

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ * FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

39547

**DEPREM YÜKLERİ ALTINDAKİ KARGİR ve BETONARME
İSTİNAT DUVARLARININ RİSK ve MALİYET ANALİZİ**

**T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMAN TAYIN MERKEZİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Ahmet ŞAHİN

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 10 Ocak 1994

Tezin Savunulduğu Tarih : 17 Ocak 1994

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Atilla ANSAL

Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Remzi ÜLKER

Prof. Dr. Kemal ÖZÜDOĞRU

OCAK 1994

ÖNSÖZ

Bu çalışma da ağırlık tipi yığma istinat duvarlarının deprem karşı davranışları araştırılmış ve güvenilirlik ve maliyet açısından en uygun durumları bulunmaya çalışılmıştır.

Hesaplar kohezyonsuz kuru kum zemin üzerine inşa edilen değişik yükseklik ve taban genişliklerinde istinat duvarları hakkında yapılmıştır.

Bu tezin hazırlanmasında teşvik ve yardımlarını benden esirgemeyen Sayın Hocam Prof.Dr. Atilla M. ANSAL'a teşekkürü bir borç bilirim.

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ.....	i
ÖZET.....	ii
SUMMARY.....	iii
ŞEKİLLERİN LİSTESİ.....	iv
TABLoların LİSTESİ.....	viii
NOTASYON.....	ix
 BÖLÜM 1.GİRİŞ.....	 1
 BÖLÜM 2. DUVAR TIPLERİ	 3
2.1 Kategoriler.....	3
2.1.1 Kütle İstinat Duvarları	3
2.1.2 Kütle Olmayan İstinat Duvarlar.....	3
2.2 Rijit Beton Kütle Duvarlar	4
2.2.1 Sade Betondan Yapılmış Basit Kütle Duvarlar.....	4
2.2.2 Yarı Kütle Duvarlar.....	4
2.2.3 Betonarme Konsol Duvarlar.....	6
2.2.4 Payandalı Duvarlar.....	6
2.3 Bükülebilir Kütle Duvarlar.....	6
2.3.1 Kaya Dolgulu Butresler.....	6
2.3.2 Metal sandık tipi Duvarlar.....	6
2.3.3 Kafes tipi Duvarlar.....	7
2.3.4 Donatılı Zemin Duvarlar.....	7
2.4 Ankrajlı Duvarlar.....	8
2.4.1 Ankrajlı Beton Perde Duvarlar.....	8
2.4.2 Çelik Palplanş Duvarlar.....	9
 BÖLÜM 3. TOPRAK BASINÇLARI.....	 10
3.1 Rijit Bir Duvara Etkiyen Kuvvetler.....	10
3.2 Toprak Basıncı Gerilme Durumları.....	11
3.3 Toprak Basıncı Faktörleri.....	11
3.4 Mukavemet Parametreleri Seçimi	13
3.5 Sızma Kuvvetleri	14
3.6.Rankine kavramları.....	14
3.6.1 Varsayımlar.....	14
3.6.2 Toplam Yatay Toprak Basıncı : Basit Durum.....	15

3.6.3 Eğimli Dolgular, Sürşarj, Su altında olma ve Kohezyonlu Zeminler	16
3.7 Coulomb ve kama kavramı.....	17
3.8 Deprem anında istinat duvarının hareketi.....	19
3.9 Coulomb teorisinin modifikasyonu.....	22
3.10 C ve ϕ değerleri olan zeminlerin analitik çözümü	24
 BÖLÜM 4. KÜTLE İSTİNAT DUVARLARI HAKKINDA BUGÜNE KADAR YAPILAN ÇALIŞMALAR	30
4.1 Mononobe-Okabe denklemi	30
4.2 Zemin basınçları ile ilgili diğer sonuçlar....	33
4.2.1 Rijit (non-yielding) Duvarlar.....	33
4.2.2 Dinamik Su Basıncı.....	34
4.3 Kütle duvarın dinamik davranışı.....	35
4.3.1 Kütle Duvarın Dışarıya Doğru Kayması.....	35
4.3.2 Coulomb Kamasının Hareket ve Distorsiyonu.....	35
4.3.3 Dolgunun Deformasyon Özelliği	37
4.3.4 Kalıcı Kuvvetler.....	38
4.3.5 Eğilen Duvarlar (Tilting Walls).....	39
4.3.5.a Andersen'in Eğilen Duvar Deneyleri....	39
4.3.6 Basit Teorik Modellerden alınan Sonuçlar..	42
4.3.7 Kayma ve Eğilme Birlikte	43
4.4 İzin verilebilir sürekli deplasman için tasarım.....	44
4.4.1 Tasarım İvmelerinin Seçilmesi.....	45
4.4.2 Güvenlik Katsayısının Seçimi	48
4.4.3 Eğilme Etkisi.....	48
4.5 Diğer toprak tutan yapılar.....	53
 BÖLÜM 5. YÜKSEKLİK, SİSMİK KATSAYI, SÜRŞARJ ve DOLGU BİRİM HACİM AĞIRLIĞININ GÜVENLİK SAYISINA ETKİSİ.....	57
5.1 Yüksekliğin Güvenlik Sayısına Etkisi.....	62
5.2 Sismik Katsayının Güvenlik Sayısına Etkisi....	62
5.3 Sürşarjın Güvenlik Sayısına Etkisi.....	65
5.4 Zemin Tabii Birim Hacim Ağırlığının Güvenlik Sayısına Etkisi.....	65
5.5 Sonuç.....	68

BÖLÜM 6. KÜTLE İSTİNAT DUVARLARINDA ϕ ve α_h DEĞERLERİNE GÖRE RİSK ve MALİYET ANALİZİ.....	69
6.1 Kargir İstinat Duvarlarının Risk ve Maliyet Hesapları.....	71
6.2 Betonarme İstinat Duvarlarının Risk ve Maliyet Hesapları.....	82
6.3 Kargir ve Betonarme İstinat Duvarlarının Karşılaştırılması.....	89
BÖLÜM 7. SONUÇLAR.....	94
KAYNAKLAR.....	97
EKLER.....	101
ÖZGEÇMİŞ.....	118



ÖZET

Bu çalışmada, kütle istinat duvarlarının depreme göre tasarımında güvenlik katsayısına etki eden faktörler araştırılmıştır. Bunlardan en etkin iki tanesi, "zemin içsel sürtünme açısı" ve "sismik katsayı" esas alınarak göçme riski analizi yapılmıştır. Bu analizin amacı, zemin özelliklerinin değişkenliğini gözönüne alarak istatistik ve olasılık hesap yöntemleri yardımıyla güvenlik katsayıları ile göçme riskleri arasındaki bağıntıyı bulmaktır. Böyle bir bağıntı yardımıyla yükseltilmesini istediğimiz duvarların stabilitesini hesaplarken, bir maliyet ve göçme riski analizi yaparak en uygun çözüm bulunur. Göçme riski analizi değişik yükseklikler için tekrarlanarak, duvar yüksekliğinin tasarımdaki yeri ve güvenlik katsayısına etkisi gösterilmiştir. Ayrıca kütle istinat duvarları hakkında günümüze kadar yapılmış olan araştırma ve deneyler sunulmuştur. Etkiyen kuvvetler Mononobe-Okabe denklemleri ile hesaplanmış ve sadece devrilmeye karşı tahkik yapılmıştır. Taban eksantrisitesi tüm hesaplamalarda göz önünde bulundurulmuştur. Risk analizinde değişkenlerin dağılımlarının Normal (Gauss) Dağılıma uyduğu kabul edilmiştir.

SUMMARY

GRAVITY RETAINING WALLS

A retaining wall is a wall that provides lateral support for a vertical slope of soil. It is a common structure used in many construction projects and design. The most common types of retaining wall can be classified as follows:

1. Gravity retaining walls
2. Semigravity retaining walls
3. Cantilever retaining walls
4. Counterfort retaining walls

Gravity retaining walls are the most common types providing slope retention by their weight that consist of a concrete mass, concrete in combination with soil weight, or the weight of an earth alone. They are classified as rigid or flexible, but all are free to deflect at the top, thereby mobilizing active earth pressure.

Non-gravity walls are restrained from movement and include basement walls, many bridge abutments and anchored walls. Anchored concrete curtain walls are installed in a manner which provides slope retention during construction.

Soil reinforcement wall systems include bored piles (bored piers) and "root piles" which have special application.

Concrete gravity walls normally provide moderately high capacities, but assurance that the potential failure surface will fall within a free draining granular backfill (the most desirable condition) may require a substantial volume of excavation and backfill. In any event, positive drainage must be provided and there is always the possibility that drain holes will clog, the prevention of which requires periodic maintenance. Types of gravity retaining walls, their common proportions and load diagrams are given in the following sections.

Semigravity walls contain a small amount of steel to reduce concrete volume and provide capacity for greater heights. They have constructed to 32 meters.

Cantilever walls of reinforced concrete are generally economical for heights in order of about 8 meter because of the necessity to provide adequate strength in the stem-to-base connection. The weight of the earth acting on the heel

is added to the concrete weight to provide resistance against active thrust. These walls often are designed for K_0 earth pressures rather than K_1 because the amount of bending required to cause K_1 to act may cause wall cracking, especially where the wall is supported by strong foundation materials.

