

39293

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DEPREM ETKİSİNDEKİ
ŞEVLERDE STABİLİTENİN İNCELENMESİ**

39293

DOKTORA TEZİ

Y. Müh. Bilge Gökmirza SİYAHİ

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 22 Nisan 1994

Tezin Savunulduğu Tarih : 18 Temmuz 1994

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Atilla M. ANSAL

Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Ergün TOĞROL

Prof.Dr. Turan DURGUNOĞLU

TEMMUZ 1994

T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ

ÖNSÖZ

Yaşamım boyunca karşılaşılabileceğim en zor deneyimim, doktora sürecimde, bana kendisi ile çalışma olanağı tanıyan, çözüm bulana kadar vazgeçmeden problemlerin üzerine gitmeyi ve bilimselliğe yaklaşımı öğreten, büyük sabır ve titizlikle yol gösteren ve inceleyen değerli hocam Sayın Prof. Dr. Atilla M. ANSAL'a, doktora çalışmalarım sırasında İ.T.Ü.'ye gidebilmem için gerekli izini veren ve destekleyen Osmangazi Üniversitesi, Müh.-Mim. Fakültesi yöneticilerine ve İnşaat Mühendisliği Bölüm Başkanı Sayın Prof. Ruhi AYDIN'a, Sayın Sabiha SEREZ, Gökçen ÇOLPAN ve Münevver ASLI'ya, yolculuklarım ve çalışmalarım sırasında bana hep güç veren, bugünlerimi hazırlayan babam Sami GÖKMİRZA ve annem Nil GÖKMİRZA'ya, beni doktoramla paylaşmaya razı olan ve çalışmam için ortam hazırlayan kızım Cemre SİYAHİ ve eşim Murat SİYAHİ'ye verdikleri destek için teşekkür ediyorum.

İÇİNDEKİLER

ŞEKİLLER LİSTESİ	v
TABLolar LİSTESİ	viii
ÖZET	ix
ABSTRACT	x
BÖLÜM1. GİRİŞ	1
BÖLÜM 2. ŞEVLER VE STABİLİTELERİNİN İNCELENMESİ	4
2.1. Şev analizinin amaçları	4
2.2. Şev hareketi tipleri ve heyelanlar	5
2.3. Şev kaymasının nedenleri	10
2.4. Şev stabilite analizi	13
2.5. Toplam ve Efektif gerilme yaklaşımı	21
2.6. Şev stabilite analiz yöntemleri	22
2.7. Şevlerde deprem etkisi	35
BÖLÜM 3. ŞEVLERDE DEPREM ETKİSİ VE MİKROBÖLGELEME	41
3.1. Şev Stabilesine Göre Mikrobölgeleme Yöntemleri	44
3.1.1. Birinci kademe yöntemler	45
3.1.2. ikinci kademe yöntemler	53
3.1.3. Üçüncü kademe yöntemler	60
3.2. Deprem Etkisindeki Şevler için Önerilen Yöntem	60
3.2.1. Normal konsolide zeminlerin kayma mukavemeti	61
3.2.2. Deprem etkisi	62
3.2.3. Matematiksel çözüm	64
3.2.4. Boşluk suyu basıncının etkisi	77
BÖLÜM 4. ZEMİNLERİN DEPREM YÜKLERİ ALTINDA GERİLME - ŞEKİL DEĞİŞTİRME VE MUKAVEMET ÖZELLİKLERİNİN ŞEV STABİLİTESİNE ETKİSİ	83
4.1. Tekrarlı gerilmeler altında zemin davranışları	84
4.2. Kaba daneli zeminlerin mukavemet özellikleri	85
4.3. İnce daneli zeminlerin mukavemet özellikleri	88
4.4. Şev stabilite hesabı	89
4.4.1. Deprem sırasında oluşan durum	90
4.4.2. Deprem sırasında oluşan boşluk suyu basınçlarının hesabı ve modellenmesi	91
4.4.3. Deprem sırasındaki kayma mukavemetindeki azalma ve modellenmesi	99
4.4.4. Deprem sonrasında kayma mukavemetinin azalması ve modellenmesi	101
4.5. Kayma mukavemetindeki azalmaların önerilen yöntemle uygulanması	109

BÖLÜM 5. DİLİM YÖNTEMLERİNE DEPREM ETKİSİNİN KATILMASI

5.1. Basitleştirilmiş Bishop yöntemi	115
5.2. Basitleştirilmiş Janbu yöntemi	117
5.3. Bishop yöntemine tekrarlı kayma gerilmesi etkilerinin uygulanması	118
5.4. Janbu yöntemine tekrarlı kayma gerilmesi etkilerinin uygulanması	121

BÖLÜM 6. SONUÇLAR

KAYNAKLAR

EKLER

ÖZGEÇMİŞ



ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 2.1. Şev hareket tipleri	7
Şekil 2.2. Kil şevlerin hareket tipleri	9
Şekil 2.3. Kil şevlerin hareket tipleri	9
Şekil 2.4. Sonsuz şev kesiti	23
Şekil 2.5. $\phi = 0$ analizinde kullanılan kuvvetler	26
Şekil 2.6. Sürtünme dairesi yöntemi	26
Şekil 2.7. İsveç dilim yöntemi	28
Şekil 2.8. Zeminden çıkarılmış tipik bir dilime etki eden kuvvetlerin gösterilmesi	30
Şekil 2.9. Değişik ϕ açıları için, şev açısı β ile stabilite faktörü N_s ve derinlik faktörü n_d arasındaki bağıntıyı veren Taylor stabilite abağı	32
Şekil 2.10. Basitleştirilmiş Bishop yöntemini kullanarak homojen kil şevlerde stabilite abağı.	33
Şekil 2.11. Cousins abakları için şev geometrisi	34
Şekil 2.12. Cousins abakları	35
Şekil 3.1. Deprem manyitüdü ve D_r , d_r , D_p ve d_p arasındaki ilişki	46
Şekil 3.2. Japonya'da deprem manyitüdü ve şev kayma bölgesinin dışmerkeze uzaklıkları arasındaki ilişki	47
Şekil 3.3. Her kategoride şev göçmeleri için fay sistemine maksimum uzaklık	48
Şekil 3.4. Deprem manyitüdüne ve şev göçme bölgelerinin maksimum dışmerkez uzaklığına bağlı kayan şev oranları	48
Şekil 3.5. Tamura yönteminin bölgeye uygulanması	50
Şekil 3.6. Yasuda ve Keefer yönteminin bölgeye uygulanması	51
Şekil 3.7. Ishihara yönteminin bölgeye uygulanması	52
Şekil 3.8. Kanagawa yönteminin bölgeye uygulanması	58
Şekil 3.9. Mora yönteminin bölgeye uygulanması	59
Şekil 3.10. Kayma mukavemetinin derinlikle değişimi	61
Şekil 3.11. Yarı - statik analizde deprem kuvveti	63
Şekil 3.12. Stabilite analizinde kullanılan şev geometrisi	65
Şekil 3.13. N_s stabilite sayılarının λ cinsinden değişimi	70

Şekil 3.14. N_1 stabilite sayılarının α cinsinden değişimi	70
Şekil 3.15. N_1 stabilite sayılarının α cinsinden değişimi.	71
Şekil 3.16. N_1 stabilite sayılarının λ cinsinden değişimi	71
Şekil 3.17. N_1 stabilite sayılarının şev açısı β ve deprem ivmesi A ile değişimi	72
Şekil 3.18. Deprem manyitüdünün 6.0 olması halinde stabilite sayılarının faya uzaklığı ve şev açısına göre değişimi	74
Şekil 3.19. Deprem manyitüdünün 7.0 olması halinde stabilite sayılarının faya uzaklığı ve şev açısına göre değişimi.	74
Şekil 3.20. Deprem manyitüdünün 8.0 olması halinde stabilite sayılarının faya uzaklığı ve şev açısına göre değişimi.	75
Şekil 3.21. Faya uzaklığı 10 km. olan şevler için stabilite grafiği.	76
Şekil 3.22. Faya uzaklığı 20 km. olan şevler için stabilite grafiği	76
Şekil 3.23. Faya uzaklığı 20 km. olan şevler için stabilite grafiği	77
Şekil 3.24. Önerilen yönteminin bölgeye uygulanması	82
Şekil 4.1. Çeşitli histerisiz eğrileri	85
Şekil 4.2. Tekrarlı kayma gerilmesi ve boşluk suyu basıncı değişimi	92
Şekil 4.3. m katsayısının çevrim sayısı ile değişimi	93
Şekil 4.4. Oluşan boşluk suyu basıncının kayma mukavemeti açısı ve deprem manyitüdüne göre değişimi.	96
Şekil 4.5. Deprem nedeniyle bir şevde oluşan boşluk suyu basıncının faya uzaklığı, deprem manyitüdüne ve kayma mukavemeti açısına göre değişimi	97
Şekil 4.6. Deprem nedeniyle bir şevde oluşan boşluk suyu basıncının faya uzaklığı, deprem manyitüdüne ve kayma mukavemeti açısına göre değişimi	98
Şekil 4.7. Tekrarlı kayma mukavemetinin statik mukavemete oranının çevrim sayısı ile değişimi	99
Şekil 4.8. Dinamik faya uzaklığı, kayma mukavemeti açısına ve manyitüde bağlı değişimi	100
Şekil 4.9. G / G_{maks} ve γ değişimi	102
Şekil 4.10. Tekrarlı birim kayma oranına göre tekrarlı kayma mukavemetinin statik kayma mukavemetine oranı	103
Şekil 4.11 Deprem ve şev özelliklerine bağlı olarak fiktif kayma mukavemet açılarının değişimi (M=8)	104
Şekil 4.12 Fiktif kayma mukavemeti açıları (M=8)	105
Şekil 4.13 Fiktif kayma mukavemeti açıları (M=7)	105
Şekil 4.14. Fiktif kayma mukavemeti açıları (M=7)	106

Şekil 4.15.Fiktif kayma mukavemeti açıları (M=6)	106
Şekil 4.16. Yeni N_1^* stabilite sayıları	110
Şekil 4.17. Yeni N_1^* stabilite sayıları	110
Şekil 5.1. Şev stabilitesinde genel olarak kullanılan parametreler	112
Şekil 5.2. Bishop şev analizinde tipik bir dilime etki eden kuvvetlerin gösterimi.	115
Şekil 5.3. $m\alpha'$ nın grafik olarak bulunması	116
Şekil 5.4. Basitleştirilmiş Janbu yönteminde f_0 katsayısının bulunması(a), geometrik olarak d/L oranının elde edilmesi(b)	118
Şekil 5.5.Bishop yöntemi ile güvenlik faktörü bulunması(M=7)	120
Şekil 5.6.Bishop yöntemi ile güvenlik faktörü bulunması(M=8)	120
Şekil 5.7.Janbu yöntemi ile güvenlik faktörü bulunması(M=7)	122
Şekil 5.8.Janbu yöntemi ile güvenlik faktörü bulunması(M=8)	122
Şekil 5.9.Önerilen yöntem ile güvenlik faktörü bulunması(M=7)	123
Şekil 5.10.Önerilen yöntem ile güvenlik faktörü bulunması(M=8)	123

TABLolar LİSTESİ

Tablo-2.1. Doğal Şev Kaymaları	8
Tablo-3.1. Kanagawa Yönteminin Faktör Ağırlığının Belirlenmesi	54
Tablo-3.2. Şev Göçme Sınıfının Belirlenmesi	54
Tablo-3.3. Relatif Eğim İndeksi	55
Tablo-3.4. Aylık Ortalama Yağış Değerleri	55
Tablo-3.5. Yığışımli Değerlerin Sınıflandırılması	55
Tablo-3.6. Litolojinin Etkisi	56
Tablo-3.7. Şev Kaymalarını Başlatan Deprem Şiddeti	56
Tablo-3.8. Şev Kaymalarını Başlatan Maksimum Yağışın Etkisi	56
Tablo-3.9. Potansiyel Şev Kaymalarının Tehlike Sınıflandırması	57
Tablo-3.10. k Sismik Katsayı Seçimi	64
Tablo-4.1. Deprem Manyitüdü ve Çevrim Sayısı İlişkisi	96

ÖZET

Bu çalışmada doğal veya insan eliyle oluşturulmuş şevlerde stabilite incelenmektedir. Özellikle deprem riski taşıyan bölgelerde oluşturulacak şevlerde olası deprem büyüklüklerine göre stabilite analizleri yapmak, doğal şevlerde ise gene bu büyüklüklere göre şevin stabilitesi hakkında karar vermek çoğu zaman gerekli olmaktadır. Deprem zeminin yapısında meydana getirdiği kayma mukavemetindeki azalmalar ve çözümler stabilite analizlerinde göz önüne alınmamaktadır. Bu çalışmada, depremin neden olduğu tekrarlı kayma gerilmeleri etkisi altında zemin şevlerinin stabilite analizi için bir yöntem önerilmektedir. Olası deprem büyüklükleri önce deprem ivmesi şeklinde daha sonra deprem manyitüdü ve faya uzaklıklar şeklinde ele alınmıştır. Önerilen bu şev stabilite analiz yöntemi ile daha önce bir deprem sırasında heyelan görülen bölgeler için şev kaymalarına göre mikrobölgeleme yapılmış, gerçekte de bu yöntemle şev kaymasına göre riskli gruba giren bölgeler heyelanların olduğu bölgeler olmuştur. Stabilite yönteminin bir mikrobölgeleme yöntemi olarak da uygulanabileceği görülmüştür. Depremler sırasında etkiyen tekrarlı kayma gerilmelerinin zeminin yapısında meydana getirdiği kayma mukavemeti azalmalarının mekanizması incelenmiş, çeşitli azalma nedenleri de araştırılarak, bilgisayar programları ile bu azalmalar deprem büyüklüklerine, zemin ve şev özelliklerine göre modellenmiştir. Modellenen bu azalmalar önerilen şev stabilite analizinde hesaba katılmıştır. Bu azalmaların güvenlik hesaplarını da nasıl etkilediği araştırılmış ve bununla ilgili, deprem manyitüdüne, faya uzaklıklara, zeminin mukavemetine bağlı stabilite grafikleri hazırlanmıştır. Şev stabilite analizlerinde çok kullanılan, dilim yöntemlerinden Bishop ve Janbu yöntemlerine depremin neden olduğu mukavemet azalmaları da ilave edilmiştir. Çalışmada önerilen yöntem ile Bishop ve Janbu yöntemlerinin belli şev kesitleri için karşılaştırmaları yapılmış ve yöntemin diğer yöntemlere yakın sonuçlar verdiği gözlenmiştir.

ABSTRACT

STABILITY ANALYSIS OF SLOPES SUBJECTED TO EARTHQUAKES

Earthquakes may trigger slides and may cause severe damages in cut slopes, earth dams, embankments and natural slopes. Large number of landslides that have taken place during recent earthquakes have demonstrated that instabilities of natural and man-made slopes is one of the major causes of damage. In order to estimate susceptible zones for slope instabilities during earthquakes, various zonation methods were developed in the literature. These methods may be considered in three levels depending on the comprehensiveness of the approach.

The first level methods defined as Grade-1 Methods, were developed based on number of landslides observed in earthquakes with respect to earthquake magnitude and epicenter or fault distance. Due to approximate nature of these methods, geotechnical and topographical conditions were not taken into account. The methods proposed by Tamura (1978), Yasuda and Sugitani (1988), Keefer et al (1978), and Ishihara and Nakamura (1987) are some of the procedures in this category.

The second level method or Grade-2 Methods, are more reliable since geological characteristics as well as the topographical aspects of the region were taken into consideration in addition to earthquake magnitude and epicentral distance. Methods adopted by Kanagawa Prefectural Government (1986) and proposed by Mora and Vahrson (1992) were the two alternatives in this category.

The third level Grade-3 Methods, are the most comprehensive microzonation procedures to identify areas with different degrees of susceptibility of slope instabilities. In this category geotechnical properties of soil and rock layers as well as the slope geometry were used along with the peak ground acceleration. The approach suggested by Koppula (1984) was modified to be used for zonation.

The suggested approach is a pseudo-static evaluation of slope stability based on seismic coefficient to account for earthquake induced horizontal forces. The potential failure surface is assumed as a circular arc and the geometry of the slope and configuration of the failure surface are considered in the formulation of stability number N_1 as

$$N_1 = 3 (\alpha + \cot\delta - \alpha \cot\alpha \cot\delta) / \text{DEN} \quad (1)$$

$$\text{DEN} = \sin^2\alpha \sin^2\delta (D_1 + D_2) \quad (2)$$

$$D_1 = 1 - 2 \cot^2\beta - 3 \cot\alpha \cot\beta + 3 \cot\beta \cot\delta + 3 \cot\delta \cot\alpha - \\ - 6n \cot\beta - 6n^2 - 6n \cot\alpha + 6n \cot\delta \quad (3)$$

$$D_2 = A(\cot\beta + \cot^3\delta + 3 \cot\alpha \cot^2\delta - 3 \cot\alpha \cot\beta \cot\delta - 6n \cot\alpha \cot\delta) \quad (4)$$

where α is the central angle, δ is inclination angle of the secant, and n is the distance from the bottom of the slope to the toe of the failure arc, and β is the slope angle. Assuming linear variation of shear strength with depth the factor of safety is obtained as ;

$$F_s = \tan \phi * N_1 \quad (5)$$

where ϕ is the average angle of shear strength for the soil and rock layers in the region.

Thus safety factor depends on the angle of shear strength and stability number, N_1 representing the configuration of the slope and failure surface. The minimum values of the stability number were determined by carrying out a parametric study in terms of α , δ , and n to find the most critical failure surface and the variation of minimum N_1 can be expressed as a function of β (slope angle) and A (earthquake acceleration).

On July 22, 1967 an earthquake of magnitude $M=7.1$ took place along the North Anatolian Fault Zone in Adapazari-Mudurnu region causing 80 km of fresh faulting. Maximum relative displacements of 190 cm lateral and 120 cm vertical were measured. A significant number of slope failures occurred during the earthquake.

North Anatolian Fault zone is a belt of few kilometers. The Mudurnu epicentral area is located on the block of Pontides mostly composed of crystalline metamorphics. The crystalline series form the basement of the region. Eocene flish is found mostly on the west part of the fault zone lying over Upper Cretaceous floes. Pliocene rocks consisting of marls, weakly cemented sandstones and hard clays are located at the southern boundary. Slope derbis, derived mostly from Lower Cretaceous limestone covers the central part of the zone (Yilmaz et al., 1981).

Based on the available information three areas where major slope failures have taken place (Ambraseys, et al 1967) were selected to carry out microzonation. In the first stage based on the geologic map of the region

with a scale of 1:500 000, Grade-1 Methods suggested by Tamura (1978), Yasuda and Sugitani (1988), Keefers et al. (1978), Ishihara and Nakamura (1987) were applied and zones of different degrees of susceptibilities were determined as a function of distance from the faults and epicenters for earthquake magnitudes corresponding to return periods of 200 and 500 years. Among these methods the procedure proposed by Ishihara and Nakamura (1987) have yielded realistic results. Most of the observed landslides during 1967 Mudurnu Earthquake were in the highest risk zone. Similar results were also obtained by the procedure suggested by Tamura (1978).

In the second stage more detailed Grade-2 methods adopted by Kanagawa Prefectural Government (1986) and proposed by Mora and Vahrson (1991) were used for zonation. The region with two major slope failures was selected for zonation and based on the topographical map of 1:25 000, slope failures susceptibilities were determined using meshes of 500x500m. The zonation map obtained by Mora and Vahrson method for an earthquake magnitude of 6.9 corresponding to 200 year return period, the two major landslides that have taken place during Mudurnu 1967 earthquake were in moderate risk zones.

The procedure developed based on the suggestions of Koppula (1984) is utilized to calculate the factor of safety for slope stability. A zonation in terms of factor of safety is carried out on a map with scale 1: 10 000 in areas where major slope failures were observed during 1967 earthquake. The area were divided into 500x500 m. meshes, the distribution of shear strength angle, ϕ is estimated based on the geological and geotechnical investigations conducted in the region with a scale of 1:5,000 or 1:10,000 (Yilmaz, et al, 1981). The slope angle, β for each mesh is considered separately and the steepest slope, determined from the topographical map, is selected as the slope angle for that mesh. The peak acceleration at the site is estimated based on seismic risk studies and using a suitable attenuation relationship.

This procedure is applied for microzonation of the area around Akyokuş Village in Adapazarı region. In this example based on the seismic risk studies for the region, an earthquake magnitude of $M=6.9$ corresponding to 200 year return period is selected for estimating the peak ground acceleration. Since the North Anatolian Fault is within 20 km distance, the peak ground acceleration is taken as 0.30g based on an attenuation

relationship proposed for Turkey. The calculated factors of safety are considered in three groups with respect to risk levels as:

- a. High for $F_s < 1$
- b. Moderate for $1 > F_s > 1.5$
- c. Low for $F_s > 1.5$

The region around Akyokuş village is calculated to have mostly, moderate risk levels for slope instability. During 1967 Adapazarı-Mudurnu earthquake of magnitude $M= 7.1$, slope failures were observed around Akyokuş village located approximately 28 km from the epicenter and about 3 km from the surface ruptures which substantiates the applicability of the suggested approach.

Cyclic stresses induced by earthquakes may lead to increase in pore pressures and reductions in shear strength. However, additional reduction in shear strength is also expected due to degradation of soil stiffness with respect to amplitude of cyclic strains generated by the earthquake excitations. These factors have to be taken into consideration and must be analytically evaluated in determining the factor of safety for slope stability.

There are two possible failure mechanism that may lead to slope instabilities. One of them is the reduction in the quasi-static shear strength which most of the time would trigger slope failures following an earthquake. This case can be evaluated by introducing parameters to account for pore pressure increase and shear strength reduction into the pseudo-static slope stability analysis.

An important issue encountered in the field is the reduction of the static shear strength due to cyclic loading. There are differences in the results reported in the literature. The results obtained from series of tests conducted on undisturbed soil samples under undrained conditions have indicated that the strength reduction following cyclic loading without allowing the dissipation of excess pore pressures, was more dependent on number of cycles than cyclic stress ratio. And it appears possible to consider a critical number of cycles below which strength reduction would be limited and can be considered as independent of cyclic stress ratio. For larger number of cycles, it was possible to observe a more distinct pattern for reduction in the shear strength post cyclic loading as a function of cyclic stress ratio.

The factors such as soil stratification, properties of soil layers, distance to epicenter and the magnitude of the earthquake is taken into consideration

and semi-empirical relationships were developed based on laboratory cyclic simple shear tests and field observations after earthquakes to estimate the magnitude of pore pressure accumulation and shear strength reduction.

The second possible failure mechanism may be due to the magnitude of cyclic stresses generated during an earthquake. In this case an approach has to be adopted to assess the cyclic yield stress that would produce excessive deformations in the slope which may initiate slope failures. A procedure is developed to estimate cyclic yield stress based on cyclic laboratory tests and to determine the dynamic safety factor to evaluate the susceptibility of slope instability.

The response patterns observed from cyclic tests indicate that it appears possible to consider a critical shear stress ratio which can be defined as "the critical level of repeated stress". If the soil samples are subjected to cyclic shear stresses with stress ratios larger than the critical level, pore pressure will accumulate continuously and the sample will undergo large cyclic shear deformations. However, if the applied stress ratio is smaller than the critical stress ratio, the accumulated pore pressure will be limited and the sample will experience relatively small shear deformations.

The effect of pore pressure increase on shear strength with respect to earthquake magnitude and epicentral distance was determined. The corresponding decrease in the shear strength was expressed as a function of shear strength angle.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

Zemin yapılarının güvenli, ekonomik ve mukavemetli olarak tasarımları mühendislerin en çok uğraştıkları konulardan biridir. Zemin yapılarında, özellikle doğal veya yapay eğimli arazi yüzeylerinde yani şevlerde malzeme zemindir. Şevin stabilitesi incelenirken geoteknik, topografik ve malzeme özellikleri birer girdi olarak girmektedirler. Bu özelliklerin değişimleri ve birbirleri ile etkileşimleri şev stabilitesini etkiler. Bununla birlikte şevin stabilitesini bozan en önemli nedenlerden biri yükleme koşullarındaki değişikliklerdir. Çoğunlukla yükleme koşulları biçiminin değişmesi, özellikle dinamik yükleme şev stabilitesini bozan ve şevde göçmeye neden olan en önemli etkidir. Statik olarak dengede olduğu bilinen şevlerin genellikle depremler sırasında veya sonrasında göçtüğü bilinmektedir. Deprem yarattığı tekrarlı kayma gerilmeleri zeminin iç yapısında ve stabilitesinde bir takım değişimlere neden olmaktadır. Deprem odağından harekete başlayan deprem dalgalarının özellikleri geçtikleri zemin tabakalarından etkilenmektedirler. Bu karşılıklı etkileşim şevin dinamik yükleme karşısındaki davranışını anlamada ve stabilize hesaplarında ve bunların göz önüne alınmasında zorluklar yaratmaktadır.

Deprem riski taşıyan bölgelerde, mühendislik yapılarında özellikle zemin şevlerinde (doğal, toprak dolgu, kazı veya dolgu şevler) stabilize analizlerini statik olarak yapmak ve şevin güvenliği konusunda bir karara varmak mühendisçe bir yaklaşım olmamaktadır. Bu noktadan hareketle, bu çalışmada, depremin neden olduğu kayma gerilmeleri etkisi altındaki şev davranışlarının ve güvenliklerinin bulunması, dinamik yükleme sırasında zemin özelliklerindeki değişimlerin stabilize hesaplarının içine katılması, şev tasarımcılarının verilen grafiklerle, deprem ve şev zemini özelliklerini ve şev geometrisini de hesaba katarak gerçekçi ve uygulamaya yönelik analiz yöntemi önermek, bu açıdan bakıldığında birçok geoteknik, topografik, ve deprem özelliklerinin bir arada değerlendirilmesi ile çalışmada önerilen yöntemin şev stabilitesi açısından mikrobölgeleme yöntemi olarak uygulamak amaçlanmıştır. Bu amaçlar doğrultusunda bölümler, depremin

neden olduğu tekrarlı kayma gerilmesinin etkilerinin basitten karmaşık stabilite yöntemlerine doğru incelenmesi mantığını taşımaktadır.

Çalışmanın ikinci bölümünde, şevin tanımı, şev hareketleri, sınıflandırılması, şev kayma nedenleri üzerinde durulmuştur. Şevin stabilitesinin incelenmesi için şevin stabilite analizlerinin güvenilirliği konusundaki yaklaşımlar ve koşullar tartışılmaktadır. Şev stabilite analiz yöntemleri ve şevlerde dinamik yükleme etkisinin alınması konusunda çeşitli araştırmacıların çalışmaları incelenmektedir.

Üçüncü bölümde, tüm şevin dengesini inceleyen şev stabilite analiz yöntemi ele alınmış, bu analizde toplam gerilme yaklaşımı ile güvenlik faktörü deprem ivmesine, şev açısına ve zeminin kayma mukavemeti açısına bağlı olarak verilmiştir. Efektif kayma mukavemeti parametreleri ile de güvenlik faktörünü efektif gerilmeler cinsinden hesaplamak mümkündür. İlk aşamada şevin güvenlik faktörünü doğrudan ivme değerlerine bağlı olarak hesaplamak daha uygun gibi gözükse de uygulanabilirlik açısından, sismik ve geoteknik özelliklere göre oluşabilecek deprem ivme değerlerinin tahmin edilmesi gerektiğinden, azalım ilişkisi kullanılarak stabilite analizi, olası depremin manyitüdüne ve şevin faya uzaklığına bağlanmıştır. Bu önerilen yöntemle, bir şevin faya uzaklığı, olası depremin manyitüdü, şev açısı ve zeminin kayma mukavemeti açısı ile daha gerçekçi stabilite analizi yapmak mümkün olmaktadır. Bu amaçla tasarımcılara kolaylık sağlaması açısından çeşitli deprem manyitüdüleri ve faya uzaklıkları için hazırlanan stabilite grafikleri verilmiştir. Güvenli bir şev tasarımı yapmak içinde güvenlik sayısının 1.5 olarak alındığı, şev ve deprem özelliklerinin birarada düşünüldüğü stabilite grafikleri de hazırlanmıştır. Bu yönüyle önerilen yöntemin mikrobölgelemeye uygulanabilirliği düşünülerek, şev stabilitesine göre mikrobölgeleme yapan diğer yöntemler ile karşılaştırılmış, yoğun şev kaymalarının görüldüğü 1967, Adapazarı - Mudurnu depremindeki yerleşim bölgelerine uygulanmıştır. Buradan deprem etkisinin hesaba katıldığı çalışmada önerilen yöntemin detaylı şev stabilite analiz yöntemi ve mikrobölgeleme yöntemi olarak kullanılabileceği gösterilmiştir.

Dördüncü bölümde, depremin neden olduğu tekrarlı kayma gerilmelerinin zeminlerde meydana getirdiği değişimler incelenmektedir. Bu değişimler boşluk suyu basıncı artışları ve kayma mukavemetindeki azalmalar olarak düşünülmüş, bu değişimlerin modellenmesi, bu modellerin zemin şevlerinde stabilite analizlerinde hesaba katılması yoluna gidilmiştir. Bu çalışmada, deprem manyitüdüne, şevin faya uzaklığına, zeminin kayma mukavemeti açısına, depremin çevrim sayısına bağlı boşluk suyu basıncı

değerleri hesaplanabilmektedir. Deprem sırasında ve sonrasında zeminin kayma mukavemetindeki azalmalar zeminin kayma mukavemeti açısındaki azalma olarak tanımlanmıştır. Bu kayma mukavemeti açıları ilk kayma mukavemeti açısının, deprem manyitüdünün, faya uzaklığın birer fonksiyonu olarak hesaba katılmıştır. Deprem nedeniyle oluşan mukavemet azalmalarını kapsayan yeni stabilite sayıları önerilmiştir. Deprem manyitüdüne ve faya uzaklıklara bağlı yeni stabilite sayılarının grafikleri hazırlanmıştır. Bu yaklaşımla belli büyüklükte bir deprem etkisinde bir şevde meydana gelebilecek yeni stabilite ve şevin güvenlik faktörünün bulunması mümkün olabilecektir.

Beşinci bölümde, Bishop ve Janbu tarafından geliştirilen stabilite analiz yöntemleri detaylı yöntemler olarak ele alınmıştır. Basitleştirilmiş Bishop ve Janbu yöntemlerine, deprem etkisi yarı - statik analizde olduğu gibi, yatay kuvvet olarak katılmıştır. Her dilimin kendi ağırlığı ile orantılı olarak yatay kuvvetler toplanmış ve stabilite analizinde güvenlik sayısı hesabında kaymaya neden olan kuvvetlerde göz önüne alınmıştır. Dördüncü bölümde, tekrarlı kayma gerilmeleri nedeniyle oluşan yeni boşluk suyu basınçları ve kayma mukavemeti değerleri, Bishop ve Janbu yöntemlerinde hesaba katılmıştır. Bu şekilde bulunan yeni güvenlik sayıları deprem manyitüdüne ve faya uzaklıklara bağlanmıştır. Aynı şev kesiti için Bishop, Janbu ve önerilen yöntemin karşılaştırılması yapılmıştır.

BÖLÜM 2. ŞEVLER VE STABİLİTELERİNİN İNCELENMESİ

Şev stabilitesi araştırmalarının amacı zemin yapılarında kazılarda ve dolgularda, ekonomik ve güvenli çözümler elde etmektir. Bu açıdan ilk aşama geoteknik, malzeme, çevre ve ekonomik parametrelerin detaylı araştırmasını kapsar. İkinci olarak incelenen şeve en uygun stabilite analizini belirleyebilmek için şevin büyüklüğünün, doğasının ve olası göçme nedenlerinin araştırılması gerekmektedir. Konunun bu özellikleri çoğunlukla, mühendislik jeolojisinden, zemin ve kaya mekaniğine kadar değişen disiplinler arası çalışmaları zorunlu kılmaktadır. Gerçekçi bir şev analizi topoğrafya, jeoloji, malzeme özelliklerini ve yükleme koşullarını kapsayan birçok faktörü içine almalıdır.

2.1. Şev Analizinin Amaçları

Eski çağlardan beri insanlar çeşitli amaçlarla yaptıkları yapıların yüklerinin aktarıldığı zeminin stabiliteleri ile ilgilenmişlerdir. Yeryüzü geometrisinden dolayı var olan doğal şevler ve bu şevlerin üzerinde inşa edilen yapılar, stabiliteleri, tasarımı, mühendislerin güvenlik ve ekonomik açıdan en çok ilgilendikleri konulardan biri olmuştur. Artan nüfus ve teknolojik gelişmelere paralel olarak çoğalan yollar, problemlı zeminler üzerinde yüksek dolgular, barajlar, büyük ve derin kazılar beraberinde stabilite problemlerini de getirmektedir. Şev stabilite analizlerinin amaçları aşağıdaki şekillerde sıralanabilir;

Farklı tipdeki şevlerin, farklı şartlar altında stabilitelerini bulmak. Çoğunlukla stabiliteyi kısa dönem veya uzun dönemde değerlendirmek gerektiğinden, kazı veya dolgu şevleri oluşturulmadan önce, malzeme ve kaynakların ekonomik kullanılabilmesi için analitik çalışmalar gerekmektedir.

Doğal veya insan eliyle oluşturulmuş şevlerde kayma olasılığını bulmak. Mevcut bir şevde, kayma ipuçlarının elde edilebilmesi için daha kapsamlı bir çalışma gerektiğinden, şeve bir takım hareket ölçerlerin yerleştirilmesi, stabiliteye etki eden arazideki ve malzemedeki değişikliklerinin bulunması gerekir.

Hali hazırda oluşmuş bulunan kayma ve heyelanları analiz etmek, çevre faktörlerinin etkisi ve göçme mekanizmasını anlamada yardımcı olmak.

Bu tür analizler doğal şev malzemelerinin ortalama kayma dirençleri hakkında güvenli bilgiler verirler.

Göçmüş şevlerin yeniden tasarımı ve gerekli olduğunda önleyici, çözüm olacak ölçümlerin planlanması ve tasarımı yapmak. Bu şekilde donatılmış dolgu, toprak baraj ve şevlerden ölçülen veriler eğer uygun şev stabilite analizi kullanılıyorsa güvenle hesaba katılabilir.

Deprem, barajların hızlı dolma ve boşalma gibi dış yüklemelerin şev ve dolgulardaki etkisini bulmak.

Doğal şevlerin şeklinin değişmesini ve değişik profillere neden olan etkenleri anlamak,

için şev stabilite analizleri yapılmaktadır.

2.2. Şev Hareketi Tipleri ve Heyelanlar

Şev yatayla veya mevcut arazi yüzeyi ile açı yapan zemin kütlesi olarak tanımlanabilir. Şev kaymasını veya heyelanı başlatan etken ne olursa olsun, bu etkenler yerçekimi kuvveti etkisi altında şevi aşağı doğru harekete zorlanmaktadır. Heyelanlar, yeryüzünün ve insan eliyle oluşturulmuş şevlerin şeklini ve yapısını değiştiren doğal olaylar olarak tanımlanabilmektedir. Zemin veya kaya şevlerin özellikleri, arazide bulundukları denge durumları, etkisi altında kaldıkları yükler farklı farklı olmasına ve her şevin kendi özel koşullarında değerlendirilmesinin gerekliliğine rağmen, çoğu araştırmacının yaptığı gibi şev kaymalarını tanımlamak ve sınıflandırmak problemin çözümünü kolaylaştırıcı bir yaklaşımdır. Bu konudaki çalışmalara bakıldığında, Eckel(1958); Hutchinson(1968); Skempton vd.(1969); Sharpe(1938); Zaruba vd .(1969); şev hareketi sınıflama kriterlerinin de çok çeşitli olduğu görülür. Zemin kütle hareketlerini ilk inceleyenlerden biri olan Sharpe(1938), bu hareketlerin sınıflanabilmesi için aşağıdaki özelliklerin;

1-Hareketin tipi, boyutu, nedenleri ve miktarı,

2-Zeminin su muhtevası,

3-Malzeme cinsi,

4-Kayma mukavemeti özellikleri ve hareket eden kütledeki malzemelerin dizilişi,

5- Hareket eden kütle ile alttaki kütleler arasındaki bağlantının, göz önüne alınması gerektiğini vurgulamaktadır.

Varnes(1958), yavaş sayılabilecek 6 mm/yıl hareketten, çok hızlı sayılabilecek 3 m/sn lik harekete kadar olan bir aralıkta şevleri inceleyerek şev kayması tiplerini sınıflandırmıştır. Varnes'a göre şevde stabilite kaybı, Düşme, Devrilme, Kayma, Yanal Yayılma, Akma gibi beş ana grupta incelenebilir.

Düşme, dik bir şevde bölünmüş blok ve kütlelerin ana kayaya göre hareketleri sonucunda, yüzey bölgelerindeki formasyonun ve çatlakların neden olduğu küçük bir kesme hareketinden dolayı yerçekimi etkisiyle meydana gelir. Kaya düşmeleri, genellikle donma çözülmeleri, kimyasal ayrışma, ısı değişiklikleri, köklerin çatlatma etkisi ve su basınçları nedeniyle olur. Burada hareket düşeydir ve oldukça hızlı gelişir.

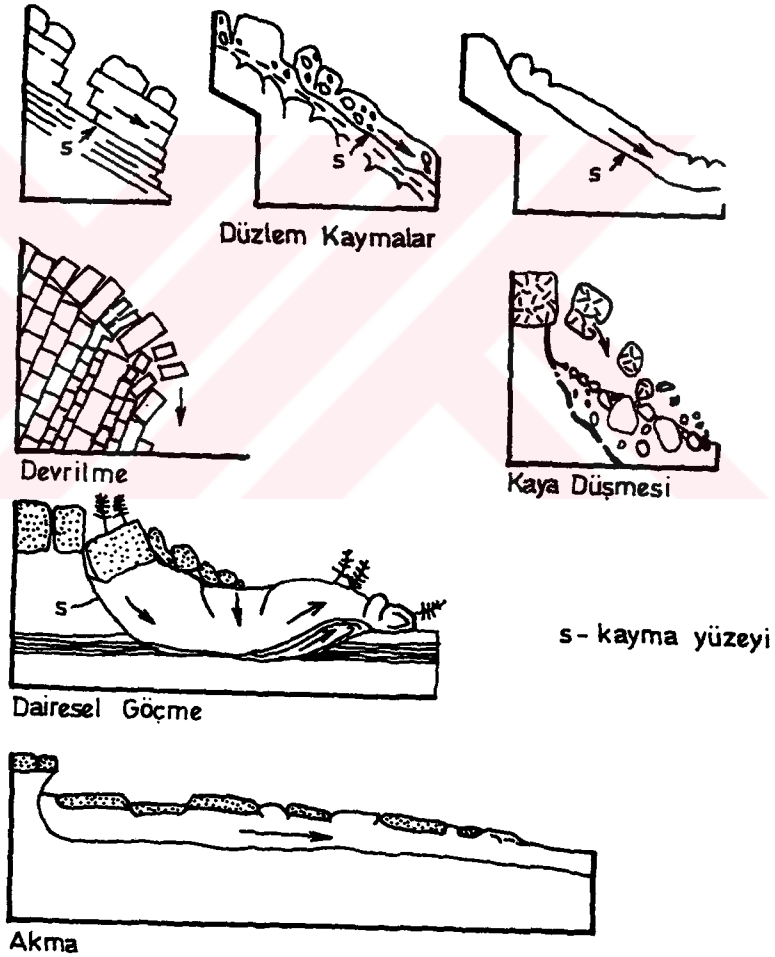
Kayaların yuvarlanarak devrilmeleri ise yatay desteğini kaybetmiş bölünmüş blokların ağırlık merkezlerinden dönerek dışarı doğru yuvarlanmalarıdır. Birim ya da blokların bir nokta etrafında öne doğru dönerek ağırlık merkezlerinin taban dışına düşmesi yatmaktadır.

Kayma, en çok rastlanan tür stabilite kaybıdır. Kaymalar, düzlemsel ve dairesel özellikli kayma göçmeleridir. Düzlemsel kaymalar genellikle bir süreksizlik ve zayıflık düzlemleri boyunca meydana gelir. Dairesel kaymalar ise hem zemin hem de kaya ortamlarda, konkavlığı olan göçme yüzeyleri boyunca oluşurlar. Kayma hareketi kayma gerilmelerinin kayma mukavemetinden fazla olması durumunda bir kayma hareketi sonucu meydana gelir. Bu hareket tüm kütlede oluşabileceği gibi belli bir kaç yüzey boyunca da görülebilir. Hareket bu yüzeylerin tüm uzunlukları boyunca başlayabileceği gibi bazen tek bir noktadan başlar ve giderek yayılabilir. Kayma bir düzlem boyunca oluşursa kayan kütlede deformasyonlar genellikle çok fazla olmamakta, yüzey eğri olduğunda kayma sonucu kütlede büyük şekil değiştirmeler görülebilmektedir.

Yanal yayılma, çekme ve kayma deformasyonlarının birlikte izlendiği bir heyelan türüdür. Kaymadan farkı belirgin bir kayma yüzeyi ve bölgesi bulunmamasıdır. Ayrıca bu hareket sonucu ortamda sıvılaşma ve plastik akma gibi aşırı etkiler görülebilir. Zemin veya kaya şevleri her zaman sünme hareketi yaparlar, bu hareket bazen 1 mm/yıl hızda olabilir ve farkedilemez. Mevsimsel sünme hareketi ile derin ve sürekli olan sünmeyi birbirinden ayırt etmek gerekir. Sürekli sünme düşük kayma gerilmeleri altında meydana gelir ve herhangi bir göçme olmaksızın uzun süre devam eder. Bazı kaymalar ise bu şekilde uzun yıllardan beri süre gelen sünme hareketlerinin sonucunda oluşur. Sünme giderek göçmenin bir kısmını da

oluşturabilir. Sürekli sünme genellikle daneli zemin ve sert kayalardan daha çok killi zeminlerde ve yumuşak kayalarda görülmektedir.

Bazen arazide izlenen şev hareketi kayma ya da yanal yayılma grubuna giremeyecek kadar farklı özellikler gösterir. Zeminde yavaş veya hızlı, kuru veya yaş akma olayında bir kayma yüzeyi tanımlanamamakta, malzeme çok değişik deformasyon özellikleri göstererek hareket etmektedir. Çok yavaşdan çok hızlıya kadar değişen akmlar genellikle gevşek ve yumuşak zeminlerde ve çok ayrılmış kayalarda meydana gelir. Hareketin çok hızlıdan çok yavaşla değişebildiği, şev kaymaları, düşmeler ve akmlar arasındaki sınırları ve geçişleri tanımlamak zordur. Bu sınırları ayrıntılı olarak inceleyen Blyth vd .(1974), şev kayma tiplerini Şekil 2.1.' de görüldüğü gibi vermişlerdir.



Şekil 2.1. Şev hareket tipleri (Blyth vd ., 1974)

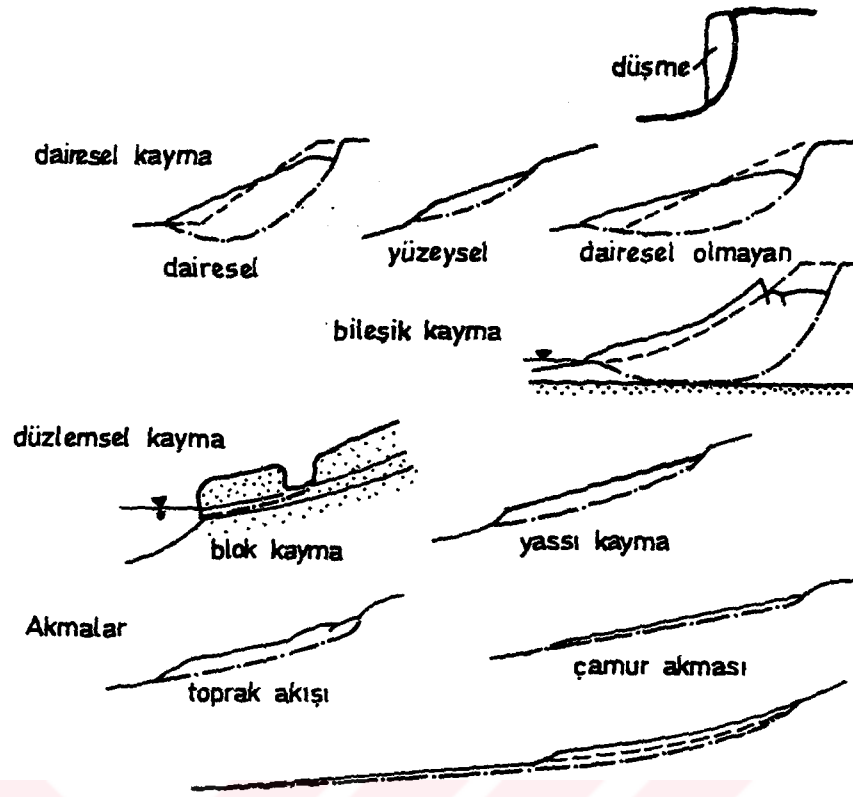
Bu konuda önemli çalışmalardan biri olan Varnes(1958)' in çalışmalarında akmlar; a.) Kaya parçaları akmları, b.) Kum akması, c.) Löss akması, d.) Kum ve silt akışı, e.) Yavaş toprak akması f.) Hızlı toprak akması

g.) Moloz çığı h.) Moloz akışı, şeklinde ve ev hareketlerinin çok çeşitli faktörler (hareket tipi, malzeme cinsi, hareket hızı, göçme alanının geometrisi, yaş, nedenler, zarar görme derecesi, oluşum biçimi, v.s.) bakımından sınıflandırılabilceğı belirtilmiştir. Gene aynı çalışmada Varnes, sınıflandırma için temel kriterin öncelikle hareket tipi ve daha sonra malzeme tipi olması gerektiğini belirtmiş ve bu amaçla Tablo-2.1'de verilen tabloyu hazırlamıştır.

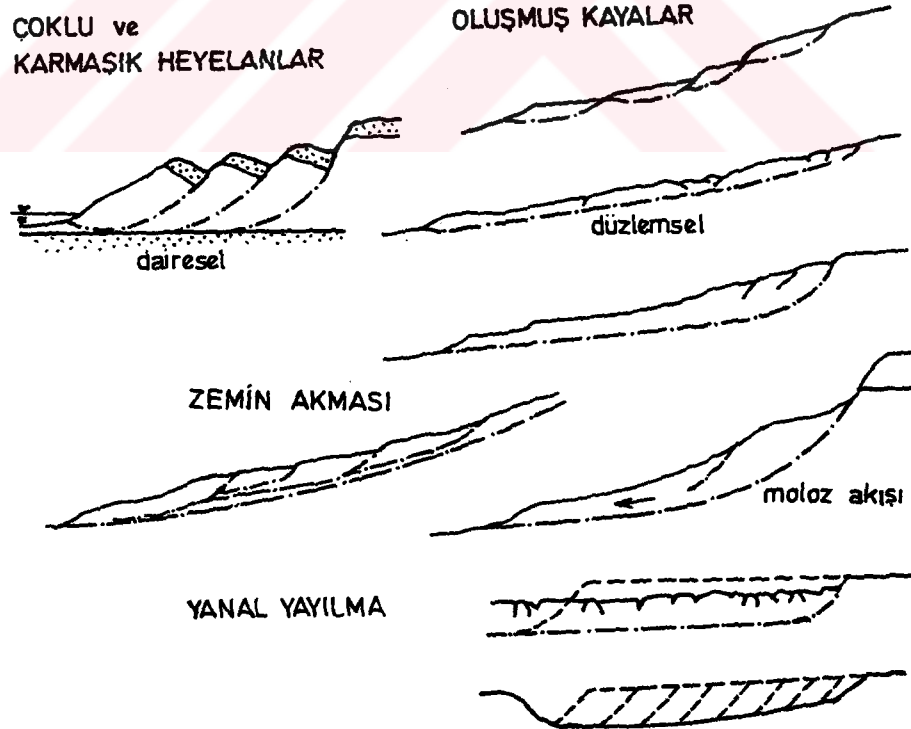
Tablo-2.1.Doğal ev kaymaları (Varnes,1958)

HAREKET	MALZEME	ÖZELLİĞİ	
TİPİ	ANA KAYA	İRİ	İNCE
DÜŞME	Kaya düşmesi	Moloz düşmesi	Zemin düşmesi
DEVİRİME	Blok devrilmesi	Moloz devrilmesi	Zemin düşmesi
Dönel KAYMA	Kaya ökmesi	Moloz ökmesi	Zemin ökmesi
Düzlemsel	Blok kayma	Moloz kayması	Zemin kayması
YANAL YAYILMA	Kayma Yayılması	Moloz yayılması	Zemin yayılma
AKMA	Kaya akması (derin sünme)	Moloz akması (zemin sünmesi)	Zemin akması (zemin sünmesi)

Tablo-2.1'de verildiğı gibi zemin ve kayada ev kaymalarını hareket tiplerine göre değışik isimlerle sınıflamak, olayın doğasının anlaşılması ve stabilite analizinin ve yöntemlerin seçiminde önem taşımaktadır. Heyelan ve ev kayması olayının süregelen bir oluşum olarak anlaşılmasının ve de çoğunlukla karmaşık ve çoklu heyelanlar şeklinde oluştuklarının bilinmesi oldukça önemlidir. Arazide gözlenen kayma öncesi hareketler oldukça ilginçtir ve gelecek tehlikeyi de haber verebilirler. Hareketin büyüklüğü zemin veya kaya tabakasının kalınlığı ile doğrudan ilgilidir. Hareketler ince zemin tabakalarında az önemsenirken, daha derin kütlelerde daha önemli olabilmektedir. Skempton vd .(1969), kil evleri ekil 2.2.' de görüldüğü gibi bazı temel hareket tipleri ve ekil 2.3.' de görüldüğü gibi çoklu ve karmaşık heyelanlar olarak sınıflamışlardır. Göçme sırasındaki hareketler sadece ev malzemesinin özelliklerine ve doğasına değıl, aynı zamanda kayma yüzeyinin şekline de bağılıdır. Kayma mukavemetinin ekil değıştirme ve deformasyon ile değışme tarzı bu aşamada çok önemlidir.



Şekil 2.2. Kil şevlerin hareket tipleri (Skempton vd ., 1969)



Şekil 2.3. Kil şevlerin hareket tipleri (Skempton vd ., 1969)

Örneğin, gevrek sayılabilecek zeminlerde pik mukavemete ulaşıldıktan hemen sonra mukavemette ani bir azalma olur ve bu da hareketin ivmesinde gözle görülebilir bir artış oluşturabilir. Hassas olarak adlandırılan bir tür zemin, örselenmenin etkisi ile hemen hemen mukavemetinin tümünü kaybederek büyük hızda hareket eder. Şev kayma hareketini kontrol eden başka faktörler de bulunmaktadır. Özellikle bir şevi başlangıç denge durumundan limit denge durumuna getiren büyük etkilerin harekete ivme kazandırması ilerideki bölümlerde tartışılacaktır. Dolgu şevlerinde sıkıştırma derecesinin ve boşluk suyu basıncının hareket hızına etkisi vardır. Hong Kong'da(1976), Sau Mau Ping heyelanı araştırmaları, aşırı yağmurlardan sonra oluşan şev kaymalarının tam olarak sıkışmamış nemli zemin yüzeylerinde olduğunu göstermektedir. Deneyler ise zeminin düşük kayma mukavemetli olduğu ve kayma sırasında artan boşluk suyu basınçlarında, zeminin hemen hemen sıvılaştığını gösterir ki kaba daneli zeminlerde sıvılaşma da başlı başına bir heyelan nedenidir.

