüce 23'teki dayk yüksekliği, başlangıçta 14° (4H: 1V) bir şev açısına göre tasarlanan mansap şevi ile 44 metredir. İnşaat sırasında şev hareketlerini izlemek için inklonometreler kurulmuştur. 1981'den beri, Kca-Kcw teması boyunca lokalize hareketler gözlenmiştir. 1984'e kadar dolgu yüksekliği 23 metredir ve 0,19 metreye kadar yer değiştirme ölçülmüştür. Bu nedenle, tam bir tasarım incelemesinin gerekli olduğuna karar verilmiştir ve detaylı bir saha inceleme programı yapılmıştır (El-Ramly vd., 2003).

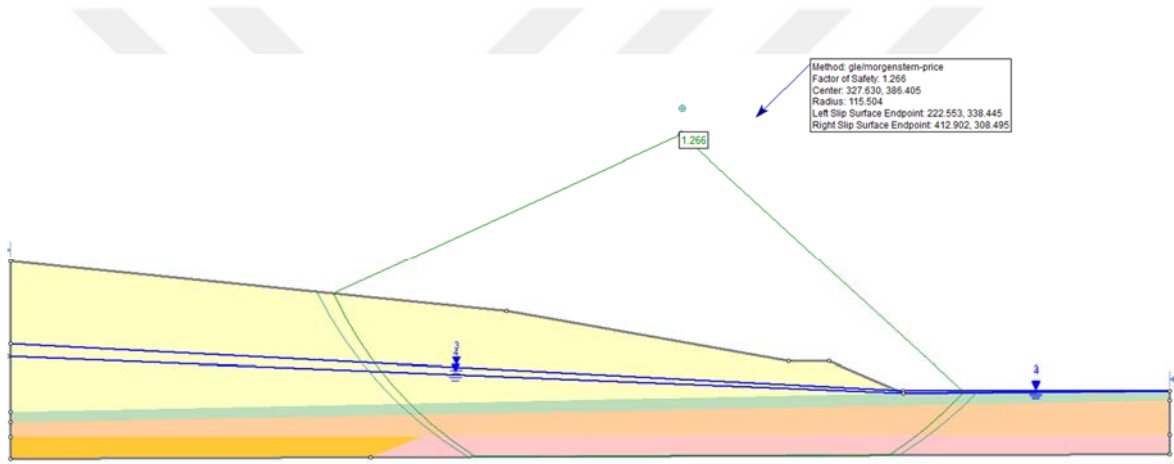
Araştırma, mansap şevi altındaki kil-şeyl yığınının Kca'nın buzullu bir şekilde bozulduğunu ve belirgin kayma düzlemleri içerdiğini göstermiştir. Hareketlerin ağırlıklı olarak Kca tabakasında, aşırı konsolide Kcw kil-şeylinin hemen yukarısında, üstündeki buzul sedimanlı kadar çok az hareket olacak şekilde, ayrı yatay düzlemler boyunca olduğu belirtilmiştir. Kca-Kcw arayüzüne yakın boşluk suyu basıncında da önemli bir artış gözlenmiştir. İncelenen birimlerin özellikleri Çizelge 7.4'te verilmiştir.

Tasarım incelemesi, orijinal geometrinin (14° eğim) nihai dayk yüksekliğinde 1,09 güvenlik katsayısına sahip olduğunu ve tasarım modifikasyonlarının gerekli olduğunu göstermiştir. 1,30 güvenlik katsayısı hedefleyen genel mansap şevi $8,4^\circ$ (6,8H: 1V) olarak

yatklaştırılmıştır. Hücre 23, 1993 yılında 352 ft'lik (44 m yüksekliğinde) nihai tasarım yüksekliğine kadar tamamlanmıştır (El-Ramly vd., 2003). Bu dayk'ın Slide programındaki çözümü Şekil 7.7'de sonuçları Çizelge 7.5'te verilmiştir

Çizelge 7.4. Syncrude Petrol kumlarının özellikleri (El-Ramly vd., 2003)

Birim/Özellikler	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ
TS	20 kN/m ³	-	34°
Pf4	17 kN/m ³	-	34°
Pgs	17 kN/m ³	-	34°
Pgc	17 kN/m ³	-	7,5°
Kca	17 kN/m ³	-	7,5°
Kcw	17 kN/m ³	10 kN/m ²	35°



Şekil 7.7. Syncrude petrol kumları madeni hücre 23'ün Slide v6 (Rocscience, 2010) programı ile çözümü

Çizelge 7.5. Syncrude petrol kum madenleri Hücre 23'ün güvenlik katsayıları ve başarı oranı

Yöntem	Fellenius	Bishop	Janbu	Geliştirilmiş Janbu	Spencer	Morgenstern & Price
Geleneksel Güvenlik katsayısı	1,019	1,305	1,205	1,268	1,325	1,266
Başarı Oranı	0,679	0,870	0,803	0,845	0,883	0,844
DA1C1	0,869	1,101	1,033	1,087	1,129	1,078
DA1C2	0,815	1,044	0,963	1,013	1,059	1,013
DA2	0,790	0,990	0,973	1,023	0,997	0,986
DA3	0,815	1,044	0,963	1,013	1,059	1,013
BS 8006	1,019	1,305	1,205	1,268	1,325	1,266

Analiz sonuçlarına göre Eurocode 7 DA1, 2 ve 3 kullanıldığında şevin stabil olduğu görülmektedir. Ancak geleneksel yöntemle göre güvenlik katsayıları 1,5'ten düşüktür yani geleneksel yöntemle göre şev duraylılığı yeterli seviyede değildir. Teorik olarak sınırlamaları

olduğu için Fellenius ve Janbu yöntemleri haricinde en tutucu sonucu TS 8853'e göre hesaplanan Morgenstern & Price yöntemi en tutucu sonucu vermektedir. TS 8853, Eurocode 7 tasarım standardına göre % 20-50 arasında daha tutucu sonuçlar vermektedir.

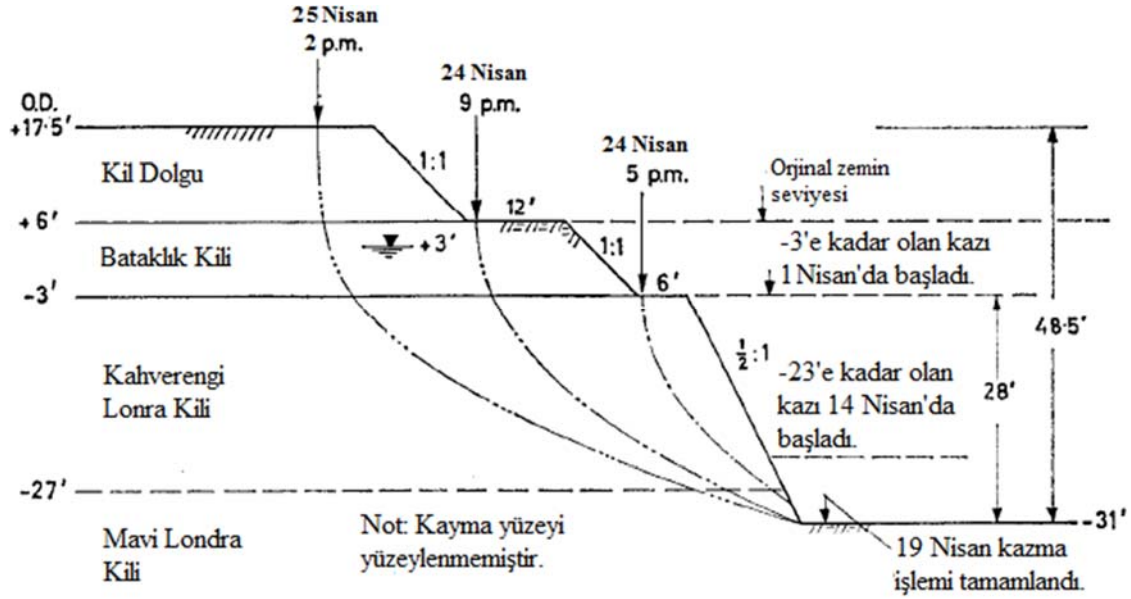
7.5. Bradwell Kayması

Bu çalışma Skempton ve Larochelle'nin 1965 yılında yayınladıkları "Bradwell kayması: Londra kilinde kısa süreli yenilme" adlı çalışmadan alınmıştır. Bu çalışmaya göre 1957 yılında, Essex (İngiltere), Bradwell yakınlarındaki bir nükleer enerji santralinin temelleri için kazılar yapılmıştır. Alan, Karasu Haliçinin güney kıyısında, nehir duvarının hemen arkasında bulunmaktadır (Skempton ve LaRochelle, 1965).

Reaktör No. I bölgesinde, bataklık kili 1 Nisan 1957'de kazılıp kaldırılmıştır. 6 ft genişliğinde bir banket (sedde) kalmış ve daha sonra 1/2: 1 eğimli olarak Londra kilinde kazı başlamıştır (Skempton ve LaRochelle, 1965). Orijinal zeminden 29 m alttaki kazıya 14 Nisan'da ulaşılmıştır. Kazılan kilin çoğu, kazı kenarından 12 ft geriye topuğa genel bir dolgu olarak yerleştirilmiştir (Şekil 7.8). Her şeridin kazılmasından sonra, açık kalan kil, güçlendirilmiş beton yapısal radye inşa edilebilinceye kadar koruma için ince bir beton levha ile kaplanmıştır. Kuzey ucundan ilk üç şerit 16 ile 23 Nisan arasında kazılmıştır (Skempton ve LaRochelle, 1965).

24 Nisan sabahı boyunca, kilin dışarı doğru şiştiği ve üç kil şeridinin çıkarıldığı doğu tarafındaki yamacın tepesinden 2 - 4 ft yükseklikte çatladığı görülmüştür. Saat 17:00'da aynı gün büyük bir kama 4 saat sonra daha büyük bir hareketle takip edilmek üzere kaymış; 25 Nisan öğleden sonra ve 25 Nisan erken öğleden sonra ana kayma onunla genel dolgu (Şekil 7.8) bir kısmını alarak meydana gelmiştir. Bu konumdaki kayma, Kayma I olarak adlandırılmıştır. Kaymaya dâhil olan toplam malzeme derinliği 48,5 ft (15 m)'dir (Skempton ve LaRochelle, 1965).

Kayma önündeki kazı hareketlerin gerçekleşmesinden yaklaşık 5 gün önce etkin bir şekilde tamamlanmıştır. Kazı sırasında bataklık kilinden az miktarda bir yeraltı suyu akmıştır, ancak tüm süre boyunca havanın kuru olduğu bildirilmiştir (Skempton ve LaRochelle, 1965).