Counterfort walls are cantilever walls strengthened with counterforts which are generally more economical when heights greater than 8 to 12 m. are required. Proportions are similar to those of the cantilever wall, and the counterforts are spaced at $1/2$ to $2/3$ H., depending on wall heights. For walls greater than $H=10$ m., spacing may be in the order of $1/2$ H added resistance against over turning and sliding may be obtained by installing anchors through the base.

Buttress walls are often similar to counterfort walls except that the vertical braces are placed on the wall face rather than along the back.

Flexible gravity walls are often economical where earth pressures are not great, although reinforced earth walls can be constructed to have high capacity. Flexible walls have the inherent advantages of providing positive slope drainage and a tolerance to settlement.

A rock-filled buttress normally is constructed of large pieces of rock rubble, although compacted mass of earth have been used to stabilize moving slopes where space at the toe permits.

Gabion walls are constructed by filling wire baskets about 50 cm. on a side, with broken stone in order of 10 to 15 cm across. Retention is obtained from stone weight and its interlocking and frictional strength. The wall face is battered at about 6 degrees from the vertical and the maximum height is in order of 10 meter. They are constructed either with a stepped face or a stepped back.

Crib walls, constructed by forming interconnected boxes from timber, precast concrete, or metal members and a filling the boxes with crushed stone or other coarse granular materials, are commonly used with compacted embankments on the level ground. Precast members usually are in the order of 2 m in length and the wall height is limited to an amount equal to twice the member length. Wall heights are increased by doubling box sections in depth, but high walls are very sensitive to transfers differential settlements and the weakness of cross members precludes support of high surcharge loads. The section resisting overturning is taken as a rectangle of dimension H x B.

Reinforced earth walls are constructed of a compacted backfill into which strips or ties, usually of galvanized steel are embedded to absorb tensile forces developing in the fill. The strips are attached to a thin outer skin to

retain the face, which often made of precast concrete panels for durability aesthetic reasons, and must have sufficient strength at all points, including connections, to resist lateral earth pressures. Ties must also be of adequate length and width to develop sufficient soil-tie friction. Lengths are usually 0.8 to 1.2 times the structure heights, and to mobilize adequate friction requires backfill materials with a minimum internal friction angle of 25 degrees and a maximum of 25% passing the no.200 sieve. Heights to 15 m or more are not uncommon.

Anchored concrete curtain walls consist of a thin "curtain" of reinforced concrete in the order of 20 to 30 cm. thick, which is constructed from the top down as the slope is cut in benches, and tied back with anchors penetrating into strong materials. They may also be constructed in the same manner as a normal wall and backfilled. They are useful for deep cuts where high retention capacity is required, open excavations for structures, retentions of sidehill fills, and retention of embankments. Construction from the top down is major advantage since the slope is always provided with support, whereas with gravity walls excavation into a slope for construction from the bottom up leaves the slope unsupported unless a bracing system or some other means of support is provided. Another advantage is that capacity can be increased even after the wall is completed by the installation of additional anchors.

Anchored precast concrete panels are a recent innovation. They are installed along benches in a slope cut steeply and they are readily conformed to curved slopes.

Steel sheet-pile walls are formed by driving steel sheet into a slope or excavation and tying the sheets back with anchors. They are seldom used for sidehills slope retention because of their tendency to deflect and corrode and their relatively high costs.

The satisfactory performance of a retaining structure requires adequate resistance to lateral forces and, in many cases, limited deformations. At times such structures must also serve as water barriers. In all categories of retaining structures there are a number of choices, and the selection is based on economic comparisons. In the selection process, evaluations are made of geologic conditions, the nature of the overall construction program, and the propose of retaining structure. The last two factors influence the height of the retaining structure and whether it must function as a water barrier. They also effect the lateral forces to be contained; the desired lifespan, which affects the type of materials to be selected for the retention system; and the deflection tolerances, which affect the system's rigidity. The following is general review of some of the more important evaluation factors.

As with all planned construction, a thorough and comprehensive geotechnical investigation is required to define soil, rock, and ground water conditions. Detailed ground topography is very important for soil-slope retention design, and information on conditions at the bottom of the body of water is necessary for the design of waterfront structures.

Slope retention is addressed in a manner similar to that employed in any slope stability problem with particular attention given to the base support of the structure, to seepage forces, and in some cases to the stability of the immediate area behind the wall as well as to the overall stability of the slope. In most cases of gravity wall, however, a portion of the slope is excavated and replaced with a free-draining granular material which significantly reduces the problem of determining the lateral forces to be resisted.

For the case of open excavations in particular, detailed information on soil stratification is required to permit accurate assessment of potential seepage flows into the excavation. In addition to the lateral forces to be contained, assessment of the stability of the excavation bottom is required, particularly where the soils are soft clays. Open excavations in rock masses may encounter high residual stresses, and these need to be defined.

With waterfront structures, the more difficult problems to be evaluated arise from the common condition of soft organic or clay soils. The strength and compressibility of these materials require close definition.

The forces to be resisted by a retaining structure are imposed by lateral earth pressures for the most part, although many retaining structures support a vertical load in addition to their own weight. The lateral forces result not only from the earth mass or water body to be contained, but in case of earth support the forces may be increased by some form of surcharge loading behind the structure such as from fills, railways, crane loads, or existing building foundations. In addition to backfill loads, waterfront structures are subjected to current, wave, and ice forces. Since the distribution of the lateral forces relates to a number of factors, such as wall flexibility, the forces are not determined until a retaining system is selected.

Prior to analysis of lateral earth pressures, a tentative retaining system is selected and dimensioned based on consideration of such factors as the purpose and general capacity of the wall and whether it is to be permanent or temporary, impervious or pervious, flexible or rigid, and deflectable or nondeflectable. Required structure capacity is determined primarily by wall height and the magnitude of the forces to be retained. Wall deflectibility relates primarily to the problem of

potential backslope subsidence and the subsequent settlement of structures located in the area behind the wall. This problem is common during the construction of many open excavations in urban areas.

The magnitude of the earth pressures imposed against the structure relates to the soil type to be retained, groundwater conditions, and whether or not the wall will be subject to displacement. Basement walls, for example, undergo essentially no movement upon completion of construction, and design is based on at-rest pressures. Most other walls will undergo at least a slight deflection and design is based on active earth pressures or in some cases, such as anchored bulkheads, on active and passive earth pressures. Wall flexibility controls the distribution of the earth pressures and determines whether evaluations may be based on classical theory or on empirical relationships.

Gravity retaining walls also require evaluation against sliding, overturning, and base bearing capacity failure and settlement. Open excavations require evaluation of potential bottom failures by heave or piping, or possible foundation failure, as well as overturning. Waterfront structures may require evaluation of foundation support, sliding, or overturning, depending on the type of structure purpose.

Once earth pressures are determined, wall to retain soil slopes may be designed with adequate weight to resist the lateral forces or they may employ anchors. The wall itself will require a section of adequate thickness or reinforcing to provide resistance against bending and shear. walls for open excavations and some waterfront structures will require a section modulus adequate to resist the bending that results from the lateral earth pressures. All supports are designed to resist the necessary reactions. Pile foundations may be provided beneath some slope retaining walls and bridge abutments, for example, and are an integral part of relieving platforms.

In general, walls to retain sidehill cuts are designed with positive drainage; temporary wall, such as those for open excavations, may permit some drainage, but it is controlled to within tolerable limits. Permanent walls for building basement are designed to be impermeable.

Construction of a retaining system requires particularly close attention to details. If a wall retains a sidehill slope, slope stability during construction must be maintained, and the installation of an adequate system to provide permanent wall drainage is an important consideration. In open excavations, the construction method used and the sequence of operations play a major role in the distribution of earth pressures, which can vary substantially from those calculated for the design. They

also are a major cause of excessive backslope subsidence resulting commonly from loss of ground due to inadequate seepage control or excessive wall deflection. Monitoring of wall performance during construction is an important consideration and permits economical contingency designs. With waterfront structures, the sequence of construction operations plays a significant role. For example, the removal of soft organic soils prior to wall construction reduces substantially the forces to be retained, as does backfilling from the seaward side toward the land, rather than the reverse.

In this study, the factors affecting the safety factor in the seismic design of gravity retaining walls are investigated. Failure risk analysis is carried out based on the most effective two parameters; "angle of shear strength" and "seismic coefficient". The scope of this analysis is to find the relationship between safety factor and failure risk considering the variation of soil properties by statistical and probabilistic calculation methods. While investigating the stability of the wall with respect to increasing height based on such relationship, the optimum solution is derived by performing a cost and failure risk analysis. Repeating the risk analysis for various wall heights, the role of wall height in design and its effect on safety factor is shown. The research and experiments conducted so far about gravity walls are presented. The acting forces are determined by the Mononobe-Okabe equation and the investigation is carried out only against overturning. Base eccentricity is considered in all cases. The distribution of those independent variables is assumed to be Normal (Gauss) Distribution.