Kayma sonrası oluşan kayma yüzeyinde az veya orta seviyede bir takım hareketler devam edebilir. Bu hareketler boşluk suyu basıncının artmasına ve giderek bozulmalara yol açar. Bazı zeminler bu ilk göçme sonrası göreceli olarak stabilite kazanabilir ve herhangi bir hareket oluşmayabilir. Bunun tam ters bir örneği olarak, ilk göçmenin zeminde yumuşama, kayada parçalanma etkisi yapması ile örselenmiş zeminde çamur akması meydana gelebilmesidir.

2.3. Şev Kaymasının Nedenleri

Çeşitli şev hareketlerinde olduğu gibi kayma da bir dizi etkenin sonucu oluşmaktadır. Bir mühendis ilk önce kaymanın zararlı etkilerini hesaplamak, engellemek ve ortadan kaldırmakla ilgilenir. Çoğu halde kaymaya neden olan ana etken ortadan kaldırılamaz, fakat bu oluşumun sürekli etkisinin hafifletilmesi bir anlamda da daha ekonomik olabilmektedir. Bazı kaymalar birkaç dakika sırasında ve tek bir yerde oluşurlar. Burada zarar belli bir oranda giderilebilir ve kayma nedeni çok fazla araştırma yapılmadan da belli kuvvetler ile bulunabilir. Fakat bundan daha çok karşılaşılan bir durum ise genellikle jeolojik, topoğrafik, iklim faktörlerinin hep birlikte etkili olduğu ve büyük alanlarda oluşan şev kaymalarıdır. Belli başlı fiziksel özellikleri bilinen, bazı kabuk hareketleri, erozyon ve aşınmanın meydana geldiği kaya şevlerde kaymanın oluşumu ve gelişimi tek bir nedene bağlanamayabilir. Sonuçta bazı kuvvetler, önemsiz bile olsalar şevin aşağıya doğru hareketini

başlatırlar. Hareketi başlatan son kuvvet yalnızca tek bir neden değildir, bir sürü etkenin oluşturduğu zincirin bir halkasıdır. Sowers(1970)' in belirttiği gibi, "şevi kaydıran etkenlerin büyük bir bölümü eşzamanlıdır ve hangisinin sonuçta etkin olduğuna karar vermek zor olduğu kadar da yanıltır. Kaymanın sınırında olan bir zemin kütlesi için sonuç faktör bir başlatıcı olmaktan öteye gitmez. Burada sonuç faktörünü şev kaymasının bir nedeni olarak algılamak, patlayan bir dinamitin fitilini ateşleyen kibriti, her şeyin zarar gördüğü facianın tek sorumlusu olarak ilan etmeye benzer".

Bütün şev kaymaları, kayma gerilmeleri etkisi altındaki zeminlerin göçmesidir. Bu oluşumun başlangıcı iki aşamada değerlendirilebilir. Birincisi, artan kayma gerilmelerinin getirdiği faktörler, ikincisi, azalan kayma mukavemetinin getirdiği faktörlerdir. Kaymayı başlatan nedenler çoğunlukla bu iki gruptan birinde yer alırlar. Bazen yüklemenin (deprem gibi), şevi oluşturma yöntemlerinin veya doğal şevlerdeki bir takım karmaşık hareketlerin sonucunda şev kayma nedeni olarak her iki grubun içinde yer alan faktörler sayılabilmektedir.

Kayma Gerilmelerinin Artmasına Neden olan Faktörler

Doğal zeminlerdeki kaymalara bir şevin alt kenarındaki veya desteksiz olan kısmında kazı gibi dış etkenler neden olabilir. Şeve yatay destek veren bir kütlenin kaldırılması stabilitesizliğe yol açan en önemli etkendir. Nehir ve su akışlarının oluşturduğu erozyon, ıslanma, kuruma ve donma etkisi doğal şevlerde kaymalara neden olur. Gene aynı şekilde dağlık bölgelerde aşırı eğimli vadilerde buzların erimesi nedeniyle geniş kaymalar ve moloz akışı görülebilir. Limanlarda dalga ve gel-git olayı şevlerin aşınmasını kolaylaştırır ve kaymayı başlatabilir. Şev topuğunda bir takım kazı, çukurlar ve kanallar açmak daha önce varolan dayanma yapılarını ve palplanjları kaldırmak, göl ve göletler oluşturmak ve bunların seviyelerinin değişmesi, yatay desteğin kaldırılması konusuna birer örnektirler. Çeşitli doğal ve insan faaliyetleri nedeniyle üst yapı yükleri artabilir. Bunlar arasında çok yoğun yağın yağmur ve kar, baharda karların erimesinden dolayı artan su hareketleri, şev kaymaları nedeniyle malzemelerin yığılması, bitki örtüsü ve toprağa karışan suyun basıncı doğal nedenlerle sürşarj yüklerinin artması sayılabilir. Dolgu yapımı, kaya veya madenlerin depolanması, bina ve diğer yapıların ağırlığı, tren ve diğer araçların ağırlığı gibi insan faaliyetleri nedeniyle sürşarj yükleri artabilir.

Depremler büyük veya küçük ölçekli heyelanları başlatırlar. Bu tür geçici gerilmelerin etkisi genellikle karmaşıktır. Çünkü etkiler hem kayma

gerilmelerinde bir artma yaratırlar hem de kayma mukavemetinde bir azalma yaratırlar. Bunun yanında makina, patlama, trafik, yıldırım ve komşu şev göçmelerinin titreşimleri geçici zemin gerilmeleri oluşturabilirler.

Şevde yavaş yavaş artan bir şev açısı şev göçmelerine neden olabilir. Dalgalarla veya herhangi bir nedenle kıyılarda olan aşınma, şev eteğindeki kuruma, ıslanma, donma etkileri nedeniyle olan erozyon, yıkanan veya çözünen malzemeye sahip zeminlerde bu malzemelerin kaybolması ile oluşan boşluklar, maden çıkarma faaliyetleri, alt tabakaların mukavemet kaybı ve göçmesi, alt tabakalardaki plastik özellikli zeminin sıkışması nedeniyle kayma gerilmelerinin artışı da birer sebep olabilir. Çatlak veya mağaralardaki suyun basıncı, çatlaklardaki suyun donması, kilin hidrasyon sonucu şişmesi, kalıcı gerilmelerin oluşmaya başlaması ve volkanik faaliyetler, kayma gerilmelerini arttırarak göçmeye neden olan diğer faktörlerdir.

Kayma Mukavemetinin Azalmasına Neden Olan Faktörler

Bir zemin veya kayada kayma mukavemetinin azalmasına neden olan faktörler gerçekte iki grupta incelenebilir. İlk durum malzeme özellikleri veya başlangıçtaki gerilme koşullarıdır. Bu daha çok jeolojiye bağlıdır, bazı durumlarda şev göçme olmaksızın uzun bir süre dengede kalabilmekte, bazen de bir takım koşulların bir araya gelmesi ile heyelan başlayabilmektedir. İkinci durumda ise malzemenin kayma mukavemetini azaltmaya eğilimi olan faktörlerin değişmeleridir. İlk durumdaki faktörler, şev geometrisi, zeminin yapısı, dokusu ve bileşimidir. Zeminin içinde serpantin, talk, şist, mika gibi yumuşak mineraller ve aşınmış killi, volkanik tüfler ve organik malzeme varsa bu tür zeminler zaman zaman çok zayıf olurlar. Boşluklu organik malzeme, gevşek kum, lős, marl, ve normal konsolide kil gibi zeminler kayma mukavemeti görece olarak az olan zeminlerdir. Faylar, çatlaklar, ekler, şistlerdeki yapraklanma durumları, masif kütleler üzerindeki plastik ve zayıf malzemeler de bu faktörlerin içine girerler. Aşınmaya bağlı değişiklikler, fizikokimyasal reaksiyonlar, boşluk suyu basıncı ve su içeriğine bağlı daneler arası kuvvetlerin değişikliği, sünme, ağaç kökleri ve zararlı böceklerin etkileri, örselenme, yanal ve düşey kazılara bağlı olarak gelişen mukavemet kayıpları bu faktörlerin içinde yer alırlar.

2.4. Şev Stabilité Analizi

Şev kaymaları ve heyelanların aldıkları şekiller ve nedenler o kadar çok ve çeşitlidir ki stabilitesizliğin doğasını matematik olarak yorumlamak oldukça zordur. Şev stabilitesi için sadece nedenlerine ve çeşitlerine bakarak da analiz yapmak bir bakıma doğru olmaz. Çünkü şevden beklenen fonksiyonların da, analiz aşamasında önemi büyüktür. Çoğu halde şevin fonksiyonel tasarımı için şev zemininde oluşacak deformasyonların sınırlı olması gerekmektedir. Şev yakınlarında özel herhangi bir yapı yoksa deformasyonlar göçmeyi gerçekleştirecek kadar kontrolsüz olmamak koşulu ile büyük olabilir. Diğer taraftan şev yakınlarında veya altında önemli yapılar var ise küçük deformasyonlar bile kabul edilemez ve fonksiyonel bir tasarım için zemin kütlesinde ortalama gerilme seviyesi de düşük olmalıdır. Şevin ne kadar süre kullanılacağı konusu da tasarımın önemli bir noktasıdır. Stabilité analiz yönteminin de, en az diğer bileşenler, yani yapım süreci, drenaj koşulları, malzeme özellikleri kadar önemli olduğunu vurgulamak gerekmektedir.

Güvenlik Faktörü

İncelenen zemin yapısında, yapının göçmeye karşı yeterli güvenlikte tasarlanmış olması gerekmektedir. Zemin yapısının güvenliği çoğu kez güvenlik faktörü denilen bir parametre ile tanımlanır. Güvenlik faktörü; zeminin mevcut mukavemetinin, uygulanan yükleme oranı şeklinde ifade edilebilir. Stabilité analizinin sonuçları normal olarak güvenlik faktörü terimleri ile açıklanırlar. Şevlerde, dolgularda ve temellerde zemin mukavemeti ve yükler problemin geometrisine o derece bağlıdır ki bu tanım çok genel kalmaktadır. Güvenlik faktörü, incelenen yapının stabilitesini temsil eden bir matematiksel oran olduğundan, şev stabilite analizinde ele alınan kayma mukavemeti ve gerilmelere göre değişir. Çok sayıda basitleştirici varsayımın yapıldığı analiz yöntemleri yarı ampiriktir ve bu yöntemlerin hangisinin uygulanacağı kararını tasarımcı şevlerin işlevleri konusunda kendi deneyiminle orantılı bir şekilde yerir. Böylece güvenlik faktörü gerçekte, tasarımcıya bir projeyi diğeri ile kıyaslama hakkı tanıyan bir deneyim faktörü olarak ortaya çıkar(Kezdi,1979). Çoğunlukla tasarımcının kullandığı güvenlik faktörünün nümerik değeri, arazi verilerinin doğruluğuna ve kalitesine, zeminin kayma mukavemeti konusundaki bilgisine göre değişir.

Geoteknik mühendisliğinde çok çeşitli güvenlik faktörü tanımları yapılmıştır. Buna göre güvenlik faktörünün;

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

gibi tanımları olmaktadır.

Morgenstern(1978), güvenlik faktörünü, belli bir kayma yüzeyi boyunca sevi limit denge durumuna getirebilmek için kayma mukavemeti parametrelerinin azaldığı bir faktör olarak tanımlamıştır. Bu tanıma göre güvenlik faktörü, efektif normal gerilmelerin, efektif gerilme analizine bağlı olması gibi kayma mukavemetine değil kayma mukavemeti parametrelerine bağlıdır. Bu tanımlamada kayma yüzeyi boyunca güvenlik faktörü uniform kabul edilmektedir. Diğer güvenlik faktörü tanımlarına bakıldığında, örneğin; potansiyel kayma dairesi merkezine göre moment alındığında güvenlik faktörü, karşı koyucu momentlerin, kaydırıcı momentlere oranı olarak verilmiştir, burada kayma yüzeyi dairesel olmadığında güvenlik faktörünü bu şekilde bulmak doğru olmaz. Bazen güvenlik faktörü bir noktada hesaplanan gerilmenin, müsaade edilen gerilmeye oranı olarak da ele alınır. Bu tanımlama ile verilen güvenlik faktörleri ise bir şevde gerilme dağılımı detaylı hesaplandığı zaman kullanılmalıdır. Örnek olarak eğimli düzlemde yer alan tek bir zemin veya kaya kütlesi olsun. Kayma düzlemi, kaya mekaniğinde ek veya fay, zemin mekaniğinde bir yataklanma düzlemi ve hatta göçmenin yer aldığı dairesel bir yüzey olabilir. Kayma yüzeyindeki mevcut kayma mukavemeti stabilizeyi bozan kuvvete direnç gösterir. Blok, kayma sınırına gelmedikçe, kaydırıcı kuvvet kayma mukavemeti ile aynı olmaz. Harekete direnç gösteren kuvvet, harekete geçirici kuvvete eşit olduğunda, buna mobilize kayma mukavemeti denir. Gerçek mukavemet ile mobilize olmuş mukavemet arasındaki oran **G ü v e n l i k S a y ı s ı** olarak adlandırılır. Harekete neden olan ana kuvvet, düzlemden aşağıya hareket eden bloğun ağırlık bileşenidir. Bu kuvvet yapı, sismik atalet yükleri ve diğer kuvvetler ile artabilir. Direnç gösteren kuvvetler ağırlık bileşeninden bulunur. Bunların en önemlisi zeminin sürtünme ve kohezyon bileşenlerine bağlıdır.

Kezdi(1979), güvenlik faktörünün yalnızca kayma mukavemeti parametrelerine değil aynı zamanda özel göçme mekanizmalarına da bağlı olduğunu öne sürmüştür. Suyun etkisinin olmadığı şevin, ani su çekilmesi

halinin, sızma etkisinde olan şevin, topuk kayması, derin kayma, düzlemsel kayma gösteren şevlerin hepsinin değişik güvenlik faktörü tanımlarının olması gerektiğine dikkat çekmektedir. Chugh(1986), limit denge yöntemine dayanan bütün şev stabilite analizlerinde tüm kayma yüzeyi boyunca tek bir güvenlik faktörü varsayımı yapıldığını, bunun da zeminin kayma mukavemetindeki belirsizlik ve değişimleri hesaba katmadığını belirtmektedir. Bu nedenle zeminin kayma mukavemeti özelliklerinin fonksiyonu olan bir güvenlik faktörü eşitliği önermektedir. De Mello(1977), güvenlik faktörünün 1.0 olmasının, şev göçmesinin çok yakında olduğunu göstermediğini, küçük jeolojik detayların, zeminin gerilme-şekil değiştirme özelliklerinin, gerçek boşluk suyu basıncının, başlangıç gerilmelerin, diğer faktörlerin güvenlik faktörünü çok etkilediğini belirtmektedir. Buna göre her değişkenin, güvenlik faktörüne etkisinin hesaba katılması gerektiğini söylemektedir. Bu faktörünün hesaplanmasının deterministik yaklaşımdan çok olasılıksal yaklaşımla olması gerektiğini Grivas(1979), Harr(1977) değişik kerelerde belirtmektedirler. Peck(1977), bir şevde en kötü durum analizi ile bulunan ve sabit varsayılan güvenlik faktörünün geoteknik tasarımlar için çok fazla güvenli tarafda olacağına işaret etmektedir. Grivas'a göre, güvenlik faktörüne bir alternatif olarak olasılıksal ve istatistiksel yöntemlerle bulunan göçme olasılığı, zemin yapılarının güvenliğinin bulunmasında daha doğru bir yaklaşım olacaktır. Baikie(1985), kayma mukavemetinin iki bileşeni olarak tanımlanan kohezyon (c) ve sürtünme ($\tan\phi$) bileşeni için iki ayrı güvenlik faktörünün kullanılmasına önermektedir. Şevin fonksiyonel tasarımında güvenlik faktörünün rolünü iyi anlamak gerekir. İyi tanımlanmış bir rolde belirsizlikler dikkate alınmalı ve analize giren birimlerin (mukavemet parametreleri, boşluk suyu basıncı dağılımı ve tabakalaşma) güvenilirliği bir anlamda bunda etkili olmalıdır. Şev tasarımı yapanların zemin parametreleri hakkında bilgileri ve arazi çalışmaları ne kadar az ve kalitesiz ise güvenlik faktörü de o derece yüksek olur.

Bir şevde herhangi bir noktada zeminin mevcut kayma mukavemeti Mohr-Coulomb kriteri,

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (2.1)$$

şeklinde ele alınmaktadır. Burada, c, kohezyon, ϕ , kayma mukavemeti açısı, σ , göçme yüzeyine etki eden normal gerilme, τ_f , göçme anındaki kayma mukavemeti olarak tanımlanır. Bundan sonra harekete geçmek üzere

mobilize olan kayma mukavemetinin güvenlik faktörüne bölünmesi ile o şevde bulunan kayma mukavemetinin fiziksel olarak ikiye ayrılamayacak olması nedeniyle kayma direncinin elde edilmesinde en çok yapılan matematiksel varsayım kohezyon ve sürtünme teriminin aynı derecede mobilize olduğudur. Dolayısıyla ele alınan zemin kütlesinin bütün noktalarındaki mobilize olmuş kayma mukavemeti,

$$\tau = c / F + (\sigma \cdot \tan \phi) / F \quad (2.2)$$

yani,

$$\tau = \tau_f / F \quad (2.3)$$

eşitliği ile hesaba katılır. Burada σ , normal gerilme, τ , kayma gerilmesidir. Zemin kütlesinin tüm stabilitesini elde etmek için lokal güvenlik sayısının integrasyonu tüm denge eşitliği terimleri ile yapılır. Problemin tüm stabilitesi için eşitlik, ilk defa Collin(1846), tarafından,

$$F = \text{Direnen Kuvvetler} / \text{Harekete Geçiren Kuvvetler}$$

şeklinde tanımlanmıştır. O günden beri de mobilize olmuş kayma mukavemeti denklemi ile birlikte lokal veya tüm stabilite eşitliklerinde kullanılmaktadır. Bu denklemde seçilen bir potansiyel kayma yüzeyi boyunca yalnızca göçmede değil aynı zamanda dengede olma durumunda da güvenlik sayısı 1.0' den büyük olmalıdır. Bu değişik stabilite analizlerinin dayandığı temel bir noktadır. Özel olarak şev stabilite analizlerinde bu güvenlik faktörünün 1.5' den büyük olması tercih edilir.

Limit Denge Analizi

Şev stabilite analizinde iki ana yaklaşım vardır. Bunlardan biri limit denge yaklaşımı, diğeri ise gerilme-şekil değiştirme analizidir. Verilen şev kesiti ve malzeme özellikleri için sonlu elemanlar tekniğindeki ilerlemelerle, deformasyonları analiz etmek ve şevdeki güvenliği gerilme ve şekil değiştirmelerle bulmak çok zor değildir. Bu tür gelişmiş yöntemler için verilerin çok doğru olması gerekir, çünkü bu yöntemler verilerin kendi hatalarını olduğu gibi sonuçlara yansıtırlar. Bu yüzden tasarımcı, çeşitli laboratuvar deneylerinden elde edilen zemin özelliklerine fazla güvenemiyorsa, bir baraj, dolgu veya şev kesitini vermesi için sonlu

elemanlar yöntemini kullanması anlamlı olmamaktadır. Diğer taraftan, limit denge prensiplerine dayanan basit yöntemlerle, gerilme altında yapıların deformasyonları hesaplanamasa bile yapıların güvenliği hakkında karşılaştırmalı sonuçlar bulmak mümkün olabilmektedir. Göçen şevler için geriden yapılan hesaplardan bulunan mukavemet parametreleri laboratuvar deney sonuçlarına benzemekte bu da limit denge yaklaşımına karşı güven vermektedir.

Limit denge yaklaşımının dayandığı ana fikir, göçme olasılığı bulunan bir yüzey varsaymak ve bu yüzey boyunca göçmeye yol açacak gerilme durumunu bulmaya çalışmaktır. Bu gerilme gerçek gerilme durumu değildir. Bu gerilmenin güvenlik faktörüne bağlı belli bir oranda mobilize olan gerçek gerilmedir. Burada güvenlik faktörü mobilize kayma gerilmeleri ile göçmeye yol açacak kayma gerilmelerinin bir oranı olarak tanımlanır. Tasarımda limit denge analizi güvenlik faktörünü bulmada kullanılır. Bir şev göçtüğünde güvenlik sayısı 1 kabul edilir. Göçme yüzeyi boyunca ortalama kayma direncini bulmak için bu analiz kullanılır. Limit denge analizlerinin tüm ortak prensipleri şunlardır:

- 1.) Bir kayma mekanizması gereklidir. Basit olarak şevler dairesel veya düzlem kayma yüzeyleri boyunca göçtüğü varsayılır. Şartlar üniform olmadığında daha karmaşık kayma yüzeyleri bulunur ve analiz geliştirilir.
- 2.) Varsayılan kayma mekanizmasına eşdeğerde istenen kayma direnci statik olarak hesaplanır.
- 3.) Denge için hesaplanmış kayma direnci mevcut kayma mukavemeti ile kıyaslanır. Bu kıyaslama güvenlik sayısı terimleri ile yapılır.
- 4.) En düşük güvenlik sayısı deneme ile bulunur. Örneğin, kayma yüzeyinin dairesel olduğu varsayılarak kritik kayma yüzeyi için bir araştırma yapılabilir.

Stabilite Analizi İçin Koşullar

Bir şev kullanılma ömrü boyunca, hesaba katılması gereken değişik göçme mekanizmalarına göre yükleme hızı ve drenaj koşullarının da birlikte düşünülmesi gerektiği farklı sızma ve yükleme durumları ile karşılaşabilir. Şevi oluşturan zeminin geçirgenliği analiz koşulları için oldukça önemlidir. Geçirgenliği yüksek zeminlerde su çabuk drene olduğundan, yükleme sırasında zemin konsolide olma olanağı bulunduğu drenajlı koşullarda bulunan parametrelerle stabilite analizi yapılır. Geçirgenliği düşük

zeminlerde ise yükleme sırasında su drene olma olanağı bulamadığından drenajsız koşullar, birçok problemde ise her iki durum da söz konusu olabilmektedir. İnşaat ve kazı sırasında yani kısa süreli stabilite problemlerinde drenajsız koşullar geçerli olurken, uzun süreli stabilite incelemesinde drenajlı durumu ele almak gerekmektedir. Uygulamada çok farklı koşullar ile karşılaşıldığı ve bunların hepsini tek bir deney yöntemi ile kontrol etmek mümkün olamadığından, bu durumları sınıflamak kayma mukavemeti parametrelerini ona göre bulmak gerekmektedir. Faktörler zeminlerin kayma mukavemetini etkilediğinden şevde potansiyel göçme ve yapım sırasında oluşabilecek kritik durumlar ve aşamalar düşünüldüğünde stabilite problemleri, drenajsız durum, drenajlı durum, ve kısmi drenajlı durum olmak üzere üç grupta incelenebilir.

i. Drenajsız Durum: Bir zeminin kayma mukavemeti hangi drenaj koşullarında olursa olsun efektif gerilmelere bağlıdır. Boşluk suyu hareketlerine herhangi bir sınırlama getirildiğinde suyun basıncında artışlar meydana gelir. Boşluk suyu basıncındaki herhangi bir değişiklik doğrudan efektif gerilmeleri etkiler bu da kayma mukavemetini değiştirir. Yükleme ve boşaltma sırasında drenajın oluşmadığı arazi koşullarında, toplam gerilme analizi kullanıldığı zaman, stabilite analizinde drenajsız kayma mukavemeti ile hesap yapılmalıdır. Kil şev üzerinde inşa edilen yapının ya da kazı veya dolgu işleminin oluşturduğu ek gerilme gerekli süre olmadığından, zeminde konsolidasyon olayının gerçekleşmediği yani suyun drene olamadığı duruma örnektir. Killi zeminlerdeki şevler için kısa süreli olmak üzere stabilite hesaplarında ve bu gibi şevlerde oluşan kaymaların incelenmesinde drenajsız olarak yapılan deneylerden efektif veya toplam gerilmeye göre bulunmuş mukavemet parametreleri kullanılabilir. Bu tür zeminlerde yapım sırasında konsolidasyon çok önemli olmadığından su muhtevastaki değişiklik de azdır. Hem yapım hem de göçme sırasında drenaja müsaade etmeyen hızlı oluşan durumları belirlediğinden, bu durum **kısa - dönem** ya da **yapım veya yapım sonrası** durum olarak da adlandırılır. Şevlerin stabilitesini incelerken kullanılan kayma mukavemeti parametreleri genelde çeşitli yükleme ve drenaj şartları altında laboratuvarda üç eksenli deneylerden elde edilebilirler. Analizde uygun kayma mukavemeti parametrelerini seçmek için deneylerde; zeminin doğal su muhtevasına, aşırı konsolidasyon oranına, zemin cinsine, yükleme ve yeraltı suyu koşullarına, deney tekniğine dikkat etmek gerekmektedir. Zeminlerde kırılma şartı genellikle Mohr-Coulomb ifadesi daha önce (2.1) eşitliği ile verilmişti. Bu kırılma kriterinde, zeminlerin kayma mukavemetinin olası göçme yüzeyi

boyunca kaymaya karşı oluşan dirençten kaynaklandığı varsayılır. Eşitliğe bakıldığında bu direnç iki terimden oluşmaktadır, burada $(\sigma \cdot \tan \phi)$ terimi sürtünme direncini, c ise kohezyon direncini göstermektedir. ϕ , kayma mukavemeti açısı sadece dane yüzeyleri arasındaki sürtünmeden oluşan direnci değil aynı zamanda danelerin birbirine göre hareketine engel olan kilitlenme etkisini de içeren toplam direnci temsil etmektedir. Kil şevlerin drenajsız kayma mukavemeti analizlerinin toplam gerilme yaklaşımı ile yapılması halinde, (2.1) bağıntısı kullanılmaktadır. Yukarıda bahsedilen yükleme koşullarının etkileri göz önüne alınacak olursa, buradaki c , kohezyon ve ϕ , kayma mukavemeti açısı yani kayma mukavemeti parametreleri çabuk ve drenajsız deneylerden yani konsolidasyonsuz - drenajsız (UU) deneylerinden elde edilen parametreler olabilir.

Zeminin yük altında sıkışması, şekil değiştirmesi, gibi ölçülebilen bütün mühendislik davranışları, zemin içinde verilen bir nokta üzerinde etkiyen toplam asal gerilmeler ile hidrostatik boşluk suyu basıncı arasındaki farka eşit olan efektif gerilmeler tarafından kontrol edilmektedir. Bu kavrama göre tamamen suya doygun bir zeminde efektif gerilme veya danelerarası gerilme, Terzaghi(1936) tarafından,

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.4)$$

eşitliği ile verilmiştir. Zeminlerin daneli yapıya sahip olmalarından dolayı uygulanan toplam yükün belli bir kısmını daneler arası değme noktalarında oluşan gerilmeler, diğer kısmını boşluklardaki basınç karşılamaktadır. Efektif gerilme toplam gerilme ve boşluk suyu basıncı arasındaki fark alınarak hesaplanmakta ve toplam gerilmenin zemin iskeleti tarafından taşınan bileşeni olduğu kabul edilmektedir. Bu durumda Mohr - Coulomb kırılma kriteri,

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (2.5)$$

şeklini almaktadır. Kilin drenajsız kayma mukavemeti laboratuvar veya arazi deneylerinden bulunabilir, pratikte ise drenajsız kayma mukavemeti deney tipine oldukça çok bağlı olduğundan bu deney sonuçları dikkatle kullanılmalıdır.

ii.Drenajlı Durum: Geçirgenliği yüksek kum ve çakıl gibi zeminlerde, çoğu yükleme hızları için zemin içindeki suyun dışarı çıkma olanağı bulacağı

ve konsolidasyon olayının oldukça çabuk geliŖeceėi varsayılır. Birçok halde de yükün uygulanması sırasında konsolidasyon sona erer. Bu dikkate alınarak bu tür zeminlerde kayma mukavemeti parametreleri arazideki koŖullara karŖı gelen efektif gerilmelere göre bulunan kayma mukavemeti parametreleridir. Efektif kayma mukavemeti parametreleri çok yavaŖ ve boŖluk suyu basıncı artıŖlarına imkan tanımadan yani drenajlı durumda kayma mukavemeti parametreleri konsolidasyonlu - drenajlı (CD) deneyleri ile belirlenebildiği gibi boŖluk suyu basıncı ölçülen konsolidasyonlu - drenajsız (CU) deney ile de bulunabilir.

iii.Kısmen Drenajlı durum: Bazı yükleme durumlarında zemin cinslerine göre oluŖan boŖluk suyu basınçlarının kısmen sönümlendiğini kabul etmek daha gerçekçi olabilir. Bu tip problemlerde efektif kayma mukavemeti parametreleri kullanılmaktadır. Burada geçirgenliğe bağlı olarak boŖluk suyu basıncının sönümlenmesinin etkisi hesaba katılır. Bu tip problemlerde konsolidasyonlu drenajsız deneylerden elde edilen parametreler kullanılmaktadır. Deneyler sırasında konsolidasyon basıncı zeminin ilk gerilme durumunu verecek Ŗekilde seçilir ve kesme sırasında ise normal basınçlar ani su çekilmesinden doğan gerilmelere karŖılık gelecek değerde seçilmelidir. Yapım sırasında su muhtevası azalan ve yükleme nedeniyle pozitif boŖluk suyu basınçlarının oluŖtuėu kademeli yükleme durumlarında bu analizi kullanmak doğru olur.

Kısmen doymun zeminlerde, efektif gerilme prensibinin geçerliliği üzerinde bir çok araŖtırma yapılmıŖtır. Aitchison&diğ.(1956), zemin suyundaki, p'' deėiŖikliklerin(emme veya basınç), efektif gerilmelere katılması gerektiğini savunmuŖlar ve aŖaėıdaki eŖitliėi,

$$\sigma' = \sigma + p'' \quad (2.6)$$

nermiŖlerdir. BoŖluklara hava girdiğinde, boŖluk suyu basıncı tüm kesitte etkili olamayacağından (2.6) eŖitliėi de geçerli olamaz. Bu yüzden Aitchison (1960),

$$\sigma' = \sigma + X(u_a - u_w) - u_a \quad (2.7)$$

eŖitliėini nermiŖtir. Burada, u_a ; boŖluktaki gaz fazın basıncı, u_w ; boŖluklardaki sıvı fazın basıncı, X ; ise eŖitli zemin cinsleri için doymunluk derecesinin bir fonksiyonu olarak seçilebilen bir parametredir. Buna göre kısmen doymun zeminlerde efektif gerilme,

$$\sigma' = \sigma - u^* \quad (2.8)$$

bağıntısı ile tanımlanabilir. Burada, eşdeğer boşluk suyu basıncı;

$$u^* = \{X.u_w + (1 - X).u_a\} \quad (2.9)$$

olarak verilmiştir. Kısmen doymuş zeminde, σ' efektif gerilme, uygulanan toplam gerilme σ dan, eşdeğer boşluk basıncının çıkarılması ile elde edilir.

2.5. Toplam ve Efektif Gerilme Yaklaşımı

Şev stabilite analizi yapılacağı zaman toplam gerilmeler veya efektif gerilmelerden hangisinin kullanılacağına karar verilmesi gerekmektedir. Bu seçim genellikle şev stabilite probleminin kısa dönem veya uzun dönem olarak sınıflanmasına dayanır. Şev göçmeleri genellikle yüklemdeki değişimden dolayı oluşuyorsa ve hızlı meydana gelmiş ise kısa dönemde stabilite hesabına gereksinim vardır. Bu özellikle bir zemin kütlesinde, yüklemdeki değişime bağlı boşluk suyu basıncı değişimi zeminin konsolidasyon süresi ile kıyaslandığında daha hızlı ise önemlidir. Eğer yüklemdeki değişim zeminin konsolidasyonu ile kıyaslandığında oldukça yavaş ise (doğal şevlerde yeraltı suyu seviyesinin değişimi), problem uzun dönem stabilite problemi olarak ele alınmalıdır. Prensipte toplam veya efektif gerilme yaklaşımı herhangi bir şeve uygulanabilir. Uygulamada kısa dönem problemleri için toplam gerilme analizi her zaman daha basit ve uygundur. Çünkü boşluk suyu basınçlarını tahmin etmek hala zor bir yaklaşımdır. Toplam gerilme analizi için kullanılan kayma mukavemeti parametreleri toplam gerilmelere göre bulunmuştur. Boşluk suyu basıncı oluşumunun etkisini içeren efektif gerilme analizinde ise efektif gerilme parametreleri c' ve ϕ' kullanılır.

Bu konuda aşağıdaki öneriler sıralanabilir:

- 1.)Uzun dönem stabilite daha kritik gibi gözükmemektedir. Yeraltı suyu koşullarını kullanarak efektif gerilme analizi ile en iyi çözümdür.
- 2.)Kısa dönem stabilite hesabında, kazı sırasındaki boşluk suyu basıncı değerlerine gerek yoktur.
- 3.)Eğer kısa dönem stabilite isteniyorsa (geçici kazılar için) kilin drenajsız kayma mukavemeti kullanarak toplam gerilme analizi uygundur. Fakat bazen boşluk suyu basınçları kazı sırasında azalır ve hemen tekrar

yükselebilir. Bu da fisürlü killerde bu yöntemin daha dikkatle kullanılmasını gerektirir.

4.)Eğer boşluk suyu basınçları kaydediliyorsa, herhangi bir zamanda stabilite hesabı efektif gerilmeler ile yapılmalıdır.

Bu sonuçlara göre temellerde ve yumuşak zeminlerin üzerindeki dolgularda kısa dönem stabilite yaklaşımı oldukça kritiktir. Doğal şevlerde çoğu göçme küçük gerilme değişikliklerine bağlı meydana gelse bile problem uzun dönem olarak ele alınmalıdır. Potansiyel göçme yüzeylerindeki mevsimlere göre değişen boşluk suyu basınçlarına ve aşınmalara bağlı kayma mukavemeti değişimleri olmaktadır. Bu nedenle doğal şevlerde efektif gerilme yaklaşımı kullanılmalıdır.

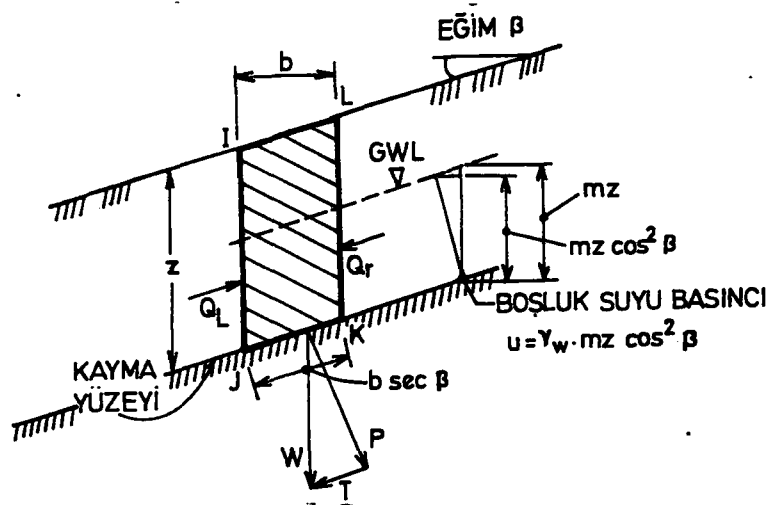
2.6. Şev Stabilite Analiz Yöntemleri

Şev stabilite analizi yapılmadan önce oldukça çok çeşiti olan kayma mekanizmaları oluşumları ve ilerlemeleri açısından irdelenmelidir. Çoğu mühendislik amaçları için basit kayma modelleri bulunabilmekte, bu kayma modelleri çığ ve yavaş akma haricinde, bazı yavaş hareket eden moloz akmalarına bile uygulanabilmektedir. Tasarımcılar bazen çok basitleştirilmiş kayma modellerine başvurmak zorunda kalabilmektedirler. Bu durumda yalnızca hesap zorluklarından dolayı değil aynı zamanda zemin ve kaya davranışını modellemedeki zorlukların bir sonucu olarak da ortaya çıkmaktadır. Kapsamlı bir stabilite analizi için gerekli olan arazi veya laboratuvar deneylerinden elde edilen parametreleri bulmak, sıradan işler için çok ekonomik olmayabilir. Basit kayma modellerinde genellikle limit denge yaklaşımı kullanılmaktadır. Zeminin kayma mukavemetinin hesaplanmasında, kayma yüzeyindeki normal gerilmeler için bir varsayım yapılmalıdır. Tek başına kayan blok için bu basittir ve kayma yüzeyinde normal kuvvet basit bir çözümle bilinmeyen kuvvetler ile hesaplanabilir. Eğer kayma yüzeyleri eğri ve çok uzun değilse dilim yöntemi denilen yöntem kullanılır. Dilim yönteminde, kayma yüzeyi üzerindeki zemin kütlesi genelde düşey parçalara bölünerek dilimlere ayrılır. Bu dilimlerin düşey seçilmesinin yöntem için bir anlamı yoktur yalnızca hesap kolaylığı sağlar, ayrıca dilim genişliklerinin de eşit seçilmesi gerekmez. Burada en basit yaklaşım her dilimin dönmesini ve güvenlik faktörünü bulmaktır. Topuk kısmında oluşacak problemlerden sakınmak için direnç gösteren kuvvetler toplanır ve harekete geçirici kuvvetler toplamına bölünür. Bu da daha ortalama bir güvenlik faktörü verir. Bu konuda dairesel kayma yüzeyi varsayıldığında her dilimin

kaydırıcı ve karşı koyucu kuvvetleri yerine, kayan kütlenin bir dönme merkezine göre momentinin alınması daha iyi çözüm olmaktadır.

Düzlemsel Kaymalar

Rezidüel zeminler ve kum akmalarda kayan kütlenin boyu ve derinliği arasındaki oran çok büyük olduğundan teorik olarak sonsuz şev incelemesi geçerli olmaktadır. Bu analizde kayma yüzeyinin en basit hali olarak zemin yüzeyine paralel olan bir yüzey varsayılır. Skempton(1964), kayma daha çok aşınmış tabakada olduğunda ya da zemin kütlesinin bünyesinde içsel bir bozulma meydana gelmiş ise analizin sonsuz şev yöntemi ile yapılmasını önermektedir. Aşınma sırasında zeminde yer yer dökülmeler, yumuşamalar gözlenebilir. Sonsuz şev terimi tipik bir eleman göz önüne alındığında tüm şevi temsil edecek kadar geniş, üniform şev tasarımı kullanılır. Topukdaki ve tepedeki düzensizlikler ihmal edilir ve belli uzaklıktaki zemin özellikleri sabit varsayılır. Şekil 2.4.' te sonsuz şev kesitine efektif gerilme analizinin uygulanabilmesi için boşluk suyu basıncının bilindiği, durgun akışın yüzeye paralel olduğu varsayılmakta ve b genişliğindeki dilime etki eden kuvvetler görülebilmektedir. Sonsuz şev analizi oldukça basittir ve çoğu halde de oldukça doğru sonuçlar elde edilir. z derinliğinde, b genişliğinde IJ ve KL düşey çizgilerle sınırlanmış tipik bir dilime bakıldığında, süreklilik de göz önüne alınarak, Q_L ve Q_r sonuç kuvvetleri birbirine göre zıt ve eşit olmalıdır.



Şekil 2.4. Sonsuz şev kesiti

Dilim tabanındaki düşey yük W , bunun normal ve teğet bileşenleri P ve T dir. Bir dilimin birim genişlikteki hesapları;

Dilim ağırlığı, P ve T kuvvetleri, kayma gerilmesi,

$$W = \gamma \cdot b \cdot z \quad (2.6)$$

$$P = \gamma \cdot b \cdot z \cdot \cos\beta \quad (2.7)$$

$$T = \gamma \cdot b \cdot z \cdot \sin\phi \quad (2.8)$$

$$JK = b \cdot \sec\beta, \quad \tau = \gamma \cdot z \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta$$

şeklinde ifade edilebilir. Stabilite için τ kayma gerilmeleri, τ_f kilin kayma mukavemetini aşmamalıdır. Güvenlik faktörü efektif gerilme terimleri ile tanımlanırsa,

$$F = \tau_f / \tau = [c' + (\gamma \cdot z \cdot \cos^2\beta - u) \tan\phi'] / (\gamma \cdot z \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta)$$

Doğal yamaçlarda şeve paralel durgun sızma durumunda, zemin suyu seviyesi, kayma yüzeyinden $m \cdot z$ mesafededir, boşluk suyu basıncı, $u = \gamma_w \cdot m \cdot z \cdot \cos^2\beta$ dir. Bu yüzden,

$$F = (c' + (\gamma - m \cdot \gamma_w) z \cdot \cos^2\beta \cdot \tan\phi') / (\gamma \cdot z \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta) \quad (2.9)$$

bu şekli ile tanımlanır. Kayma yüzeyi boyunca oluşan hareketlerden dolayı τ_f ve kalıcı mukavemet değerleri azalabilir ve c' değeri ise sıfır alınabilir. Skempton(1964), fisürlü killerde yeraltı suyuda yaklaşık yüzeyde ise güvenlik faktörünü

$$F = (\gamma - \gamma_w) \cdot \tan\phi' / \gamma \cdot \tan\beta \quad (2.10)$$

şeklinde tanımlamıştır. Burada, ϕ' , zeminin kayma mukavemeti açısı, β , şev açısı, γ , zeminin birim hacim ağırlığı olarak hesaba katılmaktadır.

Dairesel Kaymalar

Yumuşak kohezyonlu zeminlerde göçme genellikle dairesel bir kayma yüzeyinde meydana geldiği gibi bu tür kaymalar her cins zeminde de görülebilir. Şev göçmeleri genellikle tepesindeki çekme çatlakları ile

belirlenir. Terzaghi vd.(1967), kohezyonlu zeminlerde üst ucunda en az eğriliğe, ortada en çok ve alt uçda orta seviyede eğriliği olan bir eğri (elips parçası) kayma yüzeyi tanımlamışlardır. Fakat homojen zeminlerdeki stabilite analizlerinde kayma yüzeyi genellikle daire, bazende logaritmik spiral varsayılır. Taylor(1948), homojen zeminler için, logaritmik spiral kayma yüzeylerine dayanan stabilite analizi sonuçlarının hemen hemen dairesel analizle bulunana benzer olduğunu göstermiştir. Bu daha sonra Chen(1975) tarafından plastik denge analizi kullanılarak ispat edilmiştir. Sonuçların benzer olması nedeniyle logaritmik spiral kayma yüzeyi seçimi oldukça az kullanılmaktadır. Hoek(1970), Hoek vd.(1974), dairesel kayma yüzeyli analiz yöntemlerini yalnızca zeminlerdeki limit denge analizinde değil aynı zamanda yumuşak kaya zeminlerde de kullanmışlardır. Göçmede ana ayırım taban göçmesi ve topuk göçmesi şeklinde yapılır. İlkinde göçme yüzeyi topuğun altında herhangi bir yerden, ikincisinde topuğun üzerinden veya tam topukdan geçer. Dairesel kayma yüzeyli analizde taban göçmesi şevin gerisindeki zeminin jeolojik yüküne topuğun dayanamadığını gösterir. Yüzeye yakın yerlerde daha sert tabaka varsa, taban göçmesinin yüzeyi, bu tabakanın üst kısmının eğimidir. Topuk göçmesi genellikle kaba daneli zeminlerde meydana gelir. Taban göçmesi ise şevin topuğunun altında daha zayıf malzeme varsa, göçme anında $\phi=0$ koşuluna ulaştığını gösterir. Skempton(1948), kayma yüzeyi olarak daire yayı kabul edildiğinde en basit analiz yöntemin $\phi=0$ analizi olduğunu belirtmiştir.

$\phi = 0$ Analizi

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

$$M_r = C_{ist} \cdot R^2 \cdot \theta \quad (2.11)$$

şeklinde verilebilir. Buradan hareket ile güvenlik faktörü,

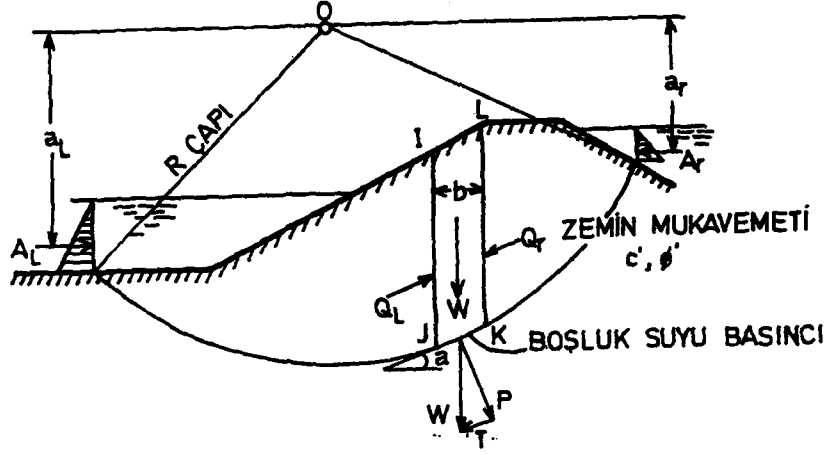
ab kayma yüzeyi boyunca bileşke c kohezyon kuvveti yerine, L uzunluğundaki bir ab yüzeyinin kirişine paralel ve dairenin merkezinden x mesafede etki eden aynı genlikte bir c_m kohezyon kuvveti alınabilir.

$$c \cdot x = c_m \cdot L \cdot x = c_m \cdot \widehat{ab} \cdot R \Rightarrow x = \widehat{ab} \cdot R / L \quad (2.13)$$

Bir sızma veya herhangi bir nedenle boşluk suyu basıncı varsa bunlar kayma yüzeyinde hesaplanmalıdır. Sonra kuvvetlerin dengesi W, c ve u hep birlikte düşünülmelidir. Şev her noktada limit dengede sayıldığından kayma yüzeyinin normali ile ϕ_m açısı yapan dP elemanter sürtünme reaksiyonu her noktada etki eder. Bu yüzden bu sürtünmeler, $R_f = R \cdot \sin \phi_m$ çaplı sürtünme dairesine teğettir. Taylor(1948), bu varsayımdan çıkan hatanın genellikle küçük ve güvenli bölgede kaldığını belirtmiştir. $R_f = K \cdot R \cdot \sin \phi_m$ çaplı bir daireye teğet olan P bileşkesi ile daha doğru bir analiz önermiştir. K' nın değeri genellikle birden büyüktür ve alt sınırı $R \cdot \sin \phi_m$ çaplı daireye karşılık gelir. K değeri istatistik olarak düzensizdir, daire yayının merkezinde olduğu kadar kayma yüzeyi boyunca efektif gerilme analizine dayanır.

Dilim Yöntemleri

Kohezyonlu ve sürtünmeli zeminlerde dairesel kayma yüzeylerinin dilim yöntemleri ile analizi ilk olarak İsveç'te Göteborg limanı ve demiryolları için geliştirilmiştir. Bundan önce incelenen, kayan kütlelerin tümünün stabilitesini ele alan analiz yöntemleri, genellikle homojen olmayan zemin ve kayalardaki düzensiz şevlerde yetersiz kalabilmektedir. Daha ayrıntılı analiz için geliştirilen bu yöntemde, kayan kütle birbirine komşu düşey dilim serilerine bölünür ve her dilimin kendi dengesi ayrı ayrı ele alınır. Şevdeki kayma yüzeyi dilimlere ayrılır ve dilimlere etki eden kuvvetler Şekil 2.7.'de gösterilmektedir. Bu yöntemde dilimlerin genişliklerinin eşit olması gerekmez. Homojen olmayan bir şevde zemin tipine, tabakalaşma ve homojenitesine göre uygun genişlikte seçilebilir. Dilim yöntemine göre sonuca ulaşabilmek için, W, zemin diliminin ağırlığı, Q, dilimler arası kuvvetler, P, tabandaki normal kuvvet ve u boşluk suyu basıncı kuvvetleridir. Çözümde, her dilimin içindeki kuvvetler ve tüm kütle denge şartlarını sağlamalıdır.



Şekil 2.7. İsveç dilim yöntemi

Şekilden de görülebildiği gibi burada, Q_L ve Q_R birbirine eşit ve zıt yönlü dilimler arası kuvvetlerdir. Dilim tabanındaki normal gerilme P ve kayma kuvveti T ,

$$P = W \cdot \cos \alpha \quad \text{ve} \quad T = W \cdot \sin \alpha \quad (2.14)$$

şeklinde yazılır. Önce ortalama boşluk suyu basıncı JK boyunca u , sonra efektif kuvvet JK sürtünme direnci oluşur.

$$P' = (W \cdot \cos \alpha - u \cdot b \cdot \sec \alpha) \quad (2.15)$$

Göçme meydana geldiğinde maksimum kayma mukavemeti,

$$\tau_{\text{maks}} = c' \cdot b \cdot \sec \alpha + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot b \cdot \sec \alpha) \cdot \tan \phi' \quad (2.16)$$

şeklinde yazılabilir. Bütün dilimlerin kaydırıcı ve karşı koyucu momentlerinin toplamı;

$$M_d = \sum [R \cdot W \cdot \sin \alpha] + A_r \cdot a_r - A_l \cdot a_l \quad (2.17)$$

$$M_{\text{maks}} = \sum R [c' \cdot b \cdot \sec \alpha + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot b \cdot \sec \alpha) \tan \phi'] \quad (2.18)$$

olduğundan güvenlik faktörü;

$$F = M_{maks} / M_d \quad (2.19)$$

olarak tanımlanır. İsveç dilim yönteminde moment dengesi kullanılmakta, efektif analiz yapılmaktadır. Dilimler arası kuvvetlerinin büyüklüklerini hesaplamak ve bunu güvenlik faktörüne katmak oldukça zordur. Dolayısıyla basit dilim yönteminde dilimler arası kuvvetler ihmal edilmektedir. Örneğin, Bishop(1955) dilimler arası kuvvetleri ihmal ederek tüm denge için,

$$\sum \tan \phi \cdot \{ (T_n - T_{n+1}) \cdot \cos \alpha - (E_n - E_{n+1}) \cdot \sin \alpha \} = 0 \quad (2.20)$$

varsayımını yapmıştır. Bu varsayım güvenlik faktörünün içine alındığında, sonuçların oldukça tutucu ve güvenli tarafda olduğu görülür. Derin kritik kayma dairelerinin seçilmesinde ve boşluk suyu basıncının artmasında hata artar. Güvenlik faktörünün kaymaya direnç gösteren momentlerin, kaydıran momentlere oranı olduğu varsayılırsa, kayma dairesinin merkezine göre moment alındığında aşağıdaki eşitlik ,

$$F = \{ c \cdot L + \tan \phi (W \cos \alpha - u \cdot L) \} / W \sin \alpha \quad (2.21)$$

bulunur. Buna göre boşluk suyu basıncı fazla ve W dilim ağırlığı az olması, $(W \cdot \cos \alpha - u \cdot L)$ teriminin negatif olmasını sağladığından dolayı problem meydana gelebilir. Whitman vd.(1967), bu gibi durumlarda bu terim sıfır alınabileceğini önermektedirler. Turnbull vd.(1967), efektif normal gerilmenin doğrudan hesaplanmasında farklı bir işlem önerdiler. Bu öneriye göre yapılan işlem, bir dilimin efektif dilim ağırlığını kullanarak dilim tabanında normal efektif kuvvetleri çözmek ve güvenlik faktörü terimine bunu katmaktır. Buna göre güvenlik faktörü,

$$F = \{ c \cdot L + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot L \cdot \cos^2 \alpha) \tan \phi \} / W \cdot \sin \alpha \quad (2.22)$$

olarak alınır. Bu formülün kullanılması kayma yüzeyi boyunca normal kuvvet dağılımının daha makul aralıkta olduğu görülmektedir. Çok geniş merkez açıları yani derin kaymalar ve yüksek boşluk suyu basınçları için daha önce var olan hatalar ise bu yöntemde de geçerli olmaktadır.