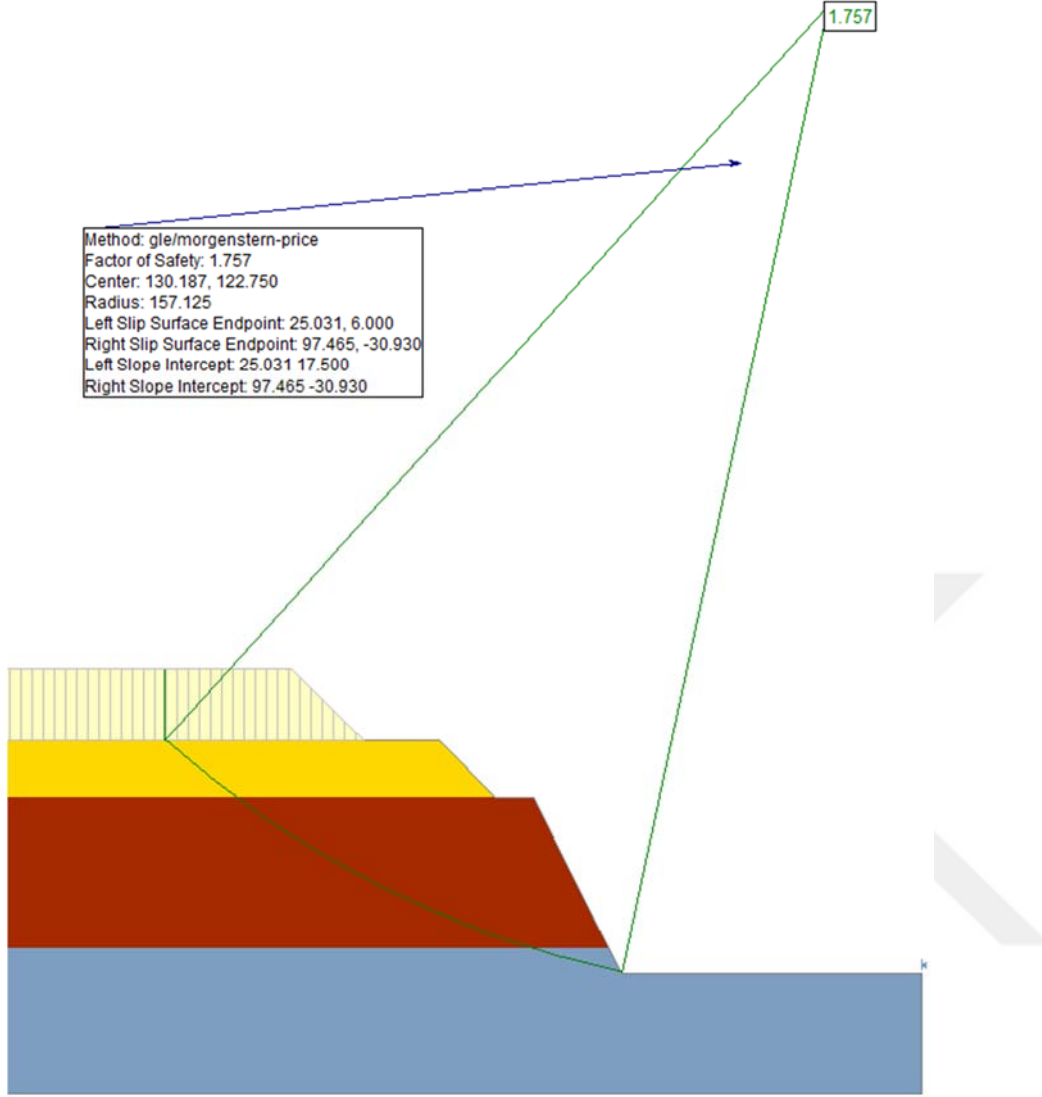


Şekil 7.8. Reaktör 1 kazısı, kayma I (doğu tarafı) 1957 (Skempton ve LaRochelle, 1965)

Kısa süreli stabilite analizleri, drenajsız kayma dayanımları kullanılarak yapılmıştır. Bataklık kilinin ortalama 300 psf drenajsız ortalama kayma dayanımına sahip olduğu ve toplam birim ağırlığının 105 pcf olduğu rapor edilmiştir. Kıl dolgusunun, dolgunun tam derinliğine (11,5 ft) çatladığı varsayılmıştır ve bu nedenle bu kısmın dayanımı ihmal edilmiştir. Dolgu için toplam birim ağırlık 110 pcf'dir. Bölgedeki Londra Kili için temsili birimin ağırlığı 120 pcf'dir (Skempton ve LaRochelle, 1965).

Bradwell Reaktör No:1'in Slide programındaki çözümü Şekil 7.9'daki gibidir. Analizler sonucu hesaplanan güvenlik katsayıları Çizelge 7.6'da verilmiştir.

Reaktör 1'deki kayma I için yapılan şev stabilitesi analizinde teorik olarak sınırlamaları olduğu için Fellenius ve Janbu yöntemleri haricinde en tutucu sonucu TS 8853'e göre analiz yapılan Spencer ve Morgenstern & Price yöntemleri vermiştir. TS 8853'e göre hesaplanan başarı oranları Eurocode 7'ye göre hesaplanan başarı oranlarından %5-10 civarında daha tutucu sonuçlar vermektedir.



Şekil 7.9. Bradwell'deki reaktör 1 kazı şevinin Slide v6 (Rocscience, 2010) programındaki çözümü

Çizelge 7.6. Bradwell'deki reaktör 1 kazı şevi için güvenlik katsayıları ve başarı oranı

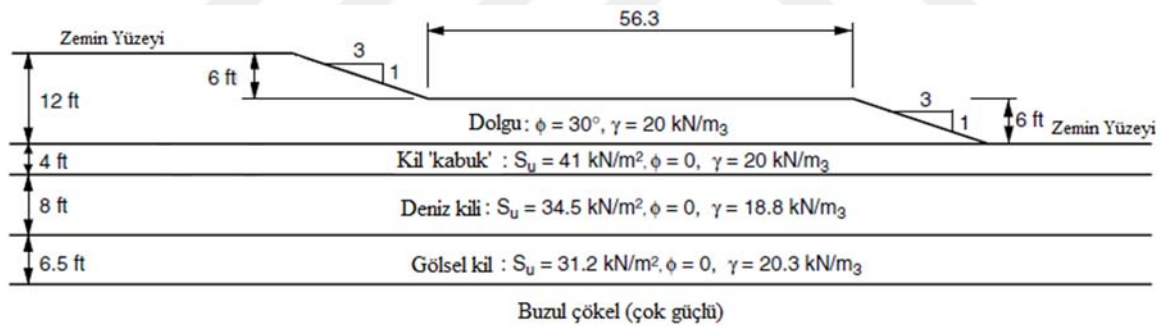
Yöntem	Fellenius	Bishop	Janbu	Geliştirilmiş Janbu	Spencer	Morgenstern & Price
Gel. Güv. katsayısı	1,761	1,761	1,628	1,736	1,757	1,757
Başarı Oranı	1,174	1,174	1,085	1,157	1,171	1,171
DA1C1	1,305	1,305	1,205	1,285	1,301	1,301
DA1C2	1,258	1,258	1,162	1,240	1,254	1,254
DA2	1,186	1,186	1,119	1,191	1,184	1,185
DA3	1,258	1,258	1,162	1,240	1,254	1,254

Bu çalışmada analiz sonuçlarına göre şevin duraylı olması gerekmektedir. Ancak şev malzemesindeki fisürlü killerin sahada, laboratuvar sonuçlarına göre % 55 dayanım sağladığı görülmüştür. Skempton ve Larochele bunun nedenini laboratuvar örnekleri ile

sahanın ölçek olarak uyuşmaması yani ölçek etkisinden dolayı olduğunu açıklamışlardır. Geoteknik mühendislerinin fisür vs. gibi süreksizliklerin zemin kaya kütesinin dayanımı üzerindeki etkilerine ve alınan örneklerin sahanın genelini yansıtmaya derecesine dikkat etmeleri gerekmektedir.

7.6. James Bay Daykısı

Bu çalışma Christian, Ladd ve Baecher (Christian vd., 1994)'in “Şev stabilite analizine uygulanan güvenilirlik” adlı çalışmalarından alınmıştır. James Bay hidroelektrik santrali projesi yumuşak ve hassas killer üzerine inşa edilecek kanalların tasarımını içermektedir. Planlanan kanalların bir tanesinin tipik bir kesiti, Şekil 7.10'da gösterilmiştir. Şekil 7.10, temelin, 18,5 ft'lik bir toplam kil kalınlığı için, sırasıyla 4 ft'lik sediman, altında 8 ft yüksek hassasiyette deniz kili altında 6,5 ft gölsel kilden oluştuğunu gösteren basitleştirilmiş bir zemin profilidir. Kanal ve temeli içindeki maddeler için zemin özellikleri bu şekilde özetlenmiştir (Christian vd., 1994).

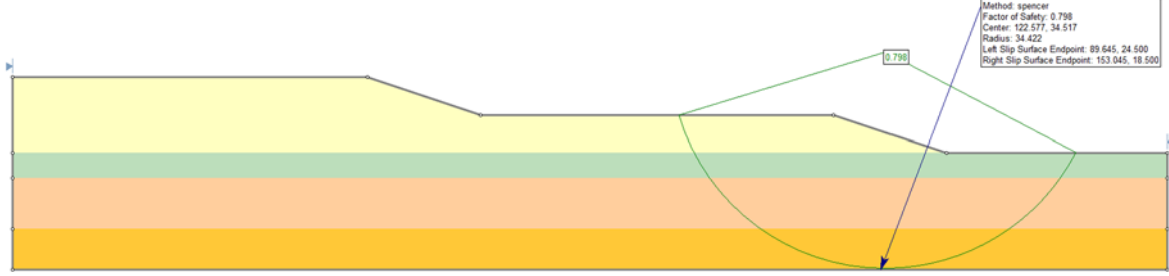


Şekil 7.10. James Bay daykısının tip kesiti (Duncan ve Wright, 2005)

James Bay hidroelektrik santrali projesi yumuşak, hassas killerde yaklaşık 50 km'lik hendek inşasını gerektirmiştir. Bu gibi durumlarda hendeklerin stabilitesi değerlendirilmelidir ve bunun için araştırmacılar analizler yapmıştır. Bu analizlerin amacı, farklı tasarımların göreceli güvenliğini geliştirmek ve anlamak, farklı parametrelerin etkisi hakkında fikir edinmek ve ön tasarımlarda kullanılabilir tutarlı tasarım kriterleri oluşturmaktır (Christian vd., 1994).

Bu modeli ilk önce Ladd (Ladd, 1991), olasılıksal yöntemin güvenilirliğini kanıtlamak için kullanmıştır. Sonradan Duncan ve Wright (Duncan ve Wright, 2005) dairesel ve dairesel

olmayan yenilme yüzeylerini kıyaslamak için kullanmışlardır. Bu modelin Slide çözümü Şekil 7.11’de verilmiştir. Analizlerin sonuçları güvenlik katsayıları ve şevin başarı oranı ise Çizelge 7.7’de verilmiştir.