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1 Kütle Olmayan İstinat Duvarları	3
Şekil 2.2 Granüler ve İyi Drenajlı Zeminlerde Aktif Toprak Basıncı İçin Gerekli Dolgu Geometrisi (Bowles, 1974)	4
Şekil 2.3 Beton Kütle Duvar Çeşitleri, Genel Boyutları ve Yük Diagramları (NAVFAC, 1982)	5
Şekil 2.4 Basit Kütle Duvarlar	5
Şekil 2.5 Bükülebilir Kütle İstinat Duvarları	8
Şekil 3.1 Rijit Kütle Duvarlarda Toprak Basınçları a) Coulomb Kaması b) Rankine Dağılımı	11
Şekil 3.2 Duvar Sürtünmesinin Kayma Yüzeyine Etkisi a) Sürtünmesiz b) Sürtünmeli	12
Şekil 3.3 Kohezyonsuz Zeminlerde Duvar Hareketinin Toprak Basınç Dağılımına Etkisi a) Tabanda Dönme b) Üstte Dönme c) Ötelenme	13
Şekil 3.4 a) Kohezyonsuz Zeminlerde Kayma Kamasına Etkiyen Kuvvetler b) Kuvvet Üçgeni	18
Şekil 3.5 a) Kohezyonlu Zeminlerde Kayma Kamasına Etkiyen Kuvvetler b) Kuvvet Çokgeni	19
Şekil 3.6 İstinat Duvarının Deprem Anındaki Davranışı a) İstinat Duvarı b) Yer Hareketi c) Duvar Deplasmanı	20
Şekil 3.7 Deprem Anında Aktif Toprak Basıncı a) Kayma Kamasına Etkiyen Kuvvetler b) Kuvvet Çokgeni	22
Şekil 3.8 c ve ϕ Değerleri Olan Zemini Tutan ve Deprem Yüküne Maruz İstinat Duvarındaki Kuvvetler	24
Şekil 3.9 Bütün n Değerleri İçin ϕ' 'ye Karşılık $(N_{ac})_{sta}$ Değerleri (Saran ve Prakash, 1968)	28
Şekil 3.10 $n=0$ için ϕ' 'ye Karşılık $(N_{aq})_{sta}$ Değerleri (Saran ve Prakash, 1968)	28
Şekil 3.11 $n=0.2$ için ϕ' 'ye Karşılık $(N_{aq})_{sta}$ Değerleri (Saran ve Prakash, 1968)	29

Şekil 3.12 $n=0$ için ϕ 'ye Karşılık $(N_{sy})_{sta}$ Değerleri (Saran ve Prakash, 1968).....	29
Şekil 3.13 $n=0.2$ için ϕ 'ye Karşılık $(N_{sy})_{sta}$ Değerleri (Saran ve Prakash, 1968).....	30
Şekil 4.1 Mononobe-Okabe Denkleminde K_{aE} Katsayısı Değişimi (Seed ve Whitman, 1970).....	32
Şekil 4.2 Mononobe-Okabe Tahminlerinin Deney Sonuçları ile Karşılaştırılması (Sherif ve diğ., 1982).....	34
Şekil 4.3 Sarsma Masası Deneyinde İvme ve Kayma Değerleri (Jacobsen, 1983).....	37
Şekil 4.4 Kayma Elemanları Olan Sonlu Elemanlar Modeli (Nadim, 1982).....	38
Şekil 4.5 Şekil 4.4'deki Duvarın 3 Sinüzoidal İvme Sonucu Hesaplanan Davranışları (Nadim ve Whitman, 1983).....	39
Şekil 4.6 Eğilen Duvar Deney Düzenesi (Andersen ve diğ., 1987).....	41
Şekil 4.7 GA6 Deneyinden Sonuçlar. Toplam süre 0.1 saniye (Andersen ve diğ., 1987).....	43
Şekil 4.8 GA6 Deneyinde Dolgudan Gelen İtme (Andersen ve diğ., 1987).....	44
Şekil 4.9 2 Derece Serbestili Eğilen Duvar Modeli.....	46
Şekil 4.10 Residüel İtme Hesaba Katan 2 Derece Serbestili Eğilen Duvar Modeli.....	46
Şekil 4.11 Geleneksel Yaklaşımla Tasarlanmış Duvar; $\phi=33^\circ$ $\alpha_h=0.2$	47
Şekil 4.12 Kayan Bir Blok Olarak Kabul Edilen İstinat Duvarı ve Kayma Kaması.....	49
Şekil 4.13 Richard-Elms Analizi ile Gerçek Deprem Kullanılarak Yapılan Analizlere Göre Sürekli Deplasmandaki d_r Artış.....	51
Şekil 4.14 Ankrajlı Duvar Düzenesi.....	56
Şekil 5.1 Analizde Kullanılan Duvarın Boyutları ve Dolgu Özellikleri.....	61
Şekil 5.2 Güvenlik Katsayısının Değişik Yüksekliklerde ϕ ile Değişimi.....	63
Şekil 5.3 Güvenlik Katsayısının Değişik Sismik Katsayılar için ϕ ile Değişimi ($H=4m$).....	64

Şekil 5.4 Güvenlik Katsayısının Değişik Sürşarj Yükleri için ϕ ile Değişimi (H=4m).....	66
Şekil 5.5 Güvenlik Katsayısının Değişik Dolgu Birim Ağırlığı için ϕ ile Değişimi (H=4m).....	67
Şekil 6.1 Güvenlik Katsayısını GS=1 Yapan Kayma Mukavemet Açısı ve Sismik Katsayı İlişkisi.....	73
Şekil 6.2 Göçme Riskinin GS=1 Durumunda Değişimi.....	74
($SS_{\phi} = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha h} = \%20 \alpha_{hort}$)	
Şekil 6.3 Göçme Riskinin GS=1 Durumunda Değişimi.....	75
($SS_{\phi} = \%5 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha h} = \%5 \alpha_{hort}$)	
Şekil 6.4 Göçme Riski ve Güvenlik Katsayısı Değişimi.....	77
($SS_{\phi} = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha h} = \%20 \alpha_{hort}$)	
Şekil 6.5 Göçme Riski ve Güvenlik Katsayısı Değişimi.....	78
($SS_{\phi} = \%5 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha h} = \%5 \alpha_{hort}$)	
Şekil 6.6 Göçme Riski ve Maliyet İlişkisi - Optimum Çözüm BulmaYöntemi.....	80
($SS_{\phi} = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha h} = \%20 \alpha_{hort}$)	
Şekil 6.7 Göçme Riski ve Maliyet İlişkisi - Optimum Çözüm BulmaYöntemi.....	81
($SS_{\phi} = \%5 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha h} = \%5 \alpha_{hort}$)	
Şekil 6.8 Analizde Kullanılan Betonarme İstinat Duvarının Boyut Değişimi, Dolgu Özellikleri ve Sismik Katsayı.....	84
Şekil 6.9 Güvenlik Katsayısını GS=1 Yapan Kayma Mukavemet Açısı ve Sismik Katsayı İlişkisi.....	85
Şekil 6.10 Göçme Riskinin GS=1 Durumunda Değişimi.....	86
($SS_{\phi} = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha h} = \%20 \alpha_{hort}$)	
Şekil 6.11 Göçme Riskinin GS=1 Durumunda Değişimi.....	87
($SS_{\phi} = \%5 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha h} = \%5 \alpha_{hort}$)	
Şekil 6.12 Göçme Riski ve Güvenlik Katsayısı Değişimi.....	88
($SS_{\phi} = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha h} = \%20 \alpha_{hort}$)	
Şekil 6.13 Göçme Riski ve Güvenlik Katsayısı Değişimi.....	89
($SS_{\phi} = \%5 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha h} = \%5 \alpha_{hort}$)	
Şekil 6.14 Göçme Riski ve Maliyet İlişkisi - Optimum Çözüm BulmaYöntemi.....	92
($SS_{\phi} = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha h} = \%20 \alpha_{hort}$)	

Şekil 6.15 Göçme Riski ve Maliyet İlişkisi - Optimum Çözüm BulmaYöntemi.....	95
(SS _φ = %5 φ _{on} , SS _{αh} = %5 α _{hon})	
Şekil 6.16 Kargir ve Betonarme İstinat Duvarlarının Optimum Güvenlik Sayısı ve Maliyetlerin Yüksekliklere GöreKarşılaştırılması.....	94
Şekil 6.17 Kargir ve Betonarme İstinat Duvarlarında %5 Riskli Güvenlik Sayılarının Yükseklikle Değişimi.	94



TABLO LİSTESİ

Tablo 3.1 Sükunetteki Toprak Basınç Katsayıları.....	12
Tablo 4.1 Sürekli Duvar Hareketlerindeki Belirsizlikler ve Hatalar.....	52
Tablo 4.2 Geleneksel Metodla Tasarlanan İzin Verilebilir Hareketleri Geçmeme Olasılıkları.....	54
Tablo 4.3 Richard-Elms Metoduyla Tasarlanan Duvarların İzin verilen Hareketleri Geçmeme Olasılıkları..	54
Tablo 5.1 Kargir ve Betonarme İstinat Duvarları Güvenlik Sayısı Hesaplama Tablosu.....	58
Tablo 6.1 Kargir İstinat Duvarı Maliyet Keşif Özeti.....	79
Tablo 6.2 Betonarme İstinat Duvarı Maliyet Keşif Özeti...	91