Bundan önceki bölümde görülen analiz yöntemleri teorik olarak limit denge yöntemlerine uygulanabilirler ve pratik de bazen örneklerine rastlanmaktadır. Genellikle çok kullanılan dilim yöntemlerinin limit denge prensipleri ile birlikte düşünülmesi ilk olarak 1955 yılında Bishop ile başlamıştır. Bishop ilk önce tipik bir dilim ele alarak, denge eşitliğinde dilimler arası kuvvetleri kapsayan karmaşık problemi formüle etmiş, dilimlerarası ve kenarlardaki değerlerin iteratif hesaplarda formüle edilmesini ve çözüme katılışını göstermiştir. Şekil 2.8' de gösterilen tipik dilim ve kuvvetler ele alınır.

Güvenlik faktörü F , limit dengede potansiyel kayma yüzeyi boyunca mobilize olan kayma gerilmesi ile zeminin mevcut kayma mukavemeti arasındaki oran olarak tanımlanır. Dilim yöntemine limit denge analizinin uygulanması halinde Şekil 2.8'de gösterilen bir dilimin ve tüm denge için varsayılan kayma yüzeyi üzerinde stabilitesi incelenir. Burada W , dilimin ağırlığı, Q_l ve Q_r , sırasıyla yatayla θ_l ve θ_r açıları yapan toplam bileşke kuvvetler, U_l ve U_r , dilimin kenarındaki boşluk suyu basınçlarıdır. Dilimin tabanındaki kayma kuvveti S_m , toplam normal kuvvet P , boşluk suyu basıncı kuvveti U olarak hesaplara katılır. Eğer kayan kütle analiz için n dilime bölünürse çözüm aşağıdaki bilinmeyen değerleri sağlamalıdır.

Kuvvetler;

n dilimin tabanındaki P normal kuvvetleri, (boşluk suyu basıncının bilindiği varsayılır.)

$n-1$ her dilimin dilimlerarasında etkiyen Q kuvvetleri, (boşluk suyu basıncı bilinir.)

$n-1$ dilimlerin kenarlarında normal ve kayma kuvvetlerinin arasındaki oranı tanımlayan Q kuvvetlerinin yatayla yaptığı θ açıları, Sonuçta toplam $(3n-2)$ kuvvet bulunmaktadır.

Momentler;

n dilimin tabanında P bileşeninin e moment kolu ile çarpımı

$n-1$ dilim tabanında Q bileşeninin f moment kolu ile çarpımı

toplam $(2n-1)$ moment denklemi yazılabilir. Her dilimde iki denge denklemi ve bir moment denge denklemi bulunduğu göre $(5n-3)$ bilinmeyene karşılık $3n$ eşitliği vardır. $(2n-1)$ adet basitleştirici varsayım yapılmadıkça problem satik olarak düzensizdir. Bu bir grup varsayımdan biri, dilim genişlikleri yeterince ince seçilebilirse her dilim tabanının orta noktasında P kuvvetinin etkidiğinin varsayılmasıdır. Burada, S_m kayma kuvvetinin dilim dengesi için gerekli bir kuvvet olduğu ve zeminin mevcut mukavemetine bağlı olduğu unutulmamalıdır.

Bu bölümde dilim yönteminde limit dengenin genel olarak uygulanmasından bahsedilmiştir, Bölüm 5.de bu yöntemler daha detaylı olarak ele alınacaktır.

Stabilite Abak Çözümleri

Çok önemli olmayan mühendislik projelerinde şev stabilite analizinin gerektirdiği nümerik işler çok zaman alıcı ve rutin gelebilir. Bu hesapları kısaltmak ve daha kolay bir ön tasarım yapmak için stabilite kartları geliştirilmiştir. Şev geometrisinin ve zemin şartlarının standart bir şekle sokulmasının getirdiği bütün olumsuzlukları abakları kullanmadan önce bilmek gerekir. Abaklarla çözüm yapabilmek için genellikle çok basitleştirilmiş bir şev geometrisi ve homojen zemin şartlarına gereksinim vardır. Uygulamada bütün şevler düzensiz geometrileri ve üniform olmayan zeminleri ile değişken zemin profiline sahiptirler.

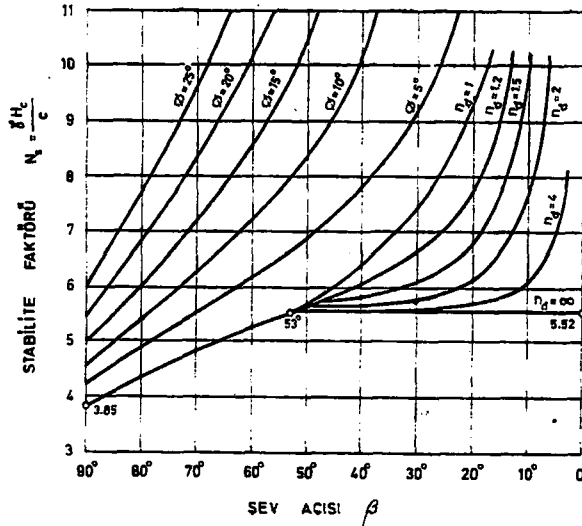
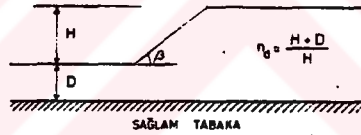
Taylor Çözümü

Taylor(1948), sürtünme dairesi yöntemini kullanarak homojen şev hesaplarında zeminin belli bir kayma mukavemeti açısı için ; H şev yüksekliği ve birim hacim ağırlığı arttığında, c kohezyonu azaldığında, şev stabilitesinin azaldığını belirtmektedir. Taylor, farklı şev yüksekliği, birim hacim ağırlığı ve

kohezyon için tek bir diyagramla birleşecek boyutsuz bir "stabilite sayısı" $\gamma H/c$ tanımlamıştır. Stabilite sayıları literatürde $\gamma H/c$ veya $c/H\gamma$ biçiminde hesaplanabilmektedir. Taylor'un orijinal çözümleri bir şevde c ve ϕ parametrelerini toplam gerilme cinsinden bulur. Toplam gerilmeler $\phi_u=0$ drenajsız şartlarda göçmeye neden olan doygun killerde kullanılır. Şekil 2.9' dan da görüldüğü gibi belli bir şev açısı β için d derinliğine bağlı olarak $\gamma H/c_{ist}$ stabilite sayısı eksenden okunur. d kaymanın sınırında olan sert tabaka derinliğidir. Drenajsız göçmeye karşı güvenlik faktörü mevcut kayma mukavemetinin ortalama kayma direncine oranlanması ile,

$$F = c_u / c_{ist} \quad (2.23)$$

şeklinde elde edilir. Bu abağı kullanabilmek için şev topuğunda serbest su yüzeyi olmaması, sürşarj ve çekme çatlağının bulunmaması ve göçme yüzeyinin dairesel olması gerekmektedir. Bu arada 3 özel göçme mekanizması tanımlanmaktadır. Şev göçmesi; şev yüksekliği H , drenajsız kayma mukavemeti ile kıyaslanır, şev yüzünden kaymanın topuğuna kadar devam eder. Topuk göçmesi; şev açısı 54° yi aştığı zaman bütün göçmeler şev topuğunda toplanır.



Şekil 2.9. Değişik ϕ açıları için, şev açısı β ile stabilite faktörü N_s ve derinlik faktörü n_d arasındaki bağıntıyı veren Taylor stabilite abağı

Bishop ve Morgenstern Çözümü

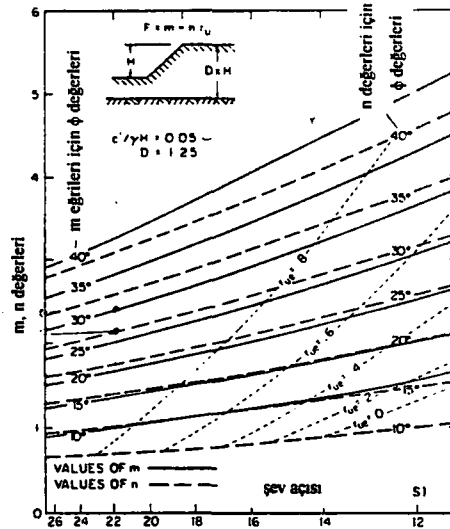
Bishop(1955), şev stabilite analiz yöntemini geliştirdikten sonra aynı zamanda şev tasarımı için daha kolay çözüm getiren tasarım abaklarını da geliştirdi. Homojen şevlerde efektif gerilme analizi kullanarak, belli şev açıları için (11°-27°) hesap yapabilmektedir. Efektif kohezyon c' , γ , doymun birim hacim ağırlık ve şev yüksekliği H , boyutsuz stabilite sayıları $c'/\gamma H$ ile birleştirilmiştir. Şeve etki eden boşluk suyu basıncı, " r_u " olarak adlandırılan bu parametre,

$$r_u = u / \gamma H \quad (2.24)$$

eşitliği ile verilmektedir. Bir şevde yüksek boşluk suyu basınçlarının olması düşük efektif gerilme anlamına gelir, düşük kayma direnci ise düşük güvenlik faktörü demektir. Bishop vd.(1960), şev stabilite analizinde abaklarla yapılan hesaplamada kullanılan güvenlik faktörünü, (Şekil 2.10)

$$F = m - n.r_u \quad (2.25)$$

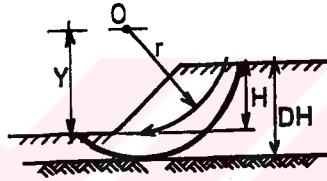
şeklinde tanımlamaktadır. Burada m ve n , D ve $c'/\gamma H$ dayanan boyutsuz sayılardır. Bir şevde genellikle r_u dağılımı değişkendir ama genellikle analiz için r_u 'nun sabit alındığı görülür.



Şekil 2.10. Basitleştirilmiş Bishop yöntemini kullanarak homojen kil şevlerde c' , ϕ' ve r_u analizi için stabilite abağı (Bishop vd.1960)

Cousins Abakları

Cousins(1978), Taylor, Bishop&Morgenstern, Spencer ve Janbu'dan sonra sürtünme dairesi yöntemine dayanarak stabilite için abaklar geliştirmiştir. Bu abaklarda efektif gerilme analizi kullanılmaktadır. Şev açısı 45° ye kadar olan şevler için boşluk suyu basıncı hesaba katılmıştır. Kritik topuk daireleri, taban göçme daireleri, topukdaki kısmi göçme daireleri ve taban daireleri için, Şekil.2.11'de verilen şev geometrisine göre hazırlanan dört grup abak, D derinlik faktörüne bağlı bulunan minimum stabilite sayısı N_f yi vermektedir. Daha önce ayrı bir abakdan ise r_u boşluk suyu basıncı katsayısı bulunmaktadır.



Şekil 2.11.Cousins abakları için şev geometrisi

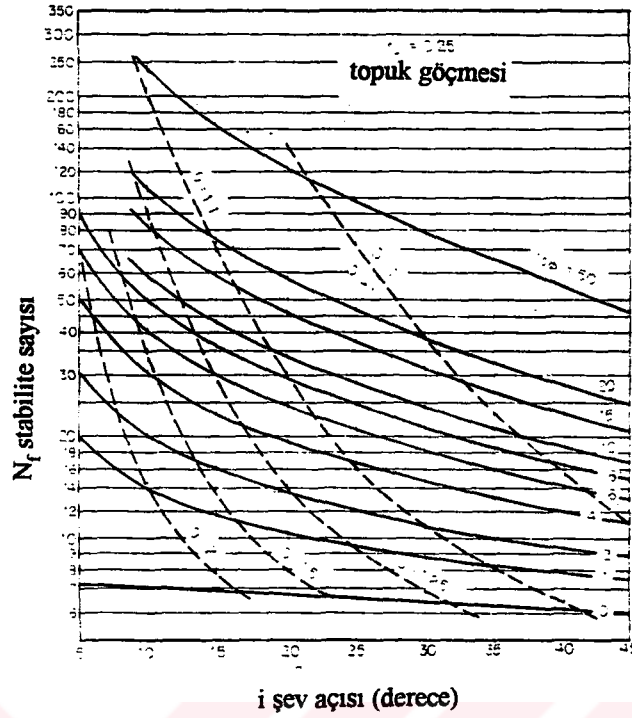
N_f stabilite sayısı ise, $N_f = \gamma H.F / c'$ olarak verilmektedir. Zemin özelliklerine ve şev yüksekliğine bağlı olan, $\lambda_{c\phi}$ faktörü de,

$$\lambda_{c\phi} = \tan \phi' / (c'/H\gamma) \quad (2.26)$$

şeklinde tanımlanır. Cousins abağına girebilmek için r_u boşluk suyu basıncı katsayısı 0, 0.25 ve 0.5 değerlerinden biri seçilir. Şekil 2.12' de verilen bir grup abakdan yalnızca bir tanesidir. Abakdan bulunan N_f değeri ile güvenlik faktörü,

$$F = N_f c' / \gamma H = N_f(\alpha, \lambda_{c\phi}, r_u, D) \quad (2.27)$$

olarak hesaplanabilmektedir.



Şekil 2.12. Cousins abakları

2.7. Şevlerde Deprem Etkisi

Depremler genellikle büyük heyelanları ve şev hareketlerini başlatırlar. Geçmişteki ve yakın tarihteki depremler incelendiğinde büyük felaketlerle sonuçlanan depremin neden olduğu şev göçmelerine çok rastlanmaktadır. Deprem dalgalarının ürettiği tekrarlı yükleme sonucu oluşan zemin göçmeleri, kaymaları ve şev stabilite bozulmaları potansiyel bir tehlike olarak tanımlanmalıdır. Tarih boyunca bir çok deprem sırasında ve sonrasında, doğal veya insan eliyle yapılmış şevlerin göçmeleri zemin hasarları ve dolayısıyla deprem hasarları içinde önemli yer tutar. Son yıllarda oluşan depremler kadar tarihsel depremlerde de çok büyük hasarlara yol açan şev kaymalarına kayıtlarda rastlanmaktadır. Feng vd.(1985), Çin'de yaklaşık 4000 yıldan beri heyelanların kaydedildiğini, ve bu kayıtlara göre M.Ö.780 ile M.S.1976 yılları arasında, manyitüdü 6'dan büyük en az 656 depremde heyelanların varlığına dikkat çekmişlerdir. Li(1990), M.Ö.1789'da Çin'in merkezi Wudu'da 760 kişinin öldüğünü, bunun kaydedilen en eski deprem orijinli heyelan olduğunu rapor etmiştir. M.Ö. 373'de Yunanistan'da, Helice şehrinin deprem sırasında ortaya çıkan şev kaymaları sonucu tamamen denize aktığı, M.S.1718'de Kuzey-Batı Çin, Gansu'da, 7.5 manyitüdünde bir depremin neden olduğu şev kaymalarına rastlandığı ve burada 40,000

kişinin hayatını kaybettiği ortaya çıkarılmıştır. Cotecchia(1987), İtalya, 1783- Calabria depreminde bir çok kasabayı vadiden sürükleyerek aşağılara taşıyan 215 heyelanın varlığını belirlemiştir. 1920' de Haiyuan'da 8.5 manyitüdündeki depremde 675 tane heyelan ve 40'dan fazla göl oluşmuştur. Peru, Huascarán(1970), 7.7 manyitüdünde depremden hemen sonra masif kaya kütlelerinin (~100 milyon m³) civardaki yerleşim bölgelerine düşmeleri sonucu 18,000 kişi hayatını kaybetmiştir. Close vd.(1922), depremlerden sonra oluşan heyelanlarda o güne kadar en az 200,000 kişinin hayatını kaybettiğini raporlarında belirtmektedirler. Olayın mali boyutlarının da düşünülmesi ile daha can alıcı bir tablo ortaya çıkmakta, deprem riski bulunan bölgelerde, bir şevi boyutlandırırken ve bir şevin güvenliğini belirlerken olası deprem özelliklerine göre hareket etmek ve taşıdığı riski bu şekilde analiz etmek kaçınılmaz olmaktadır. Özellikle yerleşim bölgeleri oluşturulurken, baraj, tünel, otoyol, gibi önemli projeler tasarlanırken şev stabilite hesaplarında deprem riskinin hesaba katılması her açıdan önemlidir.

Depremin neden olduğu dinamik yükleme koşulları mukavemet azalmasına ve kaybına yol açar, dolayısıyla artan tekrarlı kayma gerilmeleri ile göçme oluşabilir. Bu koudaki araştırmalar zeminlerin tekrarlı kayma gerilmeleri etkisi altında büyük miktarlarda mukavemet kaybına uğradığını göstermektedir.Seed(1968), Lee vd.(1967), Peacock vd.(1968). Göçme çoğunlukla uygulanan gerilmenin çevrim sayısı ile artan belli deviatör gerilme nedeniyle olur. Uygulanan deviatör gerilme artarken belli çevrim sayısında oluşacak şekil değiştirmeler artar ve göçmeyi meydana getirecek çevrim sayısı da azalır. Bu mukavemet kaybının önemli bir nedeni; dinamik yükleme sırasında doygun zeminlerde aşırı boşluk suyu basınçlarının artmasıdır. Yüksek geçirgenliğe sahip kohezyonsuz zeminler dışında, aşırı boşluk suyu basınçları arttığı hızda sönmelenemez. Aşırı boşluk suyu basınçları çoğunlukla mukavemet kayıpları ile sonuçlanır, buna da sivilaşma denir. Seed(1968), deprem nedeniyle şevlerde oluşan sivilaşma göçmelerini incelemiş, sivilaşma göçmelerinin meydana gelme koşullarını özetlemiştir. Buna göre küçük geoteknik ayrıntıların, yer hareketlerinin, gerilme geçmişinin depreme bağlı sivilaşma ile birlikte gelişen heyelanların doğasını yorumlamaya çalışmıştır. Genellikle sivilaşmayı takip eden çok büyük deformasyonlar olmaktadır. Dinamik orijinli şev göçmelerinin sadece sivilaşma ile başlamadığını belirtmek gerekir. Bunun yanında şev göçmeleri daha çok tekrarlı yüklemeye bağlı olarak mukavemet azalmasından dolayı da meydana gelmektedir.

Depremeler sırasında şev stabilitesini incelemek için çok çeşitli analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Bu konudaki temel ayırım yarı-statik yaklaşım ve dinamik yaklaşım şeklinde olmaktadır. Dinamik davranış analizinde çevrimler sırasında ortaya çıkan atalet kuvvetleri hesaba katılırlar ve deprem sırasında belli zaman aralıklarında gerilme ve deformasyonlar hakkında bilgi verirler. Majumdar(1971), zemin şevlerinin stabilite analizinde, ϕ dairesi yönteminin içine yatay kuvvetleri katarak yeni bir yöntem önermiştir. Taylor'un geliştirdiği ϕ dairesi yönteminde farklı i şev açıları için, farklı kayma mukavemeti açıları ve $c/\gamma H$ değerleri verilmektedir. Majumdar yatay yük etkisini 40 farklı durum için incelemiştir. İki farklı yükseklikte şev için belli bir başlangıç ϕ açısı için, i ' ye karşılık l/d grafiklerini hazırlamıştır. Deprem etkisinden dolayı zemin rijitliğindeki azalma nedeniyle değişen kayma mukavemeti açısını, modifiye kayma mukavemeti açısı olarak tanımlamış ve bu modifiye kayma mukavemeti açısının başlangıçtaki kayma mukavemeti açısına oranını " m " büyüklüğü,

$$m = \tan \phi_{ME} / \tan \phi_i \quad (2.28)$$

tanımı ile verilmektedir. Burada, ϕ_{ME} , modifiye kayma mukavemeti açısı, ϕ_i , ise başlangıçtaki kayma mukavemeti açısı olarak tanımlanır. Depremden sonra birim hacim ağırlığında da bir takım değişimler olmakta, bu da,

$$\gamma_E = \gamma (1 + \alpha l/d) \quad (2.29)$$

şeklinde ifade edilmektedir. Burada, α , deprem ivme katsayısı, l , potansiyel kayma kütlesinin kayma dairesi merkezine uzaklığı, d , yatay deprem kuvvetinin kayma dairesi merkezine olan uzaklığıdır. Majumdar, farklı α değerleri için farklı m değerleri veren grafikler hazırlamıştır. Clough vd.(1966), sonlu elemanlar yöntemi ile düzlem gerilme ve şekil değiştirmenin statik analizde etkilerini gösterdiler. Bu analizin hemen hemen aynısını dinamik analiz içinde uyguladılar. Grivas vd.(1982), doğal ve insan eliyle yapılmış şevler için statik ve sismik koşullarda göçme olasılığını veren bir yöntem önerdiler. Limit dengede drenajlı koşullarda elde edilen mukavemet parametreleri serbest değişkenler olarak düşünülmüş ve dağılımlarının normal dağılıma uyduğu kabul edilmiştir. Sismik yük ise şeve etki etmesi beklenen maksimum yatay deprem ivmesi olarak hesaba katılmıştır. Bu yükler hem deterministik hem de olasılıksal yaklaşımla ele alınmış ve karşılaştırmalar yapılmıştır. Grivas' a göre bir şevin limit denge durumu bu

mukavemet parametrelerinin bir fonksiyonu olarak açıklanmaktadır. Mukavemet parametrelerine deprem özelliklerinin de etki ettiği düşünülerek, şev hesabı yapılacak bölgenin faya uzaklığı ve depremin manyitüdü de göz önüne alınmıştır. Bu deprem özelliklerinde depremin bir şevde yarattığı göçme fonksiyonu ,

$$F = c + b_1 t - b_2 \quad (2.30)$$

şeklinde lineer bir fonksiyonla tanımlanmaktadır. Burada, c, kohezyon, t, $\tan \phi$ b_1 ve b_2 birer katsayıdır. Olasılıksal yaklaşımda ise Grivas göçmeyi bir olasılık fonksiyonu,

$$P_f(G+\Delta G) = \iint f(c,t)dc.dt \quad (2.31)$$

şeklinde vermişlerdir. Sitar vd.(1983), doğal ve insan eliyle yapılmış çimentolaşmış zeminlerde deprem sırasında meydana gelen ani göçmeleri incelemişlerdir. Arazi çalışmalarının yanında dik şevlerin sismik davranışını incelemek için sonlu elemanlar yöntemini kullanmışlardır. Sitar'a göre çimentolaşmış zeminlerde dik şevlerin göçmesinin daha çok depremin yarattığı çekme gerilmeleri ile olduğunu belirtmişlerdir. Dik şevlerde gerilmeleri ve ivmeleri kontrol eden en önemli parametrelerin şev açısı, maksimum yer ivmesi ve zeminin hakim periyodunun, zeminin doğal periyoduna oranı olduğunu söylemişlerdir. Dik şevlerin deprem davranışını lineer elastik dinamik analiz ile yapmışlar ve lineer olmayan gerilme - şekil değiştirme karakteristiklerini tanımlayan eşdeğer lineer yöntem kullanımında, lineer elastik analize göre çok farketmediğini belirtmişlerdir. Ito vd.(1985), büyük şevlerde sismik stabiliteyi araştırabilmek için laboratuvar ve model deneyleri yapmışlar ve bunları nümerik olarak formüle etmişlerdir. Statik ve dinamik stabilite arasında korelasyon kurmuşlar aynı zamanda statik stabilite analizindeki sismik katsayı ile dinamik stabilite analizindeki sismik yük arasında korelasyon elde etmişlerdir. Ito'ya göre dinamik ve statik göçme izleri farklıdır. Statik deneylerde göçme yüzeyi oldukça derindir. Dinamik deneylerde ise göçme şev tepesinde ve yüzeyde göçen kısımlar ile sınırlı kalmaktadır. Deneysel ve analitik sonuçlar göstermektedir ki, şevlerin statik stabilite analizi için sismik katsayı, sismik yükleme sırasında şev davranış analizi göz önüne alınarak eşdeğer ivme değeri kullanmayı önermişlerdir. Daddazio vd.(1987), lineer olmayan dinamik şev stabilite analizi için bir yöntem önermişlerdir. Lineer olmayan dinamik sonlu

elemanlar yöntemi ile dolgulardaki giderek göçmeyi incelemişlerdir. Bu yöntemde diğer yöntemlere oranla daha yüksek kritik sismik katsayı değeri elde edilmiştir. Hayashi vd.(1992), kazı şevlerinin dinamik yükler altında güvenliğini incelemişlerdir. Depremi neden olduğu dinamik yükleri süresi ve yoğunluğu açısından ele almışlardır. Tekrarlı yükleme etkisi altında dinamik kayma gerilmelerinin oldukça azalarak, sıvılaşma olasılığı olan zemin şevlerinin analizini dinamik sonlu elemanlar yöntemi ile yapmışlardır. Deprem yüklerinin şev tepesinden itibaren derinliğin bir fonksiyonu şeklinde zemin büyütmesi fonksiyonuna çok benzer dağılım olarak şeve etki ettiğini varsaymışlardır. Deprem yükü konsantre bir M kütlesi ve eşdeğer yükseklığe sahip ortalama bir amplikasyon faktörü A_{ort} ile temsil edilir. Potansiyel kayma yüzeyi boyunca dinamik kayma mukavemeti çevrim sayısının bir fonksiyonudur. Zeminin kayma gerilmesi ve şekil değiştirme davranışı düz histerisiz ilmeği ile model edilir. Gerilme davranışı için elasto - plastik sonlu elemanlar analizi kullanılmıştır. Sonuçta şevin güvenliğinin hesabı için aslında göçme olasılığını tanımlayan bir "hasar indeksi" tanımlamışlardır. Bu konuda ilk çalışmaları yapan Newmark(1965), şevlerin dinamik analizi kayan kütlenin deformasyonlarını hesap eden bir deplasman yöntemi önermiştir. O günden beri bu yöntem insan eliyle yapılmış dolgular, ve dinamik kayma mukavemeti statik kayma mukavemetine çok yakın zeminler için sıkça kullanılmaktadır. *

Finn (1966), kaya şevlerin statik ve dinamik analizi için sonlu elemanlar yöntemini önermektedir. Bir başka makalesinde ise uniform deprem ivmesinin etkisi altında sonsuz şevlerin davranışı için visko plastik bir davranışı benimsemiş ve şevin göçmesine neden olan minimum bir k katsayısı,

$$k_y = c / \gamma \psi h + \tan(\phi_m - \alpha) \quad (2.32)$$

tanımlamıştır. Burada, $\psi = \cos\alpha + \sin\alpha \cdot \tan\phi$, h, sert tabaka kalınlığı, α , kayan tabakanın yatayla yaptığı açı olarak verilmiştir. Wu vd.(1970), göçmeye karşı dolgu şevlerinin stabilitesi konusunda çalışmışlar ve göçmeye neden olabilecek yükleme koşullarını belirlemişlerdir. Deprem etkisi yarı - statik analizle ele alınmış ve stabilite analizi için Fellenius yöntemi kullanılmıştır. Yarı - statik analizde kullanılan sismik katsayı, çeşitli olasılık yoğunluk fonksiyonları ile gelişigüzel değişken olarak alınmıştır. Göçmeye karşı güvenlik ise göçme olasılığı olarak ifade edilmekte ve malzeme özellikleri, yapı davranışını ve depremsellik davranışlarının birarada gözlenmesi ile

bulunmuştur. Seed vd.(1964), kohezyonsuz zeminlerde şev stabilite analizini "akma ivmesi" olarak tanımlanan bir büyüklük ile yapmışlardır. Bu ivme oluşan deformasyonlar, zeminin mukavemet parametreleri ve şev geometrisi ile doğrudan ilgilidir. Seed vd.(1977), 1960'dan o güne kadar olan büyük deprem ve deprem sonrası hasar gören dolguları incelemişler ve deprem özelliklerine göre hangi tip barajların uygun olduğunu bulmuşlardır. Ansal vd.(1982), toprak dolgu barajların sismik stabilite analizinde iki boyutlu sonlu elemanlar yöntemi kullanmışlar ve zemini lineer ve elastik olmayan (endokronik) teoriye göre modellemişlerdir. Bu modele iki farklı deprem kayıtlı uygulayarak deprem özelliklerinin de dolgu davranışı üzerinde etkisini araştırmışlardır.



BÖLÜM 3. ŞEVLERDE DEPREM ETKİSİ VE MİKROBÖLGELEME

Dünyanın sayılı deprem kuşakları üzerinde yer alan Türkiye'de zaman zaman büyük hasarlara neden olan depremler meydana gelmektedir. Türkiye'nin hemen tamamına yakın bölümü deprem kuşağında yer almaktadır. Bu doğa olayının neden ve sıklığı araştırıldığında, Türkiye'nin üzerinde yer aldığı Alp - Himalaya tektonik oluşumları ve zamanımızda da süregelen ve aktif tektonik hareketler, yer yer alçalmalar, yükselmeler, kıvrılma ve kırılmalar ortaya çıkmaktadır. Bu hareketlerin en önemli nedeni, Anadolu'nun kuzeyinde bulunan sabit Karadeniz bloğu ve ona doğru yılda 5 cm. hızla ilerleyen Arap bloğunun, Kuzey Anadolu'yu sıkıştırarak, çoğunlukla yeni oluşmuş metamorfiklerde kırılmalara ve faylanmaya yol açması ve bu hareketin süregelenmesidir. Bu hareketler, çeşitli depremler sırasında giderek gelişen Kuzey Anadolu Fayı olarak adlandırılan fay ve kırık sistemine neden olmuşlardır. Anadolu'da tarihsel ve aletsel depremler incelendiğinde, büyük depremlerin çoğunun, Kuzey Anadolu Fay Bölgesinde olduğu görülmektedir. İstatistik verilere göre değerlendirme yapıldığında, Türkiye'de bir ya da iki senede bir büyük deprem beklenmektedir. Eyidoğan(1993), depremselliği çok yüksek olan Türkiye'de, nüfusun % 95' i, endüstrinin % 98'i, barajların % 92' sinin, deprem bölgelerinde bulunduğunu, 1900 yılından beri Türkiye' de, deprem nedeniyle, 70,000'e yakın insan ölürken, 500,000' e yakın yapının yıkıldığını belirtmektedir.

Az gelişmiş veya gelişmekte olan ülkelerde depremlerin neden olduğu zararlar, gelişmiş olanlara göre 100 kat daha fazla olabilmekte ve bir çok sosyal sorunu beraberinde getirmektedir. Olayın nedenlerine bakıldığında, yerleşme bölgelerinin amaca ve fonksiyonlarına göre seçilmemesi ve depreme dayanıklı yapıların yapılmaması ilk göze çarpanlardandır. Yeni yapı tekniklerinin geliştirilmesine ve depreme dayanıklı yapılar yapılabilmesine rağmen deprem nedeniyle meydana gelen kayıplar süregelenmektedir. Gelişmekte olan ülkelerde, depreme dayanıklı yapı üretiminde maliyeti artırıcı önlemler yerine daha uygun alanlar, yerleşim politikaları ve imar planları olası bir depremin etkisini önleme ve azaltmada tercih edilmelidir. Depremler sırasında insan eliyle oluşturulmuş yapılarda

değişik derecelerde yapısal hasarlar meydana gelmektedir. Ansal(1991), depremlerde yapısal hasarı etkileyen 3 ana faktörün; deprem özellikleri, yerel zemin ve yapı özellikleri olarak tanımlamıştır. Bu faktörlerin değişik büyüklüklerde birbirleri ile etkileşimi farklı deprem hasarlarına neden olabilmektedir. Zemin tabakalarının cins, kalınlık, yeraltısu seviyesi gibi özelliklerinin kısa mesafelerde değişmesi, deprem bölgelerinde yapılmış, aynı tip yapılarda meydana gelen deprem hasarlarının farklı olmasının başlıca nedeni olabilmektedir. Dolayısıyla depremin neden olduğu yapısal hasarın azaltılması, deprem sırasında farklı davranış gösterecek bölgelerin belirlenmesi ve davranış modellerinin bulunması ile mümkün olabilecektir.

Çeşitli derinlikteki merkezlerde oluşan deprem dalgaları yayılırken, içinden geçtikleri zemin tabakalarının özelliklerinden etkilenirler. Zemin tabakaları, içinden geçen deprem dalgalarının özelliklerini etkilediği kadar deprem dalgaları da, ürettikleri tekrarlı yüklemeler ile zemin tabakalarının mukavemet ve şekil değiştirme özelliklerini de etkilerler. Bu tür durumlarda bu tabakalar üzerinde yer alan yapılar, yalnızca zemin özelliklerinin değişmesi sonucu büyük hasar görebilirler. Bu nedenle hasarlar ve bu hasarlara zemin özelliklerinin katkısı geçmişte yaşanmış depremlerden gözlenerek incelenmeli ve sınıflandırılmalıdır. Ancak bu şekilde hasar görme potansiyeline sahip bölgelerin belirlenmesi ve detaylı çalışmalar ile olabilecek hasarlar azaltılabilecektir. Genelde, depremin neden olduğu yapısal hasara zemin koşullarının etkisi;

zemin büyütmesi,

zemin oturmaları,

zeminin sıvılaşması,

doğal veya yapay şevlerde stabilitenin bozulması,

gibi dört ana başlıkta toplanabilir. Depremlerde gözlenen yapısal hasara zemin koşullarının etkilerinden ilki, zeminde hiç bir göçme ve stabilite bozulması olmadığı halde zemin özelliklerinin yapılara etkileyen deprem hareketinin frekansında, genliğinde ve sarsıntı şiddetinde meydana getireceği değişiklikler ve dolayısıyla üzerindeki yapıların göreceği hasarın azalması veya artmasıdır. Bu konudaki ilk önemli bilgi ise, 1957 San Francisco depreminde, değişik noktalardan alınan bazı ölçümlerden elde edilmiştir (Idriss vd.,1969). Dışmerkezden aynı uzaklıkta, birbirine yakın bölgelerde ölçülen yer ivmelerinin bazen % 100'e varan farklılıklar gösterdiğini ve bununda zemin koşullarından ileri geldiği ortaya konulmuştur. Zemin davranışından ilk örnek, 1967 Caracas depremidir. Şehirin temel zemininin 100-250 m. olduğu kısımlarda bulunan yapılarda önemli hasarlar

gözleendiği halde, genellikle aynı özellikte ve kalınlığı 20-90 m. arasında değişen zemin tabakalarının üzerinde yer alan hemen aynı tip yapılarda çok az hasar ortaya çıkmıştır. Depremi yol açtığı hasarlar bakımından bir bölgede oluşacak en büyük yer ivmesi çok önemli olmakla birlikte, yer hareketlerinin frekans özellikleri ve süresi de önemlidir. Bazen yüksek frekanslı ve kısa süreli bir depremde yer ivmesi 0.5g değerine yükseldiği halde önemli bir hasar gözlenmez iken, maksimum yer ivmesi 0.1g olan depremin frekans özellikleri ve süresinden dolayı, çok katlı yapıların tamamen göçmesine varan hasarlar gözlenebilmektedir.

Depremi neden olduğu tekrarlı yüklemeler gevşek yerleşmiş daneli zeminlerde sıkışmaya yol açar, bu da zemin yüzeyinde büyük ve farklı oturmalara, zeminde oluşan farklı oturmalar üst yapıda göçmelere veya onarılamayacak hasarlara neden olabilmektedir. Gevşek yerleşimli daneli zemin tabakalarının suya doymuş olması halinde, titreşimlerin yol açtığı sıkışma sonucu hidrostatik basınç artışı zeminin sıvılaşmasına, üzerindeki yapıların oturmasına veya zemin içinde batmasına neden olur. Depremlerin yapılar üzerinde yol açtığı hasarlar arasında en dramatik olanı suya doymuş gevşek kum tabakalarının sıvılaşması sonucu ortaya çıkan hasardır. 1964 Nigata depreminde, şehrin bazı bölgelerindeki kum tabakalarının sıvılaşması sonucu yapılarda büyük hasar meydana gelmiş, zemin yüzünde ortaya çıkan çatlaklardan su ve kum karışımları fışkırmıştır. Birçok yapılar 1m. ye varan ölçülerde zemin içine batmış veya yana yatmıştır. Depremler sırasında zeminde oluşan tekrarlı gerilmeler ve buna bağlı boşluk suyu basıncı artışı, yumuşak kil tabakalarında büyük şev göçmelerine neden olmaktadır. Deprem nedeniyle oluşan toprak kaymaları ve şev göçmeleri genellikle şev içinde ince kum tabakalarının sıvılaşması veya tekrarlı yüklemelerden dolayı kil tabakalarının mukavemet kaybının sonucu ortaya çıkmaktadır. Depremi yol açtığı hasarların yerel zemin koşullarına büyük ölçüde bağlı olması ve bunun bilincine varılması depremlerde meydana gelen yapısal hasarların azaltılmasında önemli rol oynar. Üzerlerine çeşitli yapılar yapılan zeminin yerel koşulları; zemin büyümesi, frekansı, periyodunun bilinmesi, sıvılaşma veya şev stabilitesi açısından risk taşıyıp taşımadığının belirlenmesi ve o koşullarda yapıların tasarlanması, aktif depremselliği bilinen Türkiye'de olası depremler karşısında yapısal hasarı azaltmak ve depreme hazırlıklı bulunmak demektir. Türkiye gibi gelişmekte olan ülkelerde kısıtlı olanaklar ile yapılabilen yatırımların güvenliliği ve sürekliliği açısından bu hiç göz ardı edilemeyecek bir konudur. Depremi yerel zemin koşulları ile etkileşiminin, yakın zamana kadar jeolojik ölçekte bölgenin depremselliği ve kabaca

sınıflandırılmış zemin cinsinin bilinmesinin yeterli görülmesine rağmen, hali hazırda yoğun nüfusa sahip kentlerin giderek daha çoğalması, büyük şehirlerde endüstri ve nüfus yoğunluğunun artması yeni yerleşim bölgelerinin oluşması bu konuda daha detaylı ve gerçekçi çözümlere gidilmesini gerektirmektedir. Yerleşim bölgeleri, imar planları yapılırken ve yatırım yerleri planlanırken olası deprem özelliklerinin değerlendirilmesi, bu etkileşime göre tasarım ilkelerinin belirlenip buna bağlı olarak yapılaşmaya yön verecek haritaların oluşturulmasına mikrobölgeleme denmektedir. Daha önce üzerinde durulduğu gibi depremin yerel zemin koşullarına en belirgin etkileri yer hareketleri, sıvılaşma, şev stabilitesi açısından olduğundan deprem riski taşıyan bölgelerin olası bir depreme göre mikrobölgeleme gene bu ana başlık altında olmalıdır.

3.1. Şev Stabilitesine Göre Mikrobölgeleme Analiz Yöntemleri

Deprem riski bulunan bölgelerde yer alan doğal veya yapay şevlerin stabiliteleri açısından mikrobölgeleme çalışmaları gelişmiş ve deprem riski yüksek olan ülkelerde, örneğin Japonya ve A.B.D'de yapılmaktadır. Şev stabilitesi açısından mikrobölgeleme yapabilmek için; Tamura (1978), Yasuda vd.(1988), Ishihara vd.(1987), Kanagawa(1986), Mora vd. (1993), Keefer vd.(1989) tarafından gerçekleştirilmiş çeşitli çalışmalar vardır. Bu çalışmalarda genellikle olası depremlerde harekete geçecek şev kaymaları ve göçmelerini tahmin etmek için yöntemler geliştirilmiş ve bu yöntemler kullanılarak seçilen örnek bölgelerde heyelan potansiyeli ve olasılığı açısından haritalama önerilmiştir. Geçmiş depremler sırasında zarar görmüş şevlerin geoteknik ve topografik şartları tam anlamı ile incelenememiş olması, bir anlamda bu tür araştırmalarda bir sınırlama etkisi yaratmaktadır. Bu bilgilerin eksiksiz toplanması, düzenlenmesi ve sınıflandırılmasının daha gerçekçi yöntemler geliştirilmesine olanak yaratması yanısıra, özellikle depremler sırasında ve depremi takip eden şev göçmelerine yol açan mekanizmaların daha doğru bir şekilde anlaşılabilmesi içinde gerekmektedir.

Statik durumda stabil olan bir şevde, dinamik etkiler altında kayma ve göçme olabilmektedir. Şevlerde stabiliteye etki eden faktörler arasında, statik bir dengede şev açısı, şev yüksekliği, yeraltı su seviyesi, bölgenin geoteknik özellikleri, zemin ve kayaçların kayma mukavemeti, gerilme-şekil değiştirme özellikleri, kayma mekanizması tipi, önceden var olan kayma yüzeyleri, yükleme şartları sayılabilir. Deprem etkisi göz önüne alındığında; zeminlerin tekrarlı gerilmeler altındaki davranışı, deprem sırasındaki ivme,

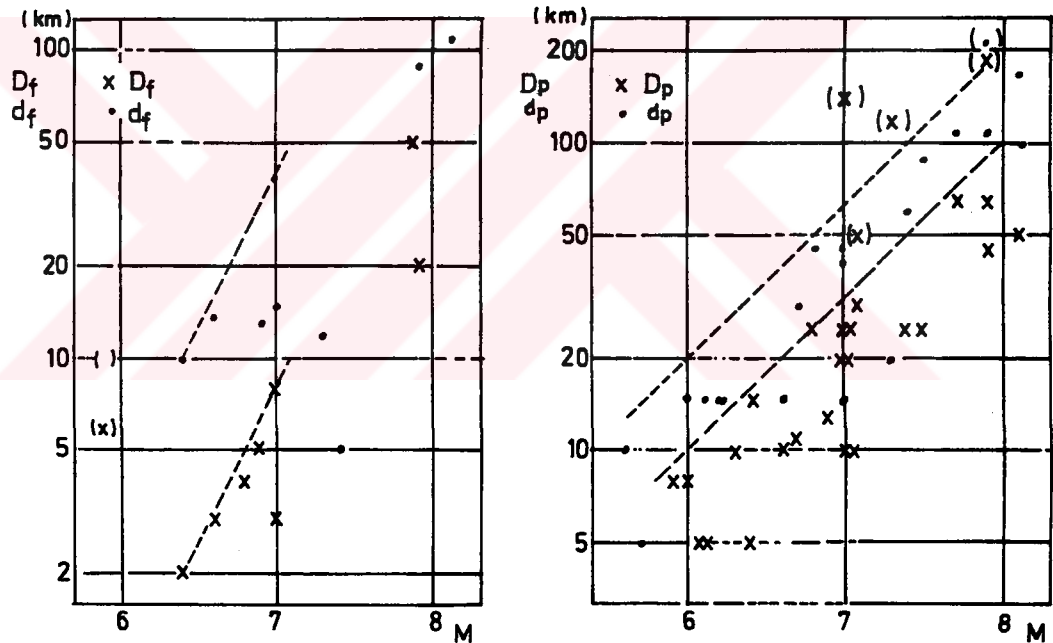
depremin süresi ve frekans içeriği, dışmerkez (episentr) ve faylara uzaklık etkili olmaktadır. Gelecekte olması beklenen depremler sırasında, şev göçmeleri olabilecek bölgeleri bulmak ve deprem özelliklerine göre sınırlarını belirlemek için geliştirilen mikrobölgeleme yöntemleri, deprem riskinin yüksek olduğu ülkelerde yaygın bir şekilde uygulanmaktadır. Bu yöntemler kendi aralarında hesap hassaslığı bakımından, basitten karmaşığa doğru sıralanarak, birinci kademe yöntemler, ikinci kademe yöntemler ve üçüncü kademe yöntemler olmak üzere üç gruba ayrılabilir.

Birinci kademe yöntemlerde şevlerinin geoteknik ve topografik özellikleri göz önüne alınmadan, sadece faya ve dışmerkeze uzaklıkları bakımından göçme olasılıklarına göre bölgeleme yapılmaktadır. İkinci kademe yöntemlerde, şevin bulunduğu bölgenin geoteknik, topografik ve zemin özellikleri, olası depremin ivmesi, bölgedeki fayların varlığı ve boyutları ve şev geometrisi ve iklim koşulları da hesaba katılmaktadır. Bütün bu özellikler üst üste toplandığında o bölgenin şev kaymalarına karşı potansiyeli bulunabilmektedir. Üçüncü kademe yöntemlerde, bölgedeki şevlerin stabilite analizleri detaylı analitik yöntemler ile hesaplanmaktadır. Bu çerçevede mikrobölgeleme haritalarının ölçekleri, birinci kademe yöntemlerde 1:25000 - 1:50000, ikinci kademe yöntemler için 1:5000 - 1:10000 ve üçüncü kademe yöntemlerde 1:5000 - 1:1 000 olmaktadır.

3.1.1. Birinci Kademe Yöntemler

Birinci kademe yöntemlerde, deprem sırasında şevlerin göçme potansiyelinin, göçmüş şevlerin bütün şevlere oranının ve şev kayma bölgesinin dışmerkeze uzaklığının ve depremin manyitüdüne bağlı olduğu görüşünden hareket edilir. Bu konudaki çalışmalar, deprem manyitüdü ve dışmerkeze uzaklığın bir fonksiyonu olarak düşünülen şev göçmelerinin amprik ilişkisinin kurulması için sürdürülmektedir. Bu yüzden, şev göçme oranı ve dışmerkeze maksimum uzaklıkların tahmininde bu tür ilişkilerin kullanılması önerilmektedir. Fakat şev stabilite mekanizması, bitki yoğunluğundan, yağmur miktarından, zemin ve kaya cinslerinden etkilendiğine göre her ülkenin kendi şartlarına göre bu tür ilişkileri amprik olarak bulması gerekmektedir. Bu konudaki araştırmacılar Tamura(1978), Yasuda vd.(1988), Keefer vd.(1989) ve Ishihara vd.(1987); genellikle kendi ülkelerindeki geçmiş depremleri ve bu depremler sırasında oluşan şev göçmelerini inceleyerek deprem manyitüdü, şev göçmesi, fay ve dışmerkez uzaklıkları arasındaki ilişkiyi araştırmışlardır. Tamura(1978), geçmiş 100 yıl

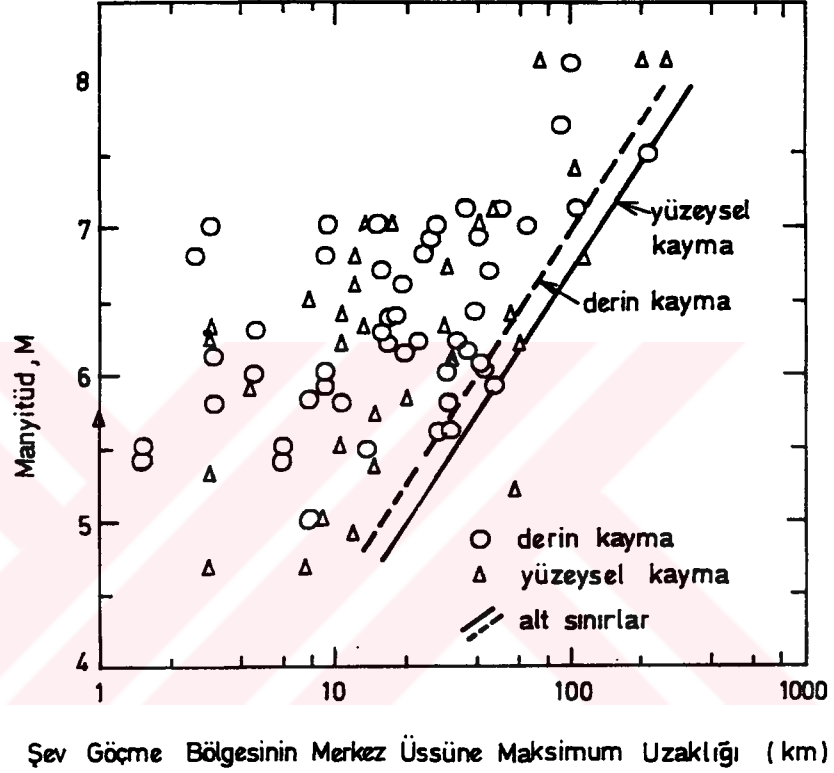
içinde, 37 Japon depreminde oluşan şev göçmelerini incelemiştir. Bu depremleri ve göçmeleri sınıflayarak şev göçmesine hassas bölgelerin sınırlarını vermiştir. Bu sınırlar faya uzaklık ve dışmerkeze uzaklıklar şeklinde ayrı ayrıdır. Şekil 3.1.'de görüldüğü gibi depremin manyitüdüne ve üzerinde çalışılan bölgenin mevcut faya uzaklığına göre hangi bölgede daha az veya fazla oranda şev kayması olabileceği bulunabilmektedir. Şekil 3.1.'de görülen D_f , d_f , D_p , d_p uzaklıkları sırasıyla şöyle tanımlanır. Burada, D_f : çok şev göçmesinin görülebileceği bölgenin faya uzaklığının dış sınırı, d_f : az şev göçmelerinin görülebileceği bölgenin faya uzaklığının dış sınırı, D_p : çok şev göçmesinin görülebileceği bölgenin dışmerkeze uzaklığının dış sınırı, d_p : az şev göçmelerinin görülebileceği bölgenin dışmerkeze uzaklığının dış sınırını gösterir.