Şekil 7.11. James Bay dayk şevinin Eurocode 7 DA1 C2 yöntemiyle Slide v6 (Rocscience, 2010) programındaki çözümü

Çizelge 7.7. James Bay Dayk şevi için güvenlik katsayıları ve başarı oranı

Yöntem	Fellenius	Bishop	Janbu	Geliştirilmiş Janbu	Spencer	Morgenstern & Price
Gel. Güv. katsayısı	1,386	1,468	1,400	1,496	1,464	1,466
Başarı Oranı	0,924	0,979	0,933	0,997	0,976	0,977
DA1C1	0,709	0,800	0,780	0,850	0,798	0,798
DA1C2	0,999	1,069	1,020	1,092	1,067	1,067
DA2	0,644	0,725	0,737	0,803	0,728	0,727
DA3	0,999	1,069	1,020	1,092	1,067	1,067

James Bay Dayk’ının analizlerinin sonucunda teorik olarak sınırlamaları olduğu için Fellenius ve Janbu yöntemleri haricinde en tutucu sonucu Eurocode 7 DA1 C1 tasarım standardıyla hesaplanan Spencer yöntemi en tutucu sonucu vermiştir. Bu sonuca göre başarı oranı 1’den düşük olduğu için bu şevin duraylılık seviyesi yetersizdir. Eurocode 7, TS 8853’e göre % 20 civarında daha tutucu sonuçlar vermiştir.

7.7. Lanester Dolgusu

G.Pilot, B.Trak ve P. La Rochelle (Pilot vd., 1982)’nin 1982 yılındaki çalışmasında incelenen 4 vaka vardır. Bunlar; Kanada, Que’bec City yakınlarındaki Saint-Alban bölgesi; Fransa, Akdeniz kıyısında, Narbonne dolgusu; Fransa’da Brittany’de bulunan Lanester dolgusu ve Bordeaux, Fransa yakınlarındaki Cubzac-les-Ponts dolgusudur. Araştırmacılar bu vakalarda efektif gerilme ile normal gerilme kullanılarak yapılan analizler sonucu ortaya

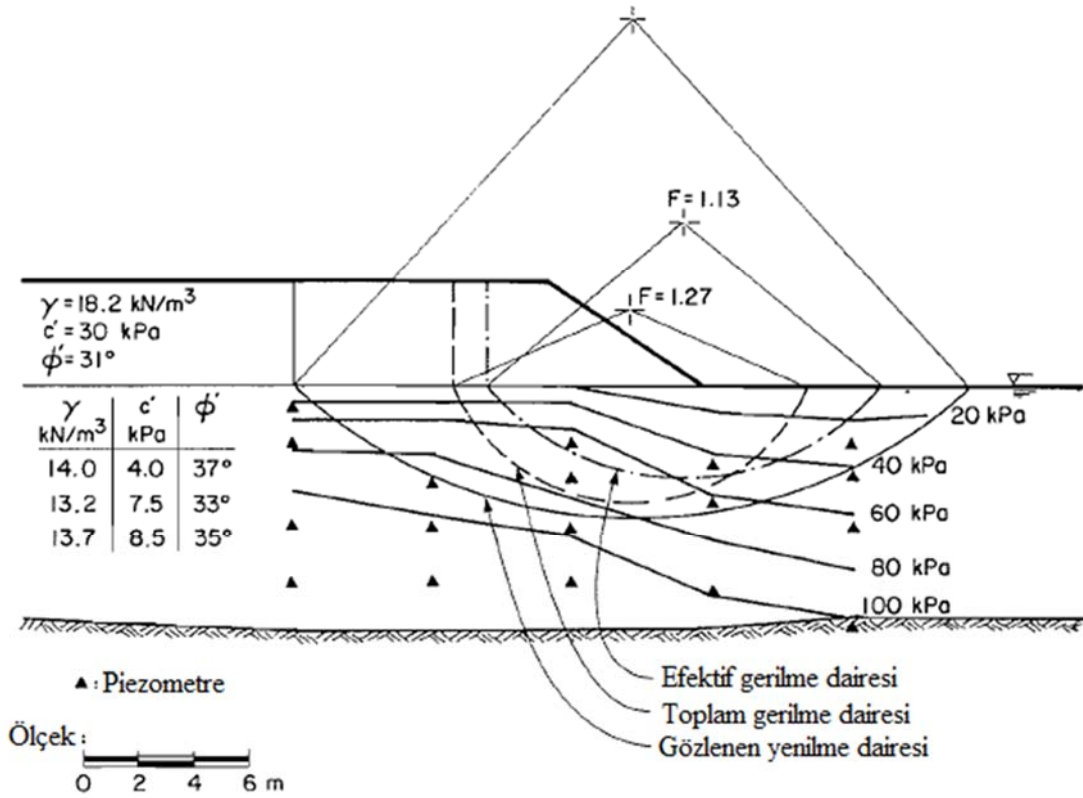
çıkan güvenlik katsayılarını kıyaslamışlardır (Pilot vd., 1982). Bu çalışmada Lanester dolgusu incelenmiştir.

Temel zemini, 8-10 m kalınlığındaki yumuşak, organik kumlu kil ve silt katmanlarından, ana kaya üzerine bir çakıl tabakasının üzerlemesinden oluşur. Kilin organik içeriği göreceli olarak yüksektir (% 11'e kadar), bu ince, konsolide kil kabuğunun altında yüksek bir su içeriğine sahip (% 130'a kadar) birim bulunmaktadır. Kil ayrıca çok plastiktir, plastiklik endeksi bölgesel olarak % 80'e ulaşmaktadır. Vane deneyleri ile yerinde ölçülen drenajsız kayma dayanımı 12 ila 20 kPa arasında değişen değerlerle oldukça düşüktür (Pilot vd., 1982).

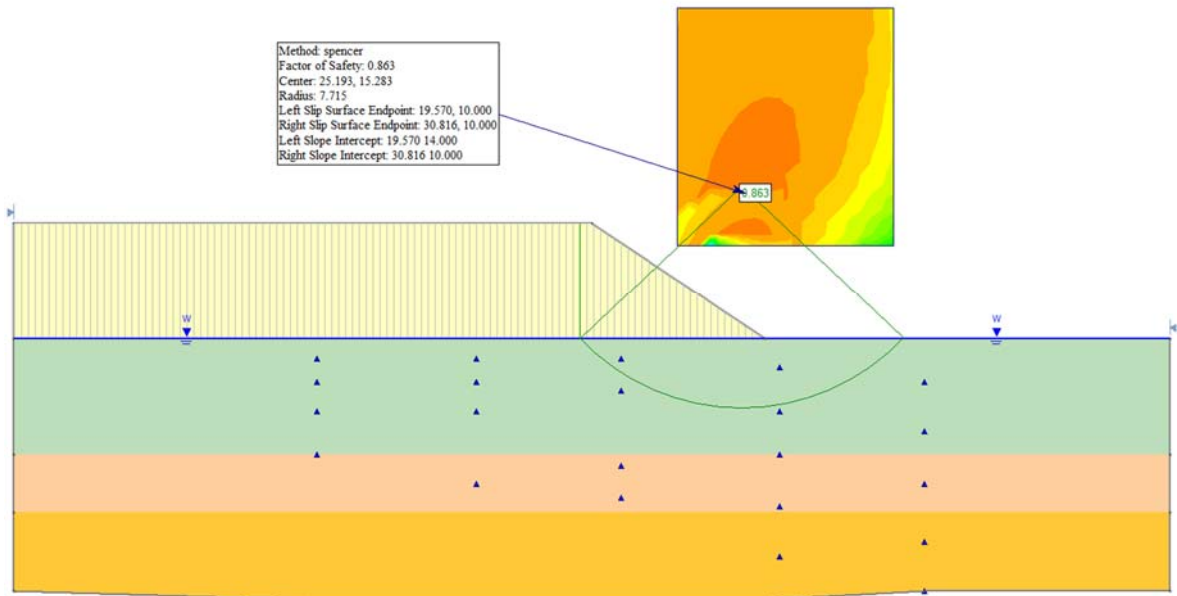
Boşluk suyu basıncı ölçümleriyle yapılan CIU üç eksenli deneyler, c' 'nin 4 ila 8 kPa ve ϕ' 33° ila 37° arasında değişen efektif gerilme parametrelerinin değerlerini vermiştir. Dolgu malzemesi birim hacim ağırlığı 18,2 kN/m³ olan sıkıştırılmış kumlu killi çakıldır; büyük bir kesme kutusu kullanılarak bu yoğunlukta ölçülen efektif kayma dayanımı parametreleri, $c'=30$ kPa, $\phi'=31^\circ$ 'dir (Pilot vd., 1982).

Dolgu, özellikle yaklaşık 4 m yükseklikte meydana gelen yenilme anında, yer değiştirmelerin ve boşluk suyu basınçlarının sürekli olarak ölçüldüğü dört günde inşa edilmiştir. Kayma, dolguda dikey çatlakların oluşumuna neden olan yanal yer değiştirmelerden sonra olmuştur. Dolgunun sevi ve tepenin çok az bozulma ile döndüğü ve bunların arkasında daha örselenmiş bir zonun ana eğimli yüzeye uzandığı görülmüştür (Pilot vd., 1982).

Lanester dolgusunun yenildiği 4 m dolgu yüksekliğini baz alarak model oluşturulmuştur, boşluk suyu basıncı parametreleri sık sık aralıklarla konulan piezometrelerden alınan değerlerle birlikte modele işlenmiştir (Pilot vd., 1982). Oluşturulan modelin tip kesiti Şekil 7.12'de verilmiştir. Modelin Eurocode 7 tasarım yöntemi 3'e göre Slide v6.0 (Rocscience, 2010) ile çözümü Şekil 7.13'te gösterilmiştir. Bu modele göre yapılan analizlerin sonuçları Çizelge 7.9'de verilmiştir.



Şekil 7.12. Lanester dolgusunun tip kesiti ve eş boşluk suyu basıncı hatları (Pilot vd., 1982)



Şekil 7.13. Lanester dolgusunun Eurocode 7 DA3 yöntemiyle Slide v6 (Rocscience, 2010) ile çözümü

Teorik olarak sınırlamaları olduğu için Fellenius ve Janbu yöntemleri haricinde en tutucu sonucu TS 8853'e göre analiz yapılan Morgenstern & Price yöntemi vermiştir (Çizelge 7.8).

Sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizde limit denge yöntemlerine yakın bir değer hesaplamıştır. TS 8853'e göre hesaplanan geleneksel yöntem Eurocode 7'e göre % 20 – 50 civarında daha tutucu sonuç vermiştir.