NOTASYON

W_s	toprak kama ağırlığı
P_a	aktif yanal toprak itkisi
P_h	kamanın kayma düzlemine uyguladığı itki
W_{duvar}	birim duvar uzunluğunun ağırlığı
P_p	pasif yanal toprak itkisi
F	kayma direnci
q	taşıma gücü
δ	duvar-dolgu arası sürtünme açısı
K_a	aktif toprak basınç katsayısı
K_0	sükunetteki toprak basınç katsayısı
K_p	pasif toprak basınç katsayısı
c	kohezyon
σ_h	yatay gerilme
σ_v	düşey gerilme
H	duvar yüksekliği
γ_{duvar}	duvar yoğunluğu
γ_n	dolgu yoğunluğu
P_0	sükunetteki toprak itkisi
W_1	kayma kaması ağırlığı
P_1	toprak basıncı
R_1	reaksiyon kuvveti
P_{aE}	deprem anında aktif itki
K_{aE}	deprem anında aktif yanal toprak basıncı katsayısı
K_{pE}	deprem anında pasif yanal toprak basıncı katsayısı

BÖLÜM 1

1.GİRİŞ

Herhangi bir dolguyu, yarmayı veya şevi tutmak üzere inşa edilen istinat yapısının stabilitesinin gerçekçi bir şekilde değerlendirilebilmesi, bir takım arazi ve laboratuvar çalışmalarını gerektirir. Çünkü mühendislik yapılarında maliyet de en az güvenlik kadar önemlidir. Günümüz şartları, özellikle malzeme ve işçilik fiyatlarındaki yükseklik, mühendisleri güvenlik ve maliyet açılarından optimum bir noktayı yakalamaya zorlamaktadır. Bu da hem maliyet hem de risk faktörlerinin, güvenlik katsayısına bağlı fonksiyonlarını bulmakla olacaktır. Yani risk ve maliyetin birleştiği ortak nokta optimum güvenlik sayısını verecektir.

Böyle bir konuda, risk analizi yapılmasının en önemli nedeni zemin özellikleri ve analiz yöntemlerindeki belirsizliklere karşı kullandığımız güvenlik katsayılarının en güvenilir bir şekilde kullanımını sağlamaktır. Çünkü güvenlik sayıları çok kesin değerler olmayıp, şartlara göre değişebilen, deneyimlere bağlı kalınarak seçilen değerlerdir.

Bu çalışmanın 2. bölümünde çeşitli istinat duvar tipleri sınıflara ayrılmış ve detaylı bir şekilde anlatılmıştır. 3.bölümde toprak basınçlarına yer verilmiştir. İstinat duvar hesapları yapılırken gerekli

kuvvetler tanıtılmış ve en temel hipotezler olan Rankine ve Coulomb hipotezleri anlatılmıştır. Deprem durumlarında kullanılan ve Whitman'ın "Terzaghi'nin konsolidasyon, Coulomb'un kayma denkleminde sonra yer alması gereken bir denklem" dediği Mononobe-Okabe denklemlerine yer verilmiştir. 4. bölümde kütle istinat duvarları hakkında günümüze kadar yapılan çalışmalar anlatılmıştır. 5.ve 6. bölümde ise istinat duvarlarında güvenlik katsayılarının hangi durumlarda nasıl değişebileceği ve risk analizleri gösterilmiştir.



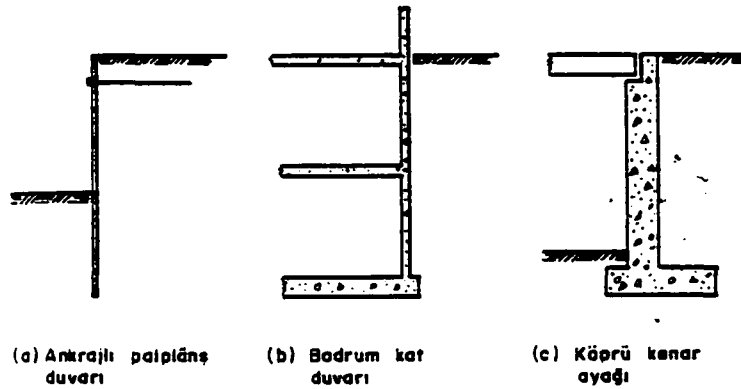
BÖLÜM 2

2. DUVAR TİPLERİ

2.1. Kategoriler

2.1.1. Kütle İstinat Duvarları: Bu duvarlar kendi ağırlıkları ile stabiliteyi sağlarlar. Duvar gövdesi değişik şekil ve kombinasyonlarda inşa edilebilir. Yapının gövdesi, beton kütle, betonla birlikte zemin veya sadece zemin şeklinde oluşturulabilir. Bu duvarlar rijit veya bükülebilir olarak sınıflandırılabilir. Bu tip duvarların hepsi üstten serbest olup deplasmana müsaittir, bu nedenle de aktif toprak basıncı kolayca oluşur.

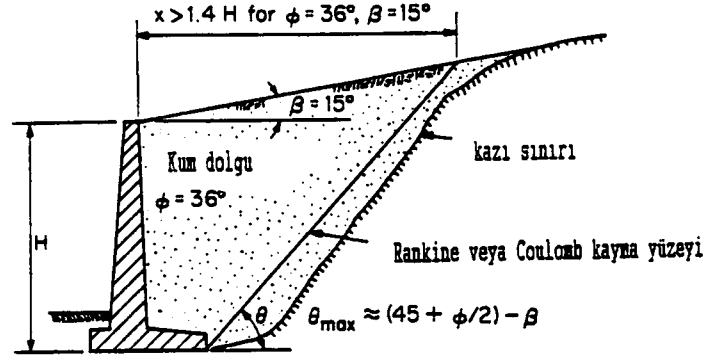
2.1.2. Kütle Olmayan Duvarlar: Bu duvarların hareketlerine izin verilmez. Bodrum duvarları, köprü giriş ayakları ve ankrajlı duvarlar bu tipi oluştururlar. Ankrajlı beton perde duvarlar henüz inşaat aşamasında iken toprak tutacak şekilde inşa edilirler. (Şekil 2.1)



Şekil 2.1 Kütle olmayan istinat duvarları

2.2. Rijit Beton Kütle Duvarlar

Beton kütle duvarlar genelde iyi performans gösterirler. Fakat potansiyel kayma düzleminin iyi drenajlı granüler dolgu içerisinde oluşmasını sağlayabilmek için büyük miktarda kazı ve dolgu gerekebilir. (Şekil 2.2)

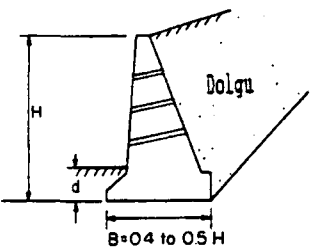
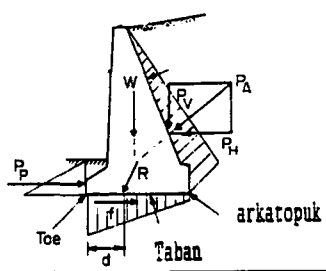
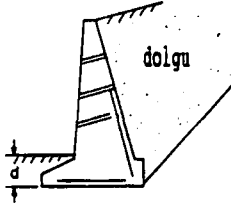
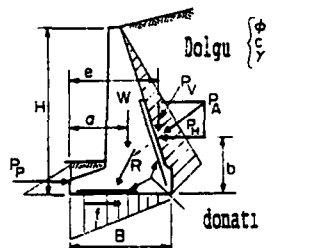
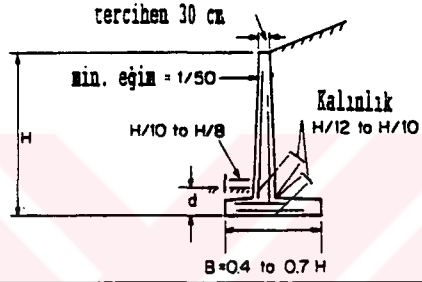
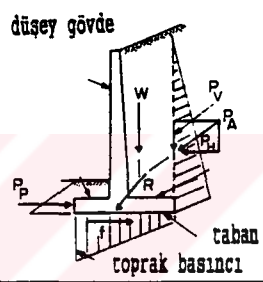
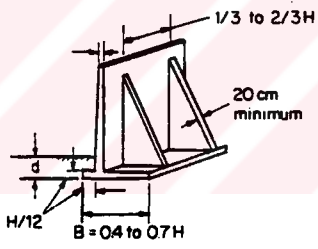
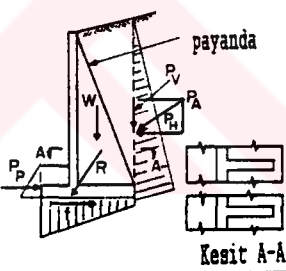


Şekil 2.2 Granüler ve iyi drenajlı zeminlerde aktif toprak basıncı için gerekli dolgu geometrisi (Bowles, 1974)

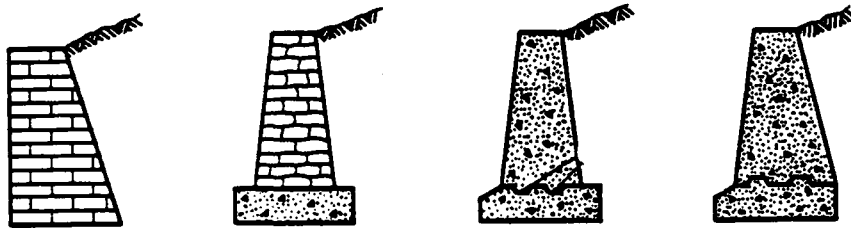
Herhangi bir durumda pozitif drenaj mutlaka sağlanmalıdır. Drenaj deliklerinin her an tıkanması söz konusu olduğundan bunların periyodik bakımı gerekmektedir. Beton kütle duvarların yaygın kullanıma sahip boyutları Şekil 2.3'de verilmiştir.