Şekil 3.1. Deprem manyitüdü ve D_f , d_f , D_p ve d_p arasındaki ilişki
(Tamura, 1978)

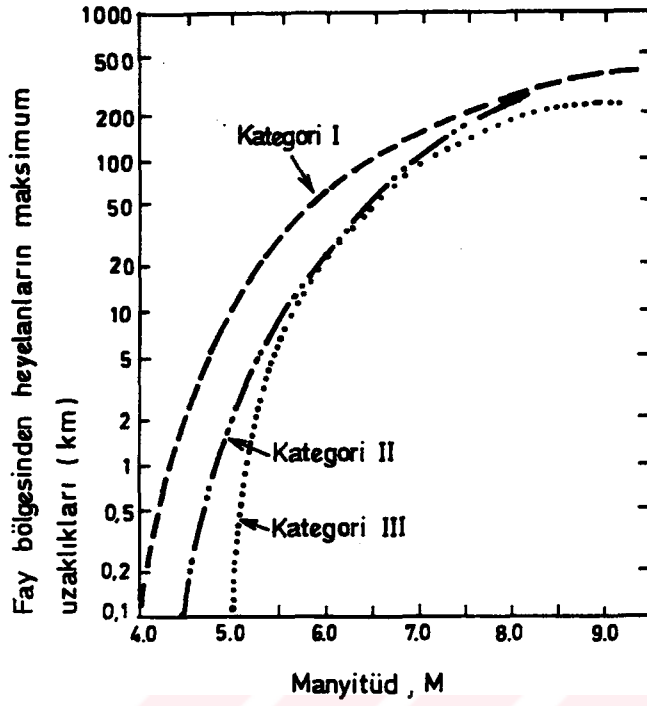
Yasuda vd.(1988), geçmiş 100 yıl içinde Japonya'da depremler sırasında oluşmuş şev göçmelerini incelemişlerdir. Bu süre içindeki 105 depremin oluşturduğu şev göçmeleri, yüzeysel kaymalar ve derin kaymalar olmak üzere iki ana grup olarak Şekil 3.2.'de gösterildiği gibi

sınıflandırılmıştır. Şev kayma bölgeleri, deprem manyitüdü ve maksimum dışmerkez uzaklığına bağlı olarak verilmektedir.

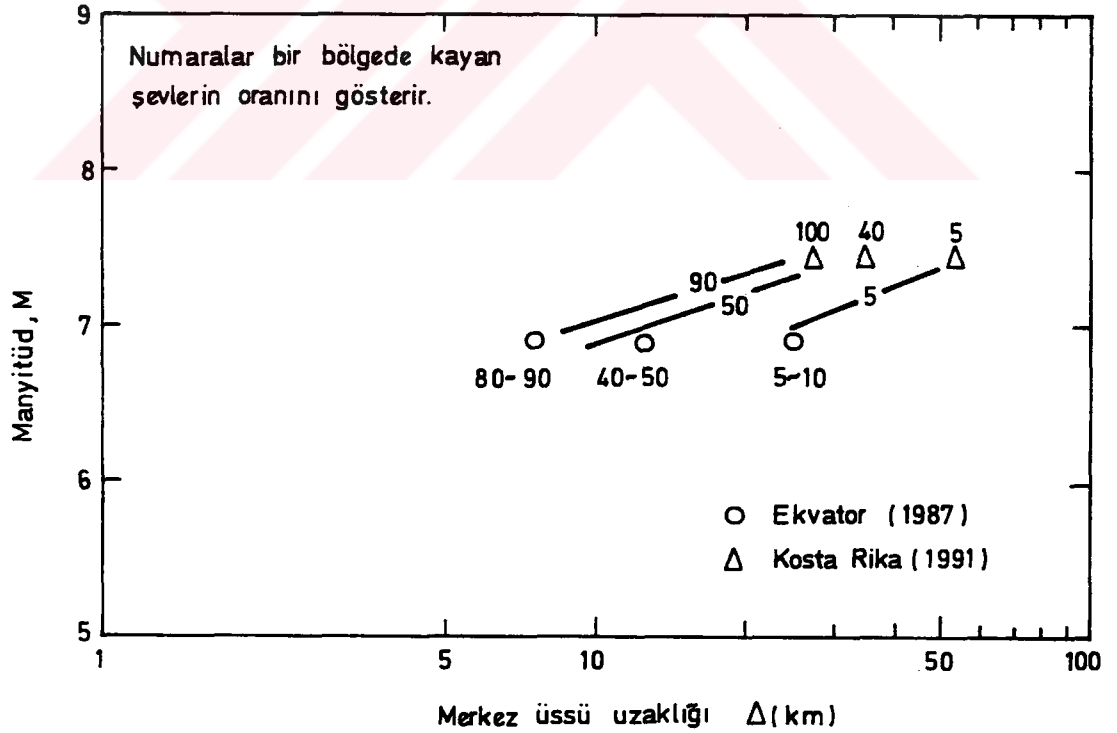


Şekil.3.2. Japonya'da deprem manyitüdü ve şev kayma bölgesinin dışmerkeze uzaklıkları arasındaki ilişki (Yasuda vd., 1988)

Keefer vd.(1989), Dünya üzerindeki 1811 bölgede 47 tipik şev kaymasını incelemişler, şev göçmelerini üç kategoride sınıflamışlardır, buna göre; Kategori I:düşmeler, bozulmuş kayma ve çığlar, Kategori II:çökme, blok kaymalar ve yavaş zemin akması, Kategori III:yanal yayılma ve akmalar'dır. Üç kategori şeklinde verilen bu şev göçme bölgeleri fay ve kırık sistemlerine uzaklık ve deprem manyitüdüne bağlı olarak Şekil 3.3.'de görüldüğü gibi verilmektedir.



Şekil 3.3. Her kategoride şev göçmeleri için fay sistemine maksimum uzaklık. (Keefer vd., 1989)

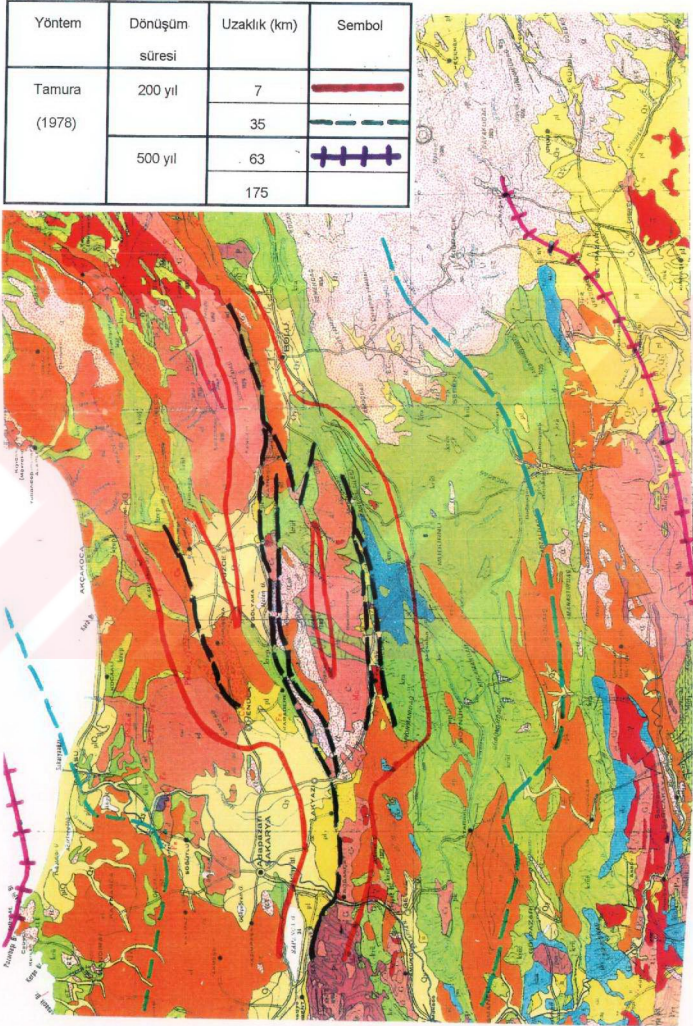


Şekil 3.4. Deprem manyitüdüne ve maksimum dışmerkez uzaklığına bağlı kayan şev oranları (Ishihara vd., 1991)

Ishihara vd.(1987), Ekvator ve Kosta Rika depremleri sırasında oluşan göçen şevlerin sayısını tüm şevlere oranlamışlar ve bu oran ile deprem manyitüdü ve maksimum dışmerkez uzaklığı arasında Şekil 3.4.'de gösterildiği gibi bir ilişki ortaya çıkarmışlardır. Şekildeki doğruların üzerindeki sayılar incelenen depremler sırasındaki kayan şevlerin o bölgedeki bütün şev sayısına oranını göstermektedir.

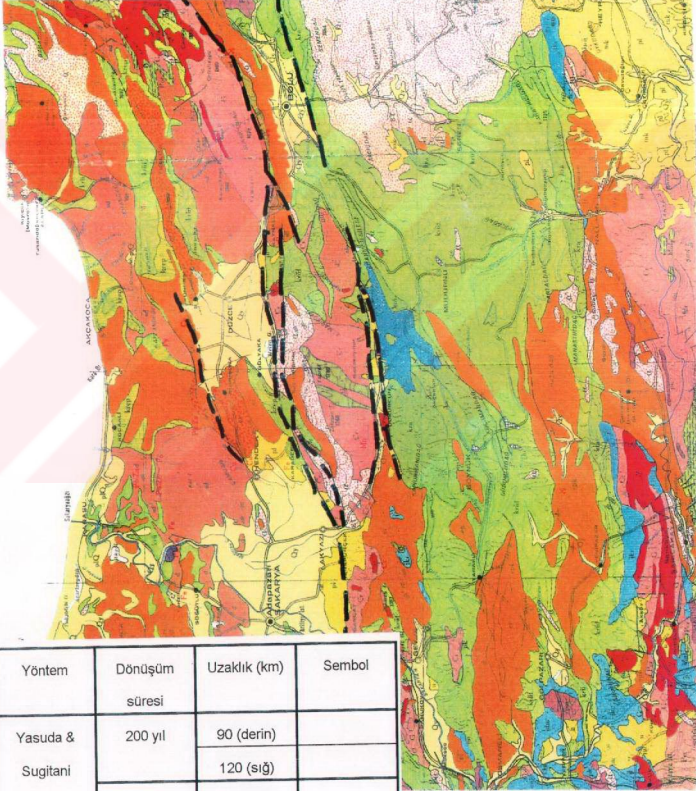
Birinci Kademe Yöntemlerin Mikrobölgeleme Uygulaması

Şev stabilitesine göre mikrobölgeleme yöntemlerinin tümünü aynı bölgeye uygulayarak yöntemler arasında bir karşılaştırma yapmak amacıyla, Türkiye'de geçmiş yıllarda depremler sırasında şev kaymalarının gözlemlendiği Adapazarı-Mudurnu bölgesi mikrobölgeleme yapılacak yer olarak seçildi. 22.Temmuz.1967'de $M=6.9$ manyitüdünde bir deprem nedeniyle bölgede oldukça çok hasar ve şev kaymaları belirlenmiştir. Bu deprem nedeniyle bölgede mevcut faya 80 km. uzunluğunda yeni fay eklenmiştir. Ölçülebilen relatif deplasmanlar yatay olarak 190 cm. ve düşeyde 120 cm. dir. Deprem odak derinliği 10 km.den daha az tahmin edilmiştir. Bölgenin jeolojisine bakıldığında, üst kretase kalker çakıllı konglemera, kretase flişi, metamorfik kayalara ve kile rastlanmaktadır. Deprem çalışmalarına bakıldığında; Yılmaz(1981), Ambraseys vd.(1967), Ergin(1969), depremde şev göçmelerinin çok yoğun olarak gözlemlendiği 3 yerleşim yeri saptanmıştır. Bunlar Akyokuş, Yarbaşı ve Çakıroğlu köyleridir. Çalışmanın bu bölümünde birinci kademe yöntemlerden, Tamura yöntemi bu üç bölgeye uygulanarak şev hassaslığı bakımından mikrobölgeleme çalışmasında kullanılmıştır. Öncelikle 1/500,000 ölçekli bölge jeoloji haritası kullanılarak Kuzey Anadolu Fayına uzaklıklarına göre, Şekil 3.1.'deki kriterler kullanılarak Tamura yönteminde 200 yıl dönüşüm süreli, 6.9 manyitüdünde bir depremde yoğun şev göçmelerinin ve daha az şev göçmelerinin olduğu bölgeler sınırları ile belirlenmiştir ve bölgenin jeoloji haritası üzerinde işaretlenmiştir. Bu sınırlara bakıldığında fay çizgisine paralel 7 km.lik saha içinde çok yoğun şev göçmelerinin, 35 km.lik saha içinde ise buna göre daha az şev göçmelerinin beklenmesi gerekmektedir. 500 yıl dönüşüm süreli $M=7.8$ manyitüdünde bir depremde ise fay çizgisine paralel 63 km.lik sahada çok yoğun şev göçmelerinin, 175 km.lik sahada daha az şev göçmelerinin olması beklenmektedir.



Şekil 3.5. Tamura yönteminin bölgeye uygulanması

Yöntem	Dönüşüm süresi	Kategori	Uzaklık (km)	Sembol
Keefer	200 yıl	Kategori I	150	
		Kat. II & Kat. III	90	
	500 yıl	Kategori I	210	
		Kategori II	200	
		Kategori III	160	



Yöntem	Dönüşüm süresi	Uzaklık (km)	Sembol
Yasuda & Sugitani	200 yıl	90 (derin)	
		120 (sığ)	
	500 yıl	220 (derin)	
		300 (sığ)	

Şekil 3.6. Yasuda ve Keefer yöntemlerinin bölgeye uygulanması

Şev stabilitesi açısından birinci kademe mikrobölgeleme yöntemleri, Adapazarı - Mudurnu bölgesine uygulandığında; Tamura ve Ishihara yöntemlerinin mikrobölgeleme açısından birbirine benzer ve gerçeğe daha yakın sonuçlar verdiği görülmektedir. Gene birinci kademe yöntemlerden olan Yasuda ve Keefer yöntemlerinin aynı depreme ve bölgeye uygulanması ile şev göçme bölgelerinin sınırları söz konusu bölgenin çok dışına çıkmakta ve gerçeğe yakın bölgeleme yapamamaktadır.

3.1.2. İkinci Kademe Yöntemler

İkinci kademe yöntemler birinci kademe yöntemlerden daha kapsamlı ve detaylıdır. Bu yöntemlerde daha küçük ölçeklerde şev kayması görülebilecek bölgelerin yerlerini daha gerçekçi tahmin edebilmek için şev dengesine etkiyen önemli faktörler göz önüne alınmaktadır. Şev stabilitesine etki eden faktörler arasında deprem özellikleri ve faya uzaklıklar kadar şev kesiti, zeminin jeolojik ve topoğrafik yapısı ve yağış özellikleri de önemli rol oynar. İkinci kademe yöntemlerden Kanagawa yönteminde(1986), üç büyük Japon depremi incelenerek şev göçme olasılığının tahmininde kullanılan sismik bir katsayı önerilmektedir. 1/50,000 veya 1/25,000 ölçekli haritalarda oluşturulan 500mx500m.lik bir karelaaj içinde sismik katsayıyı etkileyen 7 faktör vardır. Bir karenin şev göçmesi hassaslığını belirlemek bir hassaslık oranı belirlenir. Bu oran W,

$$W = W1+W2+W3+W4+W5+W6+W7 \quad (3.1)$$

eşitliği ile verilmektedir. Burada,

W: bir karede şev göçme hassaslığını veren oran,

W1 - W7: Tablo-3.1 'de verilen 7 faktörün ağırlıklı değerleri,

olarak bulunur. Tablo-3.1'de verilen bu faktörler; maksimum yüzey ivmesi, bir karedeki ortalama seviyedeki kontur çizgisi uzunluğu, bir karedeki en yüksek bölge ile en düşük bölge arasındaki fark, bir karedeki tipik şevi oluşturan kayanın sertliği, bir karedeki fayların uzunluğu, bir karedeki dolgu veya yarma şevlerinin uzunluğu, tipik şev kesitidir. Bütün bu faktörlerin etkisi toplandığında her bir karenin şev göçme potansiyeli bulunmaktadır. Daha önce belirtildiği gibi şev göçme potansiyelinin bulunabilmesi ve sınıflandırılabilmesi için bu bölge verilerinin doğru olarak derlenmesi ve bütün bu etkilerin üst üste toplanması gerekmektedir. Her kare için ayrı ayrı belirlenen bu faktör ağırlığı ile Tablo-3.2'den şev göçme sınıfı bulunur.

Buradan bulunan sınıflar ise her karede ne kadar sayıda göçme olabileceğini gösterir. Bu sınıflar esas olmak üzere mikrobölgeleme yapılabilmektedir. B sınıfı; bir kare içinde 1-3 şev kaymasının olduğu ORTA riskli bölgeyi, C sınıfı; bir kare içinde 4-8 şev kaymasının olduğu YÜKSEK riskli bölgeyi, D sınıfı; bir kare içinde 9 şev kaymasının olduğu ÇOK YÜKSEK riskli bölgeyi göstermektedir. A sınıfı hiç şev kaymasının olmadığını göstermektedir.

Tablo-3.1.Kanagawa yönteminde faktör ağırlığının belirlenmesi

Faktör	Kategori	Ağırlık
Maksimum yüzey ivmesi(gal), W1	0-200	0.0
	200-300	1.004
	300-400	2.306
	400-	2.754
Kontur çizgisi uzunluğu(m.), W2	0-1000	0.0
	1000-1500	0.071
	1500-2000	0.32
	2000-	0.696
Bölgedeki en düşük kot ile en yüksek kot arasındaki fark(m.), W3	0-50	0.0
	50-100	0.55
	100-200	0.591
	200-300	0.814
	300-	1.431
Kayanın sertliği, W4	zemin	0.0
	yumuşak kaya	0.169
	sert kaya	0.191
Fay uzunluğu(m.), W5	fay yok	0.0
	0-200	0.238
	200-	0.71
Yapay şev uzunluğu(m.)W6	0-100	0.0
	100-200-	0.539
	200-	0.845
Şevin topoğrafyası, W7	1	0.0
	2	0.151
	3	0.184
	4	0.207

Tablo-3.2. Şev göçme sınıfının belirlenmesi

W	2.93	3.53	3.68	
Sınıf	A	B	C	D
Bir karedeki şev kayması sayısı	0	1 - 3	4 - 8	9 -

İkinci kademe yöntemlerde, Mora vd.(1991), Orta Amerika' daki depremleri inceleyerek olası şev göçme bölgelerini tahmin etmede yeni bir yöntem önermişlerdir. Bu yöntemde şev dengesine etkiyen önemli faktörler; relatif eğim, litolojik şartlar, zemin nemi, sismisite, yağmur yoğunluğudur. Bu faktörlerin ilk üçü şev göçme potansiyelini belirleyen faktörler, diğer ikisi göçme mekanizmasını başlatan faktörlerdir. Bütün bu faktörler toplanarak şev göçmeleri için tehlike sınırları belirlenmektedir. Bu tehlike derecesi,

$$H_I = (S_r * S_l * S_h) * (T_s + T_p) \quad (3.2)$$

olarak verilmektedir. Burada,

H_I :şev kayma tehlike derecesi,

S_r :relatif eğim indeksi (Tablo-3.3)

S_l :litolojik hassaslık indeksi (Tablo-3.6)

S_h :zemin neminin etkisi (Tablo-3.4 ve Tablo-3.5)

T_s :sismik şiddetin etki değeri (Tablo-3.7)

T_p : şiddetli yağış etki değeri (Tablo-3.8)

alınır.

Tablo-3.3. Relatif eğim indeksi

Relatif Eğim	Sınıflama	Sr parametresi
1 - 75 m/km2	çok düşük	0
76 - 175	düşük	1
176 - 300	ılımlı	2
301 - 500	orta	3
501 - 800	yüksek	4
> 800	çok yüksek	5

Tablo-3.4. Aylık ortalama yağış değerleri

Aylık ortalama yağış değerleri (mm / ay)	belirli değerler
< 125	0
125 - 250	1
> 250	2

Tablo-3.5. Yığılımlı değerleri sınıflandırılması

Aylık ortalamaların yığılımlı değ.	sınıflama	Sh değeri
0-4	çok düşük	1
5-9	düşük	2
10-14	orta	3
15-19	yüksek	4
20-24	çok yüksek	5

Tablo-3.6. Litolojinin etkisi

Litoloji	Sınıflama	Sl değeri
geçirgen alüvyon, kireç taşı, az fisürlü bazalt, gnays, çok az aşınma, düşük yeraltı suyu, yüksek kayma direnci	düşük	1
az aşınmış sert masif çökeller, düşük kayma direnci,	ılımlı	2
aşınmış çökeller, metamorfik ve volkanik kayalar, sıkı kum, yüksek su seviyesi	orta	3
çatlaklı yapı, fisürlü killer, gevşek zeminler, yüzeydeki su seviyesi	yüksek	4
tamamen bozuşmuş kayalar, düşük kayma direnci, alüvyon ve residüel zeminler ve yüzeydeki su seviyesi	çok yüksek	5

Tablo-3.7. Şev kaymalarını başlatan deprem şiddeti

Şiddetler(MM) Tr = 100 yıl	Sınıflama	Ts değeri
III	hafif	1
IV	çok düşük	2
V	düşük	3
VI	az	4
VII	orta	5
VIII	hissedilebilir	6
IX	önemli	7
X	kuvvetli	8
XI	çok kuvvetli	9
XII	tamamen kuvvetli	10

Tablo-3.8. Şev kaymalarını başlatan maksimum yağışın etkisi

Maksimum yağış n>10 yıl, Tr=100 yıl	Maksimum yağış n<10 yıl, ortalama	Sınıflama	Tp değeri
<100 mm.	<50 mm.	çok düşük	1
101-200	51-90	düşük	2
201-300	91-130	orta	3
301-400	131-175	yüksek	4
>400	>175	çok yüksek	5

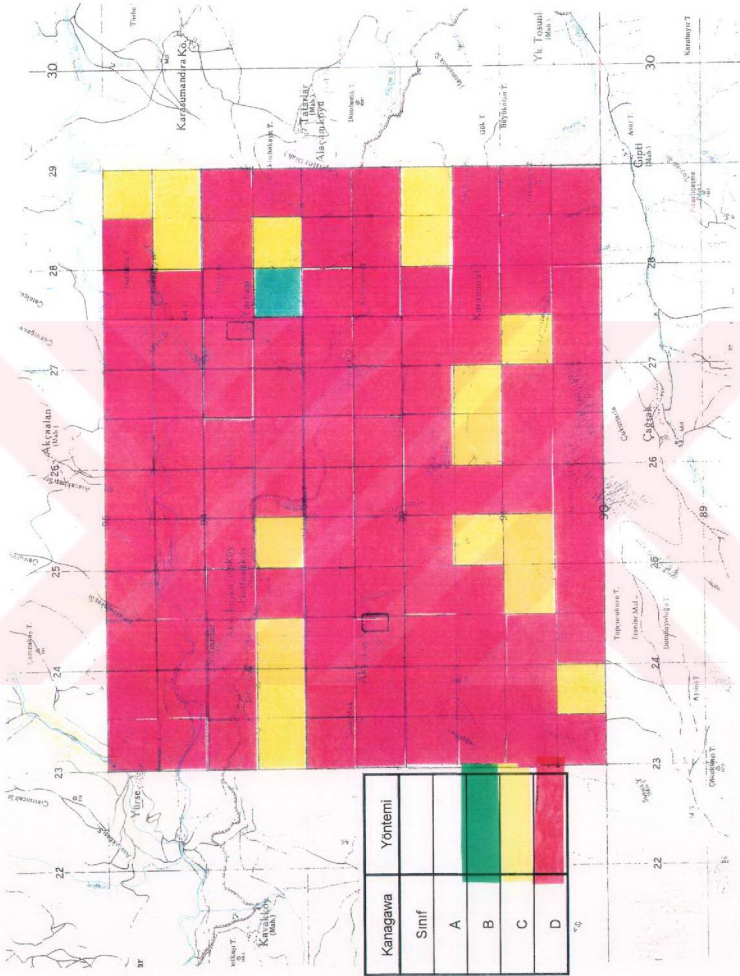
Tablo-3.9. Potansiyel şev kaymalarının tehlike sınıflandırması

$(Sr*Sl*Sh)*(Tp+Ts)$	Sınıf	Tehlike sınıflandırması
0-6	I	çok düşük
7-32	II	düşük
33-162	II	az
163-512	IV	orta
513-1250	V	yüksek
>1250	VI	çok yüksek

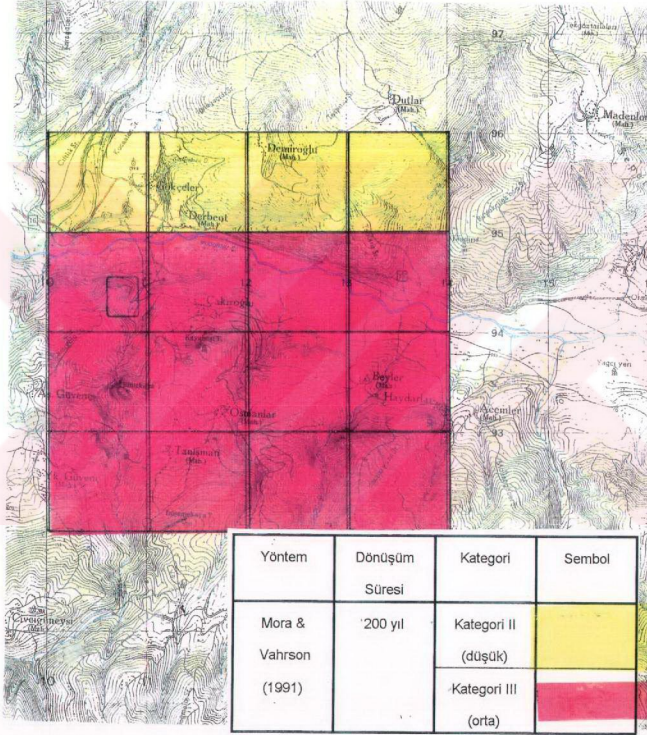
İkinci Kademe Yöntemlerin Mikrobölgelemeye Uygulanması

Çalışmada, Adapazarı - Mudurnu bölgesine şev kaymalarına göre mikrobölgeleme yapabilmek için ikinci kademe yöntemlerden Kanagawa ve Mora yöntemi uygulanmıştır. Kanagawa yöntemi daha önce ayrıntılı olarak anlatıldığı gibi bölgenin 1/50000 ölçekli topoğrafik haritaları kullanılarak karelere bölünmüş, her kare için deprem sırasında hangi sayıda şev kaymasının olacağı (3.1) eşitliği kullanılarak belirlenmiştir. Bu yöntemin bir uygulaması Akyokuş, Çakıroğlu ve Yarbaşı köylerinde 200 ve 500 yıl dönüşüm süreli depremler için gerçekleştirilmiştir. Bu yöntemin bölgeye uygulanması sonucunda her karenin şev göçmesine göre hassaslığının hesaplandığı tablolar Ekler Bölümünde verilmiştir. Şekil 3.8.'de Kanagawa yönteminin bölgeye uygulanması görülmektedir. Buradan da görülebildiği gibi bölgede A sınıfının hiç olmadığı, genellikle B, C ve D sınıfı şev kaymalarının beklendiği görülmektedir. Yarbaşı ve Akyokuş köyleri ve civarının şev kayma potansiyeli YÜKSEK olmakta yani $M=6.9$ manyitüdünde bir deprem sırasında 500m.x500 m.lik bir alan içinde 4 ile 9 tane şev kaymalarının beklenmesi gerektiği ortaya çıkmıştır. 1967 depreminde ortaya çıkan sonuç da bu doğrultuda olmuş, adı geçen iki köyde deprem sırasında çok yoğun heyelan nedeniyle tamamen yıkılmıştır.

İkinci kademe yöntemlerden Mora yöntemi de aynı bölgeye uygulanmış ve benzer sonuçlar elde edilmiştir. Bu yöntemde daha önce açıklandığı gibi 1/50000 ölçekli haritalarda karelere ayrılmış, her kare için çeşitli indeksler bulunmuştur. Sonuçta her karenin tehlike derecesi (3.2) eşitliğine göre hesaplanmış ve Akyokuş, Yarbaşı ve Çakıroğlu köylerinde mikrobölgeleme yapılmıştır. Bu yöntem ile mikrobölgeleme yapılırken buna esas olan tablolar düzenlenmiş ve Ekler Bölümünde verilmiştir. Şekil 3.9.'da bu mikrobölgeleme çalışmasından bir örnek verilmektedir. Şekilden de görülebildiği gibi adı geçen yerleşim bölgeleri şev stabilitesi açısından ORTA RİSKLİ bulunmaktadır.



Şekil 3.8. Kanagawa yönteminin bölgeye uygulanması



Şekil 3.9. Mora yönteminin bölgeye uygulanması

3.1.3. Üçüncü Kademe Yöntemler

Üçüncü derece yöntemlerden, Wilson(1979), yöntemine göre, şev oluşturulan zeminin veya kayanın kayma mukavemeti bilinirse şev stabilite analize dayanan analitik yöntemler şev stabilite tahmininde kullanılabilir. Wilson&diğ., deprem sırasında atalet kuvvetlerine bağlı kaymalar için ince bir tabaka varsaymışlar ve kaydırıcı kuvvetler ve direnç gösteren kuvvetler arasındaki dengeyi,

$$a_c = g [(c/ \gamma h)] + (\cos\theta.\tan\phi - \sin\theta) \quad (3.3)$$

şeklinde ifade etmişlerdir. Burada, a_c , kaymaya neden olan kritik ivme, c , tabakanın kohezyonu, ϕ , zeminin kayma mukavemeti açısı, γ , zeminin birim hacim ağırlığı, β şev açısıdır. Bu şekilde herhangi bir bölgede şev açısı, kohezyon ve kayma mukavemeti açısı ve olası deprem ivmesi biliniyorsa şev stabilitesinin dağılımı tahmin etmek mümkün olabilmektedir.

Depremler sırasında daha detaylı şev stabilite analizi yapabilen bir yaklaşım geliştirilmiştir.

3.2. Deprem Etkisindeki Şevler için Önerilen Stabilite Analiz Yöntemi

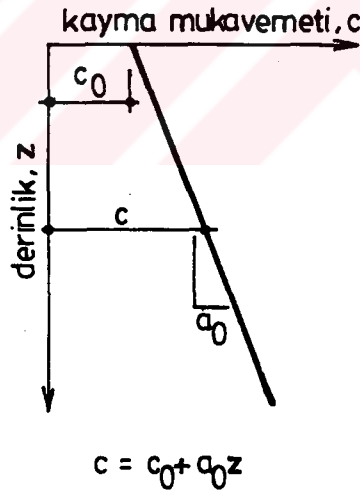
Depremler sırasında şevlerin göçmesi, geoteknik, topoğrafik, hidrolojik ve deprem koşulların biraraya gelmesi ile olmaktadır. Deprem etkisinin olmadığı durumda bile kayan şevlerin göçme mekanizmasını başlatan etkenlerin neler olduğu ve nedenlerini bulmak oldukça zordur. Birçok kayma bölgesindeki arazi koşulları dikkatlice incelendiğinde, geçmiş depremler sırasında her zaman iyi belirlenmiş bir kayma yüzeyi olduğu ve bu yüzeyinde genellikle zemin tabakalarının yüzeye yakın zayıf bölgelerinde veya zemin tabakalarının sınırlarında konumlandığı görülmektedir. Homojen zeminlerde, logaritmik spiral ile hemen hemen aynı sonuçlar veren kayma yüzeyinin dairesel varsayılması iyi bir yaklaşım olduğundan, bu çalışmada önerilen yöntemde normal konsolide zeminlerin stabilite analizinde kayma yüzeyinin dairesel ve zemin yüzeyinde kayma mukavemetinin sıfır olduğu varsayılmaktadır.

3.2.1. Normal Konsolide Zeminlerin Kayma Mukavemeti

Normal konsolide zeminlerde kayma mukavemetinin derinlikle değişimi,

$$c = c_0 + a_0 z \quad (3.4)$$

şeklinde verilmiştir. Burada, c , zemin yüzeyinden itibaren z derinliğindeki kayma mukavemeti, c_0 , zemin yüzeyindeki kayma mukavemeti, a_0 , mukavemetin derinlikle değişimini veren bir sabittir. Bu sabitin boyutu zeminin birim hacim ağırlığı boyutundadır ve değeri çok aşırı konsolide zeminlerde negatif, sabit mukavemeti zeminler için sıfır, normal konsolide zeminlerde için pozitif olarak alınır. a_0 , katsayısının pozitif olması normal konsolide zeminlerde kayma mukavemetinin derinlikle arttığını gösterir. Yüzeyde bir kuruma ve yeraltı su hareketinden dolayı aşırı bir konsolidasyon olmadığı varsayılırsa en gerçekçi kabul de budur. Hatta aşırı konsolidasyon oranı 4'e kadar olan zeminler için kayma mukavemetinin derinlikle değişiminin lineer olduğunu kabul etmek doğru bir yaklaşım olmaktadır.



Şekil 3.10. Kayma mukavemetinin derinlikle değişimi,

Farklı konsolidasyon basınçlarında drenaja izin verilmeden yapılan deneylerden, normal konsolide killerde kayma mukavemetinin konsolidasyon basıncı ile doğrusal arttığı gözlenmiştir. Aynı zamanda bu oran zeminin plastisitesi ile de değişmektedir. Değişik killer üzerinde yapılan deneylerden sonra, Skempton(1957) tarafından,

$$c_0 / \sigma_v = 0.11 + 0.0037 \times PI \quad (3.5)$$

şeklinde eşitlik önerilmiştir. Burada, c_0 ; zeminin kayma mukavemetini, PI ; zeminin plastisite indisi, σ_v düşey gerilmeyi göstermektedir. Bu eşitlik ile zemin cinsine de bağlı olmak üzere derinlikle kayma mukavemeti artmaktadır.

3.2.2. Deprem Etkisi

Deprem sırasında ani yer hareketleri yapay veya doğal şevlerde büyük atalet kuvvetleri yaratırlar. Bu atalet kuvvetleri depremin etki yönüne zıt yönde ve kısa sürelidir. Şevlerin dinamik etkilere karşı stabilite analizlerinde, depremin ürettiği bu atalet kuvvetlerinin tanımlanması, büyüklüklerinin belirlenmesi ile işe başlanmalıdır. Bir deprem sırasında şeve etkiyen kuvvetler; şevin veya üzerindeki yapıların ağırlıkları, şevin içindeki veya varsa dışındaki su basınçları ve atalet kuvvetleridir. Ölü ağırlık yükleri sabittir, fakat şevin yüzeyine gelen veya içinde bulunan su basınçları ve atalet kuvvetleri dinamik yükleme sırasında zamanla değişir. Su basınçları göreceli olarak küçüktür ve ana problem şevdeki ek atalet kuvvetlerinin bulunması olmaktadır. Depremlerin şevlerde oluşturdukları atalet kuvvetleri birkaç yaklaşımla tahmin edilebilir. Bunlardan ilki basitliği ve kolay uygulanabilirliği nedeniyle yarı-statik analizdir. Yarı-statik analizde deprem etkisi, bir eşdeğer yatay statik kuvvet olarak ele alınır. Daha sonra bu eşdeğer statik kuvvetin analize katılması ile stabilite hesabı sürdürülür. Bir başka yaklaşım ise dinamik analizdir. Bu yaklaşımda şevin deprem etkisindeki davranışı iki aşamada incelenmektedir. İlk aşamada şevi harekete geçirecek kritik ivme bulunur. İkinci aşamada ise şev kayması ile oluşan deformasyonlar, ivme ve hız-zaman kayıtlarından bulunur. Bu arada gerekli olan deprem öncesi gerilme durumları statik sonlu elemanlar yöntemi ile bulunabilir. Şevi oluşturan zeminin dinamik özellikleri, kayma modülü, poisson oranı, sönüm oranı, bulk modülü, gerilme-deformasyon özellikleri bulunur. Deprem etkisi ile şevde, boşluk suyu basıncının artması deformasyon ve mukavemet özelliklerinin değişmesi göz önünde tutularak, dinamik sonlu elemanlar yöntemi ile şevin deprem sırasında ve sonrasında stabilite hesabı yapılır.

Deprem etkisinin eşdeğer yatay statik kuvvet olarak ele alındığı yarı-statik yaklaşımda bir takım basitleştirmeler yapılmaktadır. Öncelikle deprem etkisi, bir sismik katsayı ile yerçekimi ivmesinin çarpımı,

$$k \times g \quad (3.6)$$

olarak tanımlanabilir. İkinci bir varsayım ise potansiyel kayma yüzeyindeki şev kesitinin ağırlığı W ile bu sismik katsayı k 'nın çarpımı şeve yatay olarak etki etmektedir. Üçüncü olarak ise, bu $k \times W$ lik ek atalet kuvvet bir statik yük olarak ele alınmakta ve kısa bir süre için bile dinamik yük olmamaktadır. Sonuç olarak yarı-statik analizde deprem etkisi, kayması olası şev kütlelerinin ağırlık merkezinden etki eden bir Eşdeğer Statik Kuvvet (ESK) şeklinde tanımlanabilen bir büyüklük,

$$ESK = k \times W \quad (3.7)$$

olarak ele alınmaktadır. Burada, k , sismik katsayı, W , şev zemininin ağırlığıdır.



Şekil 3.11. Yarı-statik analizde deprem kuvveti

Yarı-statik yaklaşımdaki ana zorluk gerçekte " k " sismik katsayı seçiminde yaklaşık değerleri veren herhangi bir basit yöntemin bulunmamasıdır. Bu sismik katsayının seçimi ampriktir. Çoğunlukla, geçmiş deneyim ve yargılara dayanan değerler kullanılmaktadır. Örneğin; Amerika'da 0.1 ile 0.15 arasındaki değerler, Japonya'da ise 0.15 ile 0.25 arasındaki değerler kullanılmaktadır. Terzaghi(1950), deprem şiddeti ile sismik katsayı arasında bir ilişki önermiştir. Buna göre, k sismik katsayısının, IX şiddetinde 0.1, X şiddetinde 0.25 ve katasforik depremler için 0.5 olarak alınabileceğini belirtmiştir. Amprik değerler ile güvenli tasarımlar yapılabilir,

fakat k' 'nın seçiminde daha akılcı yaklaşımlara gereksinim vardır. Rijit bünye davranışı olarak statik atalet kuvvetlerinin maksimum ivmeye eşit alınması önerildiğinde, hangi dolguların veya doğal şevlerin rijit kabul edilebileceğinin bilinmemesi, deprem atalet kuvvetlerinin çok kısa sürelerde uygulanması, bu yüzden k değerinin maksimum yer ivmesine eşit alınması bu yöntemin aşırı güvenli olacağı tepkisi ile karşılanmıştır. Visko-elastik davranış analizine dayanan k sismik katsayı değeri, sonsuz ince dilimleri birbirine lineer elastik bağlarla bağlı ve viskoz sönümlenebilen dolgularda iki türlü seçilebilir. Birincisi, çeşitli derinliklerdeki sismik katsayı değerlerinin karelerinin toplamının karekökü, ikincisi, herhangi bir dağılımın maksimum değeri olarak sismik katsayı seçilebilir. Ambraseys(1960), sismik katsayı seçiminde dolgu yüksekliklerine göre bir ilişki önermiştir. Bir şevde veya dolguda gerilme geçmişleri farklı olan farklı derinliklerde daha gerçekçi sismik katsayı seçimine gereksinim vardır. Seed(1966), literatürde bulunan sismik katsayıları derleyerek deprem şiddetine bağlı olarak bu değerleri Tablo-3.10'da özetlemiştir.

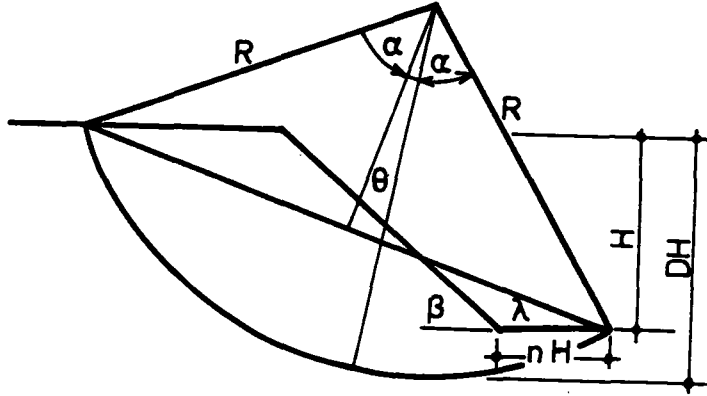
Tablo-3.10. k , sismik katsayı seçimi

k , sismik katsayı	Bölge	I, şiddet
0.0	3	I-IV
0.05	3	V-VI
0.1	2	VII
0.15	2	VIII-IX
0.25	1	X ve daha büyük
0.50	1	VIII veya daha büyük ve yüksek risk

3.2.3. Matematiksel Çözüm

Bu çalışmada yüksekliği H , yatayla yaptığı açı β , olan bir şev kesiti ele alınmaktadır. Stabilitate analizinde dairesel kayma yüzeyine etki eden momentler ve şev kütlesinin tüm dengesi incelenmektedir. Stabilitate analizinde kullanılan şev geometrisi Şekil 3.12.'de verilmektedir. Şekildeki λ açısı, şev topuğunu ve tepesini birleştiren doğrunun yatayla yaptığı açı, α açısı kayma dairesinin merkez açısı, R dairenin yarıçapı olarak tanımlanır. Şekilde verilen şev kesitini kaydırmaya çalışan kuvvet, şev kesitinin kendi ağırlığı ve deprem etkisidir. Buna karşı şev kaymasını engelleyecek kuvvet

ise zeminin kayma mukavemetinden doğan kuvvetlerin kayma yüzeyi boyunca integrasyonu ile bulunur.



Şekil 3.12. Stabilité analizinde kullanılan şev geometrisi,

Şevin tüm dengesi incelendiğinde, kayma dairesi merkezine göre bu kuvvetlerin momentleri alınır. Burada

M_W , zeminin kendi ağırlığından dolayı oluşan,

M_E , eşdeğer deprem kuvvetinin oluşturduğu kaymayı sağlayan momentlerdir. Aynı kesit için kaymayı engelleyen moment,

M_R , zeminin kayma mukavemetine bağlıdır.

Şekil 3.12.'de verilen şev geometrisine için potansiyel kayma dairesi merkezine göre bu momentler alındığında,

$$M_W = \gamma H^3 / 12 \{ 1 - 2\cot^2\beta - 3\cot\alpha\cot\beta + 3\cot\beta\cot\lambda + 3\cot\lambda\cot\alpha - 6n\cot\beta - 6n^2 - 6n\cot\alpha + 6n\cot\lambda \} \quad (3.8)$$

$$M_E = (A \gamma H^3 / 12) \cdot \{ \cot\beta + \cot^3\lambda + 3\cot\alpha\cot^2\lambda - 3\cot\alpha\cot\beta\cot\lambda - 6n\cot\alpha\cot\lambda \} \quad (3.9)$$

bulunur. Burada (3.9) eşitliğindeki A, deprem ivmesidir ve yerçekimi ivmesinin, 0.1g, 0.2g. ...v.s. katları gibi hesaba girmektedir. n, ise şekilden

de anlaşılabilir gibi şev yüksekliğinin fonksiyonu olup boyutsuz bir sayıdır. Burada, ($M_W + M_E$) şevi kaydıran momentlere karşı koyan kohezyonlu zeminin kayma mukavemetinden dolayı oluşan karşı koyucu moment M_R ,

$$M_R = R \cdot \int_{-\alpha}^{\alpha} c R d\theta \quad (3.10)$$

bulunmaktadır. Herhangi bir z derinliği için normal konsolide kilin kayma mukavemeti değeri eşitliğinde şev geometrisinden bulunan derinlik değeri yerine konulursa,

$$c = a_0 \{ R \cos(\lambda + \theta) - R \cos(\alpha - \lambda) + H \} + c_0 \quad (3.11)$$

elde edilir. Buradan bulunan kayma mukavemetinin kayma dairesi merkezine göre momenti alındığında,

$$M_R = (a_0 H^3 / 4 \sin^2 \alpha \sin^2 \lambda) \cdot \{ \alpha(1 - \cot \alpha \cot \lambda) + \cot \lambda \} + c_0 H^2 \alpha / 2 \sin^2 \alpha \sin^2 \lambda \quad (3.12)$$

bulunur. Güvenlik sayısı F , potansiyel kayma dairesi merkezine göre alınan kaymayı engelleyen momentin, kaydirmaya çalışan momente oranıdır. Bu momentler oranlandığında gerekli sadeleştirme ve işlemler yapılırsa,

$$F = M_R / (M_W + M_E) =$$

$$= \{ 3a_0 (\alpha + \cot \lambda - \alpha \cot \alpha \cot \lambda) / \text{DEN} \} + \{ c_0 6 \alpha / \gamma H \cdot \text{DEN} \} \quad (3.13)$$

elde edilir. Burada,

$$\text{DEN} = \sin^2 \alpha \sin \lambda (D_1 + D_2) \quad (3.14)$$

$$D_1 = 1 - 2 \cot^2 \beta - 3 \cot \alpha \cot \beta + 3 \cot \beta \cot \lambda + 3 \cot \lambda \cot \alpha - 6 n \cot \beta - 6 n^2 - 6 n \cot \alpha + 6 n \cot \lambda \quad (3.15)$$

$$D_2 = A(\cot\beta + \cot^3\lambda + 3\cot\alpha\cot^2\lambda - 3\cot\alpha\cot\beta\cot\lambda - 6n\cot\alpha\cot\lambda) \quad (3.16)$$

olarak tanımlanabilir. Bütün bu işlemlerden sonra güvenlik faktörü,

$$F = (a_0 / \gamma) N_1 + (c_0 / \gamma H) N_2 \quad (3.17)$$

şeklinde elde edilir. Bu eşitlikteki N_1 ve N_2 stabilite sayıları aşağıdaki gibi verilmektedir.

$$N_1 = 3(\alpha + \cot\lambda - \alpha\cot\alpha\cot\lambda) / \text{DEN} \quad (3.18)$$

$$N_2 = 6n / \text{DEN} \quad (3.19)$$

(3.17) eşitliğine bakıldığında güvenlik faktörü F , iki bağımsız stabilite sayısının bir kombinasyonu olarak elde edilir. N_1 , zeminin derinlikle değişen kayma mukavemetinin a_0 bileşeni, N_2 ise zemin yüzeyindeki c_0 sonlu mukavemet değeridir ve her ikisi de boyutsuzdur. Çünkü ifadelerin içinde yer alan A deprem ivmesi değeri yer çekimi ivmesinin katları olarak, eşitlikteki n ise H yüksekliğinin bir oranı olarak hesaba girmektedir. Kohezyonlu bir zeminde zemin yüzeyinde sıfır olan ve derinlikle lineer olarak artan bir mukavemet değeri varsayıldığında, (3.17) denkleminde $a_0 \neq 0$ ve $c_0 = 0$ olur. Güvenlik faktörü de ,

$$F = (a_0 / \gamma) N_1 \quad (3.20)$$

değerini alır. Bu sonuç aslında Gibson vd.(1962) tarafından önerilen derinlikle kayma mukavemeti artan zeminlerde uygulanan çözüme bezemektedir. Buna alternatif olarak ise kayma mukavemeti derinlikle sabit kalan zeminlerde, yani $a_0 = 0$ ve $c_0 \neq 0$ şartı sağlanır. Güvenlik faktörü de,

$$F = (c_0 / \gamma H) N_2 \quad (3.21)$$

şeklini alır. Bu da Taylor(1937), yönteminin güvenlik faktörü hesabına oldukça benzemektedir.

Önerilen Yöntem ile Toplam Gerilme Analizi

Normal konsolide killerde $c_0 = 0$ alınmış ve güvenlik faktörü $F=(a_0/\gamma)N_1$ olarak verilmişti. Normal konsolide killerde kayma mukavemetinin derinlikle değişimi lineer olarak $c= a_0.z$ şeklinde alınabilir. Normal konsolide bir zeminin kayma mukavemeti,

$$\tau = \sigma . \tan \phi$$

olarak yazılabilir. Bu iki eşitlik birbirine eşitlendiğinde

$$\sigma . \tan \phi = a_0 . z \Rightarrow \sigma = \gamma z$$

$$\gamma z \tan \phi = a_0 . z$$

$$\tan \phi = a_0 / \gamma$$

olarak yazılabilir. (3.20) eşitliği ile verilen F, güvenlik faktörü terimi,

$$F_T = \tan \phi N_1 \quad (3.22)$$

şekline dönüşmüştür. Matematiksel çözümden de görüldüğü gibi F güvenlik faktöründe yer alan N_1 stabilite sayısı α , β , n , A ve λ' nın fonksiyonudur. Bir şevde en olumsuz şartların bulunması için güvenlik faktörünü minimum yapacak, N_1 değerine gereksinim vardır. Bu çalışmada, minimum N_1 stabilite sayılarının elde edilebilmesi öncelikle N_1 'in α , β , λ , ve n değerlerine göre değişimi incelenmiştir. N_1 için verilen ifadenin hesaplanabilmesi için bir bilgisayar tablo programı kullanılarak tüm olası haller denenmiştir. Çünkü bu çözüm işleminde α ve λ' nın trigonometrik fonksiyon hesaplarının elle yapılması oldukça zor ve çoğu halde de olanaksızdır. Çeşitli şev geometrileri için bu çözüm yapılırken değişkenler,

$$\alpha = 5, 10, \dots, 85^\circ,$$

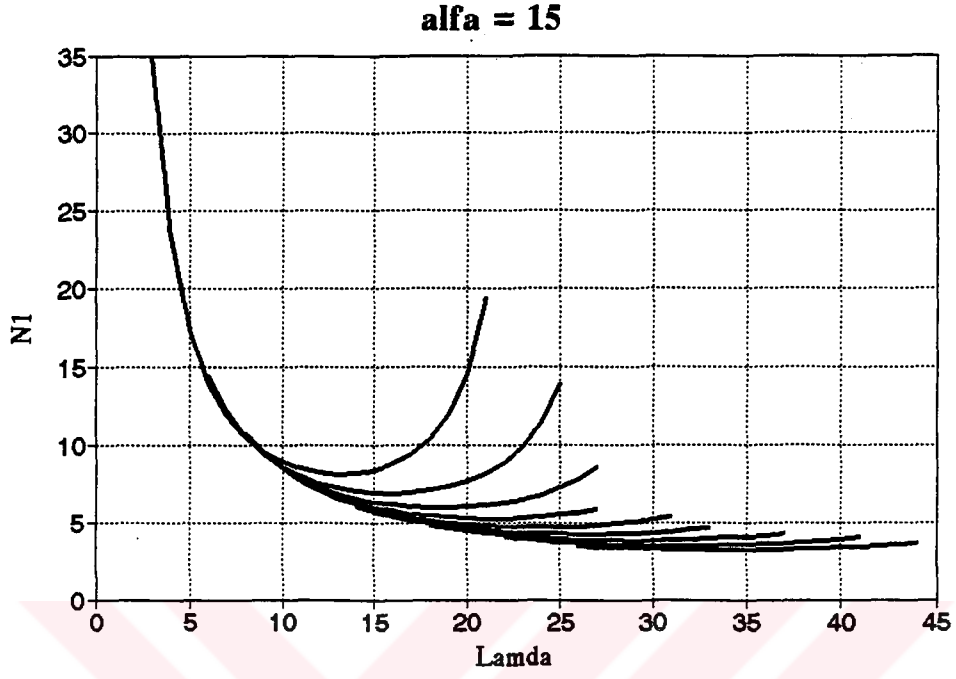
$$\lambda = 10, 15, \dots, 55^\circ,$$

$$n=0, \text{ (topuk göçmesi)}$$

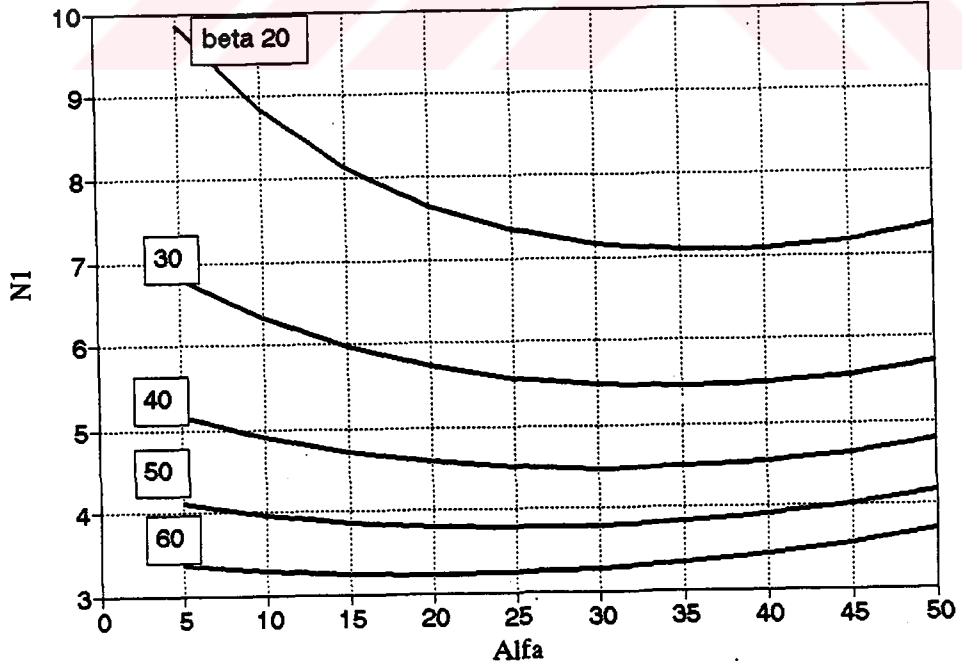
$$\beta=15, \dots, 55^\circ,$$

sınırları içinde değiştirilmiştir. Bu sınırlar arasında bulunan bütün minimum N_1 değerleri belirlenmiştir. Bu değişkenlere bağlı minimum değerlerin elde edilmesi sırasında değişimler grafik olarak Şekil 3.13., 3.14., 3.15.'de verilmiştir. Buradan da anlaşılabildiği gibi her şev açısı için, α' ya bağlı bir N_1 minimum değeri bulunmaktadır. Benzer şekilde N_1 stabilite sayısı üzerinde etkili olan λ açısı da, gibi şev açılara bağlı olarak bir minimum N_1 değeri vermektedir. Burada amaç şev açısına bağlı en güvenli stabilite sayısını seçmek olduğundan, bir şev açısı cinsinden farklı α ve λ' lara göre en küçük değeri N_1 değeri hesaplanmaktadır. Şekil 3.15. ve 3.16' da gösterilmiş olduğu gibi iki farklı şev açısı için α ve λ 'nın değişen değerlerine göre yapılan çözümlerden bir en küçük N_1 değeri bulunabilmektedir. Bu değer şev eğimi için en kritik konumu göstermektedir. Dolayısıyla stabilite hesaplarında şev açılara göre seçilen N_1 değeri olmaktadır.