Çizelge 7.8. Lanester (Fransa) dolgusu için güvenlik katsayıları ve başarı oranı

Yöntem	Fellenius	Bishop	Janbu	Geliştirilmiş Janbu	Spencer	Morgenstern & Price	Phase ²
Gel. Güv. katsayısı	0,824	1,069	1,059	1,138	1,079	1,077	0,950
Başarı Oranı	0,549	0,713	0,706	0,759	0,719	0,718	0,633
DA1C1	1,018	1,233	1,189	1,281	1,263	1,268	0,920
DA1C2	0,659	0,855	0,847	0,911	0,863	0,861	0,820
DA2	0,925	1,137	1,132	1,217	1,141	1,140	0,890
DA3	0,659	0,855	0,847	0,911	0,863	0,861	0,820

7.8. Cubzac-les-Ponts (Fransa) Dolgusu

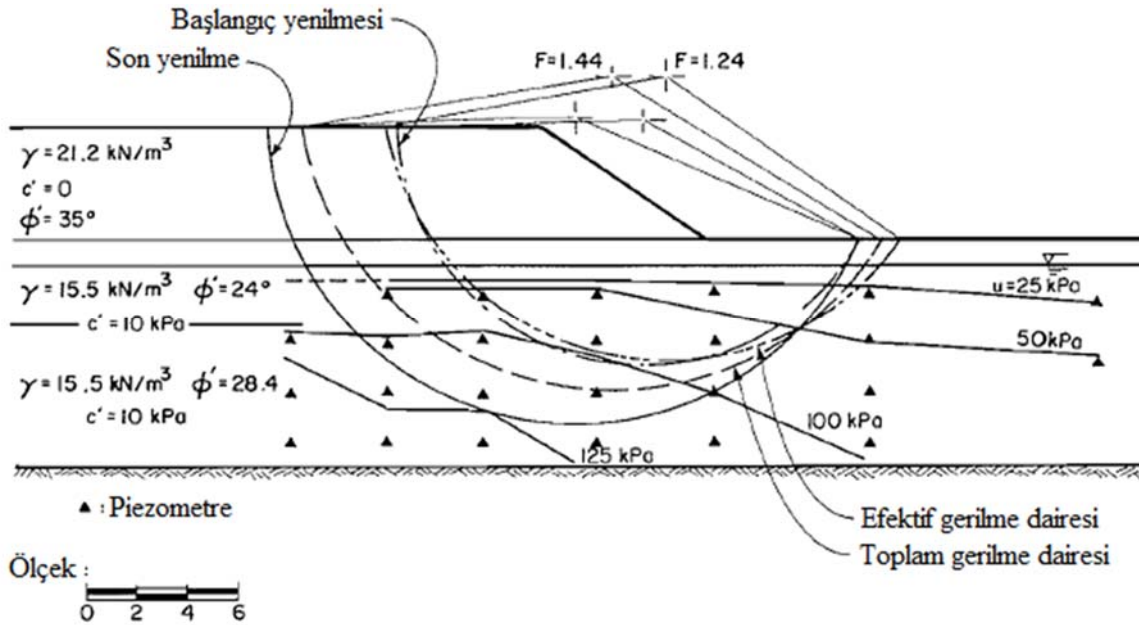
1971'de LCPC, Bordeaux yakınlarındaki Cubzac-les-Ponts'da bulunan deneysel bir alanda bir araştırma programı hazırlanmıştır (Pilot vd., 1982). Temel, yaklaşık 9 m kalınlığa sahip yeni, yumuşak alüvyon çökeltilerden oluşur. 1 m kalınlığındaki aşırı konsolide kil ve siltli bir kabuk, yaklaşık 1 m kalınlığındaki ince bir katı organik siltli kil tabakasının üzerine gelmektedir; bu da, sırasıyla 6 m kalınlığındaki hafif organik, yumuşak, killi kilin üzerine gelmektedir. Drenajsız kayma dayanımı düşüktür, drenajsız kohezyon değeri 3 ila 7 m derinlik arasında yaklaşık 20 kPa'dır. Su tablası neredeyse zemin seviyesindedir (Pilot vd., 1982).

Üç eksenli deneylerde ölçülen efektif kayma dayanımı parametreleri, $c' = 10$ kPa ve ϕ' 'de katmanlara bağlı olarak 24° ila 28° arasında değişir. Dolgu malzemesi, 21 kN/m^3 'lük yerinde birim hacim ağırlığa sahip temiz bir çakıldır; kayma dayanımı parametrelerinin $c' = 0$, $\phi' = 35^\circ$ olduğu tahmin edilmiştir (Pilot vd., 1982).

Dolgu, yaklaşık 10 gün içinde, çok sayıda deformasyon okumalarının yapıldığı bir zamanda inşa edilmiştir. Yenilme, dolgu 4,50 m yüksekliğe ulaştığında meydana gelmiştir. Gözlenen ilk kayma, dolgunun tepesine yakın, şev ve zeminin bir kısmının bozulmadan kaldığı dairesel bir yenilmedir (Şekil 7.14). İkinci bir hareket daha sonra gerçekleşmiş ve eğimli bir

yüzey oluşturmuştur; üçüncü hareket, büyük ölçüde, eski kaymaları içeren daha büyük bir kayma olarak ortaya çıkmıştır (Pilot vd., 1982).

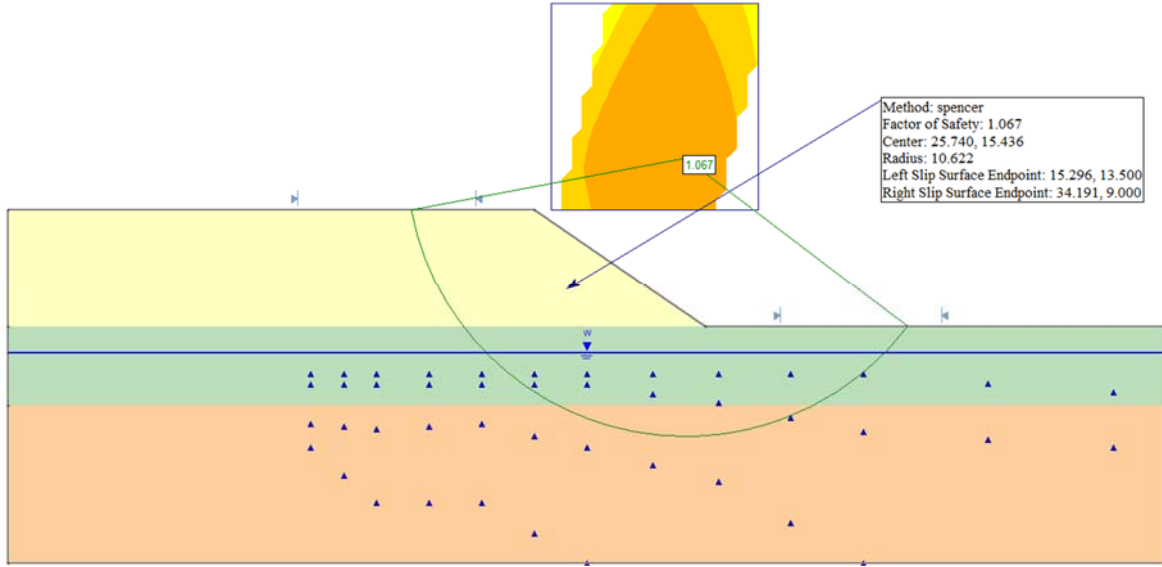
Cubzac dolgusunun yenildiği 4,5 m dolgu yüksekliği baz alınarak model oluşturulmuştur (Şekil 7.15). Bu modele göre yapılan analizlerin sonuçları Çizelge 7.9’da verilmiştir. Teorik olarak sınırlamaları olduğu için Fellenius ve Janbu yöntemleri haricinde en tutucu sonucu TS 8853’e göre hesaplanan basitleştirilmiş Bishop yöntemi vermiştir. TS 8853 tasarım standardı Eurocode 7 tasarım standardına göre %20-40 civarında daha tutucu sonuçlar vermiştir.



Şekil 7.14. Cubzac dolgusunun eş boşluk suyu basınç hat profili (Pilot vd., 1982)

Çizelge 7.9. Cubzac (Fransa) dolgusu için güvenlik katsayıları ve başarı oranı

Yöntem	Fellenius	Bishop	Janbu	Geliştirilmiş Janbu	Spencer	Morgenstern & Price
Gel. Güv. katsayısı	0,974	1,314	1,199	1,306	1,334	1,336
Başarı Oranı	0,649	0,876	0,799	0,871	0,889	0,891
DA1C1	0,924	1,233	1,110	1,209	1,250	1,250
DA1C2	0,780	1,052	0,960	1,045	1,067	1,069
DA2	0,840	1,101	1,050	1,143	1,116	1,116
DA3	0,780	1,052	0,960	1,045	1,067	1,069



Şekil 7.15. Cubzac dolgusunun Eurocode7 DA3'e göre Slide v6 (Rocscience, 2010) çözümü

7.9. Amherst Test Duvarı

Amherst, National Geoteknik Experimentation Sites (NGES) tarafından Massachusetts Üniversitesi'nde, tasarlanan ve inşa edilen donatılı, zemin çivili test duvarıdır (Sheahan ve Ho, 2003). Amherst NGES test alanında, doğal sedimanter zemin üzerinde yaklaşık 1 ila 1,5 m arasında bir kalınlığa sahip bir sıkıştırılmış dolgu yüzey tabakasına sahiptir. Duvar, yerel olarak Connecticut Vadisi'nin laminalı kil (CVVC)'si olarak adlandırılan üst doğal çökeller içinde inşa edilmiştir ve bozunmuş ince tabakalar olan silt ve kilden oluşur (Benoit ve Alba, 1993). Aşırı konsolide bir kabuk, 4 ila 6 m değişken derinliğe kadar gelişmiştir ve bu tabaka aşağıda, yumuşak, neredeyse normalde konsolide bir birime dönüşmektedir. Plastisite indeksi % 17 ila % 22 arasında ve drenajsız dayanım ortalamaları 34 ila 38 kPa arasında değişmektedir (Benoit ve Alba, 1993). Zemin yüzeyinin 6,1 m altındaki azami kazı derinliğine yakın olana kadar önemli bir yeraltı suyu gözlemlenmemiştir. Daha önce belirtildiği gibi ve Şekil 7.16'da gösterildiği gibi, duvar, üstte yatan topuk-püskürtme beton yüksekliğinin yaklaşık 2,4 m aşağısında aşırı kazılarak kasıtlı olarak yenilmiştir (Sheahan ve Ho, 2003). Geriye dönük analizle kil için, yenilmenin drenajsız varsayıldığından, $\phi=0$ değeri ve 25 kPa'lık bir drenajsız kohezyon (c_u) varsayılmıştır; bu c_u zeminin tahmini rezidüel kayma dayanımını temsil eder. Rezidüel dayanımın kullanımı muhafazakar olsa da, çivi gerginliğinin harekete geçmesi için bazı zemin kütlelerinde deformasyonun gerçekleşmesi gerektiğinden de gerçekçidir (Sheahan ve Ho, 2003).