2.2.1. Sadece Betondan Yapılmış Basit Kütle Duvarlar: Çekme gerilmesi alamazlar ve fazla yüksek durumlar için ekonomik değillerdir. (Şekil 2.4)

2.2.2. Yarı Kütle Duvarlar: Az miktarda donatı çeliğine sahiptirler. Bunun amacı beton hacmini küçültmek ve büyük yükseklikli duvarlarda kapasiteyi artırmaktır. Bu tip duvarlar 32m. ye kadar inşa olunmuştur. (Kulhawy, 1974)

Duvar Tipi	Yaygın Boyutlandırma	Yük Diyagramı
Ağırlık		
Yarı ağırlık		
Konsol		
Payandalı		

Şekil 2.3 Beton kütle duvar çeşitleri, genel boyutları ve yük diagramları (NAVFAC, 1982)



Şekil 2.4 Basit kütle duvarlar

2.2.3. Betonarme Konsol Duvarlar: Genellikle 8m. seviyesindeki duvarlar için ekonomiktirler. Bunun sebebi duvarın taban- gövde bileşiminde yeterli mukavemetin sağlanma gereğidir. Arka topuk üzerine etkiyen toprağın ağırlığı ise, aktif itkiye karşı direnç sağlamak için , beton ağırlığına ilave edilir. Bu tip duvarlar genelde K_1 dan çok K_0 toprak basıncına göre tasarlanır. Çünkü, K_1 şartlarını oluşturmak için gerekli eğilme duvarda çatlaklara, özellikle kuvvetli temel elemanları ile desteklendiği yerlerde sebep olabilir. (Şekil 2.3)

2.2.4. Payandalı Duvarlar: Payandalarla güçlendirilmiş konsol duvarlardır. Bu tip duvarlar genellikle 8m den 12m ye kadar olan yüksekliklerde ekonomiktir. Boyutlandırılmaları konsol duvarlara benzer ve payanda aralıkları duvar yüksekliğine bağlı olarak $(1/3)$ ile $(1/2)H$ arasında değişir. Yüksekliğin 10m olduğu duvarlarda aralık bırakma $(1/2)H$ seviyelerindedir. Bu duvarlarda devrilmeye ve kaymaya karşı direnç tabana ankraj yapılarak elde edilebilir. (Şekil 2.3)

2.3. Bükülebilir Kütle Duvarlar

Donatılı zemin duvarlar yüksek kapasiteli bir şekilde inşa edilebilirler. Bu duvarlar pozitif eğim drenajı sağlamada ve oturma toleransı açısından tabii avantajlara sahiptirler.

2.3.1. Kaya Dolgulu Butresler: Büyük kaya parçacıkları ile inşa edilirler. Topuk yerinin uygunluğuna göre hareket eden şevleri stabilize etmekte kullanılırlar.

2.3.2. Metal Sandık Tipi Duvarlar: Bu duvarların önemli detayları Şekil 2.5.b'de verilmiştir. Bunlar, içi kaya veya çakıl dolu metal blokların birbirine çatılması ile inşa edilen duvarlardır. Metal bloklar genellikle 1m x 1m kesitinde olup 2m'ye varabilen uzunluklara sahiptirler. Bu

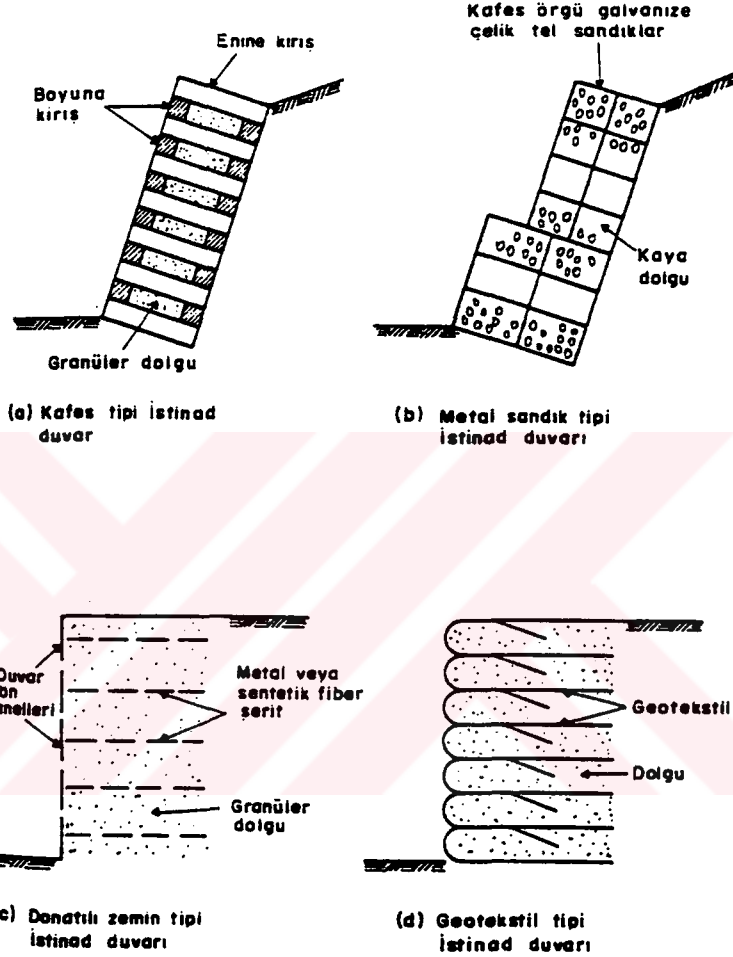
duvarlarda tüm yapının stabilitesi hesaplanırken, herbir bloğunda stabilitesi de gözönünde bulundurulmalıdır. Duvar yüzü düşeyden 6° kadar geriye doğru yatırılır. Maksimum yükseklik 10m civarındadır. Duvarın ön veya arka yüzü basamaklı olabilmektedir. (Şekil 2.5)

2.3.3. Kafes Tipi Duvarlar: Birbirine bağlı ahşap kereste, prefabrike beton ve metal elemanlardan imal edilen ve içi kırmataş veya diğer kaba daneli malzemelerle doldurulmuş kutulardan oluşan toprak tutma yapılarıdır. Genellikle yer seviyesindeki sıkıştırılmış yol dolgularında kullanılırlar. Prefabrik elemanlar genelde 2m uzunluğundadır ve duvar yüksekliği de bunun iki katı ile sınırlıdır. Duvar yüksekliği kutu kısımlarını ikişer yaparak artırılır, fakat yüksek duvarların enine farklı oturmalarına karşı çok hassas olması ve çapraz elemanların zayıflığı ağır sürşarj yüklerinin karşılanmasına meydan vermemektedir. Şekil 2.3 de yük diagramı gösterilmiştir ve devrilmeye karşı koyan kısım olarak (HxB) boyutundaki dikdörtgen alınmıştır. (Şekil 2.5)

2.3.4. Donatılı Zemin Duvarlar: Genellikle galvanizli çelikten yapılmış şerit veya çubukların çekme gerilmelerini almak üzere dolgunun içine gömülmesi ile inşa edilirler. Şeritler alüminyum, plastik veya biyolojik ayrışma yapmayan örgüler de olabilir. Bu çubuk veya şeritler dış yüzeyde ince elemanlarla birleştirilirler. Bunun amacı yüzeyi tutabilmektir. Bu elemanlar dayanıklılık, estetik, (bağlantı yerleri dahil) yatay basınçları karşılama ve her noktadaki gerekli mukavemet açısından prefabrike betondan yapılmaktadır. (Şekil 2.5)

Çubuklar, gerekli çubuk-zemin sürtünmesini sağlayabilmek için yeterli uzunluk ve genişliğe sahip olmalıdır. Bu uzunluklar genellikle yapı yüksekliğinin 0.8 ila 1.2 katı arasında değişmektedir. Gerekli sürtünmenin elde edilebilmesi için dolgunun ϕ si minimum 25° olmalıdır.

Ayrıca dolgunun maksimum $\frac{1}{25}$ lik kısmı No:200 eleğinden geçmelidir. 15m veya daha fazla yüksek duvarlar yaygın değildir. Bu tip duvarlar 10 -12m lik yükseklikler için hemen hemen en ekonomik olanlardır. (Lee ve diğerleri, 1973)



Şekil 2.5 Bükülebilir kütle istinat duvarları

2.4. Ankrajlı Duvarlar

2.4.1. Ankrajlı Beton Perde Duvarlar: 20-30cm lik betonarme bloklardan oluşan ve kazı yapıldıkça yukardan aşağıya doğru gelişen duvarlardır. Tuttukları zemine ankraj edilirler. Bunlar normal bir duvar gibi inşa edilip, sonra da doldurulabilirler. Bu duvar tipi derin ve yüksek kapasite

isteyen durumlarda oldukça kullanışlıdır. Büyük yapıların açık kazılarında, yamaç dolgu ve yol dolgularının tutulması gibi durumlarda da bu duvarlar avantajlıdır. Bu sistemin en büyük faydası kazı yapılırken şeve daima destek verilmesidir. Diğer sistemlerde bu durum ancak ekstra maliyetlerle gerçekleştirilebilir. Ayrıca duvar yapılıp bittikten sonra, ilave ankrajla duvarın kapasitesi artırılabilir.