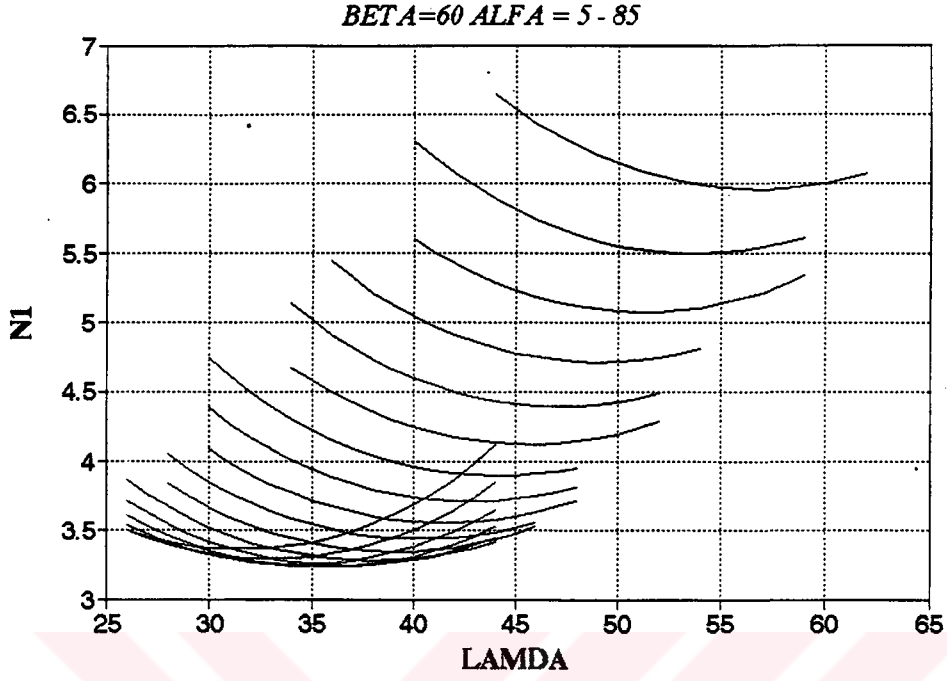




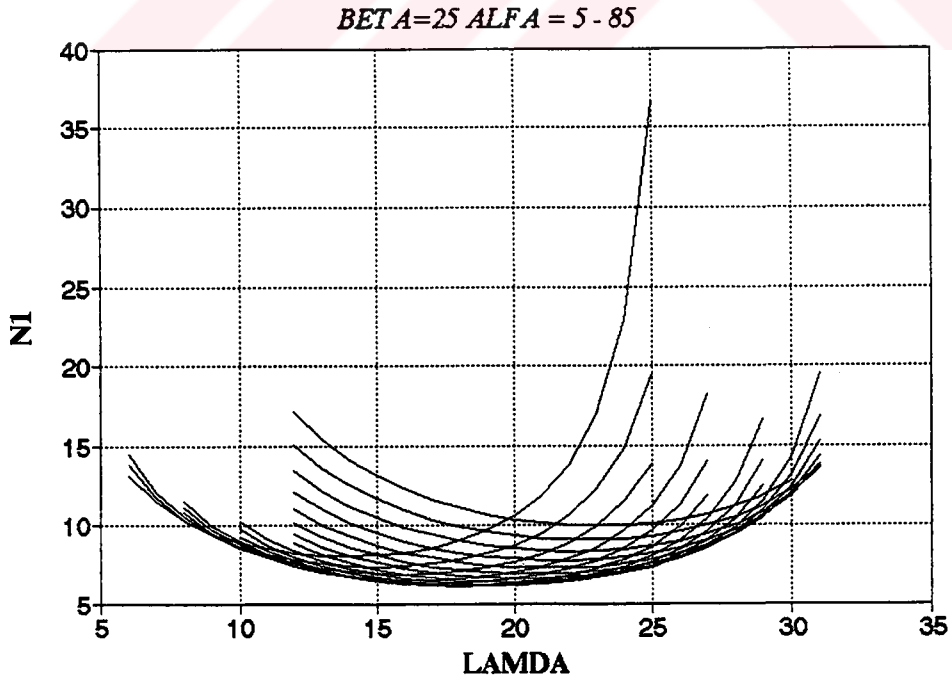
Şekil 3.13. N_1 stabilite sayısının λ açısına göre değişimi



Şekil 3.14. N_1 stabilite sayısının α cinsinden değişimi

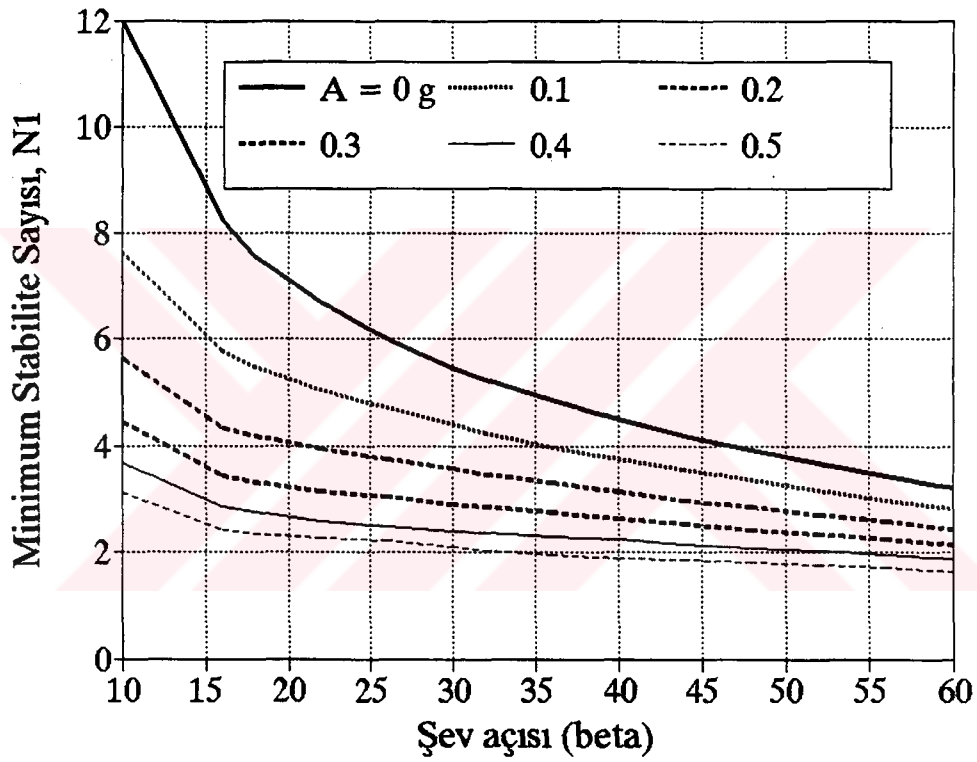


Şekil 3.15. N_1 stabilite sayılarının α cinsinden değişimi



Şekil 3.16. N_1 stabilite sayılarının λ cinsinden değişimi

Bu hesaplardan şev açıları cinsinden bulunan minimum N_1 değerlerinin değişik deprem ivmelerine göre bir değerlendirmesi yapıldığında, Şekil 3.17' de verilen grafik elde edilmiştir. Şekilden görülebildiği gibi N_1 stabilite sayısı, şev açısı β artarken azalmaktadır. Bu azalma deprem ivmesinin büyük olduğu durumlarda daha yavaş, 0.1g gibi görece olarak daha düşük deprem ivmelerinde daha hızlı olmaktadır.



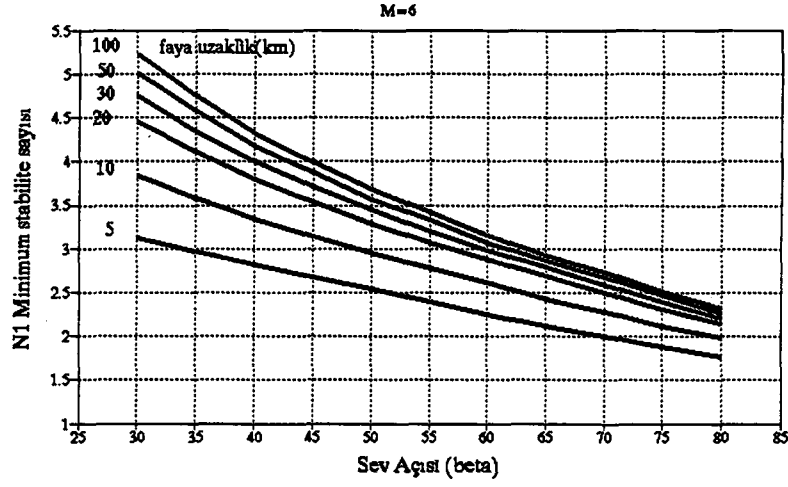
$$F = \tan \phi \cdot N_1$$

Şekil 3.17. N_1 stabilite sayılarının şev açısı β ve deprem ivmesi A ile değişimi

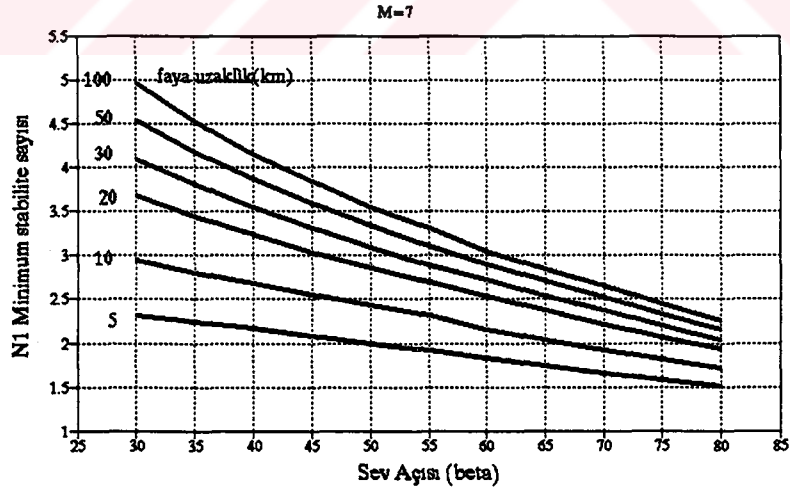
Çalışmada bundan sonraki aşama olarak yöntemin daha kapsamlı hale getirmek amacıyla en büyük deprem ivmesi yerine deprem manyitüdüne ve faya uzaklığına bağlı yaklaşım, bir azalım ilişkisi kullanmak olmuştur. Azalım ilişkileri deprem özelliklerinin birbirleri ile ilgili olduğunu gösterirler ve bir özellikten diğerine geçmek mümkün olabilmektedir. Literatürde mevcut azalım ilişkilerinin içinde Türkiye depremlerinin genellikle sığ ve yüzeysel kırılmalar gösterdiği bilindiğinden bu tür depremlere uygun yakın merkezli depremler için çıkarılmış Campbell(1981),

$$a_p = 0.0159 e^{0.868M} (R + 0.0606 e^{0.7M})^{-1.09} \quad (3.23)$$

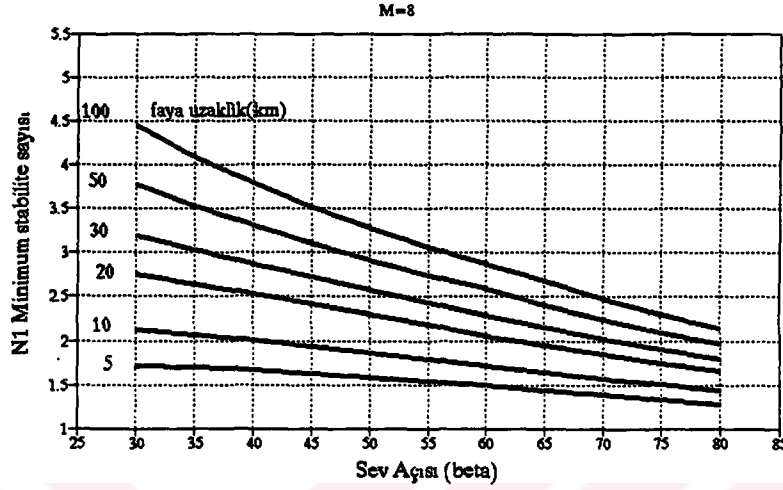
azalım ilişkisi kullanılmıştır. Burada a_p ,yerçekimi ivmesi cinsinden ana kayadaki pik deprem ivmesi, M, deprem manyitüdü, R, km. cinsinden faya uzaklıklardır. Bu azalım ilişkisi kullanılarak N1 stabilite sayısının şev açısı ve deprem ivmesine göre değişimi deprem manyitüdü ve faya uzaklar cinsinden de incelenmiştir. Belli faya uzaklık ve manyitüd değerleri için parametrik çalışma yapılarak Şekil 3.18., 3.19. ve 3.20. da verilen grafikler bulunmuştur. Bu grafiklerde deprem manyitüdüleri 6, 7, 8 olarak, yatay ekseninde β şev açısı, düşey ekseninde, N_1 stabilite sayısı olarak alınmıştır. Grafiklere bakıldığında deprem manyitüdü arttıkça stabilite sayısı azalmaktadır. Deprem manyitüdünün artması faya uzaklıkların stabilite açısından daha önem kazanmasını da beraberinde getirir. Bu şekillerden de görülebildiği gibi stabilite sayısının değeri deprem manyitüdü büyüdükçe küçülmektedir. Diğer yandan faya uzaklık azaldıkça stabilite sayısının değeri, önemli azalmalar göstermektedir. Bunun yanı sıra şev açısına göre N_1 sayısındaki azalmanın hızı küçük manyitüdlü depremlerde daha büyük iken ($\beta=10^\circ$ de, $N_1 =6$ iken $\beta=30^\circ$ de $N_1 =4$), daha büyük manyitüdlü depremlerde β açısına göre N_1 ' in azalması daha az olmaktadır, ($\beta=10^\circ$ iken $N_1 =3$ ve $\beta=30^\circ$ iken $N_1=2.2$).Bu sonuçlardan büyük manyitüdlü depremlerde dışmerkeze yakın bölgelerde kısmen yatık sayılabilecek 20° lik veya 30° lik şevler de bile göçme olasılığının ortaya çıkacağı anlaşılmaktadır.



Şekil 3.18. Deprem manyitüdünün 6.0 olması halinde stabilite sayılarının faya uzaklığa ve şev açısına göre değişimi



Şekil 3.19. Deprem manyitüdünün 7.0 olması halinde stabilite sayılarının faya uzaklığa ve şev açısına göre değişimi

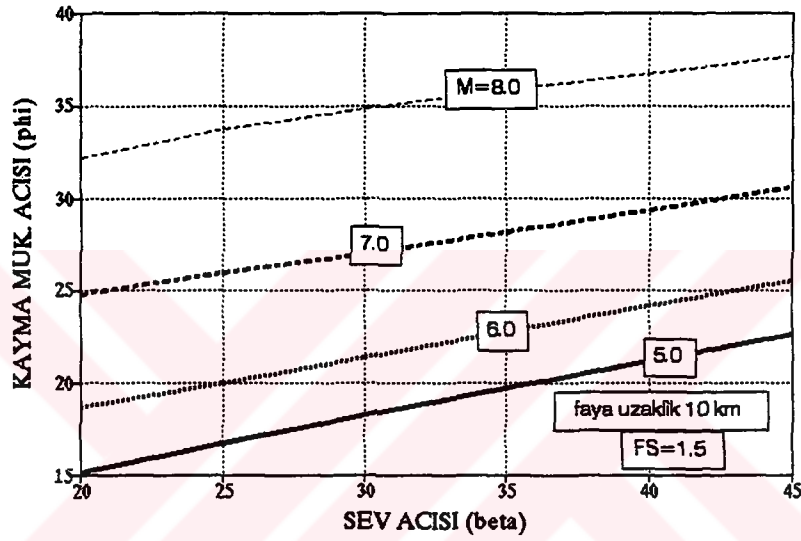


Şekil 3.20. Deprem manyitüdünün 8.0 olması halinde stabilite sayılarının faya uzaklığı ve şev açısına göre değişimi

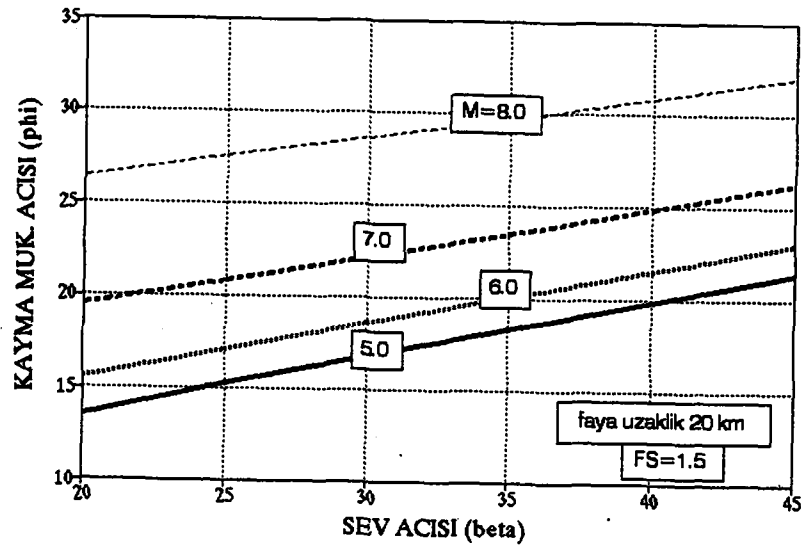
Güvenli Şev Tasarımı

Bu yaklaşım çerçevesinde stabil bir şevde güvenlik sayısının 1.5 alınmasının çoğu halde yeterli olduğu düşünülürse, deprem riski taşıyan bölgelerde güvenli bir şev tasarlamak için, deprem ivmesi değerleri faya uzaklıklar ve deprem manyitüdü biçimine dönüştürülmüş, değişik kayma mukavemeti açısı ve şev açısının değişimi için stabilite grafikleri hazırlanmıştır. Hazırlanan bu stabilite grafikleri Şekil 3.21., 3.22. ve 3.23' de verilmiştir. İlk grafik olarak Şekil 3.21. incelendiğinde, yatay eksenle tasarlanacak şevin şev açısı, dikey eksenle ise kayma mukavemeti açısı vardır. Çoğunlukla etkili olacak deprem manyitüdü sınırları 5.0 ve 8.0 değerleri arasında değişmektedir. Bu manyitüd değerleri ve 10 km, 20 km, 30 km, faya uzaklık değerleri kullanılmıştır. Örnek olarak; faya uzaklığı en fazla 10 km. olan bölge düşünölsün, bu bölgede olması en muhtemel depremin manyitüdünün 6.0 olduğu varsayölsün. Bu bölgede kayma mukavemeti açısı 22° olan zemin şevi bulunsun. Güvenlik sayısının 1.5 olduğu durumda, Şekil 3.21.'deki stabilite kartında, projelendirilecek şevin güvenli olma sınırındaki şev açısı grafikden 32° olarak okunur. Aynı

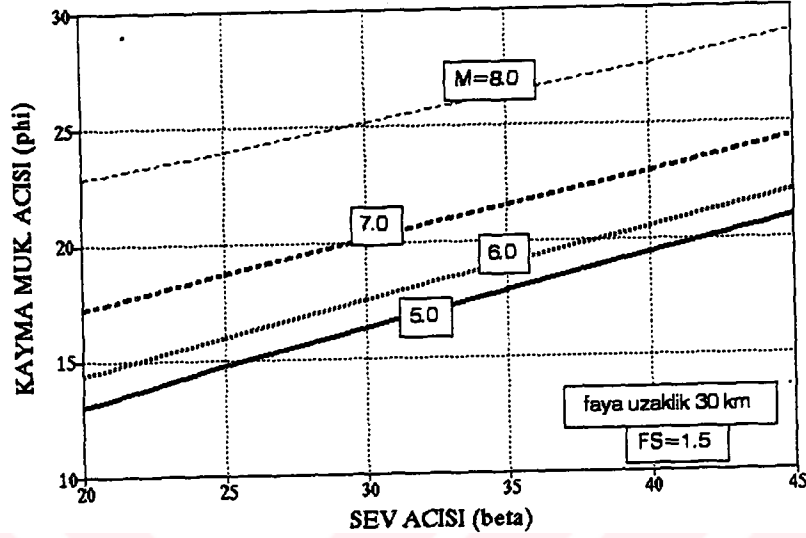
özellikdeki deprem ve şev için, bölgedeki faya daha uzak yerlerdeki durum ise; örneğin, faya uzaklığı 30 km. olduğunda olası depreme dayanıklı şev açısı 44° bulunmaktadır. Şev tasarımında şevin konumlandığı bölgenin faya uzaklığı önemlidir. Potansiyel şev kayma bölgesi faydan uzaklaştıkça güvenli şev açısı artmaktadır. Fay sisteminden daha uzak bölgelerde aynı güvenlikde daha dik şevler tasarlanabilir. Ya da belli bir açiya sahip şevin bölgede olası deprem manyitüdüne göre kayma mukavemeti açısını arttırmak ve bu artış miktarını hesaplamak belli güvenliği sağlamak için gerekli olmaktadır.



Şekil 3.21. Faya uzaklığı 10 km. olan şevler için stabilite grafiği



Şekil 3.22. Faya uzaklığı 20 km. olan şevler için stabilite grafiği



Şekil 3.23. Faya uzaklığı 30 km. olan şevler stabilite grafiği

3.2.4. Önerilen Yöntem ile Efektif Gerilme Analizi (Boşluk Suyu Basıncının Etkisi)

Depremi yarattığı tekrarlı kayma gerilmeleri geçirgenliği düşük zeminlerde, boşluklarında bulunan suyun, hemen drene olamamasından dolayı boşluk suyu basıncında artışlara neden olur. Tekrarlı kayma gerilmeleri bir hacim küçülmesi eğilimi oluştururlar. Daneler arasındaki boşluklarda bulunan su zemin geçirgenliğinin az olması dolayısıyla bu hacim değişikliğini engeller. Suyun sıkışma modülü çok yüksek bir değere sahip olması nedeniyle genelde yok sayılabilecek kadar küçük bir hacim değişikliğine ve boşluk suyu basıncı oluşumuna ve yükselmesine yol açar.

Zemin yapılarının yüklenmesi, üzerindeki yüklemenin boşaltılması veya yeniden yüklenmesi sırasında boşluk suyu basınçlarında değişiklikler olmaktadır. Özellikle uzun dönem stabilite hesaplarında efektif gerilmeler ile çalışıldığından boşluk suyu basınçlarının değerleri ve artışları çok önemlidir. Zeminin kayma mukavemetinin gerçekte efektif gerilme yaklaşımı ile belirlenmesi gerekir. Çünkü boşluk suyu basıncı arttığında efektif gerilme azalır, boşluk suyu basıncı azaldığında efektif gerilmeler artar. Zemin yapılarının stabilite hesaplarında özellikle boyulandırılacak dolgu baraj, kazı,

veya dolgu şevlerinin tasarımı boşluk suyu basıncı büyüklüğü ve değişiminin bilinmesi önemlidir. Deprem yarattığı tekrarlı kayma gerilmelerinin boşluk suyu basıncı oluşmasındaki katkısı deprem ve zemin özellikleri de düşünülerek modellenmesi Bölüm 4.'de ele alınacaktır. Şevlerde deprem etkisinin stabilite hesaplarına katılması incelenirken boşluk suyu basıncının etkisi ve dolayısıyla efektif gerilmeler göz ardı edilemez. Stabilite hesabında güvenlik faktörünün de efektif gerilmeler cinsinden ifade edilebilmesi için aşağıda anlatılan yöntem izlenmiştir. Kayma mukavemetinin derinlikle değişimi daha önce,

$$c = c_0 + a_0 z \quad (3.4)$$

olarak verilmişti. Normal konsolide zeminlerde, $c_0=0$ olarak kabul edildiğinden

$$c = a_0 z$$

olarak ifade edilebilir. Efektif gerilmeler cinsinden kayma mukavemeti eşitliği normal konsolide killi için,

$$(\sigma - u) \tan \phi = a_0 z$$

$$\sigma = \gamma \cdot z$$

$$(\gamma z - u) \tan \phi = a_0 z$$

$$(1 - u / \gamma z) \tan \phi = a_0 / \gamma \quad (3.24)$$

yazılabilir. Daha önce Bishop tarafından önerilen boşluk suyu basıncı katsayısı,

$$r_u = u / \gamma H$$

şeklindedir. Bu katsayı (3.24) eşitliğinde yerine konulursa,

$$(1 - r_u) \tan \phi = a_0 / \gamma \quad (3.25)$$

eşitliği elde edilir. Buna göre güvenlik faktörünü,

$$F_E = (1 - r_u) \tan \phi' \cdot N_1 \quad (3.26)$$

şeklinde yazmak mümkündür. Burada N_1 stabilite sayısı, ϕ' , efektif kayma mukavemeti açısı, r_u boşluk suyu basıncı katsayısıdır. Bu şekli ile güvenlik faktörü zemin özelliklerinden kayma mukavemeti açısına, boşluk suyu basıncı değerine bağlıdır. Burada kullanılacak N_1 stabilite sayısı pik deprem ivmesi biliniyorsa bu bölümde daha önce verilen Şekil 3.17.'dan alınabilir. Eğer deprem manyitüdü ve faya uzaklıklar biliniyorsa Şekil 3.18., 3.19., veya 3.20.'den uygun olanı kullanılarak bulunabilir. Önerilen stabilite analizinin sonuçlarını bir kaç aşamada değerlendirmek uygundur. Bunlardan ilki, deprem riski taşıyan bölgelerde kapsamlı bir şev stabilite analizi yapabilmek amacıyla şev zemini özellikleri, boşluk suyu basıncı değeri, olası deprem özellikleri birarada değerlendirilerek, tüm denge için güvenlik faktörü eşitliği, şev stabilite analiz yöntemi olarak önerilmektedir. Buna göre bir şevde efektif gerilme analizi yapılmak istendiğinde güvenlik faktörü,

$$F_E = (1 - r_u) \tan \phi' \cdot N_1 \quad (3.27)$$

olarak önerilmektedir. Stabilite analizi yapılacak bir şevde boşluk suyu basıncı tahmin edilemiyorsa, veya ölçülemiyorsa toplam gerilme yaklaşımının kullanılması uygun olur. Bu yaklaşımdaki güvenlik faktörü,

$$F_T = \tan \phi \cdot N_1 \quad (3.22)$$

olarak daha önce verilmişti. İlk aşamada N_1 stabilite sayısını doğrudan ivme değerlerine bağlı olarak tanımlamak matematiksel olarak daha uygun gözükse de uygulanabilirlik açısından ek bir bilgi gerektirmektedir. Bu da bölgenin sismik ve geoteknik özelliklerine göre oluşabilecek deprem ivme değerlerini tahmin etmeyi gerektirir.

Analiz yönteminin seçimi

Önerilen şev stabilite yönteminde efektif veya toplam gerilmelere göre analiz yöntemini seçebilmek için boşluk suyu basıncının bir kriter olacağı düşünülmüştür. Toplam ve efektif gerilmelere göre tanımlanan güvenlik faktörü birbirlerine eşitlendiğinde,

$$(1 - r_u) \cdot \tan \phi' \cdot N_1 = \tan \phi \cdot N_1$$

$$(1 - r_u) = \tan \phi / \tan \phi'$$

$$r_{u \text{ sınır}} = 1 - (\tan \phi / \tan \phi') \quad (3.29)$$

olarak elde edilir. Bu boşluk suyu basıncı değeri şev stabilite analizinde güvenlik faktörü hesabının hangi yaklaşımla yapılacağı konusuna yardımcı olacak sınır değer özelliğini taşımaktadır. Bir şevi oluşturan zeminin kayma mukavemeti parametrelerinin laboratuvarında toplam ve efektif gerilmeler cinsinden bulunduğu kabul edilsin. Bu parametreler (3.29) eşitliğinde yerine konulduğunda bir boşluk suyu basıncı değeri bulunur. Bu bulunan, r_u boşluk suyu basıncı değeri araziden tahmin edilen boşluk suyu basıncı değeri ile karşılaştırıldığında, stabilite analizinde toplam veya efektif gerilme yaklaşımlarından hangisinin kullanılacağına karar verilebilir. Örneğin; kayma mukavemeti parametreleri laboratuvarında, $\phi'=27^\circ$ ve $\phi=12^\circ$ olarak elde edilen bir zemin şevi düşünelim. Burada bir sınır değer olarak tanımlanan r_u katsayısı,

$$r_{u \text{ sınır}} = 1 - \tan 12 / \tan 27 = 0.58$$

olarak bulunur. Bu sonuç, araziden tahmin edilecek boşluk suyu basıncı değerinin 0.58' den daha küçük olduğu durumlarda ancak toplam gerilme analizine güvenilebileceğini gösterir. Araziden ölçülecek r_u değeri,

$$r_u > r_{u \text{ sınır}}$$

olması durumunda,

$$F_T > F_E$$

durumuna karşılık gelir ki, bu da güvensiz tarafta bulunan bir güvenlik faktörü demektir. Dolayısıyla bu durumda efektif gerilme analizi ile hesap yapmak gerekmektedir. Bunun tersi bir durumda, şevi oluşturan malzemenin kayma mukavemeti parametreleri ile yapılan sınır boşluk suyu basıncı değeri, eğer arazide ölçülen boşluk suyu basıncı değerinden büyük ise,

$$F_T < F_E$$

toplam gerilmeler ile yapılan analize güvenilebilir. Bu da toplam gerilme analizinin güvenli tarafa kaldığını gösterir.

Önerilen Yöntemin Mikrobölgelemeye Uygulanması

Daha önce anlatılan şev stabilitesine göre mikrobölgeleme yöntemlerinden üçüncü kademe yöntemlere bu bölümde önerilen şev stabilite analizinin bir uygulaması yapıldı. Bu yöntemi mikrobölgelemeye uygulayabilmek için Adapazarı - Mudurnu bölgesinin 1/10000 ölçekli topoğrafik haritalarında çalışıldı. Bu haritalarda Akyokuş, Çakıroğlu ve Yarbaşı yerleşim yerleri ve çevreleri 500 m.x 500 m. lik karelere bölündü. Her karede kaymasının en olası olduğu düşünülen en dik şev açısı belirlendi. Bölgenin jeolojik haritalarında yerleşim yerlerinin jeolojik formasyonları ve bunlara dayanarak zeminin kayma mukavemeti açısı tahmin edildi. Daha detaylı incelemelerde bu kayma mukavemeti açısı yerinde ve laboratuvar deneyleri ile bulunmalıdır. Çalışmada önerilen güvenlik faktörü terimi,

$$F_T = \tan \phi N_1 \quad (3.22)$$

ile her kareye ait güvenlik faktörü bulunabilir. Daha önce de bahsedildiği gibi N_1 stabilite sayısını Şekil 3.17' de verilen grafikten şev açısına, deprem ivmesine göre bulmak mümkündür. Mikrobölgeleme yapılan bölgenin faya uzaklığı ve bölgenin olası deprem manyitüdü biliniyorsa Şekil 3.18., 3.19, ve 3.20.' den uygun olanı seçilerek N_1 stabilite sayısı bulunur. Her kare için bulunan güvenlik faktörleri risk seviyelerine göre aşağıdaki gibi sınıflanabilir.

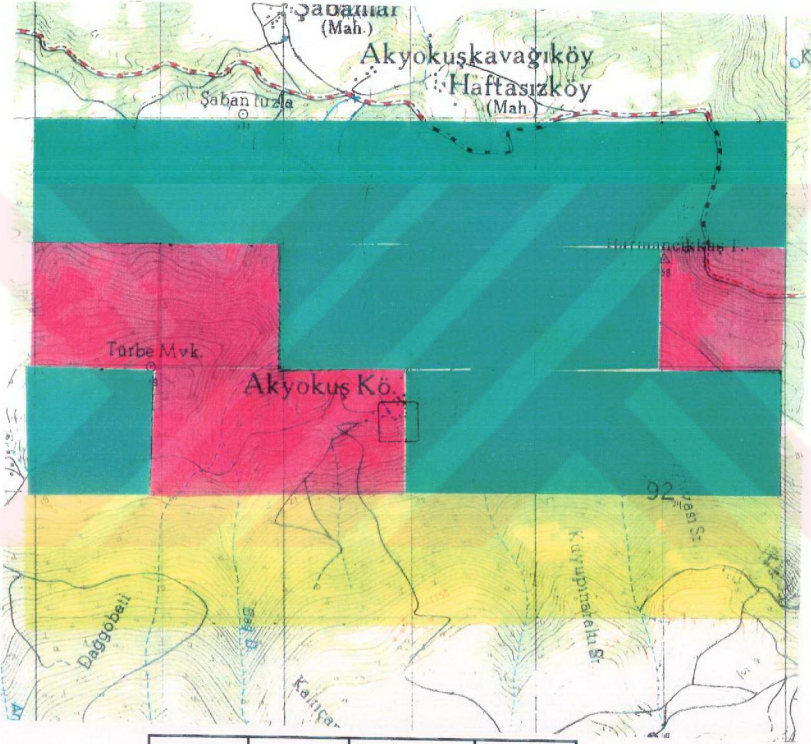
$FS < 1$, Yüksek risk

$1 \leq FS \leq 1.5$, Orta seviyede risk

$FS > 1.5$, Düşük risk

Yöntemin bölgeye uygulanması sırasında 200 yıl dönüşüm süreli $M=6.9$ manyitüdünde bir depremin pik ivmesi 0.30g, 500 yıl dönüşüm süreli $M=7.8$ manyitüdünde bir depremin pik ivmesi 0.5g ve bölgenin faya uzaklığı 20 km.alınmıştır. Bu yöntemin uygulanması sırasında her kare için hesaplanan değerler ve güvenlik sayıları tablo halinde Ekler Bölümünde verilmiştir. Şekil 3.24.'de bu yöntemin mikrobölgelemeye uygulanması verilmektedir. Şekilden de görülebildiği gibi Akyokuş köyü ve civarının 200 yıl dönüşüm süreli bir deprem için bir mikrobölgeleme uygulamasıdır. Burada köyün de içinde bulunduğu karelerin güvenlik faktörleri 1'den küçüktür. Köyün kuzeyinde kalan bölgelerin güvenlik faktörleri 1 ile 1.5 arasında değişmekte,

orta risk seviyesinde olmakta, güneyinde kalan bölgeler ise 1.5 'dan fazla güvenlik sayıları ile daha güvenli olduğu söylenebilir. 1967 depreminin manyitüdünün de 6.9 olduğu ve bu deprem sırasında Akyokuş köyünün tamamına yakın bölümünün şev kayması nedeniyle yıkıldığı göz önüne alınırsa, yöntemin depremler sırasındaki şev göçmelerini önceden belirlenmesinde kullanılabilecek bir mikrobölgeleme yöntemi olabileceği ortaya çıkmaktadır.



Yöntem	Dönüşüm süresi	Güvenlik sayısı	Sembol
Siyahi	200 yıl	$G_s < 1$	Red
		$1 < G_s < 1.5$	Green
		$G_s > 1.5$	Yellow

Şekil 3.24. Önerilen yöntemin bölgeye uygulanması

BÖLÜM 4. ZEMİNLERİN DEPREM YÜKLERİ ALTINDA GERİLME - ŞEKİL DEĞİŞTİRME VE MUKAVEMET ÖZELLİKLERİNİN ŞEV STABİLİTESİNE ETKİSİ

Zeminlerin dinamik kayma gerilmeleri altındaki davranışlarının incelenmesine yol açan en önemli neden, bu tip gerilmelerin etkisinde kalan zemin tabakalarında gerilme - şekil değiştirme ilişki biçimlerinin ortaya çıkarılması ve kayma mukavemetinde meydana gelebilecek değişmelerin bulunmasıdır. Depremler sırasında oluşan yer hareketleri değişken olup düşey ve yatay bileşenlere sahiptir. Buna rağmen bir depremde zemin tabakalarında meydana gelen hacim ve şekil değiştirmelere sadece yatay doğrultuda ve ana kayadan yukarı, zemin yüzüne doğru hareket eden kayma dalgalarının yol açtığı varsayılır. Bu kayma dalgaları düzensiz bir yükleme niteliği gösterirler ve zemin tabakalarında gene tekrarlı fakat düzensiz(sabit genlikte olmayan) kayma gerilmelerinin oluşmasına neden olurlar. Depremler sırasında, doğal zemin tabakaları, toprak barajlar ve diğer zemin yapıları, yön ve şiddet değiştiren bu dinamik kayma gerilmelerinin etkisi altında kalırlar. Zeminlerde, depremler ve tekrarlı yüklemeler sırasında oluşan boşluk suyu basınçları ile deformasyonların ve dolayısıyla göçmeye karşı stabilitenin hesaplanması, o zemine ait belirli gerilme koşulları altında ve tekrarlı kayma gerilmesi etkisindeki mukavemet ve gerilme-şekil değiştirme özelliklerinin bilinmesi ile mümkün olabilmektedir.

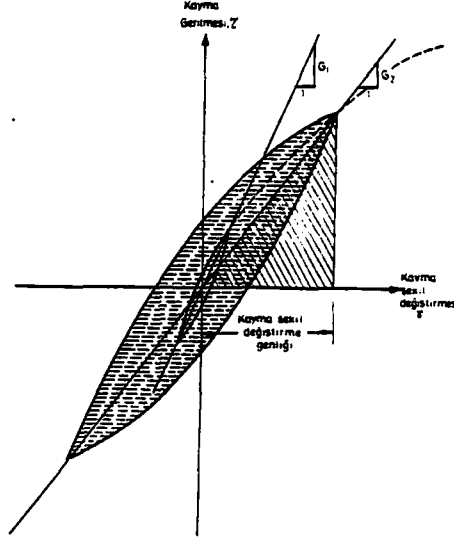
Zeminler tekrarlı kayma gerilmeleri altında cinslerine, sıkılıklarına, aşırı veya normal konsolide olmalarına, statik kayma gerilmelerine ve tekrarlı yükleme özelliklerine yani çevrim sayısına ve etkiye süresine göre farklı davranış sergilerler. Depremin neden olduğu tekrarlı kayma gerilmelerinin genliğine bağlı olarak ortaya çıkan şekil değiştirmeler nedeniyle kayma mukavemetinde ve dolayısıyla zeminin rijitliğinde de azalma ortaya çıkabilmektedir. Kayma mukavemetinde ortaya çıkan bu azalmanın büyüklüğü zemin ve gerilme özelliklerine büyük ölçüde bağlıdır. Zemin yapılarının stabilize hesaplarında bu azalma göz önüne alınarak, deprem riski taşıyan bölgelerde, veya tekrarlı gerilmelerin etkisinde kalabilecek zemin yapılarında bu etkilerin hesaplara katılması gerekmektedir. Aksi

takdirde tekrarlı kayma gerilmelerinin etkisinde kalabilecek bölgelerde, statik durumdaki kayma mukavemeti değeri ile yapılacak stabilite hesapları ve elde edilecek güvenlik faktörleri ile güvensiz tarafda kalınacağı ortadadır.

Özellikle şev stabilite analizinde her zaman yapılan güvenlik hesabının anlamlı olabilmesi için, bu etkilerin ve göçme mekanizmalarının gerçekçi olarak tanımlanması gereklidir. Depremlerin neden olduğu tekrarlı kayma gerilmeleri, zemin elemanlarının her birinde tek başına akma veya göçme oluşturmamasına rağmen bu etkiler toplanarak artar ve nihai etki büyük kalıcı şekil değiştirmeler, büyük boşluk suyu basıncı artışları ve sonunda göçme şeklinde kendini göstermektedir. Zeminler cinslerine göre belirli kritik tekrarlı gerilme değerinden küçük gerilme mertebelerinde toptan göçme olmadan da gerilmeleri uzun süre taşıyabilmektedir. Bu kritik gerilme oranının zemin cinslerine ve gerilme tipine göre tanımlanması gerekmektedir.

4.1. Tekrarlı gerilmeler altında zemin davranışları

Tekrarlı yükleme sırasında uygulanan maksimum gerilmeler nedeniyle ortaya çıkan şekil değiştirmeler genellikle aynı genlikte statik gerilme ile üretilenden farklıdır. Tekrarlı gerilmenin çevrim sayısı arttıkça şekil değiştirmeler çeşitli faktörlere bağlı sürekli olarak artar. Bu faktörlerden en önemlisi şekil değiştirme genliğidir. Zemin dinamiği problemlerinde tekrarlı yükleme iki gruba ayrılır: birinci grup, makinaların ürettiği şekil değiştirme genliği 10^{-4} ile 10^{-3} arasında değişen yükleme biçimidir. İkinci grup ise şekil değiştirme genliği 10^{-2} ile 10^{-1} ve daha büyük olan değerlerde yükleme ile depremlerdir. Gerilme-şekil değiştirme ilişkisi büyük ve küçük şekil değiştirme genliklerine bağlı olarak farklı biçimlerde ortaya çıkmaktadır. Şekil 4.1.'den de görülebildiği gibi küçük şekil değiştirme genliklerinde zeminlerde daha büyük elastik modül değeri elde edilir. Bu her iki grubu tekrarlı gerilme etkisinde gerilme-şekil değiştirme modülü, sönüm ve mukavemet davranışları bakımından ayrı ayrı analiz etmek gerekmektedir. Ayrıca zeminlerin gerilme - şekil değiştirme davranışları çevrim sayısına, gerilme genliğine, yükleme süresine de bağlıdır. Burada artık konu ile bağlantısı açısından küçük şekil değiştirme genliklerindeki davranıştan bahsedilmeyecektir.



Şekil 4.1. Çeşitli histerisiz eğrileri

Deprem etkisindeki büyük şekil değiştirme genliklerinde, histerisiz ilmeğinin ucunu birleştiren doğrunun eğimi de kayma modülünü (G) vermektedir. Artan çevrim sayılarında ve şekil değiştirme genliklerinde kayma modülü azalmakta ve sönüm artmaktadır. Bu artış ve azalma miktarları çeşitli deneyler ve amprik yaklaşımlar ile bulunabilmektedir. Kuru veya az doymuş zeminlerde kayma modülü yükleme çevrimleri ile bir artma gösterebilir. Gerilme - şekil değiştirme ilişkisi ve tekrarlı yükleme altında boşluk suyu basınçları gerilme seviyesine, gerilme geçmişine, yükleme tipine, çevrim sayısına ve doymuşluk derecesine büyük ölçüde bağlıdır.

Tarih boyunca depremler ve diğer dinamik yükler etkisiyle meydana gelen yer titreşimlerinin zemin tabakalarında hasarlara yol açtığı ve özellikle kohezyonsuz zemin tabakalarının bu titreşimlerden daha fazla etkilendikleri ve bu tip yükler altında daha dayanıksız oldukları gözlenmiştir. Dinamik yükler altında kumlu zemin tabakalarında bir sıkışma olmakta ve bu da zemin yüzeyinde büyük oturmalarla yol açabilmektedir.

4.2. Kaba Daneli Zeminlerin Mukavemet Özellikleri

Kaba daneli zeminlerin davranışına etki eden temel özellikler olarak danelerin mineralojik özellikleri, dane şekli ve boyutları, danelerin yerleşimi ve yapısı ve buna bağlı boşluk oranı, su muhtevası ve doymuşluk derecesi, yapılan deneylerin sınır koşulları ve hazırlanış biçimleri sıralanabilir. Tekrarlı kayma gerilmeleri etkisi altında, gevşek-orta sıkılıkta ve suya doymuş kaba

daneli zeminlerde özellikle üniform orta-ince kumlarda, yapılarına ve sıkılıklarına bağlı olarak drenajlı koşullarda hacim değişikliği veya drenajsız koşullarda da boşluk suyu basıncı artışları ortaya çıkar. Bu artışın nedeni bu tip zeminlerin tekrarlı kayma gerilmeleri altında hacimlerini azaltmak yani daha sıkı konuma geçmek istemeleri ve buna suya doygun zeminlerde daneler arasını dolduran boşluk suyunun karşı koymasındır. Boşluk suyu basıncının tekrarlı yükleme ile sürekli olarak artması efektif gerilmelerin azalmasına ve hatta sıfır değerine ulaşmasına neden olur. Kaba daneli zeminlerde efektif çevre gerilmesinin sıfır olması hali kayma mukavemetinin çok azalmasını ve zemin elemanlarının sıvı özellikleri göstermesini yani sıvılaşmasını tanımlar. Boşluk suyu basıncı artarak çevre basıncına eş bir değere yaklaşırken şekil değiştirmelerde artış gözlenmeye başlar. Eğer zemin gevşek ise boşluk suyu basıncı ani bir artış göstererek çevre basıncına eşit değer alır ve kumda büyük şekil değiştirmeler, % 20' yi geçen birim kayma oranları oluşur. Kaba daneli zeminlerin tekrarlı yükler altında davranışlarını, statik yükleme durumunda da olduğu, belirleyen en önemli etken zeminin sıklık oranıdır. Relatif sıklığı yüksek olan sıkı kumlarda tekrarlı kayma gerilmeleri altında boşluk suyu basıncı sürekli olarak daha yavaş biçimde artar. Seed vd.(1966), aynı tekrarlı kayma gerilme şartları altında sıkı kumların kayma mukavemetlerini kaybetmelerinin gevşek kumlara oranla daha zor olduğunu söylemişlerdir. Relatif sıklığın artması, sıvılaşma başlangıcının daha küçük şekil değiştirmelerde olmasını gerektirir. Tipik alüvyon kumları için gerçek sıvılaşmanın oluşacağı maksimum relatif sıklık (D_r), %40 ile %50 arasındadır. Relatif sıklığı % 50 ile % 60 arasında olan hacim değişmesi gösteren orta sıklıktaki kumlarda tekrarlı gerilmeler büyük şekil değiştirmelere neden olur. Sıvılaşmaya etki eden faktörlerden biri de zemin tabakalarının jeolojik yük altında kaldıkları süredir. Seed(1966), gerilme altında kalma süresinin artması ile sıvılaşmaya karşı dayanımın % 75 oranında artabileceğini göstermiştir. Bunun nedeninin de uzun süre yük altında kalmanın bir sonucu olarak daneler arası kaynaşmanın ve çimentolaşmanın oluşması olarak açıklamıştır.

Kum zeminin sıvılaşmaya karşı mukavemeti üzerine kum elemanının daha önce tekrarlı yükler etkisinde kalmış olup olmaması önemlidir. Seed (1966), tekrarlı kayma gerilmesi etkisinde kalmış numunelerde ön sıvılaşma için gereken gerilme oranlarının, hiç kayma gerilmesi etkisinde kalmayan numunelere oranla % 50 daha büyük olacağını göstermiştir. Buradan da geçmişte deprem etkisinde kalmış kum tabakalarının sıvılaşmaya karşı

dirençleri artmaktadır. Ansal vd.(1981), numunelerde oluşan şekil değiştirme mertebelerinin büyük ve sıvılaşmanın meydana gelmiş olmasının sıvılaşmaya karşı direnci azalttığını belirtmişlerdir.