Çizelge 7.10. Amherst test duvarı için kullanılan malzemeler ve özellikleri (Sheahan ve Ho, 2003)

Zemin	Özellikler	Amhers Test Duvarı
		Duvar yüksekliği m (ft)
	Zemin birim hacim ağırlık kN/m ³ (pcf)	18,9 (120)
	İçsel sürtünme açısı, ϕ , derece	0 ^a
	Örselenmiş kohezyon, c_u , kPa (psf)	25 (22)
Zemin Çivisi	Yatay boşluk m (ft)	1,5 (5,0)
	Dikey boşluk m (ft)	1,5 (5,0)
	Sıra sayısı	2 ^b
	Sapma açısı, α , derece	20
	Uzunluk, L, m (ft)	4,9 (16,0)
	Malzeme	ASTM A615, 60 ksi çelik
	Çivi çapı, D, cm (in.)	1,9 (0,75)
	Enjeksiyon çapı cm (in.)	10,2 (4,0)
	Başlık direni, kN (kip)	86 (19,3)
	Kopma direnci, kN (kip)	118 (26,5)
	Sıyırılma direnci kN/m (Ib/ft)	15 (1028)
Püskürtme Beton	Kalınlık, cm (in.)	10,2 (4,0) ^c
	Tahmini ağırlık kN/m (Ib/ft)	14,6 (1,000) ^d

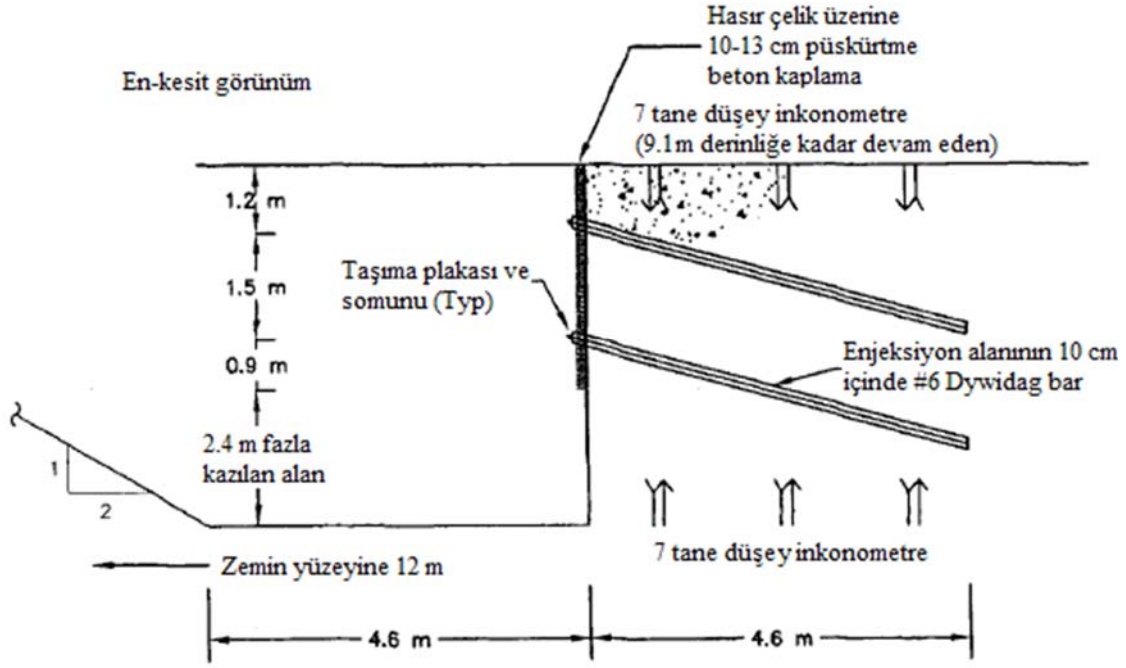
^a= Analiz edilmemiş koşulların olduğu varsayılmıştır.

^b= İki çivi sırası artı iki "sıra" püskürtme betonunun altındaki aşırı kazmaya.

^c= Püskürtme beton, hasır çelik üzerine yerleştirilmiştir (10,2 cm x 10,2 cm).

^d= Stabilite analizinde zemin ağırlığına eklenen püskürtme betonun tahmini ağırlığı.

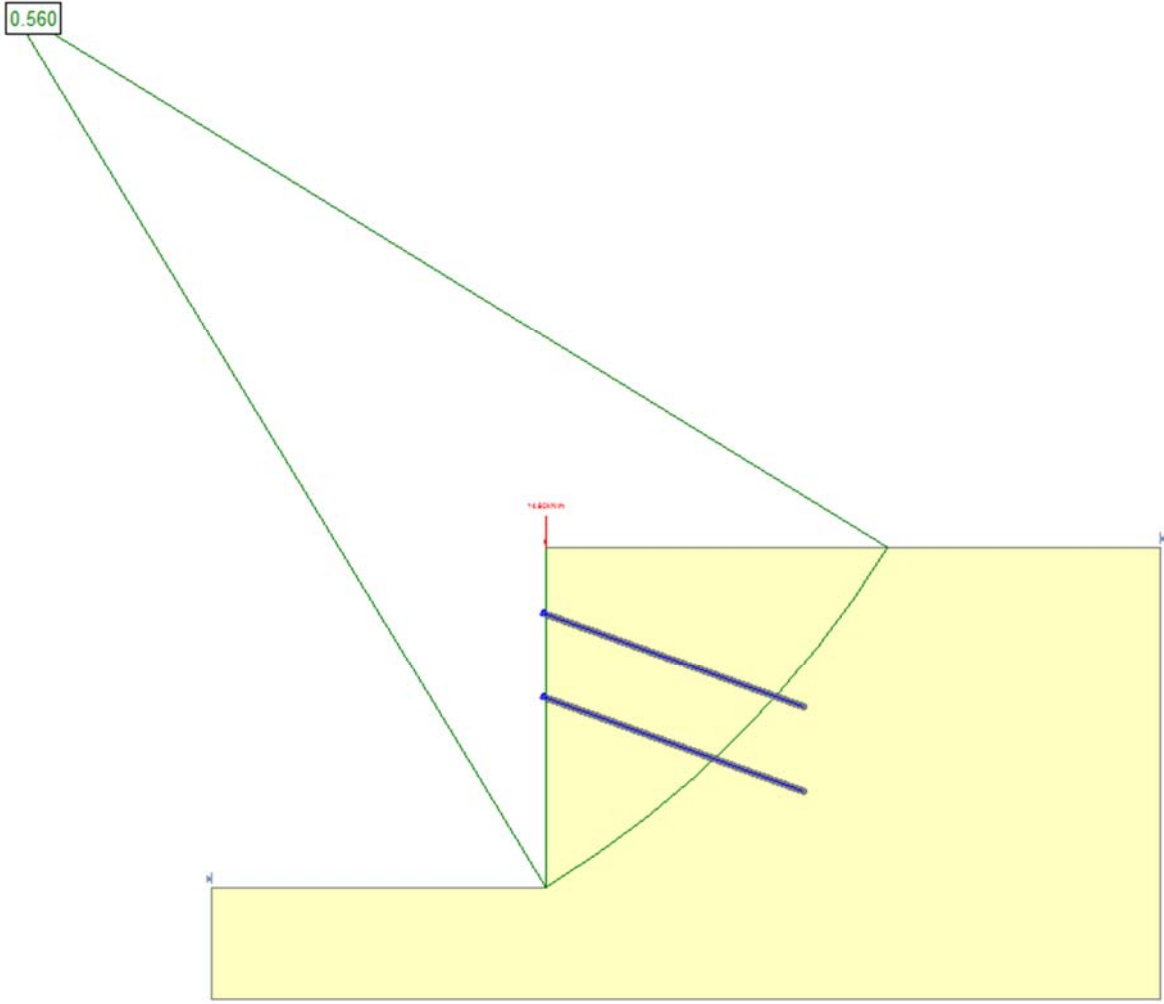
Çizelge 7.11'de Amherst test duvarının dairesel yenilme yüzeyiyle yenildiği varsayılarak yapılan analizlerin sonuçları yer almaktadır. Teorik olarak sınırlamaları olduğu için Fellenius ve Janbu yöntemleri haricinde en tutucu sonucu BS 8006 standardına göre kısmi faktör uygulanarak elde edilen Morgenstern & Price yöntemi vermiştir. Sonlu elemanlar yöntemiyle yapılan analiz sonucu da bu yöntemi doğrulamaktadır. Analizlerin sonuçları birbirlerine oldukça yakın olsa da BS 8006 yöntemi hem Eurocode 7 hem de TS 8853'e göre % 10 mertebesinde daha tutucu sonuçlar vermiştir.



Şekil 7.16. Amherst test duvarının profili (Sheahan ve Ho, 2003)

Çizelge 7.11. Amherst test duvarı için hesaplanan güvenlik katsayıları ve başarı oranları

Yöntem	Fellenius	Bishop	Janbu	Geliştirilmiş Janbu	Spencer	Morgenstern & Price	Phase ²
Gel. Güv. katsayısı	0,528	0,844	0,892	0,904	0,857	0,842	0,860
Başarı Oranı	0,352	0,563	0,595	0,603	0,571	0,561	0,570
DA1C1	0,505	0,622	0,657	0,666	0,632	0,625	0,620
DA1C2	0,500	0,607	0,644	0,654	0,614	0,607	0,600
DA2	0,505	0,569	0,627	0,636	0,907	0,570	0,740
DA3	0,500	0,610	0,649	0,658	0,617	0,608	0,600
BS 8006	0,505	0,561	0,593	0,602	0,569	0,560	0,560



Şekil 7.17. Amherst test duvarı Slide v6 (Rocscience, 2010) programıyla çözümü

7.10. Clouture Test Duvarı

Fransa’da Clouterre olarak bilinen zemin çivileme projesinin bir parçası olarak, Clouterre test duvarı, sıkıştırılmış Fontainebleau kum dolgusu kullanılarak yapılmıştır (FHWA, 1993; Plumelle vd., 1990). Kumun laboratuvarında ölçülmüş sürtünme açısı, $\phi = 38^\circ$ ve kohezyon, $c = 3$ kPa olarak belirlenmiştir (Sheahan ve Ho, 2003). 8 cm kalınlığında püskürtme beton kaplamaya sahip 7 m yüksekliğindeki duvar, harç içinde alüminyum borular olan zemin “çivileri” ile güçlendirilmiştir (Sheahan ve Ho, 2003). Çizelge 7.12, test duvarını analiz etmek için kullanılan girdi parametrelerini göstermektedir ve Çizelge 7.13, duvarda çivi olarak kullanılan farklı alüminyum tüplerin detaylarını göstermektedir.