2.4.2. Çelik Palplanş Duvarlar: Çelik palplanş profillerin zemine çakılması ve gerekirse geriye ankrajlarla bağlanması suretiyle inşa edilirler. Bu duvarlar diğerlerine göre pekçok avantajları olduğundan daha yaygın kullanıma sahiptir. Bunların en önemlileri şunlardır:

1. Yüksek çakma dayanımı özelliği (zemin sert veya kaya bile olsa),
2. Nisbeten hafif malzeme olması,
3. Tekrar kullanılabilmesi,
4. Su altında ve üstünde çok uzun süre hizmet verebilmesi,
5. Kazıkların kaynakla veya vidalamakla rahatlıkla, uzatılabilmesi,
6. Eklem yerlerinin deformasyon eğiliminin az olması
7. İstenilen durumlara göre malzeme seçimi yapılabilmesi.

Bu yapılar yamaçlarda çok kullanılmazlar, çünkü deplasmana müsait olmaları, korozyona uğramaları ve yüksek maliyet söz konusudur.

BÖLÜM 3

3. TOPRAK BASINÇLARI

3.1. Rijit Bir Duvara Etkiyen Kuvvetler

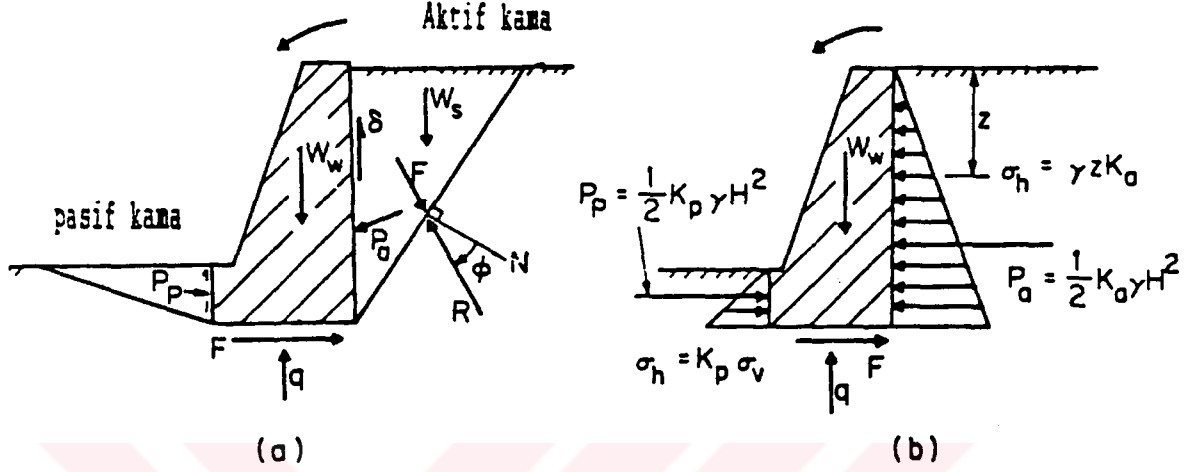
Rijit bir istinat duvarına etkiyen toplam yatay itkiler; zemin danelerinden, boşluk suyu basıncından ve sürşarj etkisiyle zemin iskeletinden oluşan itkilere dir. Duvara gelen kuvvetleri hesaplamada iki genel teori (Coulomb, (1776) ve Rankine (1857)) kullanılır.

Coulomb teorisine göre (Şekil 3.1.a) W_s ağırlıklı toprak kaması potansiyel kayma düzlemi boyunca göçme eşiğindedir. Bu kama duvara P_a , kayma düzlemine ise P_h kuvveti uygular (varsa sürşarj ve sızma kuvvetleri de eklenmelidir.) Aktif itkiye karşı direnç duvar ağırlığı W_{duvar} , ön topuk önündeki pasif toprak kaması P_p , kayma direnci F , tabanda taşıma gücü q ve pekçok durumda duvar-dolgu arası sürtünmesi δ , ile sağlanır.

Rankine teorisinde (Şekil 3.1.b) bir kayma hattı ile oluşan kamanın duvara olan itkisi, K_a 'nın fonksiyonu olan toprak basıncının lineer değişimi P_a 'yı verir. Bu itkiye; duvar ağırlığı, ön topuktaki pasif toprak basıncı, tabandaki kayma ve taşıma gücü ile karşı konulur. Duvar sürtünmesi ise hesaba katılmaz.

Pratik analizlerde her iki teori de kullanılır. Dolgunun düz ve $\delta=0$ olması durumunda her iki teori de aynı P_a değerini verir. Fakat duvar sürtünmesinin de hesaba katıldığı stabilite hesaplanırken, Coulomb teorisi çok az bir farkla daha az konservatif olan duvar tasarımı sağlar.

Her iki teori de modifiye edilmiştir. Bükülebilir palplanş duvar gibi durumlarda hem Rankine hem de Coulomb analizleri söz konusu olabilir. (Rankine aktif itki için Coulomb pasif direnç için)



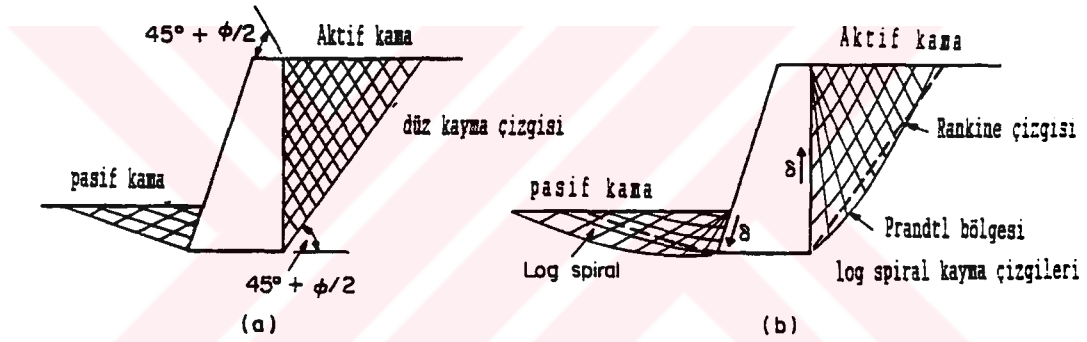
Sekil 3.1 Rijit kütle duvarda toprak basınçları a) Coulomb kaması b) Rankine dağılımı

3.2. Toprak Basıncı Gerilme Durumları

Duvar-dolgu sisteminin rijit olduğu durumda, sükunet halinde toprak basınç katsayısı K_0 olur. Duvar üstünde dışa doğru az bir hareket olursa, aktif gerilme durumları oluşur, basınç azalır ve hareket devam ederken, sonunda kayma göçmesi gerçekleşir ve kama oluşur. Artık ilave deformasyonlar basıncı azaltmaz ve basınçlar minimum bir değere ulaşır. Bu durum K_a katsayısı durumudur. Duvar toprağın içine doğru zorlanırsa pasif gerilme durumu oluşur. Hareket için gerekli kuvvet K_0 durumundan büyüktür ve kayma kamasının oluştuğu yerde göçme durumuna ulaşılır. İlave deformasyon artık daha fazla toprak basıncını artırmaz ve bunun maksimum değeri K_p durumudur.

3.3. Toprak Basıncı Faktörleri

Rankine teorisi kayma çizgilerini, toprak gerilirken veya bastırılırken tamamen düz çizgi olarak kabul eder. (Şekil 3.2a) Şayet duvar ve dolgu arasında hiçbir yapışma yoksa bu varsayım geçerlidir. Bu durum, eğer duvar son derece pürüzsüz ise veya duvar ve dolgu aynı oranda oturursa gerçekleşir. Ne var ki; kayma gerilmeleri, kayma çizgilerinin eğilmesine sebep olan duvar sürtünmesini ortaya çıkarır. (Şekil 3.2.b) Kayma çizgilerinin yaklaşık log-spiral olduğu bölgelere Prandtl Bölgesi denir. Bu eğrisel çizgiler genelde aktif basınçta çok az etkili, pasif durumda çok önemli etkilere sahip olabilir.