Tekrarlı kayma gerilmeleri uygulanan zeminin davranışına başlangıçta üzerinde bulunan kayma gerilmelerinin varlığı ve büyüklüğü etkili olmaktadır. Doğada zemin elemanlarına etkiyen farklı düşey ve yatay gerilmeler bu elemanlar üzerinde kayma gerilmelerine neden olur ve bu da zeminin dinamik davranışını etkiler. Seed (1966), zemin elemanları üzerinde başlangıç kayma gerilmelerinin olması durumunda tekrarlı kayma gerilmeleri altında oluşan boşluk suyu basınçlarının azaldığını ifade etmektedir. Aşırı konsolide kumların sıvılaşabilmesi için normal konsolide gevşek kumlara oranla aynı tekrarlı yük sayısında iki kat daha fazla dinamik gerilme gerekmektedir. Castro vd. (1976a), gevşek kumlarda başlangıç kayma gerilmelerinin olmasının sıvılaşma olasılığını arttırdığını ve kolaylaştırdığını belirtmektedirler. Başlangıç K_c (konsolidasyon oranının) değerinin büyümesi ile daha küçük dinamik gerilme değerinin, sıvılaşmaya ve büyük şekil değiştirmelere yol açacağını göstermiştir. Örneğin; konsolidasyon oranı, $K_c=2.0$ olan bir zemin numunesinde başlangıç kayma gerilmelerinin meydana getirdiği stabilitesizlikten doğan ek gerilmeler ile ani sıvılaşma oluşabileceğini, ancak sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için uygulanacak dinamik gerilme oranının,

$$\tau / \sigma_{3c} = 0.5 (K_c - 1) \quad (4.1)$$

olduğunu ve numunenin çift yönlü gerilmeler etkisinde olması gerektiğini belirtmektedirler. Aynı relatif sıkılıkta ve aynı koşullarda hazırlanmış değişik kum numuneler üzerinde yapılan deney sonuçlarına göre sıvılaşmayı gerektiren gerilmelerde farklılıklar görülmüştür. Annaki (1977), dört değişik kum üzerindeki deneylerde % 20' ye kadar varan değişik sıvılaşma oluşturacak gerilme değerleri bulmuştur. Lee vd. (1967), en kolay sıvılaşabilen kumların ortalama dane çapının 0.05-0.06 mm. civarında olduğunu belirtmektedirler. Ishihara (1980), arazide başlangıç kayma gerilmelerinin etkisinde suya doygun kohezyonsuz zemin tabakalarında meydana gelen sıvılaşmanın titreşim tipine de bağlı olduğundan söz etmektedir. Bu zemin tabakalarında oluşacak sıvılaşma önce şok etki yaratan sonra da küçük titreşimleri süren tipte yükleme nedeniyle olmaktadır.

4.3. İnce Daneli Zeminlerin Mukavemet Özellikleri

Tekrarlı kayma gerilmelerinin çeşitli temel yapıları altındaki veya dolgu ve şevlerdeki ince daneli zeminlerde neden olduğu mukavemet azalması bir çok yönü ile araştırılmıştır. Depremi yol açtığı kayma gerilmelerinin özellikleri, zeminin mukavemet özellikleri ve gerilme geçmişi bu mukavemet azalmasının boyutlarını değiştirmektedir. Yasuhara vd.(1982), tekrarlı drenajsız mukavemetin yüklemenin frekansından ve süresinden bağımsız olduğunu ileri sürmüşlerdir. Ayrıca örselenmenin tekrarlı kayma mukavemetini azaltmaya eğilimli yönde olduğunu belirtmişlerdir. Tekrarlı mukavemetin şekil değiştirme genliğine de bağlı olduğunu, % 15 şekil değiştirme genliğine kadar anizotropik ve izotropik killerde mukavemetleri arasında bir fark olmadığını bulmuşlardır. Ansal vd.(1982), farklı şekilde hazırlanmış numunelerde aynı frekans ve değişik tekrarlı kayma gerilmesi oranları için çevrim sayısına bağlı olarak değişen bir dinamik kayma mukavemetinin bulunduğunu ve bu değerinde statik kayma mukavemetinin % 50' si civarında olduğunu gözlemişlerdir. Seed vd.(1966), tekrarlı kayma gerilmelerinin uygulanmasından sonra zamana bağlı sünme ve kayma olaylarının olacağını ve tekrarlı gerilme değeri, drenajsız kayma mukavemetine ulaştığında büyük kalıcı deformasyonlar oluşacağını belirtmişlerdir. Andersen(1976), ise tekrarlı yükleme sonrasında kayma mukavemetindeki azalmanın % 25' i geçmeyeceğini öne sürmüştür. Koutsoftas(1978), tekrarlı kayma gerilmeleri sonrası mukavemet kaybının çok yüksek değerler olmadığını ve çok büyük deformasyonlar mertebesinde bu azalmanın % 10 ile % 20 oranında kalacağını belirtmiştir. Taylor vd.(1969), kil numunelere % 5 dinamik kayma deformasyon genliğinde tekrarlı kayma gerilmeleri uygulayarak, numunelerin kayma mukavemetlerini % 40 oranında kaybettiklerini gözlemişlerdir. Tekrarlı kayma mukavemeti üzerinde gerilme geçmişinin önemini bulabilmek amacıyla da çeşitli araştırmalar yapılmıştır. Sherif vd.(1972), aşırı konsolidasyon oranı düşük olan numunelerde, tekrarlı yükleme etkisi ile mukavemet kaybının büyük olduğunu, aşırı konsolidasyon oranı yüksek killerde mukavemette çok fazla bir değişiklik olmadığını ifade etmişlerdir. Ogawa vd.(1977), değişik aşırı konsolidasyon oranlı killerde deneyler yaparak aynı değerde göçme olabilmesi için yüksek AKO değeri olan killerde daha fazla çevrim sayısına gerek olduğunu ve aşırı konsolidasyon oranının artmasının, dinamik

mukavemeti arttıracaklarını göstermişlerdir. Tekrarlı yüklemeye bağlı kayma mukavemetindeki azalma önceden yüklenmemiş yani normal konsolide killerde, aşırı konsolide killere oranla daha fazladır. Zeminin aşırı konsolide olması, daha önceleri zeminin üzerinde bir takım yüklerin olduğunu ve bu yükleme sonucunda gene bir takım düşey hareketlerin yani oturmaların olduğunu gösterir. Bu oturmaların sonucunda zemin daha önce yüklenmemiş zemine göre daha yoğun ve sıkı hale gelir. Ansal vd.(1989), aşırı boşluk suyu basıncı sönmülmeyen, tekrarlı yüklemeyi takiben mukavemet azalmasının tekrarlı gerilme oranından çok çevrim sayısına bağlı olduğunu bulmuşlardır. Yasuhara vd.(1982), boşluk suyu basıncının tekrarlı yüklemenin frekansından etkilendiğini ve tekrarlı yükleme frekansı ne kadar küçükse dinamik boşluk suyu basıncının da o kadar yüksek olduğunu bulmuşlardır. Castro vd.(1976), tekrarlı yüklemeler sırasında boşluk suyu basınçlarının arttığını dolayısıyla efektif gerilmelerin azaldığını, kayma mukavemetinin azalıyormuş gibi görünebileceğini fakat statik kesme sırasında negatif boşluk suyu basıncı oluşma eğiliminin zeminin kayma mukavemetinin değişmesini önlediğini belirtmişlerdir.

4.4. Şev Stabilite Hesabı

Zemin yapılarında özellikle dolgu, kazı veya doğal şevlerde şev stabilite analizi yaparken, şevin oluşturulduğu bölgenin deprem riski taşımasının önemi Bölüm 2'de anlatılmıştır. Deprem riskinin büyüklüğü ile orantılı olarak deprem etkisinin şevlerde hesaba katılması yolunda çalışmalar oldukça sınırlıdır. depremin doğal bir olay olarak çoğunlukla normal dağılıma uyduğu varsayıldığında, depremin dönüşüm süresi olasılık hesaplarından bulunabilir. Az veya çok deprem riski taşıyan bölgelerde olası deprem sırasında veya sonrasında zeminin kayma mukavemeti parametrelerindeki değişimin stabilite analizinde etkilerinin göz önüne alınması gerekli olmaktadır. Daha önce incelendiği gibi depremin uyguladığı tekrarlı kayma gerilmeleri zeminin özelliklerinde değişimlere neden olmakta, bu da bu etkiler göz önüne alınmadan yapılan stabilite hesaplarının geçerliliğini düşündürmektedir.

4.4.1. Deprem Sırasında Oluşan Durum

Depremlerin neden olduğu tekrarlı kayma gerilmeleri genellikle zeminlerde mukavemet kaybına yol açarlar. Mukavemet teriminin Mohr - Coulomb hipotezine göre iki bileşeni vardır. Bu iki bileşen, kayma mukavemeti denklemi ile

$$\tau' = c + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (4.2)$$

şeklinde verilir. Burada, c , kohezyon, σ , zeminin üzerindeki düşey normal gerilme, u , boşluk suyu basıncı, ϕ' , efektif kayma mukavemeti açısıdır. (4.2) eşitliğine bakıldığında τ' kayma mukavemetinin azalmasının matematiksel olarak iki nedeni vardır. Birinci neden tekrarlı gerilmeler nedeniyle boşluk suyu basıncının artması ve efektif gerilmelerin azalması, ikinci neden ise tekrarlı kayma gerilmelerinin yol açtığı tekrarlı şekil değiştirmelerin dane yapısında bir yoğrulmaya neden olmasıdır. Normal konsolide zeminlerde kayma mukavemeti,

$$\tau' = (\sigma - u) \tan \phi' \quad (4.3)$$

olarak gösterildiğinden, kayma mukavemetindeki azalmada kayma mukavemeti açısında bir azalma olarak tanımlanabilir. Kaba daneli zeminlerde tekrarlı kayma gerilmeleri sırasında aniden yükselen boşluk suyu basıncı, tekrarlı yüklemenin bitmesi ile kısa bir süre içinde sönümlenir. Bu yüzden boşluk suyu basıncının değişmesinin etkisi sınırlı kalabilir. Oysa ince daneli zeminlerde, daha önceki bölümlerde anlatıldığı gibi boşluk suyu basıncı hemen sönümlenemez ve toplam gerilme aynı kalacağından, efektif gerilmeler azalır. Gene tekrarlı kayma gerilmeleri etkisi ile literatür çalışmalarından da görülebileceği için ince daneli zeminlerde kayma mukavemeti açısında da bir azalma görülebilir. Zeminlerin kayma mukavemeti azalması güvenlikleri açısından önem taşır. Azalmanın mertebesi ve zemin stabilitesine katkısı, olası deprem hareketlerinin etkisinde olacak bölgelerde stabilite hesaplarında göz önüne alınmalıdır.

4.4.2. Deprem Sırasında Oluşan Boşluk Suyu Basınçlarının Hesabı ve Modellenmesi

Depremin neden olduğu tekrarlı kayma gerilmeleri, geçirgenliği düşük olan suya doygun zeminlerde, boşluklardaki su yükleme sonuna kadar drene olamayacağından dolayı boşluk suyu basınçları artar. Bu artışın genliği ve mekanizması çeşitli araştırmacılar tarafından incelenmiştir. Knight vd. (1965), normal konsolide killeri üzerinde yaptıkları deneylerde çevrim sayısı ile kalıcı boşluk suyu basıncı oluştuğunu, fakat her tekrardaki artış miktarının giderek azaldığını ve bir dengeye geldiğini gözlemişlerdir. Sangrey vd. (1969), çevrim sayısı ile dinamik boşluk suyu basıncının artacağını, ancak yükün şiddeti küçük ise bu ilave boşluk suyu basıncının dengeye geleceğini, eğer yükün şiddeti büyükse boşluk suyu basıncının giderek artacağını ve zemindeki gerilme durumunun kırılma zarfına ulaşarak kırılmanın olacağını belirtmişlerdir. Wilson vd. (1974), uygulanan tekrarlı yükün şiddeti ne olursa olsun yükün tekrarlanması ile plastik deformasyon ve kalıcı boşluk suyu basınçlarının oluştuğunu ve bunların arttığını belirtmektedirler. Castro vd. (1976), dinamik yükleme sırasında oluşan ilave boşluk suyu basınçlarının, statik kesme sırasında oluşan negatif boşluk suyu basıncı olması nedeniyle dengelendiğini, böylece numunenin statik kayma mukavemetine eşit bir değerde kırıldığını ifade etmişlerdir. Güler (1981), dinamik deneyler sonucu boşluk suyu basıncı artışını sabit ve dinamik gerilmeye bağlı olarak,

$$u_{din} / p_c = -0.5 + 1.04[\text{sabit gerilme}/p_c]^{0.5} + 2.46[\text{dinamik ger.}/p_c] \quad (4.4)$$

şeklinde ifade etmiştir. Burada, p_c ; konsolidasyon basıncı olarak tanımlanmaktadır. Kırılma anındaki deviatör gerilme q_f ile u_{din} arasındaki lineer ilişkiyi ise aşağıdaki gibi tanımlamıştır.

$$q_f = 0.63.p_c - 1.30u_{din} \quad (4.5)$$

Burada, q_f kırılma anındaki deviatör gerilme, u_{din} , dinamik yükleme sonucu oluşan boşluk suyu basıncı, p_c konsolidasyon basıncıdır.

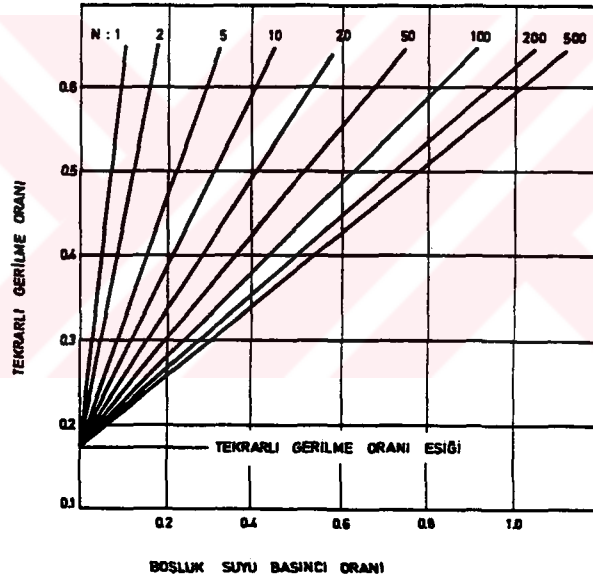
Dinamik yükleme sırasında numunede oluşan boşluk suyu basıncına bağlı olarak, giderek artan şiddetlerde aşırı konsolide zemin davranışı gözlenmektedir. Özetlenecek olursa, dinamik yükleme zeminde plastik

deformasyonlara yol açmakta ve buna bağlı artan boşluk suyu basınçları numunenin davranış biçimini değiştirmekte ve zeminin mukavemeti üzerinde etkili olmaktadır. Sarma (1979), dinamik yükleme sırasında oluşan boşluk suyu basıncını bir parametre olarak,

$$u = A_n \cdot \Delta \sigma_1 / 2 \quad (4.6)$$

şeklinde vermişlerdir. Burada $A_n = [\sqrt{\bar{A}_1 + \beta \cdot \log N}]^{0.5}$, A_1 ; ilk çevrime karşılık gelen parametre ve β ; bir zemin sabiti, N ; çevrim sayısı olarak tanımlanmıştır.

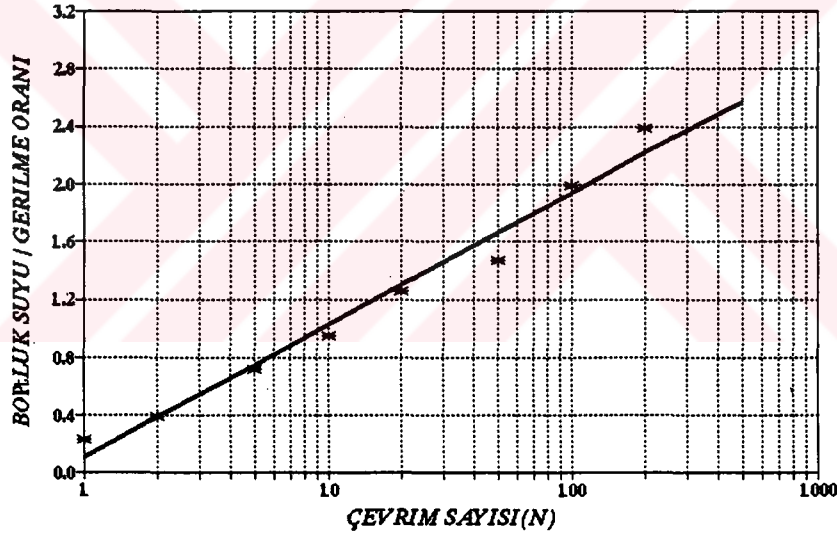
Ansal vd.(1989), tekrarlı kayma gerilmesinin statik kayma gerilmesine oranına göre çeşitli çevrim sayılarında, boşluk suyu basıncı değerinin artışını Şekil 4.2'deki grafikte vermişlerdir.



Şekil 4.2. Tekrarlı kayma gerilmesi ve boşluk suyu basıncı değişimi

Bu çalışmaya göre tekrarlı gerilme oranı (τ_c/τ_{fs}) artması ile oluşan boşluk suyu basınçları çevrim sayısına göre lineer olarak artmaktadır. Buna göre depremin eşdeğer çevrim sayısı arttıkça boşluk suyu basıncı artmakta ve bu artışlar tekrarlı gerilme oranının belli bir değerinden sonra görülmektedir. Bu da normal konsolide killeri için belli bir kritik gerilme oranına kadar hiç boşluk suyu basıncının oluşmadığını gösterir. Tekrarlı kayma gerilmeleri, statik

kayma mukavemetinin % 10' nu aşımadığı sürece boşluk suyu basıncı oluşmaz. Bu eşikten sonrada oluşan boşluk suyu basınçları ise tekrarlı yüklemenin çevrim sayısına bağlı olarak artar. Şekilden de görülebileceği gibi aynı (τ_c/τ_{fs}) oranı, 1 çevrim sayılık yüklemde $u=0.1$ gibi bir boşluk suyu basıncı oranı, 200 çevrim sayılık yüklemde $u= 0.98$ gibi boşluk suyu basıncı oranı oluşturmaktadır. Tekrarlı yükleme nedeniyle oluşan boşluk suyu basınçları, hemen sönmelenemediğinden ve yüklemelerin çok hızlı olmasından dolayı çevrim sayısı arttıkça bu basınçlarda eklenerek artmaktadır. Ansal vd.(1989), göre tekrarlı kayma gerilmesi oranının boşluk suyu basıncına bağlı davranışı doğrusaldır. Bu doğruların eğimleri çevrim sayısına göre değişmektedir. Eğim değişimlerinin model edilebilmesi için, bu eğimler m fonksiyonu ile ifade edilir ve çevrim sayılarına göre grafiği çizilirse aşağıdaki Şekil 4.3. grafiği bulunur.



Şekil 4.3. m katsayısının çevrim sayısı ile değişimi

Bu grafiğin matematiksel ifadesi,

$$a = \tan\phi = \Delta (\tau_c/\tau_{fs}) / \Delta u \quad (4.7)$$

$$m = 1 / a = \Delta u / \Delta (\tau_c/\tau_{fs}) \quad (4.8)$$

olarak yazılabilir. Çevrim sayısına göre değişimi doğrusal olan m katsayısının eldeki verilerden hareket ile matematiksel ifadesi,

$$m = 0.915 \times \log N + 0.108 \quad (4.9)$$

olarak bulunur. Herhangi bir tekrarlı kayma gerilmesi oranında boşluk suyu basıncı,

$$u = m. (\tau_c / \tau_{fs}) \quad (4.10)$$

şeklinde yazılabilir. Buradan bu boşluk suyu basıncı değeri çevrim sayısına göre,

$$u = (0.915 \times \log N + 0.108) (\tau_c / \tau_{fs}) \quad (4.11)$$

şeklinde ifade edilebilir. Deprem sırasında bir zemin kesitinde oluşacak kayma gerilmelerinin basit şekilde hesaplanabilmesi için Seed vd.(1971) tarafından, bir zemin kesitinde oluşacak en büyük kayma gerilmelerinin, en büyük deprem ivmesi (a_p) ile doğru orantılı olacağı fakat zemin kolonu gerçekte şekil değiştiren bir kolon olduğundan en büyük kayma gerilmelerinin derinliğe bağlı değişeceği varsayılmıştır. Bu durumda en büyük kayma gerilmesi,

$$\tau_{maks} = r_d \gamma z a_p / g \quad (4.12)$$

olarak hesaba katılmaktadır. Burada, γ ; zeminin birim hacim ağırlığı, g ; yerçekimi ivmesi, a_p ; pik deprem ivmesi, z ; derinlik, $r_d = 1-0.015z$ olarak alınmaktadır. Zemin tabakalarının deprem sırasında davranışlarını belirleyen esas gerilmelerin ortalama kayma gerilmeleri olduğu düşünülerek, zemin kesitinde meydana gelecek ortalama kayma gerilmesi,

$$\tau_{ort} = 0.65.r_d.\gamma.z.a_p / g \quad (4.13)$$

olarak hesaba katılır. Normal konsolide bir zeminde kayma mukavemeti,

$$\tau_{fs} = \gamma z \tan \phi \quad (4.14)$$

şeklinde tanımlanır ve tekrarlı ortalama kayma gerilmesi bu statik kayma mukavemetine göre normalize edilirse,

$$(\tau_c / \tau_{fs}) = (0.65 \cdot r_d \cdot \gamma \cdot z \cdot a_p / g) / \gamma z \tan \phi \quad (4.15)$$

$$(\tau_c / \tau_{fs}) = 0.65 a_p (1 - 0.0075 z) \cot \phi \quad (4.16)$$

elde edilir. Yüksekliği H olan bir şev için bu eşitlik düzenlendiğinde,

$$(\tau_c / \tau_{fs}) = 0.65 a_p (1 - 0.0075 H) \cot \phi \quad (4.17)$$

haline gelir. Burada ortalama kayma mukavemetinin statik kayma mukavemetine oranı, depremin pik ivmesine, şev yüksekliğine ve kayma mukavemeti açısına bağlı olduğu görülmektedir. (4.11) ve (4.17) eşitliği birlikte düşünülürse,

$$u = (0.915 \log N + 0.108) \times (0.65 \cdot a_p (1 - 0.0075 H) \cot \phi) \quad (4.18)$$

ifadesi elde edilir. Bu eşitlik incelendiğinde boşluk suyu basıncı oluşumu tekrarlı yüklemenin çevrim sayısına, pik deprem ivmesine, şev yüksekliğine, ve kayma mukavemeti açısına bağlı olduğu görülmektedir. Bir şev kesitinde deprem nedeniyle ortaya çıkan tekrarlı kayma gerilmelerinin boşluk suyunda meydana getirdiği artışın büyüklüğü, deprem özelliklerine, şev geometrisine ve şev zemininin mukavemet özelliklerine bağlıdır. Bunlardan herhangi birinin değişmesi oluşacak boşluk suyu basıncını değiştireceğinden, bu etkilerin gözlenebilmesi ve hangilerinin daha önemli olduğunun belirlenmesi için parametrelerin değerlerini değiştirerek bir inceleme yapılmıştır. Buna göre (4.17) eşitliği sığ kaymalar için ($H \leq 10$ m) sadeleştirilirse,

$$u = 0.6 a_p \cot \phi \log N \quad (4.19)$$

elde edilir. Bu eşitlikte görüldüğü gibi sığ kaymalar için tekrarlı yüklemeye bağlı boşluk suyu basıncı oluşumu, depremin pik ivmesi, zeminin kayma mukavemeti açısı ve depremin çevrim sayısı ile ilgilidir. Bir depremin manyitüdü biliniyorsa deprem sırasında etkili olan eşdeğer çevrim sayısı Tablo-4.1'den bulunabilir.

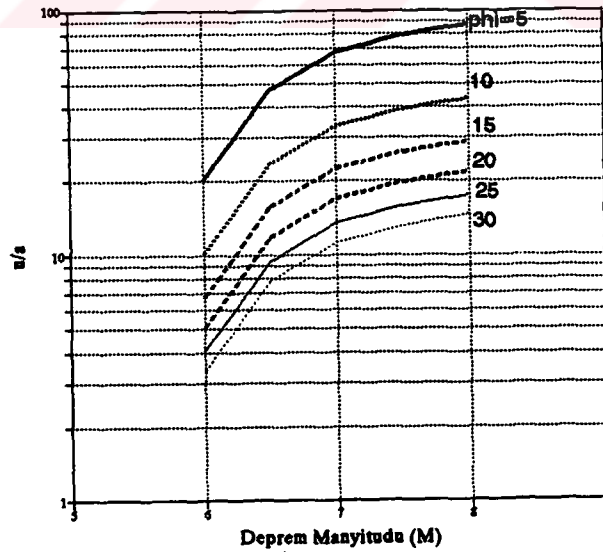
Tablo-4.1 Deprem manyitüdü ve çevrim sayısı ilişkisi

Manyitüd	N, çevrim sayısı
7.0	10
7.5	20
8.0	30

Depremeler sırasında bir bölgede oluşacak en büyük ivme değeri bölgenin faya uzaklığına, deprem manyitüdüne ve yerel geoteknik koşullara bağlıdır. Çalışmada yerel koşulların etkisi ihmal edilmiş, en büyük deprem ivmesini faya uzaklık ve deprem manyitüdü cinsinden veren azalım ilişkisinin, Campbell(1981),

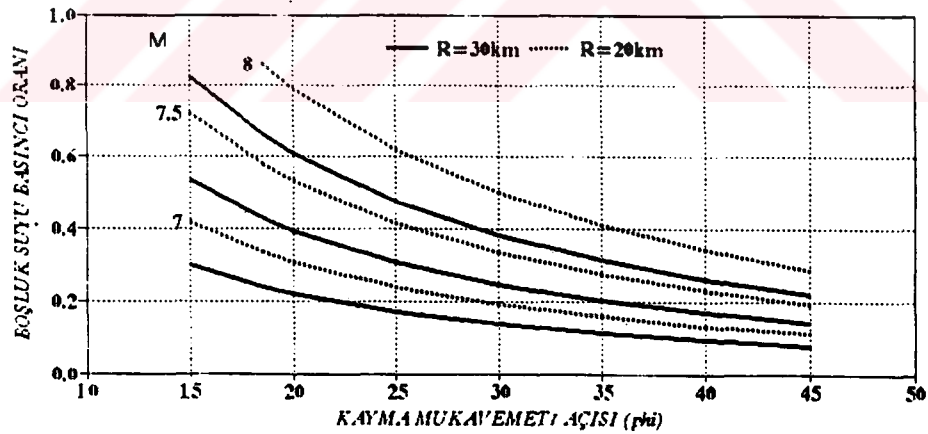
$$a_p = 0.0159 \cdot e^{0.868M} (R + 0.0606 \cdot e^{0.7M})^{-1.09} \quad (4.20)$$

kullanılması uygun görülmüştür. Bu çalışmada düzenlenen bir bilgisayar tablo programı yardımıyla, ilgili parametreler olası sınırlar arasında değiştirilerek boşluk suyu basıncının değişimi bulunmuştur. Oluşan bu boşluk suyu basıncının kayma mukavemeti açısı ve deprem manyitüdüne değişimleri Şekil 4.4.'de verilmiştir.



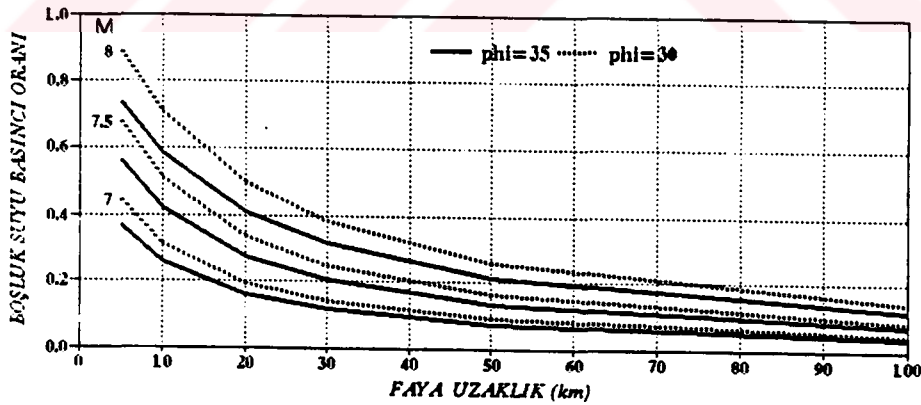
Şekil 4.4. Oluşan boşluk suyu basıncının kayma mukavemeti açısı ve deprem manyitüdüne göre değişimi

Deprem manyitüdü arttıkça tekrarlı yükleme etkisi ile meydana gelen boşluk suyu basınçları artmaktadır. Örneğin kayma mukavemeti açısı $\phi = 10^\circ$ olan zeminlerde, deprem manyitüdünün $M=5$ ' ten, $M=9$ ' a değişmesi halinde boşluk suyu basıncı % 400 artmaktadır. Kayma mukavemeti açısı oldukça düşük zeminlerde ($0 \leq \phi \leq 10^\circ$), deprem nedeniyle oluşan boşluk suyu basıncı yüksek değerlerde meydana gelmektedir. Düşük kayma mukavemetine sahip zeminlerin genellikle boşluk oranları yüksektir. Depremi neden olduğu tekrarlı kayma gerilmeleri sonucu boşluk oranı yüksek zeminler, düşük boşluk oranlı zeminlere göre sıkı konuma geçebilmek için daha fazla enerji harcarlar, bu da boşluklardaki suyun basıncının daha fazla olmasına neden olur. Bu grafik aynı manyitüdde bir depremin boşluk oranları farklı olan zeminlerde farklı etkiler yarattığını anlatmaktadır. Boşluk oranı yüksek zeminlerde deprem daha fazla etkili olmakta yani daha fazla hasar görülmektedir. Oluşan boşluk suyu basıncının faya uzaklığa ve deprem manyitüdüne göre değişimleri Şekil 4.5.'de ortalama kayma mukavemeti açısının $\phi = 30^\circ$ ve 35° olması hali için verilmiştir.



Şekil 4.5. Deprem nedeniyle bir şevde oluşan boşluk suyu basıncının faya uzaklığa, deprem manyitüdüne ve kayma mukavemeti açısına göre değişimi

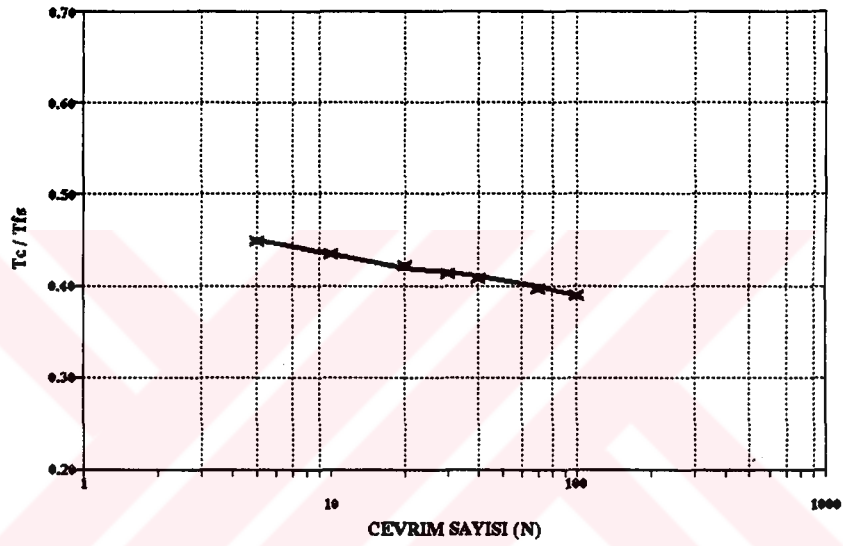
Buradan da görülebildiği gibi faya uzaklık arttıkça oluşabilecek boşluk suyu basıncı önemli ölçüde azalmaktadır. Şekil 4.6.'da ise boşluk suyu basıncının kayma mukavemeti açısı ve deprem manyitüdüne göre değişimi faya uzaklığın 20 km. ve 30 km. olması hali için verilmiştir. Zeminin kayma mukavemetinin artması ile oluşabilecek boşluk suyu basıncı farklı olabilmektedir. Aynı şekilde deprem manyitüdü arttıkça tekrarlı yükleme etkisi ile meydana gelen boşluk suyu basıncı bir azalma göstermektedir. Aynı manyitüdde bir depremde kayma mukavemeti açılarına bağlı olarak farklı boşluk suyu basınçları oluşmaktadır. Bu zeminlerde boşluk suyu basıncı daha hızlı artarak kayma mukavemetinin aynı hızda düşmesine neden olmaktadır. Diğer yandan deprem manyitüdünün büyük ve faya uzaklığın az olması durumunda boşluk suyu basınçları büyük değerler almakta ve şev kayması kaçınılmaz olmaktadır. Düşük kayma mukavemetli zeminlerde depremler daha etkili olmakta, oluşacak boşluk suyu basıncı değerleri artmakta ve dolayısıyla şev kaymalarının meydana gelmesi olasılığını yükseltmektedir. Bütün bu sonuçlar deprem nedeniyle oluşacak boşluk suyu basınçlarının, depremin manyitüdünden, şevin faya uzaklığından ve zeminlerin kayma mukavemeti açısından önemli derecede etkileneceğini açıkça ortaya koymaktadır.



Şekil 4.6. Deprem nedeniyle şevde oluşan boşluk suyu basıncının kayma mukavemeti açısı, deprem manyitüdü ve faya uzaklığına göre değişimi

4.4.3. Deprem Sırasındaki Kayma Mukavemetinde Azalma ve Modellenmesi

Depremi neden olduğu tekrarlı kayma gerilmeleri zeminlerde mukavemet kaybına ve aşırı deformasyonlara yol açmaktadır. Bu oluşumda başlı başına şevlerde göçme nedenidir. Ansal vd.(1984), tekrarlı kayma mukavemetinin statik kayma mukavemetine oranını eşdeğer çevrim sayısına bağılı olarak Şekil 4.8.'de görüldüğü gibi vermişlerdir.



Şekil 4.7. Tekrarlı kayma mukavemetinin statik mukavemete oranının çevrim sayısı ile değişimi

Deneysel çalışmalardan elde edilen bu değer dinamik mukavemet olarak tanımlanabilmektedir. Bu dinamik mukavemet aslında bir sınır değerdir, şekilden de görülebildiği gibi kayma gerilmesi genliğine ve depremin eşdeğer çevrim sayısına bağlıdır.

Grafikte gösterilen doğrunun matematiksel ifadesi,

$$\tau_c / \tau_{fs} = 0.48 - 0.044 \log N \quad (4.21)$$

olarak bulunabilir. Bu sınır doğrusunun üzerinde zeminler tekrarlı kayma mukavemetlerini yitirmiştir. Uygulanan tekrarlı kayma gerilmelerinin çevrim

sayısı artıkça tekrarlı kayma mukavemetinin statik mukavemete oranı azalmaktadır.

Bir zemin kesitinde depremlerde meydana gelecek ortalama kayma gerilmesi,

$$\tau_d = \tau_{ort} = 0.65 (1 - 0.015z) a_p / g \sigma'_v \quad (4.22)$$

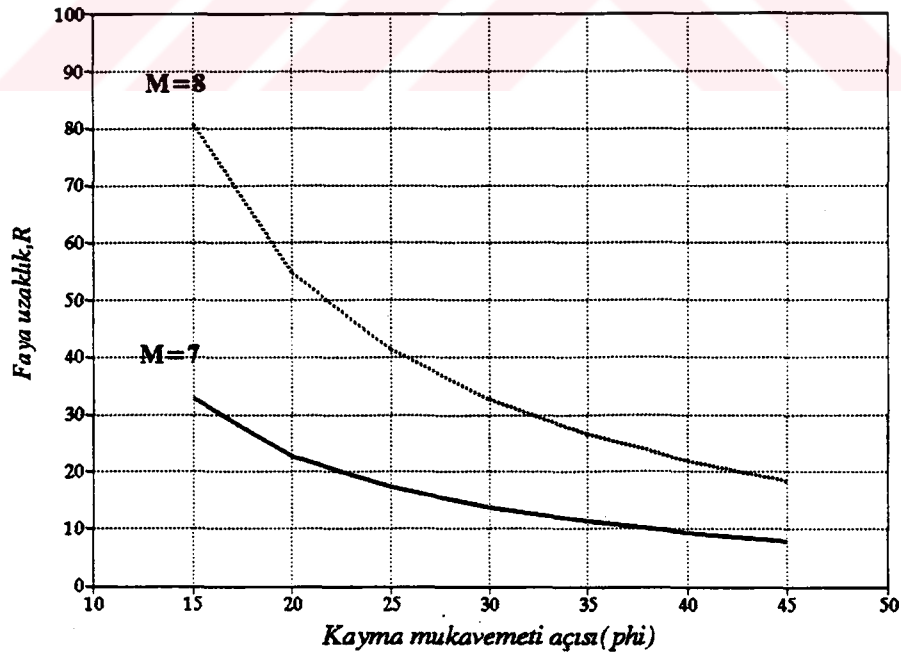
olarak alınabilmektedir. Bir zemin kesitinde statik kayma mukavemeti,

$$\tau_{fs} = \sigma'_v \tan \phi \quad (4.23)$$

olduğundan, τ_c/τ_{fs} oranı bulunabilir. Deprem sırasında oluşacak ortalama kayma gerilmesinin dinamik mukavemete erişmesi halinde,

$$\tau_c = \tau_d$$

kritik bir durum ortaya çıkmaktadır. Zeminler tekrarlı gerilmeler sonucunda bu kritik duruma ulaşabilir. Hangi deprem manyitüdü , faya uzaklık ve kayma mukavemeti açısından bu duruma ulaşılacağıının belirlenebilmesi için bu değişkenler parametrik olarak incelenmiştir. Bunun sonucunda Şekil 4.8.'de bulunan grafik elde edilmiştir.



Şekil 4.8. Dinamik mukavemetin faya uzaklığı, kayma mukavemeti açısına ve manyitüde bağlı değişimleri

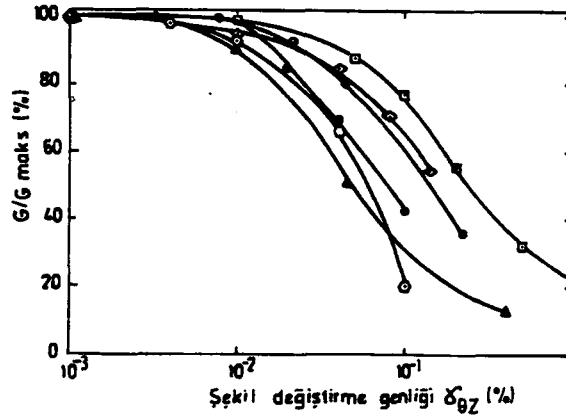
Grafikteki iki eğri $M = 7$ ve 8 gibi iki manyitüde sahip depremlerde dinamik mukavemeti veren sınır eğrilerdir. Bir bölgede bulunan şevin faya uzaklığı, bölgenin olası deprem manyitüdü biliniyorsa, bu eğriler kullanılarak yatay eksenden kayma mukavemeti açıları bulunur. Zeminin kayma mukavemeti açısı bu açı değerinden küçük ise deprem sırasında şevlerde meydana gelecek kayma gerilmelerinin daha detaylı hesaplardan bulunması gerekmektedir. Dolayısıyla bu eğrilerin üst kısımları güvenli tarafı göstermektedir.

4.4.4. Deprem Sonrasında Kayma Mukavemetinin Azalması ve Modellenmesi

Depremin neden olduğu tekrarlı kayma gerilmeleri deprem sırasında olduğu gibi deprem sonrasında da kayma mukavemetinin azalmasına sebep olurlar. Deprem nedeniyle oluşan tekrarlı şekil değiştirmelerin genliğine bağlı olarak kayma mukavemetindeki bu ek azalma ile zemin rijitliğinde de bir azalma olur. Daha önceki bölümde literatür çalışmalarına bakıldığında, tekrarlı yüklemeden sonra kayma mukavemetindeki azalmalar çeşitli şekillerde modellenmektedir. Bu azalma yalnızca boşluk suyu basıncı artışından dolayı olmamaktadır. Tekrarlı kayma gerilmelerinin kayma mukavemeti açısını azaltması bununda stabiliteyi etkilemesi ve bu yüzden güvenli sayılan şevin tekrarlı yükleme sonrası stabilitesini kaybederek göçmesidir.

Tekrarlı yükleme sonrası zeminlerin kayma mukavemetlerindeki azalmanın modellenebilmesi için zeminin deprem sonrası sahip olduğu bir fiktif kayma mukavemeti açısı tanımlanmalıdır. Çünkü depremin oluşturduğu tekrarlı gerilmelerin kayma mukavemetinde neden olduğu azalmaları kayma mukavemeti parametrelerine yansıtmak killerde olayı daha anlaşılır hale getirecektir. Bu olayı modelleyebilmek için, manyitüd ve deprem ivmesi gibi deprem özellikleri zeminin kayma mukavemeti parametreleri ve konumu (faya uzaklık), tekrarlı yüklemenin özelliğine göre kayma modülü ve kayma birim deformasyonu şev geometrisi birlikte alınmalıdır.

Kayma modülünün en büyük kayma modülüne oranı, birim kayma deformasyonu ile orantılıdır. Bu değişim killeri için literatürde mevcut tüm sonuçların ortalaması olarak Şekil 4. 9 'daki gibi verilebilir.



Şekil 4.9. G/G_{maks} ve γ değişimi

Herhangi bir zemin için maksimum kayma modülü,

$$G_{maks} = 1320 \cdot [(2.974 - e)^2 / (1+e)] \cdot (\sigma)^{0.5} \quad (4.24)$$

olarak verilir. Eğer zemin kesiti için ulaşabileceği maksimum kayma modülü ve her aşamadaki ortalama kayma mukavemetine karşılık gelen kayma modülü bilinirse, birim kayma deformasyonları bulunabilir. Buradan hareketle maksimum kayma mukavemeti yukarıdaki eşitlik ile hesaplanır. Bilinmeyenler olarak G_i ve γ_i ' yi bulabilmek ve hesap yapabilmek için iterasyon yapılmalıdır.

Campbell eşitliği ile depremin pik ivmesi, manyitüd ve faya uzaklığın bir fonksiyonu olarak hesaplanır. Daha sonra şev zemin özellikleri ve şev geometrisi de dahil edilerek, z derinliğine bağlı ortalama kayma mukavemeti hesaplanır.

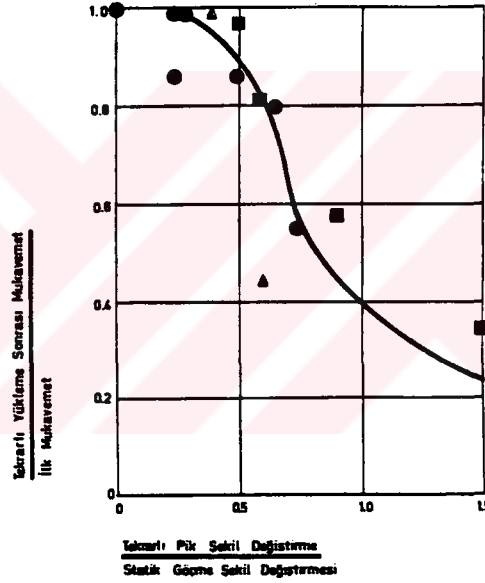
$$\tau_{ort} = 0.65 \cdot r_d \cdot \gamma \cdot z \cdot a_p / g \quad (4.13)$$

Buradan bulunan τ_{ort} ve hesaplanan G_{maks} değeri ile iterasyona bağlanır. Bu değerler ile bir birim kayma deformasyonu,

$$\gamma_i = \tau_{ort} / G_{maks} \quad (4.25)$$

bulunur. İlk aşamada $G_{maks} = G_i$ olduğu kabul edilerek yani maksimum kayma mukavemeti ile iterasyona başlanır. Fakat gerçekte belirli deprem

özelliklerine ve şev geometrisine bağlı o andaki kayma modülünü bulabilmek için iterasyon yapılır. Yeterli yaklaşıklık sağlandığında bulunan G_i değerinden o özellikteki deprem ve zemini temsil eden tekrarlı birim kayma deformasyonu belirlenir. Tekrarlı birim kayma deformasyonu γ_c değeri, statik durumdaki birim kaymaya bölündüğünde; γ_c / γ_{fs} değeri elde edilir. Seed vd.(1969), statik duruma göre normalize edilmiş, tekrarlı kayma gerilmelerinden sonraki mukavemet ile tekrarlı birim kayma deformasyonlarının Şekil 4.10.'de gösterildiği biçimde olduğunu öne sürmüşlerdir. Bu ilişkiye göre tekrarlı birim kayma deformasyonları arttıkça tekrarlı kayma mukavemeti azalmaktadır. Belirli bir deprem özelliğinde, bir şev kesitinde oluşan birim kayma mukavemetindeki azalmalar bulunmaktadır.



Şekil 4.10. Tekrarlı birim kayma oranına göre tekrarlı kayma mukavemetinin statik kayma mukavemetine oranı

Bu azalma, Şekil 4.11. kullanılarak bir a katsayısı şeklinde ifade edilebilir.

$$\tau_c / \tau_{fs} = a \quad (4.26)$$

olur. Buradan,

$$\tau_c = a \tau_{fs} \quad (4.27)$$

bulunur, Bu azalma da,

$$\tau_c = a \sigma \tan \phi_{fs} \quad (4.28)$$

şeklinde ifade edilir.

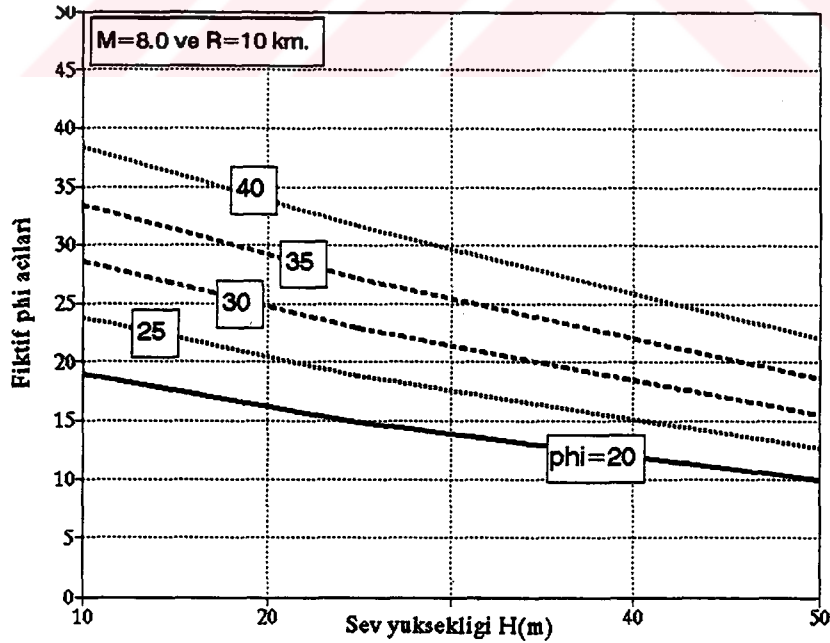
$$\Delta u = \sigma \tan \phi - (1 - a) \sigma \tan \phi \quad (4.29)$$

$$\sigma \tan \phi_{fiktif} = \sigma \tan \phi (1 - 1 + a) \quad (4.30)$$

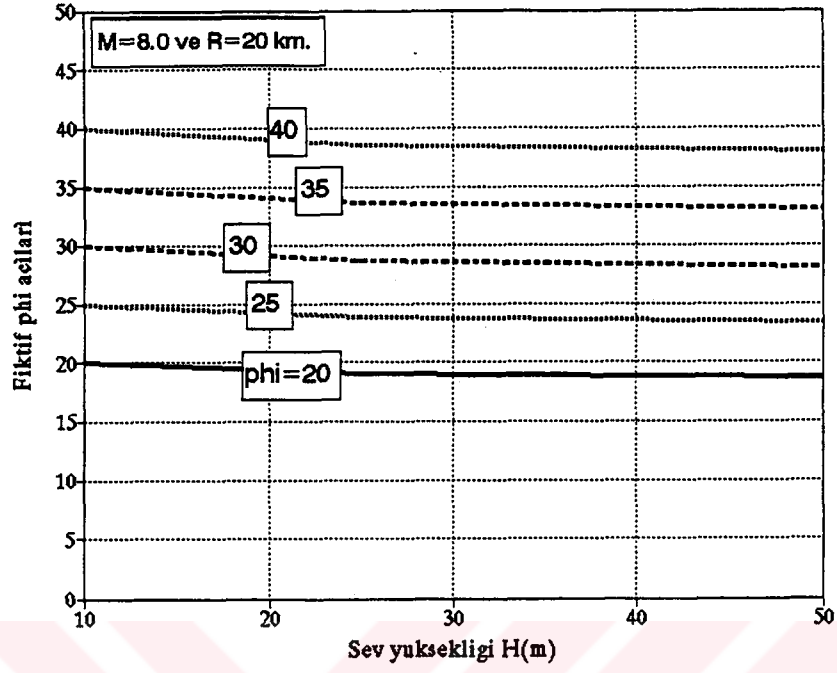
$$\tan \phi_{fiktif} = (\tan \phi \cdot a) \quad (4.31)$$

$$\phi_{fiktif} = \arctan (a \cdot \tan \phi) \quad (4.32)$$

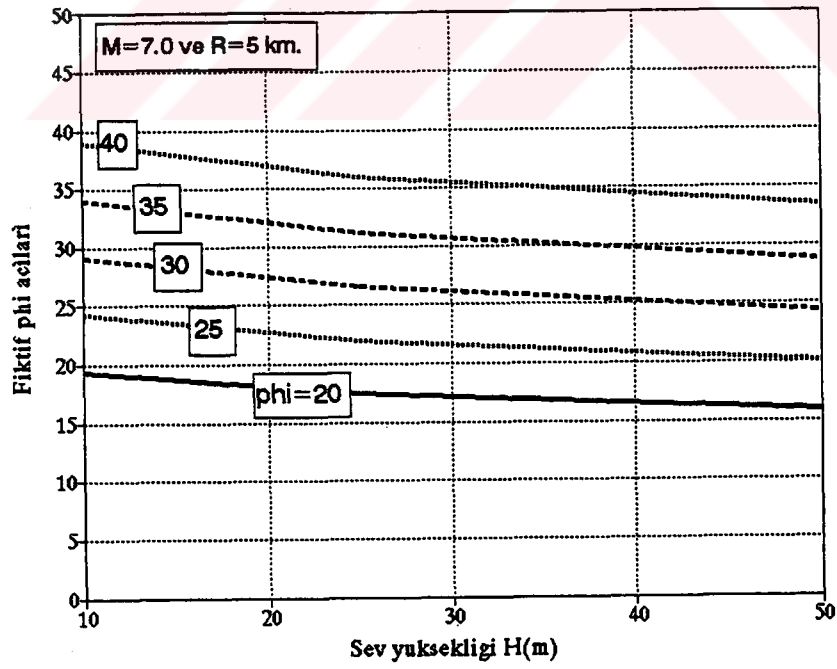
Bütün bu hesaplamalar sonucunda depremler sonunda zeminin kayma mukavemetinin ne kadar azalacağı bulunabilir. Bu modelin daha pratik amaçlar ve daha çok deneme yapılmasına olanak sağlaması için bir bilgisayar tablo programı kullanılarak iterasyonla defalarca her deprem ve şev özelliği için zeminlerde kayma mukavemeti açısının değişimi ya da kayma mukavemetindeki azalmayı model eden fiktif kayma mukavemeti açısının değişimi araştırılmıştır. Bu değişim Şekil 4.11.'de gösterilmektedir.