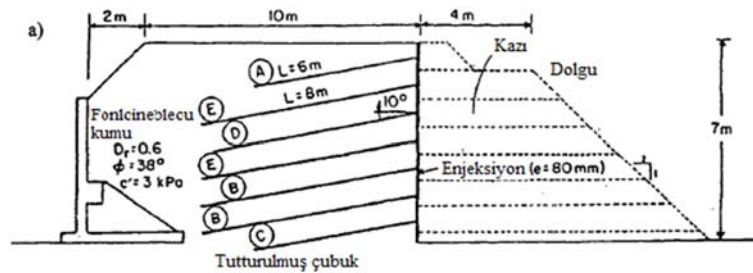
Çizelge 7.12. Clouterre test duvarı için kullanılan malzemeler ve özellikleri (Sheahan ve Ho, 2003)

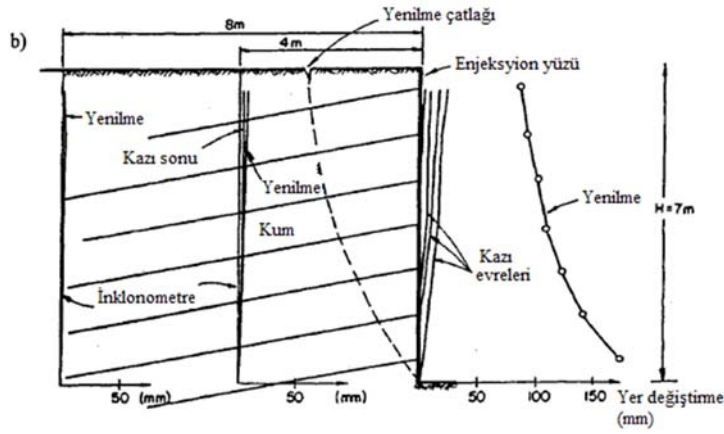
Zemin	Özellik	Clouterre Test Duvarı
		Duvar yüksekliği m (ft)
	Zemin birim hacim ağırlık kN/m ³ (pcf)	20 (127)
	İçsel sürtünme açısı, ϕ , derece	38
	Örselenmiş kohezyon, c_u , kPa (psf)	3 (63)
Zemin Çivisi	Yatay boşluk m (ft)	1,15 (3,77)
	Dikey boşluk m (ft)	1 (3,28)
	Sıra sayısı	7
	Sapma açısı, α , derece	10
	Uzunluk, L, m (ft)	6 - 8 (19,7 - 26,2) ^a
	Malzeme	Alüminyum Tüp
	Çivi çapı, D, cm (in.)	1,6 - 4 (0,63 - 26,2)
	Enjeksiyon çapı cm (in.)	6,3 (2,48)
	Başlık direni, kN (kip)	59 (13,3)
	Kopma direnci, kN (kip)	15 (3,37) ^b
	Sıyırılma direnci kN/m (Ib/ft)	7,5 (514) ^b
Shotcrete	Kalınlık, cm (in.)	8 (3,15)
	Tahmini ağırlık kN/m (Ib/ft)	13,2 (900) ^c

^a = Çizelge 7.13 ve Şekil 7.18 (a) Her çivi seviyesindeki özel boyutlar için.
^b = Çekme deneylerine dayanarak.
^c = Stabilitate analizinde Zemin ağırlığına eklenen püskürtme betonun tahmini ağırlığı.

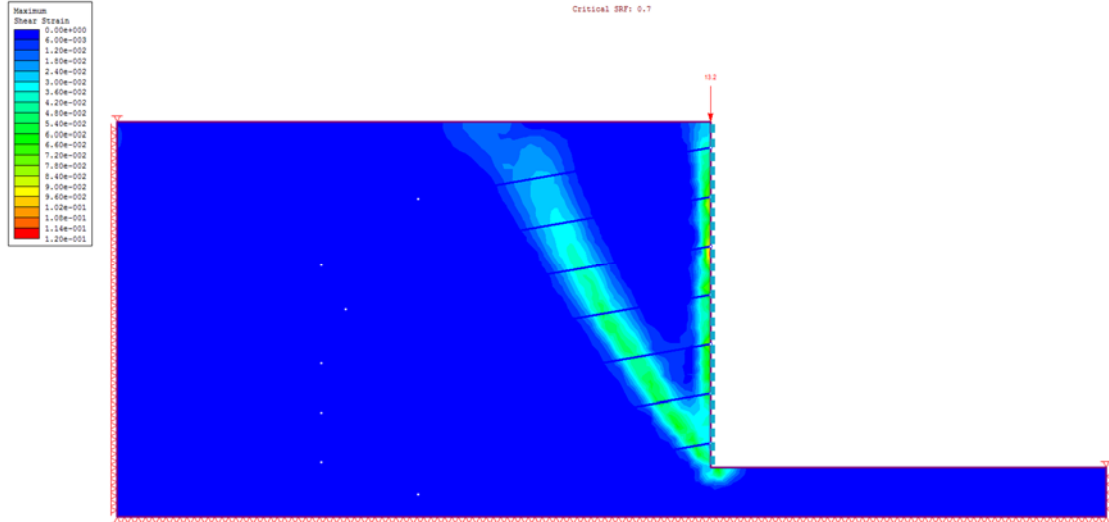
Çizelge 7.13. Clouterre test duvarında zemin çivisi olarak kullanılan alüminyum boruların detayları (Sheahan ve Ho, 2003)

Çivi etiketleri	Uzunluk (m)	Dış boru çapı (cm)	Tüp duvar kalınlığı (cm)
A	6	1,6	0,1
B	8	3,0	0,2
C	6	-	-
D	7,5	4,0	0,1
E	8	-	-





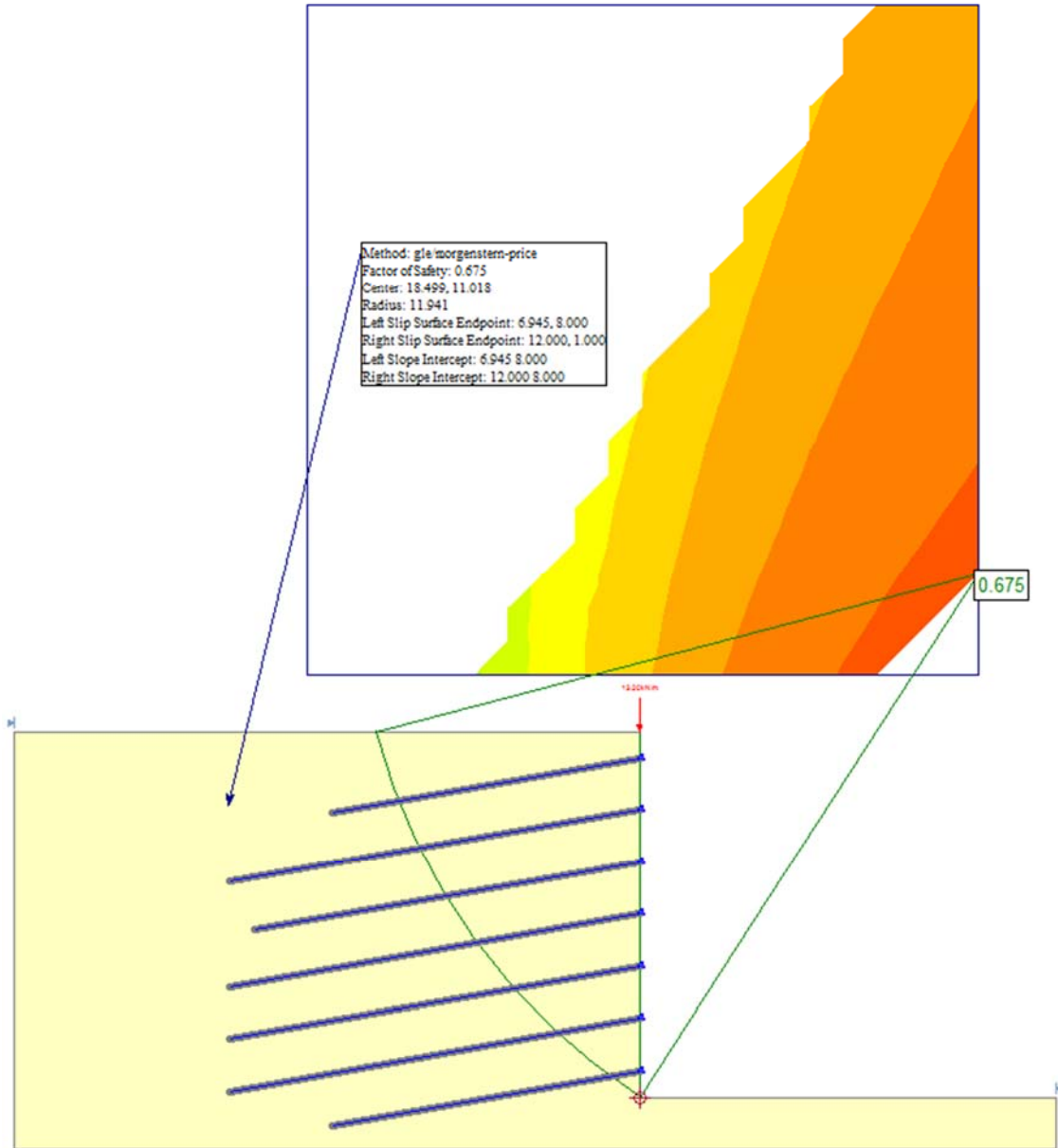
Şekil 7.18. Fransız zemin çivileme araştırma programının şemaları Clouterre Test Duvarı (a) inşaattan sonra ve duvar kazılarında önce ve (b) yüzey doygunluğu nedeniyle yenilmeden sonra (Plumelle vd., 1990)



Şekil 7.19. Clouterre test duvarı Sonlu elemanlar yöntemi güvenlik katsayısı ve göçme anındaki kesme birim deformasyon dağılımı

Çizelge 7.14. Clouterre Test duvarı için hesaplanan güvenlik katsayıları ve başarı oranları

Yöntem	Fellenius	Bishop	Janbu	Geliştirilmiş Janbu	Spencer	Morgenstern & Price	Phase 2
Gel. Güv. katsayısı	1,065	1,036	1,061	1,106	1,046	1,047	0,950
Başarı Oranı	0,710	0,691	0,707	0,737	0,697	0,698	0,633
DA1C1	0,930	0,932	0,945	0,986	0,975	0,976	0,820
DA1C2	0,846	0,845	0,882	0,920	0,943	0,943	0,760
DA2	0,852	0,788	0,896	0,934	1,105	1,105	0,810
DA3	0,872	0,867	0,907	0,946	0,964	0,964	0,760
BS 8006	0,568	0,590	0,618	0,645	0,676	0,675	0,700



Şekil 7.20. Clutter test duvarı Slide v6 (Rocscience, 2010) programı çözümü

Teorik olarak sınırlamaları olduğu için Fellenius ve Janbu yöntemleri haricinde en tutucu sonucu BS 8006 standardına göre basitleştirilmiş Bishop yöntemi vermiştir. Bununla birlikte teorik olarak daha gelişmiş olduğu için Spencer ve Morgenstern & Price yöntemleri dikkate alınmıştır. Bu durumda en tutucu sonucu BS 8006 tasarım standardına göre analiz edilen Morgenstern & Price yöntemi vermektedir. BS 8006 ile geleneksel yöntemin başarı oranları birbirlerine çok yakın sonuçlar vermiştir. BS 8006, TS 8853 standardına göre % 5 civarında daha tutucu sonuç vermiştir. BS 8006, Eurocode 7'ye göre % 40 civarında daha tutucu sonuç vermiştir.



8. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

Bu çalışmada, şev stabilitesi analizlerinde kullanılan limit denge analizleri; TS 8853, Eurocode 7 ve BS 8006 tasarım standartları birbirleriyle farklı on vaka üzerinde kıyaslanmıştır. Bu kıyaslamalar için literatürde daha önce kullanılmış olan vakalar seçilmiştir. Limit denge yöntemlerinde istenilen güvenlik katsayısı ülkemizdeki TS 8853'e 1,5 olarak belirtilmiştir. Kısmi güvenlik katsayısı yöntemini kullanan Eurocode 7 ve BS 8006'da bu değer 1 olarak kabul edilmiştir. Çalışma kapsamında sağlıklı bir kıyaslama yapılabilmesi için hesaplanan güvenlik katsayıları bu limit değerlere bölünerek başarı oranları hesaplanmıştır.

Çalışmanın 4.8 bölümünde limit denge yöntemleri kendi aralarında kıyaslanmış ve her yöntemin varsayımları kullanım alanlarından bahsedilmiş olup, moment ve kuvvet eşitliği sağlayan (Morgenstern & Price ve Spencer) yöntemlerinin matematiksel olarak daha doğru sonuçlar verdikleri görülmüştür.

Eurocode 7 ve BS 8006, genel stabilitenin belirlenmesi için belirli bir yöntem veya eşitlik vermez, ya da verilen herhangi bir hesaplama modeli değildir. Eurocode 7 ve BS 8006'da zeminin malzeme özelliklerine, yüklere ve dirençlere kısmi faktörler uygulanarak limit denge analizleri ve/veya sayısal analiz teknikleri kullanılarak analizler yapılır. Eurocode 7'de üç tasarım yöntemi vardır. Yapılan analizler sonucunda tasarım yöntemi 1 kombinasyon 2 (DA1C2) ve tasarım yöntemi 3 (DA3)'ün daha tutucu sonuçlar verdiği gözükmektedir. Zaten bu iki yöntem şev stabilitesi problemleri için aynı veya çok benzer sonuçlar vermiştir. Tasarım yöntemi 2'de olumlu ve olumsuz yüklere farklı kısmi faktörler uygulanır. Bu sebepten ötürü, zemin ağırlığının şev stabilize analizlerinde stabilize edici ve dengesizleştirici parçalara ayrılması normal bir uygulama olmadığı için ve bu nedenle dilimleme yöntemi kullanılarak yapılması zor olduğundan fassarım yöntemi 2 (DA2) şev stabilize analizleri için uygun değildir (Chan vd., 2017).

Eurocode 7'nin İngilterede uygulanan halinde, güçlendirilmiş şevler ve toprakarme duvarların tasarımında BS 8006 standardı kullanılması gerektiğini belirtmektedir. Çünkü bu yapılarda kullanılan güçlendirme elemanlarına Eurocode 7 bir kısmi faktör uygulamaz

(Chan vd., 2017). Yapılan çalışmalarda görüldüğü gibi güçlendirilmiş şev ve toprakarme duvar tasarımlarında BS 8006 standardı daha tutucu sonuçlar vermektedir.

Şev stabilitesi analizlerinde, bu bilgilerin ışığında ve yapılan analizlerin sonuçlarına bakarak ülkemizde kullanılan TS 8853 standardında belirtilen güvenlik katsayısı kullanılarak yapılan limit denge analiz yöntemleri Eurocode 7'ye göre daha tutucu sonuçlar vermektedir. Yapılan sonlu elemanlar analizi sonuçları da bu sonucu destekler niteliktedir. Fakat güçlendirilmiş şevler ve toprakarme duvarların tasarımlarında BS 8006 standardı TS 8853 ve Eurocode 7'ye göre daha tutucu sonuçlar vermektedir.

Bu çalışma kapsamında limit denge analiz yöntemleri ve tasarım standartları güvenlik katsayısı değeri açısından kıyaslanmıştır. Bununla birlikte şev ve yapılarının deformasyon seviyeleri de performans açısından oldukça önemlidir. İleride yapılacak çalışmalarda tasarım standartlarının deformasyon seviyesi açısından kıyaslanması faydalı olacaktır.

KAYNAKLAR

- Abrahamson, L. W., Lee, T.S., Sharma, S., and Boyce, G.M. (1996). *Slope Stability and Stabilization Methods*. John Wiley&Sons, Inc., New York, 329-377.
- Anderson, M.G. and Richards, K.S. (1987). *Slope Stability Geotechnical Engineering and Geomorphology*. John Wiley&Sons Ltd, England 11-73.
- Azizi, F. (2000). *Applied Analysis in Geotechnics*, E&F SPON.
- Baker, R. (1980). Determination of the critical slip surface in slope stability computations. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 4, 333-359.
- Benoit, J. and Alba, P. (1993). Catalog of national geotechnical experimentation sites. *Report to National Science Foundation (NSF) and Federal Highway Administration (FHWA)*, Washington, D.C., 247.
- Berilgen, M. (2016). *Şevlerin duraylılığı (Ders notu)*, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- Bishop, A.W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes, *Geotechnique*, 5(1), 7-17.
- Bond, A.J., Schuppener, B., Scarpelli, G. and Orr, T.L.L (2013). *Eurocode 7: Geotechnical Design Worked Examples*, Worked examples presented at the Workshop, Dublin (Ireland), 59-63.
- Bond, A. and Harris, A. (2008). *Decoding Eurocode 7*. Taylor & Francis, New York.
- British Standard, BS 8006 (1995). *Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills*, BSI, UK, 100-104.
- Bromhead, E.N. (1986). *The Stability of Slopes*. Surrey University Press, A.B.D, 102-123.
- CANMET (1981). Pit slope manual: supplement 5-2, *Rotational Shear Sliding*. 77 (17), 92.
- Chai, J. and Bergado, D.T. (1993). Performance of reinforced embankment on Muar clay deposit. *Soils and Foundations* 33 (4),1-17.
- Chan, S.H., Yoo, Y.H., Lim, C.S., Yap, K.C. and Hiew, L.C. (2017). Assessment of external stability of reinforced soil wall using British Standard BS 8006 and Eurocode 7. *HKIE-IEM-CIE TRIPARTITE SEMINAR 1-7*.
- Chen, W.F. and Mizuno, E. (1990). *Nonlinear Analysis in Soil Mechanics: Theory and Implementation*, Elsevier, Amsterdam, 1-10.
- Cheng, Y.M. and Lau, C.K. (2014). *Slope Stability Analysis and Stabilization* (2nd Edition). CRC Press, New York. 1-3.

- Chowdury, R.N. (1975). *Comparison of simplified and rigorous analyses for natural slopes*, Proceeding Baltic Conferences. Soil Mechanics Engineering. Poland, 3(4);347-357.
- Chowdury, R.N., Flenje, P. and Bhattacharya, G. (2010). *Geotechnical Slope Analysis*, CRC Press, Leiden, Netherlands 221-271.
- Christian, J. T., Ladd, C. C. and Baecher, G. B. (1994). Reliability applied to slope stability analysis, *Journal of Geotechnical Engineering*, 120 (12), 2180–2207.
- Chugh, A.K. (1986). Variable interslice force inclination in slope stability analysis. *Soil and Foundations, Japanese Society of SMFE*, 26 (1), 115-121.
- Collin, A. (1846). *Glissements spontanés des terrains argileux*. Paris, Carilian-Goeury et Dulmont. (English translation by Schriever, published 1956 by University of Toronto Press).
- Çatlıoğlu, B. (2015). *Heyelan geometrisinin jeofizik yöntemlerle belirlenmesi*, Yüksek Lisans Tezi, Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Isparta, 12-14.
- De Mello, V.F.B. (1977). Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams. *Geotechnique*, 27 279-355.
- Duncan, J.M. and Wright, S.G. (1980). The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis. *Engineering Geology* (also, Proceedings of the International Symposium on Landslides, New Delhi, India, June, 1980), 16 (1), 5–17.
- Duncan, J.M. and Wright, S.G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley & Sons, ISBN-13: 978-0471691631, Hoboken, N.J., USA, 81-112.
- EBGEO. (2011). Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetics reinforcement – EBGEO. *The German Geotechnical Society*.
- El-Ramly, H., Morgenstern, N.R. and Cruden, D.M. (2003), Probabilistic stability analysis of a tailings dyke on presheared clay-shale. *Canadian Geotechnical Journal*, 40, 192-208.
- Erol, O. (2009). *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği*. Ankara: İller Bankası Genel Müdürlüğü Kanalizasyon Dairesi Başkanlığı, 7/1-7/20.
- European Committee for Standardization, EN 1991-1, (2002). *Eurocode 1: Actions on Structures*. Brussels.
- European Committee for Standardization, EN 1997-1, (2004). *Eurocode 7: Geotechnical design - part 1: General rules*, Brussels, 1-37, 117-122.
- Evans, S.G., Bishop, N.F., Fidel Smoll, L., Valderrama Murillo, P., Delaney, K.B. and Oliver-Smith, A. (2009). A re-examination of the mechanism and human impact of catastrophic mass flows originating on Nevado Huascarán, Cordillera Blanca, Peru in 1962 and 1970. *Engineering Geology* 108, 96–118.

- Fair, A.E. and Handford, G.T. (1986). *Overview of tailings dyke instrumentation program at Syncrude Canada Ltd.* In Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Stability in Surface Mining, 245–253.
- Federal Highway Administration, (FHWA) (1993). *Recommendations Clouterre 1991* (english translation). Report on the French National Project Clouterre, Rep. No. FHWA-SA-93-026, Washington, D.C., 321.
- Fellenius, W. (1927). *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohasion* (in German), Berlin, Germany: Ernst.
- Fellenius, W. (1936). *Calculation of the stability of earth dams, in: Transactions of the Second Congress on Large Dams.* International Commission on Large Dams of the World Power Conference, Washington, DC, 4, 445–462.
- Frank, R., Baudin, C., Driscoll, R., Kavvadas, M., Krebs, N. O., Orr, T., Schuppener, and Gulvanessian, H. (2005). *Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design – General Rules*, Thomas Telford.
- Fredlund, D.G., Krahn, J. and Pufahl, D.E. (1981). *The Relationship Between Limit Equilibrium Slope Stability Methods.* Proceedings of the 10th ICSFME, 3, Stockholm, Sweden, 409-416.
- Fredlund, D.G. and Krahn, J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal* 14 (3), 429-439.
- Goodman, R. (1989). *Introduction to rock mechanics*, 2nd edition, New York: Wiley.
- Gören, H., Tekin, E. ve Akbaş, S.O. (2013). *Olasılıksal şev stabilitesi analizlerinde yerel değişkenliğin etkisi.* Taşkın ve Heyelan Sempozyumu, Trabzon.
- Greco, V.R. (1996). Efficient Monte Carlo technique for locating critical slip surface. *Journal of Geotechnical Engineering.* 122 (7), July, 517-525.
- Hansen, J.B. (1966). Comparison of methods for stability analysis. *Danish Geotechnical Institute*, 21.
- Hoek, E. and Bray, J. (1981). *Rock slope engineering*, Third Edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Huvaj, N. (2017). *Şev stabilitesi, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Geoteknik Eğitim Kursu, İstanbul.*
- International Association of Engineering Geology (IAEG), Commission on Landslides, (1990). Suggested nomenclature for landslides. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 41, 13-16.
- Janbu, N. (1954a). *Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters.* Thesis for the Doctor of Science in the Field of Civil Engineering, Harvard University Soil Mechanics Series, (46).