Şekil 3.2 Duvar sürtünmesinin kayma yüzeyine etkisi a) sürtünmesiz b) sürtünmeli

Toprak basıncının büyüklüğü; kama kütesinin ağırlığı ve kayma düzlemindeki mukavemetin bir fonksiyonudur. Esas olarak yatay birim deformasyon miktarına ve kuvvetin yönüne bağlıdır. Normal olarak kütle istinat duvarlarında aktif şartların geçerli olduğu kabul edilir çünkü 0.001H büyüklüğündeki duvar hareketi, aktif basınçları elde etmek için yeterlidir. Bodrum duvarlarında olduğu gibi, rijit duvar deplasman yapmıyorsa sükunetteki basınçlar geçerlidir. (K_0)

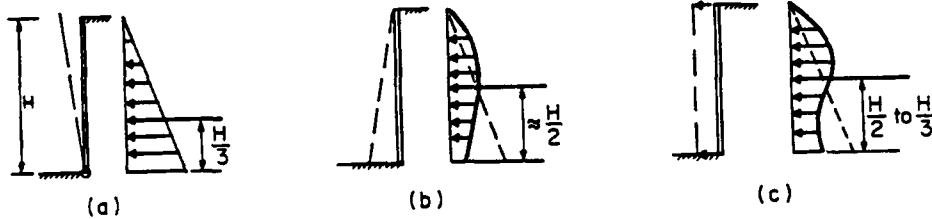
Toprak basınç katsayısı K_0 normalde kumlar için 0.3 civarındadır ve K_0 , 0.4 ile 0.5 arasında değişmektedir.

Dolayısıyla K_0 durumunda ki basınçlardan oldukça büyüktür. Toprak basınçları sadece duvar hareketlerine bağlı değildir. Akma yapan zeminler için aktif basınç K_0 'a göre; fazlaca sıkıştırılmış veya şişme yapan killere için de genellikle K_0 veya daha yüksek bir katsayıya göre hesaplanır. K_0 kil zeminlerde AKO'ya göre bulunur. (Tablo 3.1)

Tablo 3.1 Sükunetteki toprak basınç katsayıları

ZEMİN TİPİ	K_0
Normal konsolide kil	$(1-\sin\phi)$
Elle sıkıştırılmış kil	1.0-2.0
Makine ile sıkıştırılmış kil	2.0-6.0
Aşırı konsolide kil	1.0-4.0
Gevşek kum	0.5
Sıkı kum	1.0-1.5

Toprak basınç dağılımı, genelde, basınç büyüklüğünü engellemez, fakat bu dağılımın saptanması bazı yapı çeşitleri, özellikle de dağılımın lineer değişmediği bükülebilir yapılar için önemlidir. Basınç dağılımı duvarın hareket ve deplasmanı ile ilgilidir. Alt ucu etrafında dönebilen rijit bir duvar lineer değişen bir dağılıma sahiptir. (Şekil 3.3.a) Duvarın üstten hareketi engellenir, fakat alttan deplasman yaparsa, üst kısma yakın yerlerde basınç artarken, alt kısımlarda azalır. (Şekil 3.3.b) Bu durum üstten desteklenen açık kazılarda çok görülür. Duvar ötelenirse, basınç dağılımı Şekil 3.3.c'de görüldüğü gibi olur.



Şekil 3.3 Kohezyonsuz zeminlerde duvar hareketinin toprak basınç dağılımına etkisi
a) tabanda dönme b) üstte dönme c) ötelenme

3.4. Mukavemet Parametreleri Seçimi

Yüksek geçirgenliğe sahip temiz kumlar gibi, kohezyonsuz zeminler de minimum artık hidrostatik basınca sahiptir. Eğer duvar iyi drenaja sahipse her durum için efektif gerilme parametreleri kullanılır. Dolayısıyla, pratik olan yerlerde tüm potansiyel göçme bölgesini kazıp yerine temiz granüler malzeme koymak yaygın bir yöntemdir.

Kohezyonlu malzemelerde, mukavemet parametrelerinin seçimi, şev stabilitesi problemlerinde olduğu gibi genelde zamana bağlıdır. Bununla birlikte, kazı yüzeyleri ile temas halinde bulunan duvarlarda durum böyle değildir. Burada kohezyonlu zemin sıkıştırılmış dolgudaki gibi yerleştirilir ve hesaplar K_0 'a göre yapılır.

3.5. Sızma Kuvvetleri

Sızma kuvvetlerinin yapmış olduğu itki zeminin tek başına yaptığı itkidenden çok fazla olabilir. Bundan dolayı zemin kolay drenaj sağlayabilen dolgu olmalı veya başka bir yolla bu drenaj şartları sağlanmalıdır. Bazı durumlar için kayma yüzeyi ve duvara etkiyen sızma kuvvetleri analizi en iyi şekilde grafik yardımıyla yapılabilir. Analiz eşdeğer sonuçlar veren iki kuvvet sisteminden herhangi biri kullanılarak yapılabilir: (1) Toplam ağırlık, sınır boşluk suyu basıncı ve sınır efektif gerilmeleri veya; (2) suyun kaldırma kuvveti, sızma kuvveti ve sınır efektif gerilmeleri.

3.6. Rankine kavramları

3.6.1. Varsayımlar: Rankine teorisinin kullanımı aşağıdaki varsayımlara bağlıdır:

-Zemin yüzeyi düzlemseldir, duvar arkası diktir ve tüm kama dolgu

içinde oluşmaktadır.

- Duvar-dolgu arasında kayma gerilmesi değişmez (sürtünme yok)
- Mohr teorisi geçerlidir ve aktif durumdaki yatay gerilme aşağıda verilmiştir:

$$\sigma_h = \sigma_v N_\phi - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} \quad (3.1)$$

Burada $N_\phi = K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ [pasif gerilme için] ve $K_a = 1/K_p = \tan^2(45 - \phi/2)$ [aktif durum için] dir.

3.6.2. Toplam Yatay Toprak Basıncı-Basit Durum:
Literatürde, Rankine'nin rijit duvarlara etkiyen toprak basıncının hesaplanmasında kullanılan eğimli dolgu, sürşarj, doygunluk ve kohezyonlu zeminler hakkında birçok ifade vardır. Basit fakat yaygın olmayan durum ise dolgunun yatay, kuru ve drenaja uygun daneli, sürşarjın da sıfır olduğu durumdur.

Sükunette;

$$\sigma_0 = \gamma z K_0 \quad (3.2)$$

Aktif durumda ;

$$\sigma_h = \gamma z K_a \quad (3.3)$$

Pasif durumda;

$$\sigma_h = \gamma z K_p \quad (3.4)$$

Zeminin içinde aktif veya pasif durumda olduğu üçgenler Rankine Bölgeleri olarak bilinirler. Burada zemin lineer değişen bir dağılım gösterir, genelde bir akışkanın basıncına eşdeğer kabul edilir. Bu bölgelerde toplam toprak basıncı toplam zemin ağırlığı ile toprak basınç katsayısının çarpımına eşittir, yani;

$$P_0 = \frac{1}{2} H^2 \gamma K_0 \quad (3.5)$$

$$P_a = \frac{1}{2} H^2 \gamma K_a \quad (3.6)$$

$$P_p = \frac{1}{2} H^2 \gamma K_p \quad (3.7)$$

Basit durumda basınç üçgenin ağırlık merkezinde etkir. yani $H/3$ ten ve zemin iskeletinin kendi ağırlığından dolayı uyguladığı basıncı temsil etmektedir.

3.6.3. Eğimli Dolgular, Sürşarj, Su Altında Olma ve Kohezyonlu Zeminler: Eğimli dolgu durumu P_a ve P_p gibi basit durumlardakine göre geometrik farklılıklar ifade etmektedir. Burada K_a ve K_p aynı zamanda dolgu eğiminin de fonksiyonu olmaktadır.

Uniform sürşarj, q_u , zemin iskeletinde $q_u \cdot H \cdot K_a$ itkisiyle etkir. Zeminin su altında olması durumunda ise, zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı γ_A kullanılır ve YASS den itibaren olan su basıncı P_a' 'ya eklenir.

Bir duvar doğrudan doğruya bir kazı yüzüne yerleştirilirse; kapiler kuvvetler ve yavaş drenaj şartlarından dolayı kohezyonlu zeminler tamamen doygun veya yaklaşık doygun olarak kabul edilirler. Kayma mukavemeti ve dolayısıyla toprak basıncı zamanla değişim gösterir. Yapım esnasında veya yapımdan hemen sonra (kısa dönem) drenajsız şartlar mevcuttur; çok fazla yağmur yağmaması şartıyla yapımdan uzun süre sonra (uzun dönem) drenajlı şartlar mevcuttur. Kohezyonlu zeminlerde duvar deplasmanının sonucunda kayma mukavemetinin olmadığı ve $P_a=0$ olan gerilme çatlakları oluşur. Çekme çatlağının yüksekliği, drenajlı durum için,

$$h = \frac{z_c}{\gamma_A \sqrt{K_a}} \quad (3.8)$$

drenajsız durum için,

$$H = \frac{2C}{\gamma_n} \quad (3.9)$$

formülünden bulunur. Teorik olarak, çekme çatlağından dolayı oluşan toprak kamasından duvara ilave bir yük gelmez. Dolayısıyla bu kısmın etkisi daha önce hesaplanan kısımlardan çıkarılmalıdır. Bu durum kısa bir süre için geçerlidir ve uzun bir süre de gözönüne alınmamalıdır. Bu çatlakların su ile dolup duvara hidrostatik basınç uygulaması ve buna ilaveten normal aktif toprak basıncının buna eklenmesi ihtimali yüksektir. Bu da duvarın sürekli hareket etmesine neden olur. Duvarın sürekli hareketine izin verilmeyeceği için duvarda istenmeyen şartların oluşacağı açıktır. Bütün bunlara göre, duvar tasarımının sükunet durumundaki basınçlar ve AKO düşünülerek yapılması gerektiği ortaya çıkar.