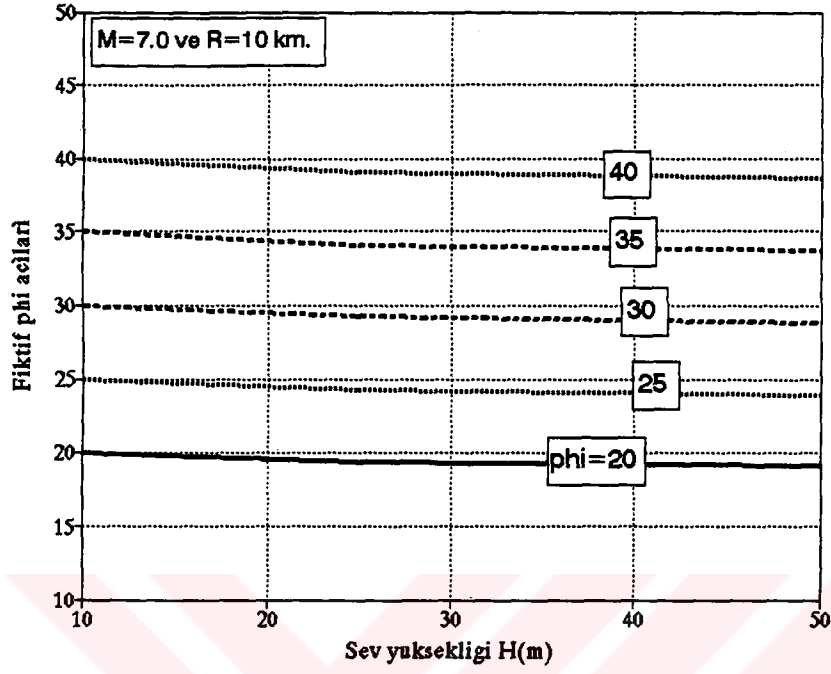
Şekil 4.11. Deprem ve şev özelliklerine bağlı olarak fiktif kayma mukavemeti açılarının değişimi, (M=8)



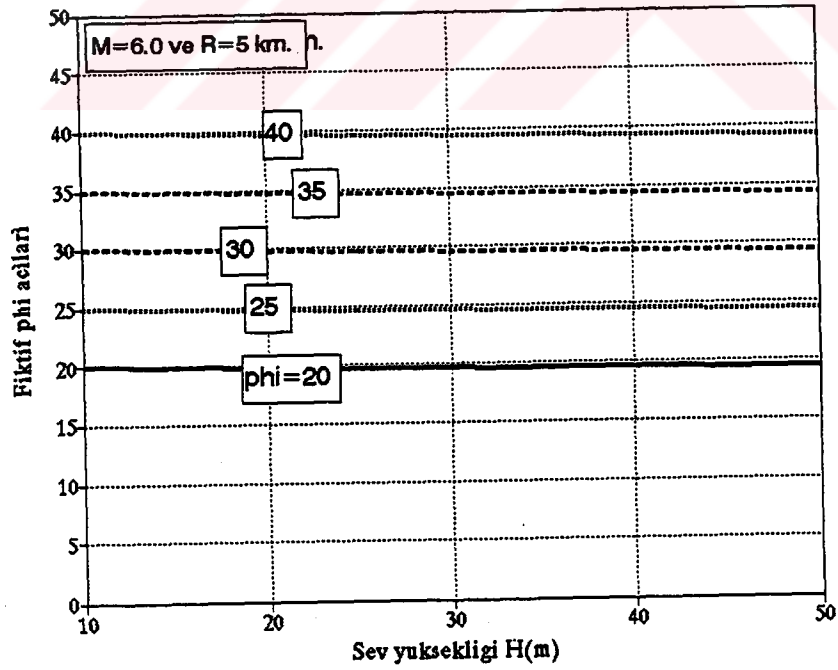
Şekil 4.12 Fiktif kayma mukavemeti açıları (M=8)



Şekil 4.13 Fiktif kayma mukavemeti açıları (M=7)



Şekil 4.14. Fiktif kayma mukavemeti açıları ($M=7$)



Şekil 4.15. Fiktif kayma mukavemeti açıları ($M=6$)

Şekil 4.12.,13,14,15,16'da ki grafiklere bakıldığında deprem sonrasında oluşan fiktif kayma mukavemeti açısından, şev yüksekliğine, deprem manyitüdüne, faya uzaklığına bağlı değişimler görülmektedir. Burada kayma mukavemeti açısındanki azalma deprem manyitüdü ile yakından ilgilidir. Deprem manyitüdünün, $M=6.0$ olduğu, relatif olarak küçük manyitüdlü depremlerde, şevin mevcut faya uzaklığı da az olması ($R=5$ km.) halinde fiktif kayma mukavemeti açıları, 20 m. yüksekliğe kadar olan şevlerde değişmemektedir. Yani deprem manyitüdü az olduğunda faya yakın olsalar bile zemin şevlerinde deprem nedeniyle kayma mukavemeti açısından çok azalma gözlenmemektedir. Fiktif kayma mukavemeti açısı, daha yüksek ($H > 20$ m.) şevlerde ilk kayma mukavemeti açısına bakılmaksızın en fazla $1^\circ \sim 2^\circ$ azalma göstermektedir. Gene şekle bakıldığında manyitüdün $M=7.0$ ve faya uzaklığın az olduğu ($R=5$ km.) durumda zemin şevlerinde fiktif kayma mukavemeti açıları değişmektedir. Bu değişim yüksek şevlerde daha fazla olmaktadır. Örneğin; başlangıçta kayma mukavemeti açısı 40° olan, faya uzaklığı 5 km. olan bir zemin şevine 7.0 manyitüdünde bir deprem etkidiğini düşünelim. Bu zemin şevinin yüksekliği 10m. ise bu deprem sonunda zeminin kayma mukavemeti açısı 38° olacaktır. Eğer şevin yüksekliği 30 m. ise bu yeni kayma mukavemeti açısı 35° , şev yüksekliği 50 m. ise bu 33° olacaktır. Aynı özellikte bir depremin kayma mukavemeti açısı 20° olan, aynı geometrideki zemin şevini etkilemesi halinde bu deprem sonunda 50 m. yüksekliğindeki şev zemininde oluşacak yeni kayma mukavemeti açısı 16° olacaktır. Buradan da aynı özellikte deprem için, (aynı deprem manyitüdü ve faya hemen hemen eşit uzaklıklar) zemin şevlerinin yüksekliği arttıkça zeminin kayma mukavemetindeki azalma veya çözülme de artmaktadır. Genellikle de kayma mukavemeti relatif olarak fazla olan şevlerde deprem nedeniyle meydana gelen kayma mukavemetindeki azalmalar biraz daha fazla olmaktadır.

Deprem manyitüdünün artması şevin kayma mukavemetinin azalmasındaki en önemli etkidir. Grafiklerden de bu oldukça açık olarak gözlenmektedir. Aynı zeminden oluşan aynı geometrisine sahip şevler için 6.0 manyitüdündeki bir depremin etkisi ile 8.0 manyitüdündeki bir depremin etkileri oldukça farklıdır. Örneğin, 20 m. yüksekliğinde, kayma mukavemeti açısı 30° , faya uzaklığı 5 km. olan bir şev düşünelim. Bu şeve 6.0 manyitüdünde bir deprem etkimesi halinde kayma mukavemeti açısındanki azalma 1° 'dir yani yeni kayma mukavemeti açısı 29° alınabilir. Aynı şeve

7.0 manyitüdünde bir deprem etkimesi halinde deprem sonrasında kayma mukavemeti açısı 25° olmaktadır. 8.0 manyitüdündeki bir deprem ise yeni kayma mukavemeti açısını 16° ye kadar düşürmektedir. Deprem dışmerkez uzaklığı veya faya uzaklıklar da bu azalmaları etkilemektedir.

Aynı manyitüdde bir deprem ve şev kesiti ele aldığımızı, örneğin, 8.0 manyitüdünde bir deprem, kayma mukavemeti açısı 25° olan, 40 m. yüksekliğinde bir şevi düşünelim. Eğer bu şevin bölgedeki mevcut faya uzaklığı 20 km. ise deprem sonrasındaki yeni kayma mukavemeti açısı 24° olur. Faya uzaklık 10 km. ye düştüğü zaman yani şev faya daha yakın konumlanmış ise yeni kayma mukavemeti açısı 15° olur. Bu faya uzaklık 5 km. olduğunda ise bu kayma mukavemeti açısı 3° ye düşmektedir. Olaya bu açıdan yaklaşıldığında tekrarlı kayma gerilmeleri altında şev stabilitesi için şevin konumlandığı bölgenin faya uzaklığı çok önemli olmaktadır.

Deprem yol açtığı tekrarlı kayma gerilmelerinin zeminlerin kayma mukavemetlerini azalttığı daha önce bu konudaki literatür çalışmalarında anlatılmıştı. Kayma mukavemeti açısındaki azalma ve boşluk suyu basıncının artması ile zeminlerin kayma mukavemetlerinde azalmalar oluşmaktadır. Bu azalmanın büyüklüğü bu grafiklerden de görülebildiği gibi depremin özelliklerine, şevin geometrisine ve zeminin başlangıçtaki kayma mukavemeti ile doğrudan ilgilidir. Bu konuda yapılan laboratuvar dinamik deneylerin sonuçları bir tablo programı ile düzenlenmiş, iterasyon yapılarak ve yüzlerce deneme yapılarak bu azalmalar modellenmiştir. Burada verilen grafikler bu programların sonucunda kayma mukavemetindeki azalmaları daha doğrusu fiktif kayma mukavemeti açılarını vermektedirler.

Sonuçta, tekrarlı kayma gerilmelerinin zeminlerin kayma mukavemetlerinde azalmalara ve çözülmelere neden olduğu düşünülerek, değişik büyüklükte deprem riski olan bölgelerde var olan şevlerin olası bir deprem sırasında ve sonrasında nasıl davranacağını bilmesi, tasarlanacak yeni şevlerde ise bu azalmalar hesaba katılarak depreme daha dayanıklı tasarım yapmak mühendisçe bir yaklaşım olarak savunulmaktadır. Bu grafiklerde verilen fiktif kayma mukavemeti açıları kullanılarak belirli büyüklükte deprem riski taşıyan bölgelerde değişik yaklaşımlı stabilite analiz yöntemleri ile hesap yapılabilir.

4.5. Kayma mukavemetindeki azalmaların önerilen yöntemle uygulanması

Bölüm 3.'de önerilen şev stabilite analizinde efektif gerilmelere göre güvenlik sayısı,

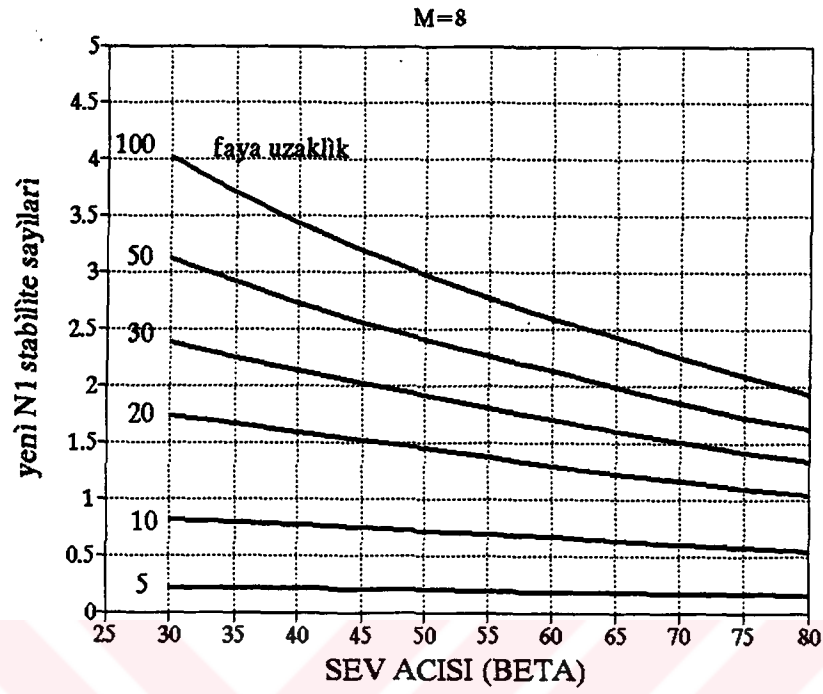
$$F_E = (1 - r_u) \tan \phi N_1 \quad (3.27)$$

olarak verilmişti. Tekrarlı kayma gerilmeleri etkisi altında zeminlerde oluşan boşluk suyu basınçları ve kayma mukavemeti açısındaki azalmaların şev stabilite analizine katılması boşluk suyu basıncı katsayısı ve fiktif kayma mukavemeti açısı kullanılarak olmaktadır. Bir şevde deprem sırasında veya sonrasında güvenlik faktörünün hesabı şevin faya uzaklığına, deprem manyitüdüne, geometrisine ve zemin özelliklerine bağlı göz önüne alınması gerektiği düşünülerek, önerilen bu analiz yöntemi ile hesap yapılabilmesi için bu etkilerin hesaba katıldığı N_1 stabilite sayılarının yeniden düzenlenmesini gerektirmektedir. (3.27) eşitliği ile bulunan güvenlik faktörü ile düzenlenen N_1^* sayıları ile bulunan güvenlik faktörü eşitlenirse,

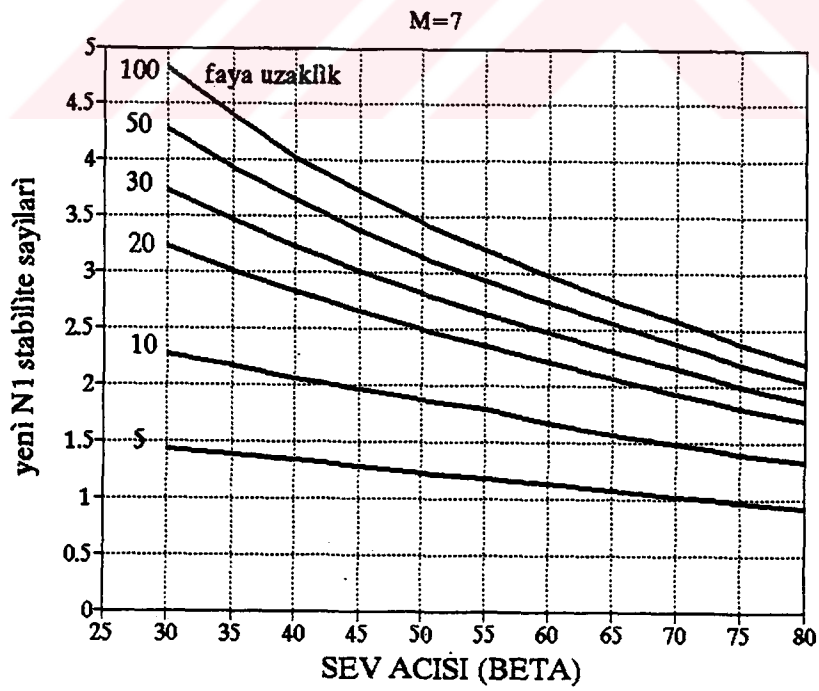
$$F = N_1 \tan \phi_{\text{fiktif}} (1 - r_u) = N_1^* \tan \phi \quad (4.33)$$

$$N_1^* = \{N_1 \tan \phi_{\text{fiktif}} (1 - r_u)\} / \tan \phi \quad (4.34)$$

Buna göre Bölüm 3. ve 4. 'de çözümlenen işlemler birleştirilmiş depremler sırasında stabilitedeki azalmayı kapsayan yeni koşullar için yeniden düzenlenerek önerilen yöntemin N_1^* stabilite sayıları hesaplanmış ve değişimlerinin grafikleri çizilmiştir. Bu düşünceyle elde edilen grafikler Şekil 4.16. ve 4.17.'de verilmektedir.



Şekil 4.16. Yeni N_1^* stabilite sayıları



Şekil 4.17. Yeni N_1^* stabilite sayıları

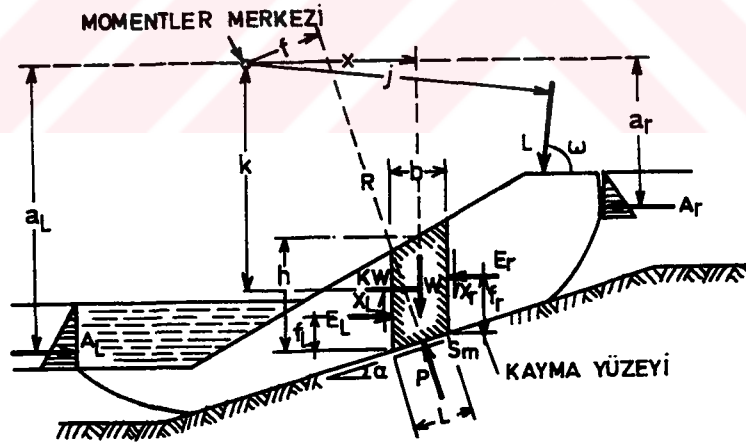
Bu şekilde elde edilen grafikler, Bölüm 3.'de verilen grafiklerden mantık olarak farklı değildir. N_1^* stabilite sayılarını bulabilmek için, şev açısı β , deprem manyitüdü ve faya uzaklıklardan yola çıkılmaktadır. Bu grafikler hazırlanırken grafiklerin üzerinde bulunan deprem manyitüdülerinde ve belli faya uzaklıklarda kayma mukavemetindeki azalmalar hesaba katılmış ve bu azalmalar stabilite sayılarına yansıtılmıştır. Tasarımcılar için uygulamada kolaylık olması açısından güvenlik sayısını veren eşitlik değiştirilmemiştir. Buna göre önerilen yöntemde güvenlik sayısı,

$$F_E = (1 - r_u) \tan \phi N_1^* \quad (4.35)$$

olarak alınabilir. Bölüm 3.'de verilen eşitlikten farkı sadece N_1^* stabilite sayısındadır. Burada, r_u boşluk suyu basıncı katsayısı, ϕ kayma mukavemeti açısıdır. Bu kayma mukavemeti açısının konsolidasyonlu - drenajsız deneylerden bulunması gerekir. Efektif gerilmelere göre analiz yapılacak ise efektif kayma mukavemeti açısı ile (4.35) eşitliği kullanılarak güvenlik faktörü bulunmalıdır. Güvenlik faktörü hesabı yapılırken bu değerler ilk durumları ile hesaba katılmalıdır. Deprem nedeniyle kayma mukavemetindeki azalmalar ise N_1^* stabilite sayılarının içinde yer almaktadır. Dolayısıyla önerilen yöntemdeki eşitlikte fazla bir değişiklik olmadan deprem nedeniyle mukavemet azalmaları ve çözümleri de göz önüne alınarak güvenlik analizi yapılabilmektedir.

BÖLÜM 5. BASİTLEŞTİRİLMİŞ DİLİM YÖNTEMLERİNİN DEPREM ETKİSİNDEKİ ŞEV STABİLİTE ANALİZLERİNDE KULLANILMASI

Şev stabilite problemlerinin çözümü için kullanılan ilk analiz yöntemleri çözüm ve varsayımları açısından birbirine oldukça benzemektedirler. İlk geliştirilen dairesel kayma yüzeyli analizler ve daha sonra gelişen dairesel olmayan kayma yüzeyli analiz yöntemlerinin probleme yaklaşımları oldukça yakındır. Bu yöntemlerin yaptıkları varsayımların ve kuvvet veya moment dengelerinin anlaşılabilmesi için genelleştirilmiş bir kayma yüzeyine etki eden kuvvetlerin ve etki noktalarının tanımlanması gerekir. Şekil.5.1.'de bu amaçla bir şev kesiti, genel bir kayma yüzeyi ve tipik bir şev dilimi gösterilmektedir.



Şekil 5.1. Şev stabilitesinde genel olarak kullanılan parametreler

Moment dengesi, düzlemin herhangi bir noktasına göre moment alındığında bu noktaya göre momentlerin sıfır olması prensibine dayanır. Dairesel

kayma yüzeyli kesitler için bu moment merkezi dairenin merkezi olmakta, ve çözüm bu kayma yüzeyleri için oldukça kolay olmaktadır. Bundan sonra çözüm, varsayılan kayma yüzeyi boyunca sevi limit dengeye getirecek mobilize olmuş ortalama kayma mukavemetini bulmakla devam eder. Eğer kayma mukavemetinin tamamı mobilize oluyorsa, bu yüzey göçme yüzeyidir ve burada güvenlik faktörü 1'e eşittir. Şekil.5.1'e bakıldığında bir şev kesitine etkiyebilecek olası bütün kuvvetler gösterilmiştir. Şevin tepesinde yatayla ω eğimi olan bir çizgi yük, şevin topuğuna doğru belirli bir su seviyesi bulunmaktadır. Kısmen batık bir şevde, su bileşke kuvvetleri A_L ve A_R , olarak verilmektedir. Bu şeve etki eden deprem kuvveti, her dilim ağırlığının bir eşdeğer yatay katsayı ile çarpımı şeklinde yatay bir kuvvet olarak ele alınmaktadır.

Buna göre tipik bir dilimin dengesi,

$$W - S_m \sin \alpha - P \cos \alpha - (X_L - X_R) = 0 \quad (5.1)$$

olarak verilir. Burada, S_m ; limit denge anlamına gelen, mevcut kayma mukavemetinin, güvenlik faktörü F' ye oranıdır ve aynı zamanda, (P-ul) efektif normal kuvvetin de bir fonksiyonudur.

$$S_m = L \times \tau_{ist} = [c' L + (P - uL) \tan \phi'] / F \quad (5.2)$$

Bu (5.2) eşitliği, (5.1) eşitliği ile ortak çözülürse,

$$P = [W - (c' L \sin \alpha) / F + (uL \tan \phi' \sin \alpha) / F - (X_L - X_R)] / m\alpha \quad (5.3)$$

olarak sadeleştirilir. Burada, $m\alpha = \{\cos \alpha + (\tan \phi' \sin \alpha) / F\}$ şeklinde tanımlanmaktadır. Bu şev kesitinde yatay denge düşünüldüğünde, bütün bir şev dengesi için, yatay kuvvetlerin toplamı sıfır olmalıdır. Yani,

$$\sum P \sin \alpha - \sum S_m \cos \alpha + \sum KW + \sum (E_R - E_L) + (A_R - A_L) + L \cos \omega = 0 \quad (5.4)$$

olmaktadır. Dilimler arası kuvvetler tamamen içseldir ve bu yüzden,

$$\sum (E_R - E_L) = 0$$

(5.2) eşitliğindeki S_m , kuvvet dengesine göre yazılan güvenlik faktöründe yerine konulursa,

$$F_f = \{ \sum (c' L \cos \alpha + (P - uL) R \tan \phi' \cos \alpha) \} / \{ \sum P \sin \alpha + \sum KW + (A_R - A_L) + L \cos \omega \} \quad (5.5)$$

F_f , kuvvet dengesine göre yazılan güvenlik faktörü elde edilir. Kayma yüzeyi boyunca güvenlik faktörünün sabit olduğu varsayıldığında, (5.3) eşitliğinden de görülebildiği gibi, P kuvveti dilim ağırlığı, dilimin yatayla yaptığı açı ve kayma mukavemeti parametrelerinin bir fonksiyonu olmaktadır. Limit denge yaklaşımı ile şeve etkiyen bütün kuvvetlerin bir moment merkezine göre alındığında, bu momentlerin toplamı,

$$\sum Wx + \sum KWk - (A_L a_L - A_R a_R) + L_j - \sum P f - \sum S_m R = 0 \quad (5.6.)$$

şeklinde yazılabilir. Bütün şeve etkiyen içsel E ve X kuvvetleri sıfır varsayılarak, moment dengesine göre güvenlik faktörü,

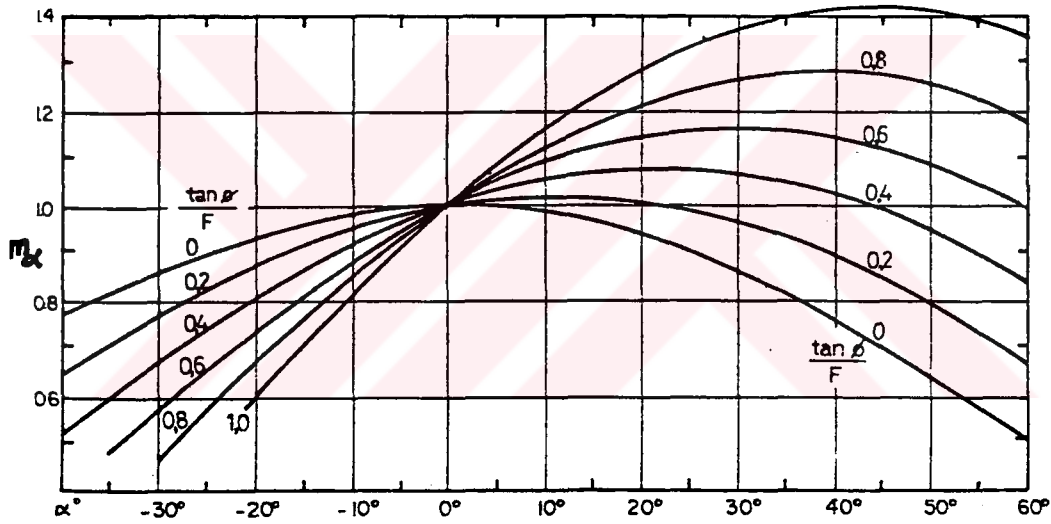
$$F_m = \{ \sum (c' L \cdot R + (P - uL) R \tan \phi') \} / \{ \sum Wx + \sum KWk - (A_L a_L - A_R a_R) + L_j - \sum P f \} \quad (5.7)$$

elde edilir. Burada da gene P kuvveti, güvenlik faktörü F 'nin fonksiyonudur. Bir şev iki ayrı güvenlik faktörü eşitliğine sahip olsa da, gerçekte bir tane güvenlik faktörü vardır. Her iki güvenlik faktörü de P kuvvet terimini içerir ve dilimler arası ($X_L - X_R$) kuvvetlerinin varsayılan değerlerine dayanır. Bu aynı zamanda çözüme bir belirsizlik getirir. Çoğunlukla da en mantıklı çözüm, moment dengesinden bulunan güvenlik faktörü ile kuvvet dengesinden bulunan güvenlik faktörünün birbirine eşit olduğu durumdaki yani, $F_m = F_f$ olan çözümdür. Limit denge yaklaşımı ile stabilite analizi yapan dilim yöntemlerinin hepsi (5.3), (5.5) ve (5.7) bağıntılarının değişik varyasyonlarını kullanırlar. Bu yaklaşımda, detaylı şev stabilite analizlerinde ele alınan dilimler arası yatay kuvvetler konusunda değişik varsayımlar yapılmaktadır. F_f ve F_m eşitlikleri yeterli aritmetik yaklaşıklık sağlanana kadar iterasyon yöntemi ile çözülmelidir. Çoğunlukla, $(F_{i+1} - F_i) / F_i \leq \% 0.02 \sim \% 0.1$, olana kadar iterasyon sürdürülür. Probleme ve analiz yöntemine göre beş ile on iterasyon arasında çözüme ulaşılır.

bu değerle cözöme başlamak gerekir. Bu F değeri ile (5.8) den yeni bir gúvenlik faktörü bulunur. Bulunan F değeri ile hesaba yeniden başlanır ve hesaplar iterasyonla sürer. İki gúvenlik faktörü arasındaki fark,

$$(F_{i+1} - F_i) / F_i \leq \% 0.02 \sim \% 0.1$$

olana kadar iterasyona devam edilir. Gúvenlik faktörünün daha cábuk bulunabilmesi için $m\alpha'$ nın kart cözömleri de geliştirilmiştir. Bu $m\alpha'$ nın grafik olarak ifadesi şekil 5.3.'de verilmektedir. İterasyona başlangıç değeri, yeterli yaklaşıklığı belirli zamanda sağlayabilmek ačíısından önemlidir. Bu gúvenlik faktörü değerini, Fellenius (basit dilim) yönteminden bulunan gúvenlik faktörü değeri olarak seğmek en doğru seğim olabilir.



şekil 5.3. $m\alpha'$ nın grafik olarak bulunması

Chowdhury (1978), toplam veya düşük basınçlı efektif gerilme analizi ile hesap yapılacak ise Fellenius yönteminden bulunan gúvenlik faktörünün 1.2 katı ile hesaba başlanılmasını önermiştir. Eęer boşluk suyu basınçları daha yüksek ise Fellenius ile bulunan gúvenlik faktörünün 1.2 ve 1.25 katı alınarak hesaba başlanmalıdır. Bu yaklaşımla 2 veya 3 iterasyon sonunda gercek gúvenlik faktörü bulunabilmektedir. Bu arada, α' nın hem negatif hem de pozitif değer alabileceğini belirtmek gerekir. Whitman ve Bailey(1967), dik şevlerde topuğa yakın kısımlarda kayma mukavemeti ačíısı ϕ , sıfır değil

ise α negatif değerler alacağından $(1+\tan\alpha.\tan\phi/F)$ teriminin sıfır veya negatif olma tehlikesi olduğunu belirtmişlerdir. Bu terimin sıfıra yaklaşması güvenlik faktörünün sonsuza yaklaşması demektir. Buna göre Whitman ve Bailey, herhangi bir dilim için, $\{\cos\alpha(1+\tan\phi.\tan\alpha/F)\}$ teriminin 0.2' den küçük olması halinde dikkatle kullanılması gerektiğini ifade etmişlerdir.

Bu tür problemlerine rağmen Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi, limit denge yaklaşımını kullanan dilim yöntemleri içinde bilgisayarla programlanmaya en yatkın yöntemlerden biridir.

5.2. Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi

Janbu(1954), şev stabilite analizini limit denge ve dilim yöntemleri ile çözüme ulaştırmak için eğri yüzeyli fakat dairesel olmayan bir potansiyel kayma yüzeyi seçerek işe başlamıştır. Genelleştirilmiş bir kayma yüzeyi seçerken bazı hataları önleyebilmek için dilimler arası kuvvetlerle ilgili varsayımlar yapmıştır. Janbu, tipik düşey bir dilim ve kayan kütlelerin tüm kuvvet dengesini ele alarak moment ve kuvvet dengeleri ile ilgilenmiştir. Genelleştirilmiş kayma yüzeyleri için (5.5) eşitliğindeki dilimler arası kuvvetlerini ihmal ederek ve yatay denge eşitliğini kullanarak ,

$$F_0 = \Sigma \{c'L.\cos\alpha + (P-uL)\tan\phi'.\cos\alpha\} / \Sigma P\sin\alpha + \Sigma KW - (A_R - A_L) + L\cos\omega \quad (5.10)$$

güvenlik faktörü bulunabilir. (5.10) genel yatay dengeye bağlı eşitlik, bilinmeyen P kuvvetinin bilinen W, ve u' lar cinsinden yazılması ile,

$$F_0 = \Sigma [(c'b + (W - ub)\tan\phi') / n\alpha] / \Sigma W\tan\alpha \quad (5.11)$$

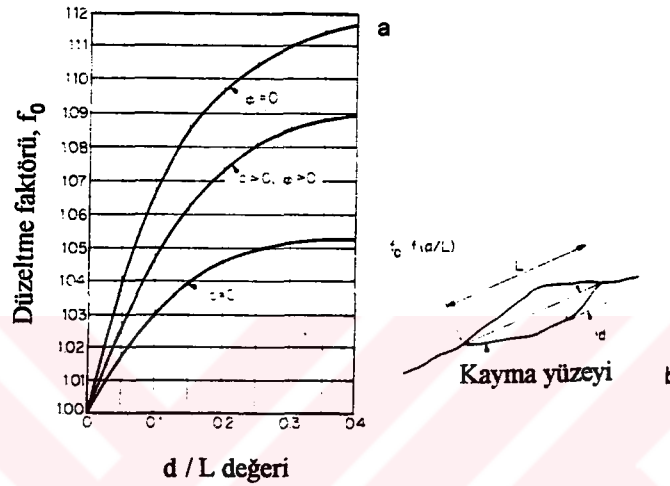
şu şekilde elde edilmiştir. Burada, $n\alpha$, ise

$$n\alpha = \cos^2\alpha(1 + \tan\alpha\tan\phi'/F) \quad (5.12)$$

olarak tanımlanmaktadır. Buraya kadar yapılan çözüm basitleştirilmiş Bishop çözümüne, oldukça benzemektedir. Janbu' nun başlangıç varsayımına bakıldığında potansiyel kayma yüzeyi eğri olmakla birlikte dairesel değildir. Bir anlamda bu hatayı giderebilmek için şevin geometrisinden (dairese olmamasından) dolayı bir düzeltme katsayısı eklenmiştir. (5.11) eşitliğinden bulunan F_0 güvenlik faktörüdür. Janbu' nun önerdiği gerçek güvenlik faktörü,

$$F_r = f_0 \cdot F_0 \quad (5.12)$$

şeklindedir. Bu f_0 , katsayısı, kilin kohezyonuna ve kayma mukavemeti açısına, kaymanın geometrisini tanımlayan d/L oranına da bağlıdır. Burada, d ; en geniş kayma derinliği, L ; kayma yüzeyinin iki ucu arasındaki eğimli uzaklıktır. Bu d/L oranına ve zeminin mukavemet özelliğine göre aşağıdaki grafiklerle düzeltme katsayısı seçilebilir.



Şekil 5.4. Basitleştirilmiş Janbu yönteminde f_0 katsayısının bulunması(a), geometrik olarak d/L oranının elde edilmesi(b)

5.3. Bishop Yöntemine Tekrarlı Kayma Gerilmesi Etkilerinin Uygulanması

Bir önceki Bölümde anlatıldığı gibi Basitleştirilmiş Bishop yönteminde moment dengesine dayalı güvenlik faktörü,

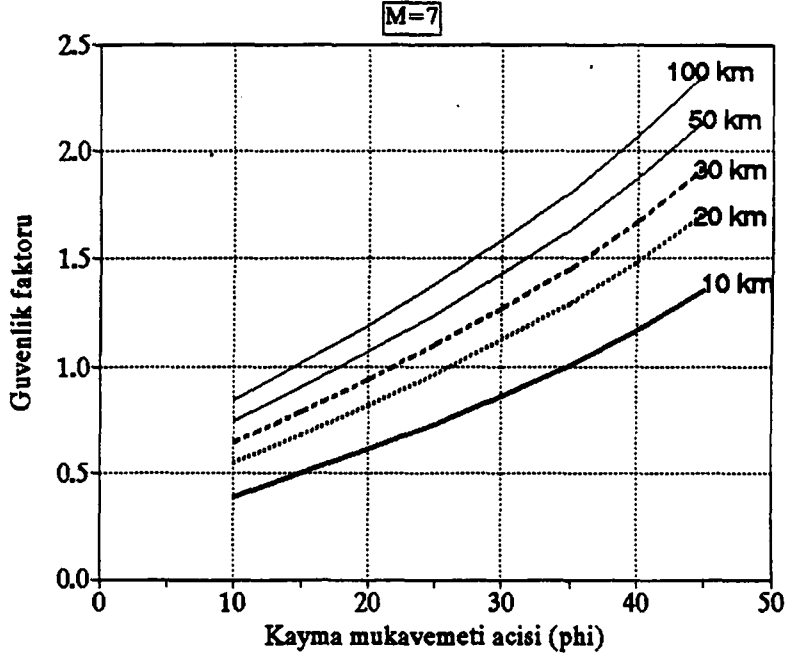
$$F_m = \frac{\sum [R \{ c'b + W(1 - r_u) \tan \phi' \} / m\alpha]}{\sum WR \sin \alpha} \quad (5.8)$$

olarak tanımlanmıştır. Burada, c' , zeminin kohezyonu, b , dilim genişliği, W , dilim ağırlığı, r_u , boşluk suyu basıncı katsayısı, ϕ' , zeminin kayma mukavemeti açısıdır. Bishop yöntemine göre bir şevde güvenlik faktörü hesabı yapılmak istenirse, bu büyüklükler her dilim için bulunur. Bu yöntem, eşitliğin sağ tarafında da bir güvenlik faktörü bulunması nedeniyle çözüm için iterasyonu ve bir tek olası kayma yüzeyi için yüzlerce denemeyi gerektirmektedir. Bu hali ile Bishop yönteminin deprem riski bulunan

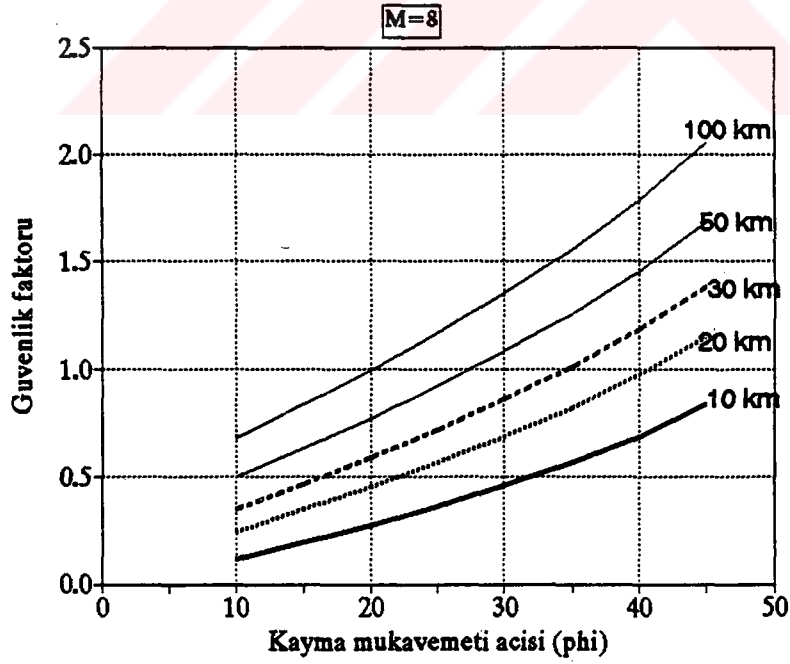
bölgelerdeki şevlere uygulanabilmesi amacıyla, deprem özellikleri de hesaba katılarak daha önceki bölümlerde kullanılan tablo programı kullanılmıştır. Bir şeve gelen deprem etkisi eşdeğer yatay bir kuvvet olarak ele alınmıştır. Bishop yönteminde dilimler esas olduğuna göre, her dilimin ağırlığı ile orantılı bir yatay kuvvet hesaba katılmıştır. Her dilime etki eden yatay kuvvetler sonunda toplanarak, kaymaya neden olan momentler kısmında yer alırlar. Yani (5.8) eşitliği,

$$F_m = \sum [R \{c'b + W(1 - r_u) \tan \phi'\} / m\alpha] / \sum WR \sin \alpha + \sum aW \quad (5.13)$$

şeklinde yazılabilir. Bu durumda güvenlik faktörü bulunurken deprem etkisi eşdeğer yatay kuvvet ile dilim ağırlıklarının çarpımı şeklinde göz önüne alınmaktadır. Burada eşdeğer yatay kuvvet çoğu deprem hesabında yapıldığı gibi deprem ivmesi olarak alınır. Bu şekilde hesaba katılabilen deprem ivmesini azalım ilişkileri cinsinden yorumlamak da mümkündür. Hazırlanan bilgisayar programında, deprem riski olan bir bölgede tasarlanacak şevin veya mevcut doğal şevlerin olası deprem manyitüdüne ve faya uzaklıklarına göre deprem ivmesi seçilmektedir. Depremin neden olduğu tekrarlı kayma gerilmelerinin zemin şevleri üzerindeki etkileri bir önceki bölümde incelenmişti. Tekrarlı kayma gerilmeleri nedeniyle zeminlerde boşluk suyu basınçları artmakta, zeminin kayma mukavemeti açısı azalmaktadır. Bu her iki etki de zeminin kayma mukavemetinde bir azalmaya ve çözülmeye neden olmaktadır. Bishop yöntemi ile de bu etkilerin analize katılabileceği düşünülerek, bilgisayar programı diğer bölümler için hazırlanan programlar ile koordineli olarak çalıştırılmıştır. Tekrarlı kayma gerilmeleri altında kayma mukavemetindeki azalma modellerinin ve elde edilen grafiklerin de kullanılması ile Basitleştirilmiş Bishop yöntemi ile deprem riski bulunan bölgelerde depreme dayanıklı şevler tasarlamak veya mevcut şevlerin son durumları göz önüne alınarak güvenliklerini sorgulamak mümkün olabilmektedir. Belli şev kesitleri için deprem özellikleri, zemin mukavemetindeki azalmalar da göz önüne alınarak bilgisayar programı çalıştırıldığında, ilk olarak manyitüdü 7.0 olan bir depremde Bishop yöntemi ile güvenlik analizi yapılmıştır. Şekil 5.5.'de gösterildiği gibi güvenlik faktörünün, zeminin ilk kayma mukavemeti açısına, deprem manyitüdüne ve faya uzaklıklara göre değişimi çizilmiştir.



Şekil 5.5. Bishop yöntemi ile güvenlik faktörü bulunması (M=7)



Şekil 5.6. Bishop yöntemi ile güvenlik faktörü bulunması (M=8)

Aynı şev özellikleri için deprem manyitüdünün 8.0 olması halinde güvenlik faktörünün değişimi Şekil 5.6.'da verilmiştir. Bu şekillerden de görülebildiği gibi aynı kayma mukavemetine sahip zemin büyük deprem manyitüdünde doğal olarak daha az güvenli olmaktadır.

5.4. Janbu Yöntemine Tekrarlı Kayma Gerilmesi Etkilerinin Uygulanması

Dilim yöntemlerinden Janbu yöntemi ile bir şev dengesinde güvenlik faktörü kuvvet dengesine dayalı olarak,

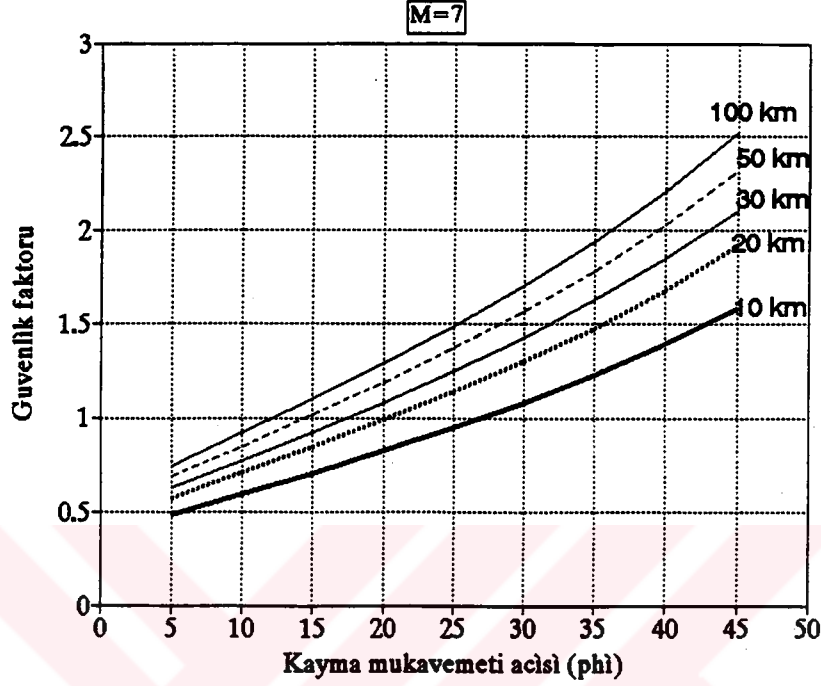
$$F_0 = \Sigma[(c'b+(W-ub)\tan\phi')/n\alpha]/\Sigma W\tan\alpha \quad (5.11)$$

şeklinde ifade edilmişti. Burada, c' zeminin kohezyonunu, b dilim genişliğini, W dilim ağırlığını, u boşluk suyu basıncını, ϕ' kayma mukavemeti açısını göstermektedir. Her dilim için bu büyüklükler bulunur ve sonuçta toplanarak şevin tüm dengesi için güvenlik faktörü hesaplanır. Bishop yönteminde olduğu gibi bu yöntemde de eşitliğin sağ tarafında da bir güvenlik faktörü terimi bulunduğundan çözüm için iterasyona gereksinim vardır. Her olası kayma dairesinde bu iterasyonlar ayrı ayrı yapılır. Janbu yönteminin gerektirdiği hesaplar ve büyüklükler için tablo programında analiz yaptırılmaktadır. Bu programda şeve gelen deprem etkisi eşdeğer bir yatay kuvvet ele alınmış ve her dilimin ağırlığı ile orantılı olarak hesaba katılmıştır. Her dilime etki eden yatay kuvvetler sonuçta toplanarak şev dengesini bozan yani kaymaya neden olan kuvvetler bölümüne eklenmiştir. Buna göre (5.11) eşitliği,

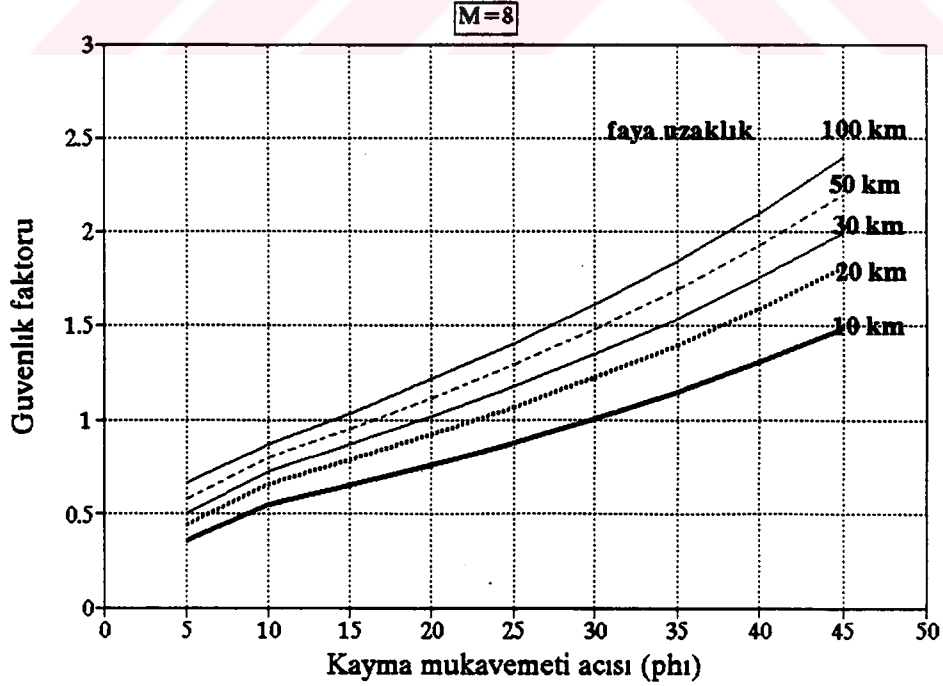
$$F_0 = \Sigma[(c'b+(W-ub)\tan\phi')/n\alpha]/\Sigma W\tan\alpha + \Sigma aW \quad (5.14)$$

şekline dönüşür. Sonuçta bu F_0 güvenlik faktörü Şekil 5.4.'de verilen geometrik oranlardan düzenlenerek, F_r olarak hesap edilir. Buradaki eşdeğer yatay kuvvet katsayısı deprem ivmesine eşit alınmaktadır. Bundan önceki tüm hesaplarda yapıldığı gibi deprem ivmesi deprem manyitüdü ve şevin faya uzaklığına bağlı olarak yapılmaktadır. Hazırlanan bilgisayar programında da deprem riski olan bölgelerde tasarlanacak şev için deprem manyitüdüne ve faya uzaklığına bağlı olarak deprem ivmesi seçilmiş ve tekrarlı kayma gerilmeleri nedeniyle meydana gelen azalmalarda hesaba katılmıştır. Belli şev kesitleri için deprem özellikleri, zemin mukavemetindeki azalmalar da göz önüne alınarak program çalıştırıldığında manyitüd 7.0 ve 8.0 için

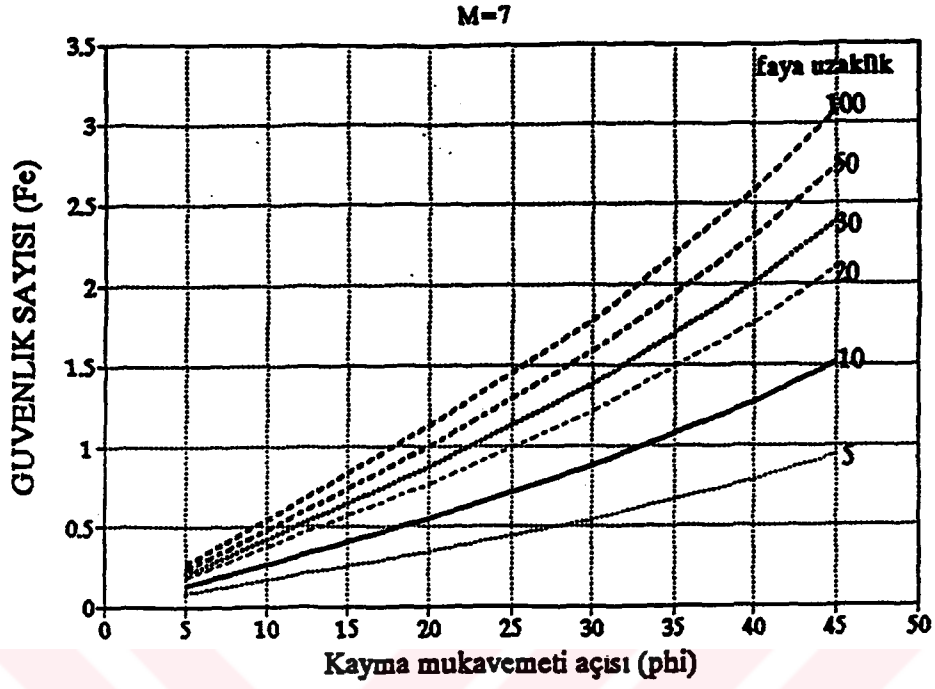
Janbu yöntemi ile güvenlik analizi yapılmıştır. Şekil 5.7. ve Şekil 5.8.'de Janbu yöntemi ile deprem nedeniyle oluşan mukavemet azalmaları göz önüne alınarak çizilen güvenlik faktörlerinin grafikleri görülmektedir.