- Janbu, N. (1954b). *Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis*. European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm, Sweden.
- Janbu, N. (1973). Slope stability computations. *In: Embankment Dam Engineering*, Cassagrande Volume, R. C. Hirshfeld and S. J. Poulos (eds.), Wiley, 47-86.
- Karagüzel, R. *Kütle hareketleri* (Ders Notu). İTÜ Jeoloji Mühendisliği Bölümü.
- Keleşoğlu, M. K. (2016). Şevlerin stabilitesi. *TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, İstanbul, Geoteknik Eğitim Kursu*.
- Kumbasar, V. ve Kip, F. (1984). *İnşaat Mühendisliğinde Zemin Mekaniği*. Çağlayan Kitapevi, İstanbul, 165-178.
- Ladd, C. C. (1991). Stability evaluation during staged construction, ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering*, 117, 540–615.
- Low, B. K., Tang, W. H. (1997). Reliability analysis of reinforced embankments of soft ground. *Canadian Geotechnical Journal* 34, 672–685.
- Lowe, J. III, Karafiath, H.A. (1960). *Stability of earth dams on drawdown*. 1st Pan-American Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 2, 537–560.
- Malkawi, A.I.H., Hassan, W.F. and Sarma, S.K. (2001). Global search method for locating general slip surfaces using monte carlo techniques. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 127 (8), 688-698.
- Morgenstern, N.R. and Price, V.E. (1965). The analysis of stability of general slip surface, *Geotechnique*, 15 (1), 79–93.
- Naughton, P., Scutto, M., Rimoldi, P. and Vicari, M. (2013). *External stability of reinforced soil walls*. Conference: International Symposium on Design and Practice of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures- Honouring Research Achievement of Professor Dov Leshchinsky, At Bologna, Italy, 1-11.
- NF P94-270. (2009). *Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sols cloués*. Association Française de Normalisation (AFNOR), Paris, France.
- Orr, T.L.L. and Farrell, E.R. (1998). *Geotechnical design to Eurocode 7*, Springer-Verlag, London.
- Petterson, K.E. (1955). The early history of circular sliding surfaces, *Geotechnique*, 5, 275–296.
- Pilot, G., Trak, B. and La Rochelle, P. (1982). Effective stress analysis of the stability of embankments on soft soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 19, 433-450.
- PLAXIS, (2002). *User Manual. 2D version8*, (Edited by Brinkgrève, R.J.B.), Delft University of Technology & PLAXIS bv. The Netherlands.

- Plumelle, C., Schlosser, F., Delage, P. and Knochenmus, G. (1990). French national research project on soil nailing: Clouterre. Design and performance of earth retaining structures. *Geotechnical Special Publication* (25), ASCE, Reston, Va., 660–675.
- Prandtl, L. (1921), Uber die Eindringungsfestigkeit (Harte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiben (On the penetrating strength (hardness) of plastic construction materials and the strength of curring edges). *Zeitschrift fur Agnewandte Mathematik und Mechanik*, 1, 15-20.
- Rendulic, L. (1935). Ein Beitrag zur Bestimmung der Gleiticherheit. *Der Bauingenieur*, (19/20).
- Rocscience Inc. (2011). *Phase2 v8.0 - Finite element analysis for excavations and slopes*, Toronto.
- Rocscience Inc. (2010). *Slide v6.0 - 2D Limit equilibrium analysis*. Toronto, Canada.
- Sabhahit, N., Basudhar, P.K., Madhav, M.R. and Miura, N. (1994). Generalized stability analysis of reinforced embankments on soft clay. *Geotextiles and Geomembranes* 13,765–780.
- Sarma, S.K. (1973). Stability analysis of embankments and slopes, *Geotechnique* 23(3), 423–433.
- Schuster, R.L. and Highland, L. (2003). Impact of landslides and innovative landslide mitigation measures on the natural environment. *Geologic Hazards Team*, U.S Geological Survey, Denver, U.S.A.
- Sharma, S. and Lovell, C.W. (1983). *Strenghts and weaknesses of slope stability analyses*, Proceedings of the 34th Annual Highway Geology Sympossum, Atlanta.
- Sheahan, T. and Ho, L. (2003), Simplified trial wedge method for soil nailed wall analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 117-124.
- Shukla, S.K. (2002). *Geosynthetics and Their Applications*. Published by Thomas Telford, ISBN: 978-0727731173, London.
- Simpson, B. (2011). *Concise Eurocodes: Geotechnical design BS EN 1997-1: Eurocode 7*, Part 1. BSI, London, UK, 1-31, 88-92.
- Skempton, A.W. and LaRochelle, P. (1965). The Bradwell Slip: A short-term failure in London clay, *Geotechnique*, 15(3), September, 221–242.
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. *Geotechnique*, 17, 11-26.
- Şeker, P. N. (2010). *Kırıkkale - Kalecik (Ankara) karayolundaki heyelanın jeoteknik değerlendirmesi*. Ankara Üniversitesi Fen Fakültesi Yüksek Lisans Tezi, Ankara.

- Tandjira, V., Low, B.K. and Teh, C.I. (2002). Effect of reinforcement force distribution on stability of embankment, *Geotextiles and geomembranes* 20, 423-443.
- Taylor, D.W. (1937) Stability of earth slopes, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 24, 197–246.
- Ting, W. H., Chan, S.F. and Kassim, K. (1989). *Embankments with geogrids and vertical drains*. Proceedings of the International Symposium on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur, 2, 21/1-21/13.
- Toker, M., Kasım, E. ve Ünlü, G. (2006). *(Elmadag-Kırıkkale) Ayrımı.- Kalecik Yolu Km:17+200 Heyelanı İyileştirme Projesi Hazırlanması İşi*, 107.
- TS 8853, (1991). *Yamaç ve Şevlerin Dengesi ve Hesap Metotları-Zeminde*, TSE Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Turnbull, W. J. and Hvorslev, M. L. (1967). Special problems in slope stability. ASCE, *Journal of Soil Mechanics Foundation. Division*, 93 (SM4), 499-528.
- Ulusay, R. ve Sönmez, H. (2002) *Kaya Kütlelerinin Mühendislik Özellikleri*. TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları: 60 Ankara.
- Ulusay R. (2008). *Kaya ve Zeminlerde Şev Duraylılığı ve Tasarımı* (Kurs notu). Ankara, Hacettepe Üniversitesi, 1-116.
- Whitman, R.V. and Bailey, W.A. (1967). Use of computers for slope stability analyses, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 93(4), 475–498.
- Whittow, J (1979): *Disaster the Anatomy of Environmental Hazards*, The University of Georgia Press, 1st edition: 411.
- Wu, T. H. and Kraft, L. M. (1970). Safety analysis of slopes. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*, 96 (SM2), 609-630.
- Wyllie, D. and Mah, C. (2004). *Rock slope engineering civil and mining*, Spon Press, Taylor and Francis.
- Yıldırım, S. (2009). *Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı* (Üçüncü Baskı). Türkiye: Birsen Yayınevi, 353-363.
- Zakaria, Z. (2013). *Comparison of Eurocode 7 with Current Practice for Slope Design in Malaysia Soil*. Universiti Teknologi Malaysia.
- Zienkiewicz, O.C. and Taylor, R.L. (1989). *The Finite Element Method*, 1, 4th Edition, McGraw- Hill, New York.

ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler

Soyadı, adı : BÜYÜKKAĞNICI, Can Ziver
 Uyuşu : T.C.
 Doğum tarihi ve yeri : 20.12.1989, Ankara
 Medeni hali : Bekar
 Telefon : 0 505 941 39 31
 e-mail : cziverbuyukkagnici@gmail.com



Eğitim

Derece	Eğitim Birimi	Mezuniyet Tarihi
Yüksek Lisans	Gazi Üniversitesi / İnşaat Mühendisliği	Devam ediyor
Lisans	Hacettepe Üniversitesi / Jeoloji Mühendisliği	2011
Lise	Ankara Anadolu Lisesi (Alm)	2007

İş Deneyimi

Yıl	Yer	Görev
2016 - 2018	TANAP (Divrik İnşaat)	Kalite Kontrol Şefi
2015 - 2016	Geodestek Zemar	Jeoloji Mühendisi

Yabancı Dil

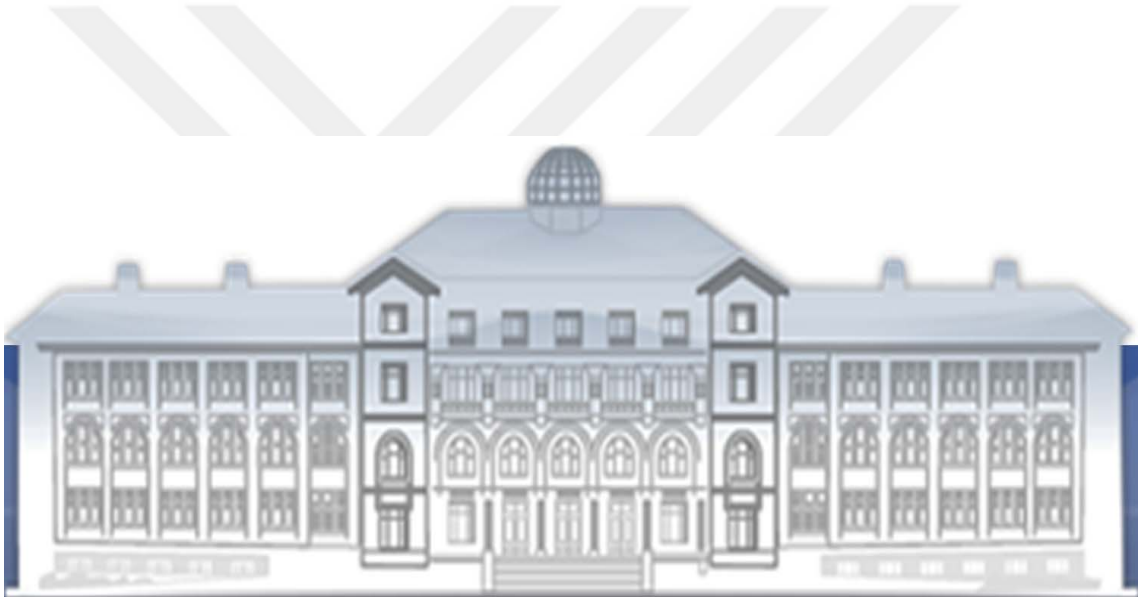
İngilizce
 Almanca
 Azerice

Yayınlar

BÜYÜKKAĞNICI, C.Z. (2019). Şev duyarlılığı analizlerinde limit denge yöntemleri, Eurocode 7 ve BS 8006 standartlarıyla hesaplanan başarı oranlarının karşılaştırılması. *TÜBAV*, (12, 2).

Hobiler

Basketbol, Teknoloji, Motosiklet, Doğa, Gezi



GAZİ GELECEKTİR...