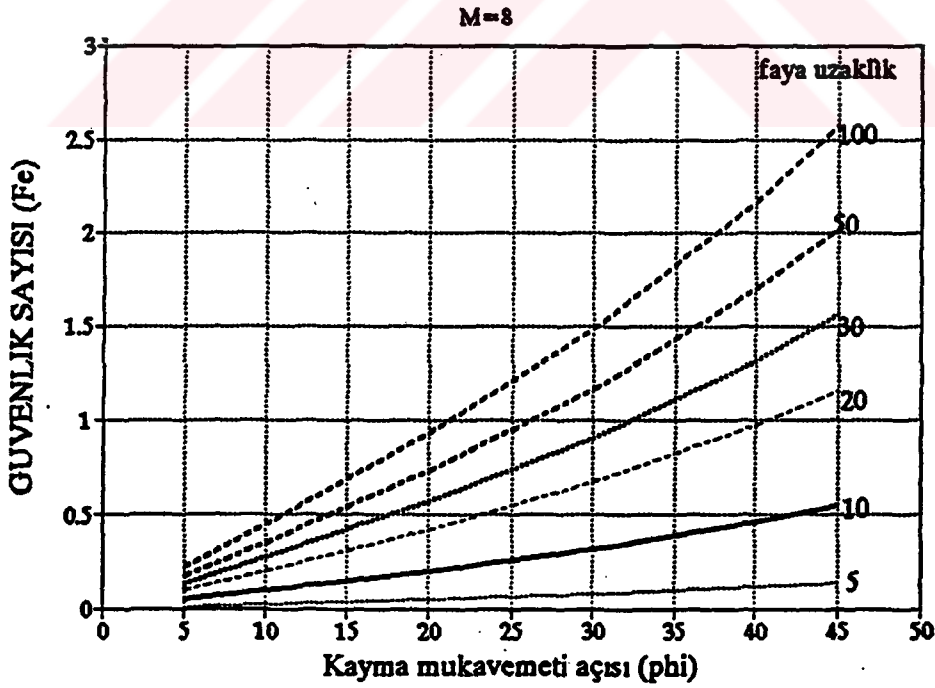
Şekil 5.7. Janbu yöntemi ile güvenlik faktörlerinin bulunması (M=7)



Şekil 5.8. Janbu yöntemi ile güvenlik faktörünün bulunması (M=8)



Şekil 5.9. Önerilen yöntemle güvenlik faktör lerinin bulunması (M=7)



Şekil 5.10. Önerilen yöntemle güvenlik faktörünün bulunması (M=8)

Basitleştirilmiş Bishop ve Janbu yöntemlerinin şev stabilite analizi ilave edilen deprem nedeni ile meydana gelen mukavemet azalmaları ve bu mukavemet parametreleri ile elde edilen güvenlik faktörleri Şekil 5.5., 5.6., 5.7., ve 5.8.'de verilmiştir. Çalışmada önerilen yöntem ile aynı şev kesiti için aynı deprem özelliklerinde, mukavemet azalmaları da göz önüne alınarak yapılan güvenlik faktörü hesabının grafikleri ise Şekil 5.9. ve 5.10.'da verilmiştir. Bu üç grup grafik karşılaştırdığında sonuç açısından önemli bir farklılık olmadığı gözlenmiştir. Janbu ve Bishop yöntemleri şevde stabiliteyi dilim yöntemleri ile incelemekte, şev stabilite analizi olarak en çok kullanılan yöntemlerdendir. Önerilen yöntem tüm dengeyi göz önüne almaktadır. Kullanımı oldukça basit ve kolaydır. Bu açıdan karşılaştırıldığında şev stabilite hesaplarında güvenilir yöntemlerden farklı sonuçlar vermediği, bu nedenle de deprem etkisindeki şevlerde stabilite analiz yöntemi olarak kullanılması uygun olduğu düşünülmektedir.



BÖLÜM 6. SONUÇLAR

Bundan önceki bölümlerden görülebildiği gibi zemin yapılarında özellikle şevlerde güvenli ve ekonomik stabilite analizleri yapmak çok uğraşılacak konulardan biridir. Üzerinde çok uğraşılmasına rağmen zeminin iç yapısından ileri gelen belirsizlikler, yükleme koşullarındaki değişimler, geoteknik, topografik ve malzeme özelliklerinin değişmesi şev dengesini tehdit eder, şevin dengesinin yorumlanmasını ve analiz yapılmasını zorlaştırır. Yükleme koşullarındaki farklılıklar özellikle dinamik yükleme olayın boyutlarını değiştirir. Statik olarak dengede olan şevlerin genellikle dinamik yükleme sonucu göçmesine oldukça sık rastlanmaktadır. Çoğunlukla yükleme koşullarının belirlenemediği ve eğer bir risk varsa ise kaçınılmaz olan deprem yükleri ile stabilite analizi yapılması gerekmektedir.

Şev stabilite analizinde öncelikle tüm şev dengesi ele alınarak, deprem ivmesine, şev açısına N_1 stabilite sayıları hesaplanmış ve grafik halinde hazırlanmıştır. Buna göre toplam gerilme analizi ile bir şevin güvenlik sayısı,

$$F_T = \tan\phi \cdot N_1 \quad (3.22)$$

olarak önerilmiştir. N_1 stabilite sayısını veren grafikler ayrıca deprem manyitüdüne ve faya uzaklıklara da bağlı olarak da hazırlanmıştır. Bu stabilite grafikleri ile stabilitesi incelenecek bir şevin faya uzaklığı, olası bir depremin manyitüdü, zeminin kayma mukavemeti açısı biliniyorsa toplam gerilmelere göre güvenlik hesabı yapılabilir. Efektif gerilme prensibine göre hesap yapılmak isteniyorsa,

$$F_E = (1 - r_u) \cdot \tan\phi' \cdot N_1 \quad (3.27)$$

eşitliği kullanılabilir. Gene bu analizde de tüm şev dengesi göz önüne alınmıştır. Eğer boşluk suyu basınçları tahmin edilebiliyor veya hesaplanabiliyorsa efektif gerilmelere göre güvenlik hesabı yapılabilir. Bu yöntemin kullanma kolaylığından ve değişik büyüklükleri ele alması bakımından şev kaymalarına göre mikrobölgelemeye uygulanması yapılmıştır. Oldukça büyük deprem riski taşıyan bir bölgeye, 500 m.x 500 m.

lik bölümlerde uygulanmış ve bu yöntemle şevler risklerine göre sınıflandırıldığında, kayma riski yüksek şevlerin gerçekte de deprem nedeniyle kayan şevler olduğu gözlenmiştir.

Depremlerin neden olduğu tekrarlı kayma gerilmelerinin zemin şevlerinde meydana getirdiği değişimler incelenmiş ve modellenmiştir. Tekrarlı kayma gerilmeleri nedeniyle kayma mukavemetindeki azalmalar iki şekilde yorumlanabilir. Birincisi boşluk suyu basıncının artması ile efektif gerilmelerdeki azalmadır. Buna bağlı olarak kayma mukavemetinin azalmasıdır. İkincisi ise gene tekrarlı kayma gerilmelerine bağlı olarak zeminin rijitliğinde meydana gelen azalma ve çözülmelerdir. Birçok dinamik deneyler tekrarlı yükleme sonucu zeminlerin kayma mukavemetinin bir kısmını kaybettiklerini göstermektedir. Bu deney sonuçlarının analiz edilebilmesi ve yorumlanabilmesi ve birçok deneme için bilgisayar programlarının hazırlanmıştır. Bunun sonucunda tekrarlı kayma gerilmeleri nedeniyle oluşan boşluk suyu basıncı, sığ kaymalar için ($H \leq 10$ m.),

$$u = 0.6 a_p \cdot \cot \phi \cdot \log N \quad (4.19)$$

olarak önerilmiştir. Bu boşluk suyu basıncı daha yüksek şevler için ise,

$$u = 0.6 a_p \cdot \cot \phi \cdot \log N \cdot (1 - 0.0075 \cdot H)$$

olarak verilmiştir. Bu eşitliklerden de görülebildiği gibi tekrarlı yükleme nedeniyle oluşan boşluk suyu basınçları deprem özelliklerine, zeminin mukavemetine ve şev geometrisine de bağlıdır. Elde edilen bu eşitlik ile deprem manyitüdü ve faya uzaklıklar cinsinden olmak üzere tekrarlı yükleme nedeniyle oluşan boşluk suyu basıncı grafikleri hazırlanmıştır. İkinci bir etki olarak zeminin kayma mukavemetinde meydana gelen azalmaları temsil etmesi bakımından kayma mukavemeti açısındaki azalmalar hesaplanmıştır. Bu azalma yeni kayma mukavemeti açısı, ϕ_{fiktif} ile gösterilmiş ve

$$\phi_{fiktif} = \arctan (a \cdot \tan \phi) \quad (4.32)$$

şeklinde tanımlanmıştır. Aynı mantıkla bu yeni kayma mukavemeti açıları içinde deprem özelliklerine bağlı grafikler hazırlanmıştır. Buna göre deprem manyitüdü, şevin faya uzaklığı, ve tekrarlı yüklemeden önceki kayma mukavemeti açısı biliniyor ise deprem sonrası meydana gelen kayma mukavemeti açısı bulunabilir. Uygulayıcı deprem nedeniyle oluşacak kayma

mukavemeti açısındaki azalmayı ve boşluk suyu basıncı artışını alarak herhangi bir şev stabilite analizinde kullanılabilir. İkinci bölümde önerilen şev stabilite yöntemine bu azalmalar ve boşluk suyu basıncı artışları eklendiğinde stabilite analizindeki değişimlerin nasıl olduğu ve güvenlik hesaplarının ne ölçüde değiştiğini görebilmek amacıyla, bu yöntemde verilen stabilite sayılarının bu değişiklikler de ele alınarak yeniden düzenlemesi yapılmıştır. Tekrarlı kayma gerilmelerinin neden olduğu mukavemet azalmalarının da göz önüne alındığı yeni N_1^* stabilite sayılarının deprem manyitüdüne ve faya uzaklığa göre yeni değerleri için de grafikler hazırlanmıştır. Şev tasarımcıları deprem riskinin var olduğu bölgelerde güvenli tasarım yapmak istiyorlarsa, bu azalmayı hesaba katmak için herhangi bir stabilite analiz yöntemine yeni kayma mukavemeti açısı ve boşluk suyu basınçlarını kullanabilirler veya bütün bunları bir kerede göz önüne alan yeni stabilite sayılarını kullanarak stabilite analizi yapabilirler.

Şev stabilite analizinde limit denge yaklaşımı ile stabilite analizi yapan bir çok dilim yöntemi bulunmaktadır. Bunların içinden en çok kullanılanları Sadeleştirilmiş Bishop ve Sadeleştirilmiş Janbu yöntemleridir. Bu çalışmada öncelikle, bu yöntemlerin içine her dilimin ağırlığı ile orantılı olan deprem kuvvetleri, her dilim için eşdeğer statik kuvvet olarak eklenmiş ve bir tablo programında bilgisayar programları hazırlanarak iterasyonla en düşük güvenlik sayıları bulunmuştur. Dördüncü bölümdeki mantıkla, depremin yol açtığı tekrarlı kayma gerilmeleri nedeniyle boşluk suyu basıncındaki değişim ve yeni kayma mukavemeti açıları, Bishop ve Janbu yöntemleri ile yapılan stabilite analizine uygulanmıştır. Bu yöntemler ile daha önce statik şev stabilite analizi yapılabilirken, bu uygulama ile deprem riski taşıyan bölgelerde detaylı şev stabilite analizi yapabilmek mümkün olabilmektedir. Deprem özellikleri daha önceki bölümlerde olduğu gibi azalım ilişkileri şeklinde düşünülmüş, ve bu şekilde bulunan sonuçlara uygulanmış, Bishop ve Janbu yöntemlerinden bulunan güvenlik sayılarının deprem manyitüdü ve faya uzaklıklara bağlı olarak değişim grafikleri hazırlanmıştır. Bu sonuçlar ile ikinci bölümde önerilen yöntemin sonuçları dinamik yükleme etkileri ve stabilite analiz yöntemleri açısından karşılaştırılmıştır.

Genel olarak,

- 1-Deprem etkisini en büyük ivme değerine göre hesaba katan bir şev stabilite yöntemi geliştirilmiştir.
- 2-Bu yöntemin kullanılabilir olması için en büyük ivme yerine deprem manyitüdü ve faya uzaklıklar cinsinden analiz yöntemine katılmıştır.

- 3-Yöntem efektif mukavemet parametrelerine göre stabilite analizi yapmaktadır.
- 4-Geliştirilen yöntemin geçerliliği bir mikrobölgeleme yöntemi olarak gösterilmiştir.
- 5-Depremlerde meydana gelen tekrarlı kayma gerilmelerinin yol açtığı boşluk suyu basıncı artışı ve mukavemet kayıpları modellenmiştir.
- 6-Boşluk suyu basıncı artışının ve mukavemet azalmasının etkisini hesaba katmak için yeni bir N_1^* stabilite sayısı tanımlanmıştır.
- 7-Basitleştirilmiş Bishop ve Janbu yöntemlerinden elde edilen sonuçlar ile geliştirilen yöntemin sonuçları arasında önemli farklar olmadığı ve geçerliliği gösterilmiştir.



KAYNAKLAR

- AMBRASEYS, N.N., (1960), On the Seismic Behaviour of Earthdams, Proc. 2nd World Conf. on Earthquake Engng., 2, Japan.
- AMBRASEYS, N.N., ZAPOTEK, A., TAŞDEMİROĞLU, M., AYTUN, A., (1967a), 22 Temmuz 1967 Mudurnu Adapazarı Depremi, Unesco Report.
- AMBRASEYS, N.N., SARMA, S.K., (1967b), The Response of Earthdams to Strong Earthquakes, *Geotechnique*, 17, No.3, pp.181-213.
- ANDERSEN, K.H., (1976), Behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading, NGI Publication, No.114, pp.33-44.
- ANNAKI, M., LEE, K., (1977), Equivalent Uniform Cycle Concept for Soil Dynamics, *ASCE, Jour. of Geotech. Engng. Div.*, Vol.103, No. GT6, pp.549-564.
- ANSAL, A.M., (1981), Zeminlerin Dinamik Kayma Gerilmeleri Altında Davranışları, Doçentlik Tezi, İ.T.Ü. Maçka Mühendislik Mimarlık Fakültesi, 143 s.
- ANSAL, A.M., ÖĞÜNÇ, G., (1981), Dinamik Üç Eksenli Sıvılaştırma Deneyleri ve Tekrar Sıvılaştırma, Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni, Cilt 8, Sayı 35, ss.61-82.
- ANSAL, A.M., KRIZEK, R.J., BAZANT, Z.P., (1982), Seismic Analysis of the Earthdam Based on Endochronic Theory, Proc. Int. Sym. on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, pp.559-576.
- ANSAL, A.M., ERKEN, A., (1982), Rate Dependent Behavior of a Normally Consolidated Clay, Proc. of 7th European Conf. on Earthquake Engng., Athens, Vol.2, pp.239-336.
- ANSAL, A.M., ERKEN, A., (1985), Killerin Tekrarlı Gerilmeler Altında Davranışı, Deprem Araştırma Bülteni, Yıl 12, No.48, s.5-81.
- ANSAL, A.M., YILDIRIM, H., (1986), Killerin Dinamik Mukavemet ve Şekil Değiştirme Özellikleri, Deprem Araştırma Bülteni, Yıl 13, Sayı 53, s.49-78.
- ANSAL, A.M., ERKEN, A., (1989), Undrained Behavior of a Clay Under Cyclic Shear Stresses, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.115, No.7, pp.968-983.

- ANSAL, A. M., YILDIRIM, H., (1989), Shear Strength of a Marine Clay Subjected to Cyclic Loading, Proc.of 14th.Regional Seminar on Earthquake Engng., Austria, pp.53-62.
- ANSAL, A.M., (1991), İstanbul'da Deprem, İstanbul ve Deprem Sempozyumu, TMMOB İnşaat Müh.Odası, İst.Şubesi, s.7-27.
- ANSAL, A.M., ULUDAĞ, E., SİYAHİ, B.G., (1991), Şev Analizlerinde Güvenlik Katsayısı, Göçme riski, Maliyet ilişkisi, Heyelan sempozyumu, Trabzon.
- ANSAL, A.M., SİYAHİ, B.G., (1992), Slope Failures in Adapazarı 1967 Earthquake, Workshop on Seismic Zoning Methodologies for Geotechnical Hazards, LNEC, Lizbon.
- ANSAL, A. M., ULUDAĞ, E., SİYAHİ, B. G., (1992), Şevlerde göçme riski ve maliyet ilişkisi, İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı Sempozyumu, İ.T.Ü.İstanbul.
- ARANGO, I., SEED, B., (1974), Seismic Stability and Deformation of Clay Slopes, ASCE, Journ. of the Geotechnical Engineering Division, Vol.100, No.GT2, pp.139-156.
- AITCHISON, G.D., (1960), Relationships of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils, Conf. Pore Pressures, Butterworths, London.
- AITCHISON, G.D., DONALD, I.B., (1956), Effective stresses in unsaturated soils, Proc.2nd Aust.N.Z. Conf. Soil Mech., pp.192-199.
- AZZOUZ, A.S., MALEK, A.M., BALIGH, M.M., (1989), Cyclic Behavior of Clays in Undrained Simple Shear, Journal of the Geotechnical Engingr., ASCE, Vol.115, No.GT12, pp. 637-657.
- BAIKIE, L.D., (1985), Total and Partial Factors of Safety in Geotechnical Engineering, Can. Geot. J.22, pp.477-482.
- BISHOP, A.W., (1955), The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes, Geotechnique, Vol.5, No.1, pp.7-17.
- BISHOP, A.W., MORGENSTERN N., (1960), Stability Coefficient for Earth Slopes, Geotechnique, Vol.10, No.4, pp.129-150.
- BLYTH, F.G.H., DE FREITAS, M.H., (1974), A Geology for Engineers, 6th Edition, Edwin arnold, London, 557 pp.

- CAMPBELL, (1981), Near Source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration, Bull. Seis. Soc. Vol.71, pp.2039-2070.
- CASTRO, G., POULOS, J., (1976), Factor Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility, ASCE National Convention on Liquefaction Problems in Geotechnical Engng., 2752.
- CASTRO, G., CHRISTIAN, A., (1976), Shear Strength of Soils and Cyclic Loading, Journ. of the Geotechnical Engng. Div., ASCE, Vol.102, No. GT9, pp.887-894.
- CHEN, W.F., GIGER, M.W., (1971), Limit Analysis of Stability of Slopes, Journal of the Soil Mech. & Foundation Engng. Div., ASCE, Vol.97, No.SM6, pp.19-26.
- CHEN, W.F., (1975), Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier, Amsterdam, 638pp.
- CLOSE, U., Mc CORMICK, E., (1922), Where the mountains walked, National Geographic Mag., 41(5), pp. 445-464.
- CLOUGH, R. W., CHOPRA, A. K., (1966), Earthquake Stress Analysis in Earth Dams, Journ. of Engng. Mechanics Div., ASCE, Vol.92, EM2, pp.197-211.
- CHOWDHURY, R.N., (1978), Slope Analysis, Elsevier Science P.C., New York.
- COUSINS, B.F., (1978), Stability Charts for Simple Earth Slopes, Journal of the Geotechnical Engng. Div., ASCE, Vol.104, No. GT2, pp.267-279.
- COLLIN, A., (1846), (trans.W.Schriever), Landslides in Clay, University of Toronto Press., 1956,
- COTECCHIA, V., (1987), Earthquake - prone Enviroments, In M.G.Anderson, and K.S.Richards Ed., Slope stability, Chichester, John Wiley and Sons, pp.287-329.
- CRAWFORD, C.B., EDEN, W.J., (1967), Stability of Natural Slopes in Sensitive Clay, ASCE, Journal of the Soil Mech. & Foundation Engng. Div., Vol. 93, No.SM4, pp.419-436.
- DADDAZIO, R.P., ETTOUNEY, M.M., SANDLER, I.S., (1987), Nonlinear Dynamic Slope Stability Analysis, Journ. of Geotechnical Engng., ASCE, Vol.113, No.4, pp.285-297.

- DE MELLO, V.B.F., (1977), Reflections on Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dams, Rankine Lecture, Geotechnique, 27, No.3, 279-355.
- D.S.İ. 3. Bölge Md. (1983), Aşağı Sakarya Ovası Hidrojeolojik Etüdü, Eskişehir.
- ECKEL, E.B., (1958), Landslides and Engineering Practice, Highway Research Board, Special rept., 29, 232 pp.
- ERĞİN, K., (1969), 22 Temmuz 1967 Adapazarı-Mudurnu Suyu Vadisi Depremi Üzerine İncelemeler, İ.T.Ü. Maden Fakültesi, Arz Fiziği Enstitüsü Yayınları, No. 27, İstanbul.
- ERGUVANLI, A., (1980), Sivilaşmayı Oluşturan Boşluk Suyu Basıncı Artışları, Doçentlik Tezi, İ.T.Ü., Müh. Mim. Fak. İstanbul.
- EYİDOĞAN, H., (1991), Sismolojik Bulgular Açısından İstanbul'da Deprem Tehlikesi, İstanbul ve Deprem Sempozyumu, TMMOB, s.28-34.
- FELLENIOUS, W., (1936), Calculation of Stability of Earthdams, Transactions, 2nd Congress Large Dams, 4, pp.445-450.
- FENG, X., GUO, A., (1985), Earthquake Landslides in China, Proc. 4th Int. Conf. and Field Workshop on Landslides, Tokyo, Japan, pp.339-347.
- FINN, L.W.D., (1966), Earthquake Stability of Cohesive Slopes, Journal of the Geotechnical Engng. Div., ASCE, Vol.90, No. GT6, pp.1-11.
- GIBSON, R.E., MORGENSTERN, N.R., (1962), A Note on the Stability of Cuttings in Normally Consolidated Clays, Geotechnique 12, No.3, 212-216.
- GRIVAS, D.A., (1979), Probabilistic Evaluation of Safety of Soil Structures, Journal of the Geotechnical Engng. Div., ASCE, Vol.105, No. GT9, pp.1091-1095.
- GRIVAS, D.A., ASAKA, A. A., (1982), Slope Stability Prediction Under Static and Seismic Loads, Journal of the Geotechnical Engng. Div., ASCE, Vol.108, No. GT5, pp.713-729.
- GÜLER, F.E., (1981), Kohezyonlu Zeminlerin Davranışına Boşluk Suyu Basıncının Etkisi, Doktora tezi, İ.T.Ü., Müh. - Mim. Fak. Matbaası. İstanbul.
- HARDIN, B.O., DRNEVICH, V.P., (1972), Shear Modulus and Damping in Soils; Measurements and Parameter Effects, Journal of the Soil Mech. & Foundation Engng. Div., ASCE, Vol.98, No. SM6, pp.603-624.

- HAYASHI, H., ANG, A.S., (1992), Reliability of Cut Slopes Under Seismic Loading, *Soils & Foundations*, Vol.32, No.2, pp.45-56.
- HARR, M.E., (1977), Mechanics of particulate media-A probabilistic approach, McGraw Hill, New York, 381 pp.
- HOEK, E., (1970), Estimating the stability of excavated slopes in open cast mines, *Inst. Min. and Met., Transactions*, 79, pp.109A-132A.
- HOEK, E., BRAY, J.W., (1974), Rock Slope Engineering, Institution of Mining and Metallurgy, London, 309 pp.
- HUTCHINSON, J.N., (1968), Mass Movement, In the *Encyclopedia of Geomorphology*, New York, pp.688- 696.
- IDRISS, I.M., SEED, H.B., (1969), An Analysis of Ground Motion During the 1957 San Francisco Earthquake, *Bull. Seismological Soc. America*, Vol.58(6), pp.2013-2032.
- IDRISS, I.M., DOBRY, R., SINGH, R.D., (1978), Nonlinear Behavior of Soft Clays During Cyclic Loading, *Journal of the Geotechnical Engr. Div., ASCE*, Vol.104, No.GT12, pp.1427-1447.
- ISHIHARA, K., (1980), Strength of Cohesive Soils Under Transient and Cyclic Loading Conditions, *Proc. of 7th World Conf. on Earthquake Engr., State-of-the Art Vol.* pp.159-169, Istanbul.
- ISHIHARA, K., NAKAMURA, S., (1987), Landslides in Mountain Slopes During the Ecuador Earthquake of March, 5, 1987, U.S. - Asia Conference on Engineering for Mitigating Natural Hazards Damage.
- ISHIHARA, K., HSU, H.L., (1986), Consideration for Landslides in Natural Slopes Triggered by Earthquakes, Proc. of JSCE, No.376/III-6, pp.1-15.
- ISHIHARA, K., HAERI, S.M., MOINFAR, A.A., TOWHATA, I., TSUJINO, S., (1992), Geotechnical Aspects of the June, 20, 1990, Manjil Earthquake in Iran, *Soils & Foundations*, Vol.32, No.3, pp. 61-78.
- ISHIHARA, K., ACACIO, A.A., TOWHATA, I., (1993), Liquefaction - induced Ground Damage in Dagupan in the July 16, 1990 Luzon Earthquake, *Soils & Foundations*, Vol.33., No.1, pp.133-154.
- ITO, H., WATANABE, T., (1985), Some Considerations on the Seismic Stability of Large Slopes, by model tests and numerical analysis, 5th. Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, pp.989-995.

- JANBU, N., (1954), Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters, Harvard Soil Mechanics Series, No.46, 811pp.
- JAPAN WORKING GROUP for TC-4 Committee of ISSMFE, Seismic Zoning on Geotechnical Hazards, Draft Report, (1992), Workshop on Seismic Zoning Metodologies for Geotechnical Hazars, Lizbon.
- KANAGAWA Prefectural Government, (1986), Prediction of Seismic Damage in Kaganawa Prefecture.
- KEEFER, D.K., WIECZOREK, G.F., HARP, E.L., TUEL, D.H., (1978), Preliminary Assessment of Seismically Induced Landslide Susceptibility, Proc. of 2nd Inter. Conf. on Microzonation for Safer Construction, Vol.1, pp.279-290.
- KEEFER, D.K., WILSON, R.C., (1989), Predicting Earthquake-induced Landslides with Emphasis on Arid and semi-arid Enviroments, , Publication of the Inland Geological Society, Vol.2, pp.118-149.
- KEZDI, A., (1979), Safety Factors for Different Types of Failure, Proc. of Design Parameters in Geotechnical Engineering, Vol.1, pp.195-198.
- KNIGHT, K., BLIGHT, G.E., (1965), Studies of some effects resulting from the unloading of soils, Proc. 6th. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., 1, pp.339-342.
- KOPPULA, S.D., (1984), Pseudo-Static Analysis of Clay Slopes subjected to Earthquakes, Geotechnique, Vol.34, No.1, pp.71-79.
- KOUTSOFTAS, D.C., (1978), Effects of Cyclic Loads on Undrained Strength of two Marine Clays, Journal of the Geotechnical Engngr. Div., ASCE, Vol.104, No. GT5, pp.608-620.
- LEE, K.L., FOCHT, J.A., (1975), Strength of Clay Subjected to Cyclic Loading, Marine Geotechnology, Vol.1, No.3, pp.165-185.
- LEE, K.L., SEED, H.B., (1967), Dynamic strength of anisotropically consolidated sand, Journ.of Soil Mech. Found. Div. ASCE, 93, SM5, pp.169-190.
- LADD, C.C., FOOTT, R., (1974), New Design Procedure for Stability of Soft Clays, Journal of the Geotechnical Engngr. Div., ASCE, Vol.100, No. GT7, pp.763-785.

- LI, T., (1990), Landslide Management in Mountain Areas of China, International Centre for Integrated Mountain Development, Kathmandu, Nepal, Occasional Paper, 15, 50 p.
- LYSMER, J., (1970), Limit Analysis of Plane Problems in Soil Mechanics, Journal of the Soil Mechanics & Foundation Div., ASCE, Vol.96, No. SM4, pp.1311-1334.
- MAJUMDAR, D. K., (1971), Stability of Soil Slopes Under Horizontal Earthquake Force, Geotechnique 21, No.1, pp.84-89.
- MESRI, G., ABDEL-GHAFFAR, E.M., (1993), Cohesion Intercept in Effective Stress Stability Analysis, Journal of the Geotechnical Engng. Div., ASCE, Vol.119, No. GT8, pp.1229-1249.
- MEYERHOF, G.G., (1984), Safety Factors and Limit States Analysis in Geotechnical Engineering, Can. Geo.J., 21, pp.1-7.
- MORA, S., VAHRSON, (1993), Seismic Zonation on Geotechnical Hazards, TC-4 Committee of ISSMFE, pp.59-60.
- MORGENSTERN, N.R., PRICE, V.E., (1965), The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces, Geotechnique, Vol.15, No.1, pp.79-93.
- MORGENSTERN, N.R., SANGREY, D.A., (1978), Methods of Stability Analysis, Ed. by Schuster, R.L. & Krizek, R.J., Transportation Research Board, Special Report 176, NAS-NRC Publ., 234 p.
- NEWMARK, N.M., (1965), Effectes of Earthquake on Dams and Embankments, Geotechnique 15, No.2, pp.139-160.
- OGAWA, S., SHIBAYAMA, T., YAMAGUCHI, H., (1977), Dynamic Strength of Saturated Cohesive Soil, Proc. 7th Int. Soil Mech. & Found. Engng., Vol.2, pp.103-107.
- ÖZAYDIN, K., (1982), Zemin Dinamiği, Deprem Müh. Türk Milli Komitesi Yayınları, No.1, İstanbul, 168 s.
- ÖZAYDIN, K., ERGUVANLI, A., (1980), The Generation of Pore Pressures in Clayey Soils During Earthquakes, Proc. of 7th. WCEE, İstanbul, Turkey, Vol.3., pp.326-330.
- ÖZÜDOĞRU, K.G., (1979), Önceden Yüklenmiş Killerin Dinamik Davranışı, İ.T.Ü. Doktora Tezi.
- PEACOCK, W.H., SEED, H.B., (1968), Sand liquefaction under loading simple shear conditions, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 94, SM3, pp.689-708.

- PECK, R.B., (1977), The pitfalls of overconservatism in Civil Engng. practice, Civil Engng. ASCE, pp.62-65.
- SANGREY, D.A., HENKEL, D.J., ESRIG, M.I., (1969), The Effecting stress Response of a Saturated Clay Soil to Repeated Loading, Canadian geotech. Journ., vol.6, No.3, pp.241-252.
- SARMA, S.K., (1979), Stability Analysis of Embankments and Slopes, Journal of the Geotechnical Engng. Div., ASCE, Vol.105, No. GT12, pp.1511-1524, 1979.
- SEED, B.H., CHAN, C.K., (1966), Clay Strength under earthquake Loading Conditions, ASCE, Vol. 92, SM2, pp.53-78.
- SEED, B.H., (1968), Landslides during earthquakes due to soil liquefaction, Terzaghi Lecture, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 94, SM5, pp.193-261.
- SEED, B.H., GOODMAN, (1964), R.E., Earthquake Stability of Slopes of Cohesionless Soils, Journal of the Soil Mechanics & Foundation Div., ASCE, Vol. 90, No. SM6, pp.43-73.
- SEED, B.H., (1966), A Method for Earthquake Resistant Design of Earthdams, Journal of the Soil Mechanics & Foundation Div., ASCE, Vol. 92, No. SM1, pp.13-41.
- SEED, B.H., (1967), Slope Stability During Earthquakes, Journal of the Soil Mechanics & Foundation Div., ASCE, Vol. 93, No. SM4, pp.300-324.
- SEED, B.H., MAKDISI, F.I., DE ALBA, P., (1978), Performance of Earthdams During Earthquakes, Journal of the Geotechnical Engng. Div., ASCE, Vol.104, No. GT7, pp.967-993.
- SHARPE, C.F.S., (1938), Landslides and related Phenomena: A study of Mass movements of soil and rock. Columbia Un. Press, New York, 137 pp.
- SITAR, N., CLOUGH, G.W., (1983), Seismic Response of Steep Slopes in Cemented Soils, Journ. of Geo. Engng. Vol. 109, No. 2, pp.210-227.
- SHERIF, M.A., WU, M.J., (1972), Reduction in Soil Strength due to Dynamic Loading, 2nd Int. Conf. on Microzonation, Vol. 2.
- SIYAHİ, B.G., ANSAL, A.M., (1993), Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazard, TC4 of ISSMFE, Japanese Soc. Soil Mech. & Found. Engng., pp.55-57.

- SİYAHİ, B.G., ANSAL, A.M., (1993), Depremlerde Şev Kaymalarına Göre Mikrobölgeleme, 2. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, s.563-572.
- SKEMPTON, A.W., (1948), The Rate of softening of stiff fissured clays with special reference to London clay, Proc. 2nd Int.Conf.Soil Mech. Foun.Engng., 2, pp.50-53.
- SKEMPTON, A.W., DELORY, F.A., (1957), Stability of natural slopes in London clay, Proc.4th Int.Con.on Soil Mech. Found. Engng., London,2, pp.378-381.
- SKEMPTON, A.W., (1964), Long-term Stability of Clay Slopes, Rankine Lecture, Geotechnique, 14, pp.77-101.
- SKEMPTON, A.W., HUTCHINSON, J.N., (1969), Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations, Proc., 7th International Conf. on Soil Mech. and Foundation Engng., Mexico City, State-of -the art Vol., pp.291-340.
- SOWERS, G. B., SOWERS, G. F., (1970) Introductory Soil Mechanics and Foundations, Mc Millan, New York, 3rd. edition, 556 pp.
- TAMURA, T., (1978) An Analysis of the Relationship between the Areal Distribution of Earthquake-induced Landslides and Earthquake Magnitude, Geographical Review of Japan, 51-8, pp.662-672.
- TAYLOR, D.W., (1937) Stability of Earth Slopes, Boston Soc. Civ. Engrs. 24, 337-386.
- TAYLOR, D.W., (1948) Fundamentals of Soil Mechanics, Wiley, New York, 700 pp.
- TAYLOR, P. W., BACCHUS, D.R., (1969) Dynamic cyclic strain tests on a clay, Proc.7th.Int.Conf.on Soil Mech.Found.Engng., Mexico, pp401-409.
- TERZAGHI, K., (1936) Stability of slopes of natural clay, Proc. 1st Int. Conf.Soil Mech. Found. Engng., Harvard, 1, pp.161-165.
- TERZAGHI, K., (1950) Mechanics of Landslides, Application of geology to Engng. Practice, Geol. Soc.Am., Berkeley vol., Harvard Soil Mechanic Series, pp.85-123
- TERZAGHI, K., PECK, R. B., (1967) Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley, New York, 729 pp.

- THIERS, G.R, SEED, H.B., (1969) Strength and Stress-Strain Characteristics of Clays Subjected to Seismic Loading Conditions, Special Technical Publication No.450, American Society for Testing and Materials, pp.3-56.
- TURNBULL, W.J., HVORSLEV, W., (1967) Special Problems in Slope Stability, J.Soil Mech.Found.Engng.,ASCE, 93, SM4, pp.499-528.
- VARNES, D.J., (1958) Landslides Types and Processes, Landslides, and Engineering Practice, Ed. by E.B.Eckel, Highway Research Board, Special Report 29, NAS-NRC Publ., 4-5, 232 p.
- VARNES, D.J., (1978) Slope Movement Types and Processes, Ed. by Schuster, R.L. & Krizek, R.J., Transportation Research Board, Special Report 176, NAS-NRC Publ., 234 p.
- WILSON, N.E., GREENWOOD, J.R., (1974) Pore Pressures and Strains after Repeated Loading of Saturated Clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol.11, pp.269-277.
- WHITMAN, R.V., BAILEY, W.A., (1967) Use of Computers for Slope Stability Analysis, Journal of Soil Mechanics and Foundation Div., Vol.93, No.SM4, pp.475-498.
- WU, T.H., KRAFT, L.M., (1970) Seismic Safety of Earthdams, Journal of the Soil Mechanics & Foundation Div., ASCE, Vol. 96, No. SM6, pp.1987-2006.
- YASUDA, S., SUGITANI, T., (1988) Case Histories of Slope Failure during Past Earthquakes in Japan, Proc. of the 23th JSSMFE, pp.891-892.
- YASUHARA, K., YAMANOUCHI, T., HIRAO, K., (1982) Cyclic Strength and Deformation of Normally Consolidated Clays, Soils & Foundations, Vol.22, No.3, pp.77-90.
- YILMAZ, T., GÖZÜBOL, A.M., TÜYSÜZ, O., YİĞİTBAŞ, E., (1981) Abant (Bolu) Dokurcun (Sakarya) arasında Kuzey Anadolu Fay Zonunun Kuzey ve Güneyinde Kalan Tektonik Birliklerin Jeolojik Evrimi, İstanbul Üniversitesi, Yerbilimleri Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü Raporu.
- YILDIRIM, H., (1987), Farklı Tekrarlı Yükleme Biçimleri Altında Killerin Dinamik Davranışları, Doktora Tezi, İ.T.Ü., İnşaat Fakültesi, s:143.
- ZARUBA, O., MENCL, V., (1969) Landslides and Their Control, Elsevier, New York, and Academia, Prague, 205 pp.

EKLER

EK. A. Kanagawa Yönteminin Adapazarı Köylerine Uygulanması

EK. B. Mora Yönteminin Adapazarı Köylerine Uygulanması

EK. C. Önerilen Yönteminin Adapazarı Köylerine Uygulanması



EK. A. Kanagawa Yönteminin Adapazarı Bölgesine Uygulanması

Tablo-A.1. Çakıroğlu Köyü, M = 7

KANAG YÖNTE		ÇAKIROĞLU KÖ		DÖNÜŞ SÜRESİ		200 YIL		M =7.0
KARE N	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W
1	1.004	0	0	0	0.71	0	0.184	1.898
2	1.004	0	0	0	0.71	0	0.184	1.898
3	1.004	0	0.591	0.169	0	0	0.151	1.915
4	1.004	0	0.591	0.169	0	0	0.151	1.915
5	1.004	0	0.55	0	0	0	0.184	1.738
6	1.004	0	0.591	0.169	0	0	0.184	1.948
7	1.004	0	0.591	0.169	0.71	0	0.184	2.658
8	1.004	0	0.55	0	0.71	0	0.184	2.448
9	1.004	0	0.55	0	0.71	0	0.184	2.448
10	1.004	0	0.55	0	0.71	0	0.184	2.448
11	1.004	0	0.591	0.169	0	0	0.151	1.915
12	1.004	0	0.591	0.169	0	0	0.151	1.915
13	1.004	0.071	0.591	0.169	0	0	0.151	1.986
14	1.004	0.071	0.55	0.169	0	0	0.207	2.001
15	1.004	0.071	0.591	0.169	0	0	0.151	1.986
16	1.004	0	0.591	0.169	0	0	0.151	1.915
17	1.004	0	0.591	0.169	0	0	0.184	1.948
18	1.004	0.071	0.591	0.169	0	0	0.184	2.019
19	1.004	0.071	0.55	0.169	0	0	0.151	1.945
20	1.004	0	0.591	0.169	0	0	0.207	1.971

Tablo-A.2. Yarbaşı Köyü, M = 7

KANAG YÖNTE YARBAŞ KÖYÜ

KARE N	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W
1	1.004	0	0.814	0	0.71	0	0.151	2.679
2	1.004	0	0.591	0	0.71	0	0.184	2.489
3	1.004	0	0.814	0	0	0	0	1.818
4	1.004	0	0.55	0	0	0	0.184	1.738
5	1.004	0	0.591	0	0.71	0	0.184	2.489
6	1.004	0	0.591	0	0.71	0	0	2.305
7	1.004	0	0.814	0	0	0	0.151	1.969
8	1.004	0	0.814	0	0	0	0.151	1.969
9	1.004	0.071	0.591	0	0	0	0	1.666
10	1.004	0	0.591	0	0	0	0	1.595
11	1.004	0	0.55	0	0	0	0.151	1.705
12	1.004	0.071	0.591	0	0	0	0.151	1.817
13	1.004	0	0.591	0	0	0	0	1.595
14	1.004	0.071	1.431	0.169	0	0	0.207	2.882
15	1.004	0	1.431	0.169	0	0	0.184	2.788
16	1.004	0	0.814	0	0.238	0	0.184	2.24
17	1.004	0	0.55	0	0	0	0.151	1.705
18	1.004	0	0.591	0	0	0	0.184	1.779
19	1.004	0.071	0.591	0	0	0	0.184	1.85
20	1.004	0.071	0.55	0	0	0	0.184	1.809

Tablo-A.2. Akyokuş Köyü, M = 7

KANAG YÖNTE AKYOK KÖYÜ

KAREN	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W
1	1.004	0	0.591	0	0.71	0	0.151	2.456
2	1.004	0	0.591	0	0.71	0	0.151	2.456
3	1.004	0	0.814	0	0	0	0.184	2.002
4	1.004	0	0.814	0	0	0	0.184	2.002
5	1.004	0	0.814	0	0.71	0	0	2.528
6	1.004	0	0.814	0	0.71	0	0.184	2.712
7	1.004	0	0.55	0	0	0	0.151	1.705
8	1.004	0.071	0.591	0	0	0	0.184	1.85
9	1.004	0	0.591	0	0.71	0	0.184	2.489
10	1.004	0	0.591	0	0.71	0	0.184	2.489
11	1.004	0	0.814	0	0	0	0.151	1.969
12	1.004	0	0.814	0	0	0	0.151	1.969
13	1.004	0	0.591	0	0	0	0.184	1.779
14	1.004	0.071	0.591	0	0	0	0.184	1.85
15	1.004	0.071	0.591	0	0	0	0.151	1.817
16	1.004	0	0.591	0	0	0	0.151	1.746
17	1.004	0	1.431	0	0	0	0.151	2.586
18	1.004	0	1.431	0	0	0	0.151	2.586
19	1.004	0	0.814	0	0	0	0.151	1.969
20	1.004	0	0.591	0	0	0	0.151	1.746

EK. B. Mora yönteminin Adapazarı Bölgesine Uygulanması

Tablo- B.1.Akyokuş ve Çakıroğlu Köyleri

MORA VAHRS YÖNTE

AKYOK KÖYÜ

KARE N	Sr	Sl	Sh	Ts	Tp	Hl	Tehlike d
1	3	3	4	7	3	360	4
2	3	3	4	7	3	360	4
3	3	3	4	7	3	360	4
4	3	3	4	7	3	360	4
5	3	3	4	7	3	360	4
6	4	3	4	7	3	480	4
7	4	3	4	7	3	480	4
8	4	3	4	7	3	480	4
9	4	3	4	7	3	480	4

MORA VAHRS YÖNTE

ÇAKIRO KÖYÜ

KARE N	Sr	Sl	Sh	Ts	Tp	Hl	Tehlike d
1	2	5	3	7	3	300	4
2	2	5	3	7	3	300	4
3	1	5	3	7	3	150	3
4	1	2	3	7	3	60	3
5	2	2	3	7	3	120	3
6	3	2	3	7	3	180	4
7	2	2	3	7	3	120	3
8	2	2	3	7	3	120	3
9	2	2	3	7	3	120	3

Tablo- B.2. Yarbaşı Köyü

MORA VAHRS YÖNTE

YARBAŞ KÖYÜ

KARE N	Sr	Sl	Sh	Ts	Tp	Hl	Tehlike d
1	2	5	3	7	3	300	4
2	3	5	3	7	3	450	4
3	1	5	3	7	3	150	3
4	2	3	3	7	3	180	4
5	3	3	3	7	3	270	4
6	2	3	3	7	3	180	4
7	2	3	3	7	3	180	4
8	1	3	3	7	3	90	3
9	2	3	3	7	3	180	4

EK.C. Önerilen Yöntemin Adapazarı Bölgesine Uygulanması

Tablo-C.1. Çakıroğlu Köyü, 200 yıl dönüşüm süresi

**ÇAKIRO KÖYÜ DS=200 yıl
M=6.9**

Kare No	Şev açısı	Phi	0.3g	N1	GS
1	13	30	0.3	4	2.309
2	18	30	0.3	3.5	2.021
3	14	30	0.3	4	2.309
4	20	30	0.3	3.1	1.790
5	19	30	0.3	3	1.732
6	16	30	0.3	3.5	2.021
7	18	20	0.3	3.5	1.274
8	14	20	0.3	4	1.456
9	13	20	0.3	4	1.456
10	16	20	0.3	3.6	1.310
11	24	20	0.3	3.4	1.237
12	23	20	0.3	3.4	1.237
13	17	20	0.3	3.5	1.274
14	16	20	0.3	3.5	1.274
15	20	20	0.3	3.1	1.128
16	18	20	0.3	3.6	1.310
17	20	20	0.3	3.1	1.128
18	22	20	0.3	3.4	1.237
19	15	30	0.3	3.8	2.194
20	23	30	0.3	3.5	2.021
21	18	30	0.3	3.6	2.078
22	19	30	0.3	3.6	2.078
23	20	30	0.3	3.5	2.021
24	19	30	0.3	3.5	2.021

Tablo-C.2. Çakıroğlu Köyü, 500 yıl dönüşüm süresi

ÇAKIRO KÖYÜ DS=500 yıl
M=7.8

Kare No	Şev açısı	Phi	0.5g	N1	GS
1	13	30	0.5	2.65	1.530
2	18	30	0.5	2.3	1.328
3	14	30	0.5	2.6	1.501
4	20	30	0.5	2.2	1.270
5	19	30	0.5	2.25	1.299
6	16	30	0.5	2.4	1.386
7	18	20	0.5	2.3	0.837
8	14	20	0.5	2.6	0.946
9	13	20	0.5	2.7	0.983
10	16	20	0.5	2.4	0.874
11	24	20	0.5	2.1	0.764
12	23	20	0.5	2.105	0.766
13	17	20	0.5	2.3	0.837
14	16	20	0.5	2.4	0.874
15	20	20	0.5	2.2	0.801
16	18	20	0.5	2.3	0.837
17	20	20	0.5	2.2	0.801
18	22	20	0.5	2.18	0.793
19	15	30	0.5	2.5	1.443
20	23	30	0.5	2.17	1.253
21	18	30	0.5	2.3	1.328
22	19	30	0.5	2.18	1.259
23	20	30	0.5	2.2	1.270
24	19	30	0.5	2.18	1.259

Tablo-C.3. Akyokuş Köyü, 200 yıl dönüşüm süresi

AKYOK KÖYÜ DS=200 yıl
M=6.9

Kare No	Şev açısı	Phi	0.3g	N1	GS
1	15	30	0.3	3.8	2.194
2	14	30	0.3	3.9	2.252
3	12	30	0.3	4	2.309
4	17	30	0.3	3.6	2.078
5	17	30	0.3	3.6	2.078
6	24	30	0.3	3	1.732
7	26	20	0.3	3	1.092
8	30	20	0.3	2.9	1.056
9	17	20	0.3	3.6	1.310
10	17	20	0.3	3.6	1.310
11	14	20	0.3	3.9	1.419
12	30	20	0.3	2.9	1.056
13	19	20	0.3	3.5	1.274
14	24	20	0.3	3	1.092
15	24	20	0.3	3	1.092
16	27	20	0.3	3	1.092
17	28	20	0.3	2.9	1.056
18	30	20	0.3	2.9	1.056
19	30	30	0.3	2.9	1.674
20	30	30	0.3	2.9	1.674
21	34	30	0.3	2.8	1.617
22	36	30	0.3	2.8	1.617
23	31	30	0.3	2.8	1.617
24	38	30	0.3	2.7	1.559

Tablo-C.4. Akyokuş Köyü, 500 yıl dönüşüm süresi

AKYOK KÖYÜ DS=500 yıl
M=7.8

Kare No	Şev açısı	Phi	0.5g	N1	GS
1	15	30	0.5	3.8	2.194
2	14	30	0.5	3.9	2.252
3	12	30	0.5	4	2.309
4	17	30	0.5	3.6	2.078
5	17	30	0.5	3.6	2.078
6	24	30	0.5	3	1.732
7	26	20	0.5	3	1.092
8	30	20	0.5	2.9	1.056
9	17	20	0.5	3.6	1.310
10	17	20	0.5	3.6	1.310
11	14	20	0.5	3.9	1.419
12	30	20	0.5	2.9	1.056
13	19	20	0.5	3.5	1.274
14	24	20	0.5	3	1.092
15	24	20	0.5	3	1.092
16	27	20	0.5	3	1.092
17	28	20	0.5	2.9	1.056
18	30	20	0.5	2.9	1.056
19	30	30	0.5	2.9	1.674
20	30	30	0.5	2.9	1.674
21	34	30	0.5	2.8	1.617
22	36	30	0.5	2.8	1.617
23	31	30	0.5	2.8	1.617
24	38	30	0.5	2.7	1.559

Tablo-C.5. Yarbaşı Köyü, 200 yıl dönüşüm süresi

Önerilen Yöntemin Uygulaması
 YARBA KÖYÜ DS=200 yıl
 M=6.9

Kare No	Şev açısı	Phi	0.3g	N1	GS
1	22	30	0.3	3.2	1.848
2	16	30	0.3	3.4	1.963
3	40	30	0.3	2.8	1.617
4	36	30	0.3	2.9	1.674
5	39	30	0.3	2.8	1.617
6	18	30	0.3	3.5	2.021
7	23	30	0.3	3.1	1.790
8	47	30	0.3	2.3	1.328
9	47	30	0.3	2.3	1.328
10	48	30	0.3	2.3	1.328
11	13	30	0.3	4	2.309
12	11	30	0.3	4.2	2.425
13	18	30	0.3	3.5	2.021
14	23	30	0.3	3.2	1.848
15	36	30	0.3	2.9	1.674
16	15	30	0.3	3.6	2.078
17	17	30	0.3	3.5	2.021
18	16	30	0.3	3.5	2.021
19	38	30	0.3	2.8	1.617
20	28	30	0.3	2.9	1.674
21	30	30	0.3	2.9	1.674
22	16	30	0.3	3.5	2.021
23	10	30	0.3	4.2	2.425
24	10	30	0.3	4.2	2.425

Tablo-C.6. Yarbaşı Köyü, 500 yıl dönüşüm süresi

Önerilen Yöntemi Uygulaması
YARBA KÖYÜ DS=500 yıl
M=7.8

Kare No	Şev açısı	Phi	0.5g	N1	GS
1	22	30	0.5	2.2	1.270
2	16	30	0.5	2.5	1.443
3	40	30	0.5	1.9	1.097
4	36	30	0.5	2	1.155
5	39	30	0.5	1.9	1.097
6	18	30	0.5	2.3	1.328
7	23	30	0.5	2.15	1.241
8	47	30	0.5	1.8	1.039
9	47	30	0.5	1.8	1.039
10	48	30	0.5	1.075	0.621
11	13	30	0.5	2.4	1.386
12	11	30	0.5	2.9	1.674
13	18	30	0.5	2.3	1.328
14	23	30	0.5	2.105	1.215
15	36	30	0.5	2	1.155
16	15	30	0.5	2.5	1.443
17	17	30	0.5	2.4	1.386
18	16	30	0.5	2.4	1.386
19	38	30	0.5	1.9	1.097
20	28	30	0.5	2.05	1.184
21	30	30	0.5	2.05	1.184
22	16	30	0.5	2.4	1.386
23	10	30	0.5	3	1.732
24	10	30	0.5	3	1.732

ÖZGEÇMİŞ

1961 yılında Eskişehir’ de doğan Bilge Siyahi, ilk, orta ve lise eğitimini Eskişehir’ de tamamladı. 1982 yılında Anadolu Üniversitesi İnşaat Mühendisliğinden mezun oldu. 1984 yılında Anadolu Üniversitesi İnşaat Bölümünde araştırma görevlisi olarak çalışmaya başladı. Aynı bölümde 1986 yılında Yapı Anabilim Dalında yüksek lisans çalışmasını tamamladı. 1988 yılında İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Geoteknik Anabilim Dalında doktora çalışmalarına başladı. Kendisi Halen Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, Müh. Mim. Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümünde Öğretim Görevlisi olarak Zemin Mekaniği ve Temel İnşaatı derslerini yürütmektedir.