Kil-kum karışımı, kohezyonlu granüler malzemeler için (çekme çatlakları nedeni ile) $P_u, K_u=0.5$ olarak ve çekme çatlakları ihmal edilerek hesaplanabilir.

Pasif durumda çekme çatlağı etkimez ve kayma düzlemi boyunca pasif direnç kohezyon nedeniyle artar. Duvarlardaki veya dolgudaki düzensiz yüzeyler en iyi grafik çözümlerle analiz edilebilirler.

3.7. Coulomb veya Kama Kavramı

Coulomb toprak basınç teorisi, Rankine'nin aksine duvar yüzeyini düz ve pürüzsüz kabul etmez. Buna ilaveten, Coulomb metodu birtakım sınır koşullarına adapte edilebilir; örneğin, ters eğimli duvarlar, eğimi uniform veya uniform olmayan dolgular ve yayılı-tekil yüklü sürşarjlar gibi. Modifiye Coulomb metodu dinamik yüklerden dolayı statik toprak basıncındaki artışı belirlemede kullanılır. Coulomb teorisine göre aşağıdaki varsayımlar

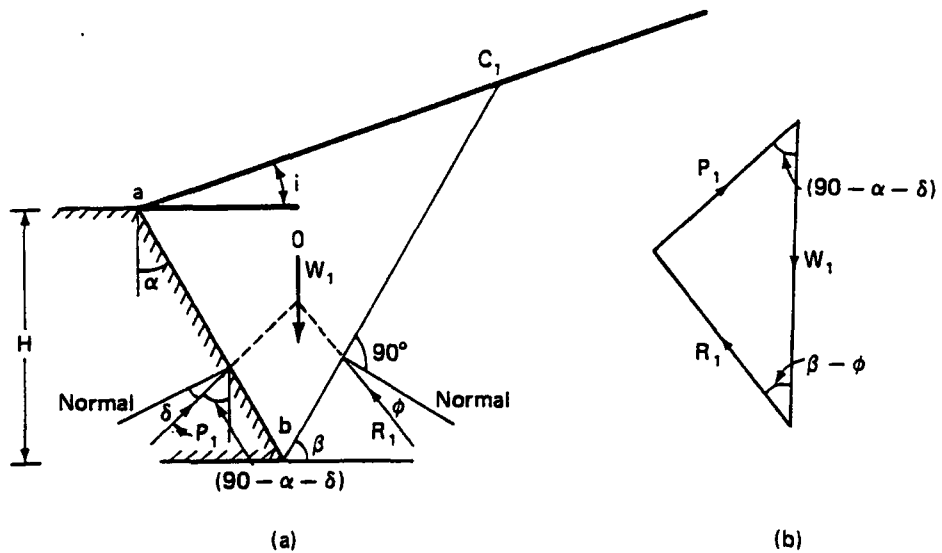
yapılır.

1. Deformasyon şartları sağlanır.
2. Kayma yüzey eğimi lineerdir.

Rankine teorisinde sınır şartları sağlandığında her iki teori de özdeş sonuçlar verir. Bu teoriye göre, toprak basıncı Şekil 3.4.a'daki kayma kamasındaki (abc_1) denge şartlarını sağlayarak hesaplanabilir. (Şekil 3.4.a) abc_1 kamasında etkiyen kuvvetler şunlardır:

1. W_1 , ağırlık merkezinde etkiyen abc_1 kamasının ağırlığı,
2. P_1 , toprak basıncı, duvar normaline δ açısı ile açı yapar, (δ duvar sürtünme açısı)
3. R_1 , reaksiyon kuvveti, bc_1 düzleminin normali ile ϕ açısı yapar.

Şekil 3.4.b'de kuvvet üçgeni görülmektedir. P_1 , abc_1 kamasına ait toprak basıncı değeridir. Bu sadece bir deneme kaması olduğundan, bc_2 , bc_3 (gösterilmiyor) boyunca yeni denemeler yapılır. Bunlardan elde edilen maksimum P_1 aktif toprak basıncıdır.

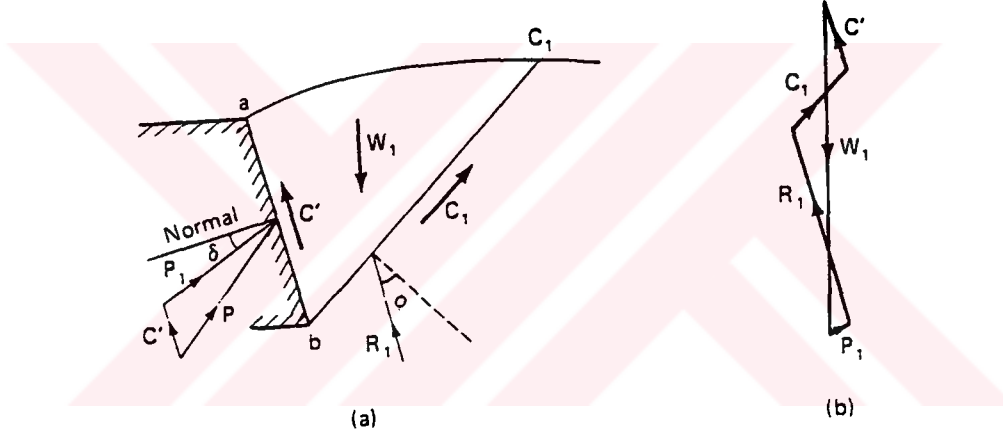


Şekil 3.4 a)Kohezyonsuz zeminlerde kayma kamasına etkiyen kuvvetler b)kuvvet üçgeni

Aktif toprak basıncı için Coulomb aşağıdaki ifadeyi türetmiştir.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha)} \frac{1}{\left[1 + \left[\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\alpha - i) \cos(\delta + \alpha)} \right]^{\frac{1}{2}}\right]^2} \quad (3.10)$$

Kohezyonlu zeminlerde toprak basıncını hesaplarken, temel prensipte değişme olmaz, fakat Şekil 3.4.a'da görüldüğü gibi aktif durumdaki kohezyon kuvveti $C_1 = c \cdot bc_1$, bc_1 yönünde etkir ve adezyon kuvveti $C' = ca \cdot ab$, ba yönünde etkir. Şekil 3.4.b'de kuvvet poligonu çizilmiştir ve P_1 abc_1 varsayılan kayma kamasının toprak basıncıdır.

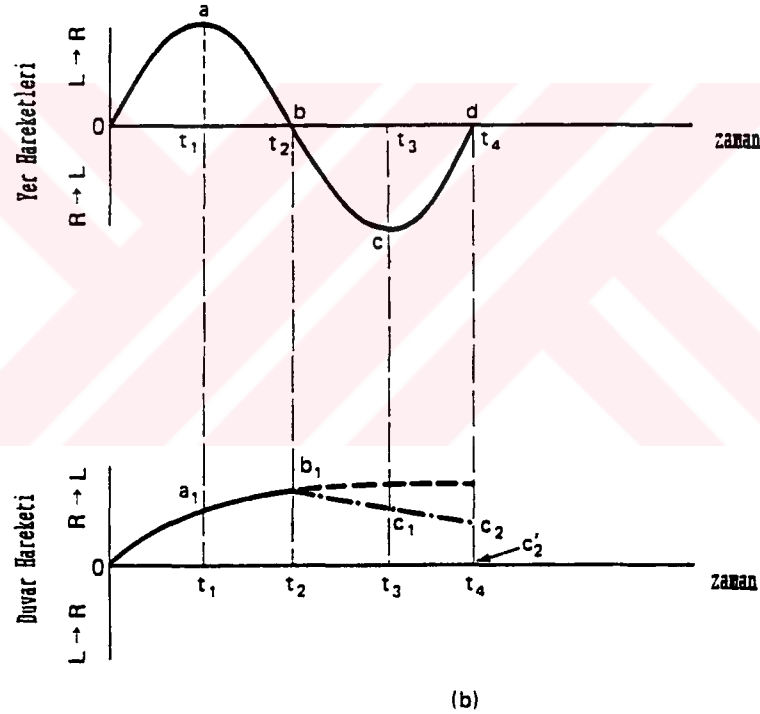
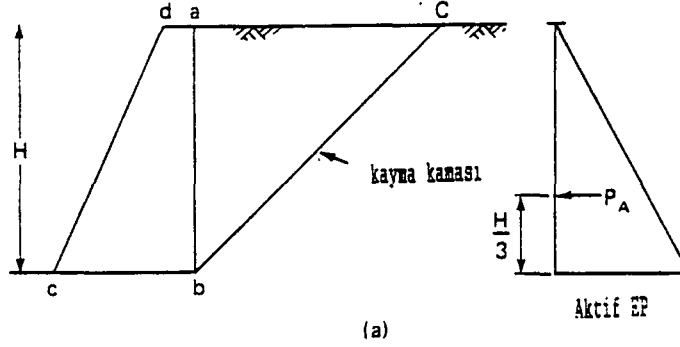


Şekil 3.5 a) Kohezyonlu zeminlerde kayma kamasına etkiyen kuvvetler b) kuvvet çokgeni

3.8. Deprem Anında İstinat Duvarının Hareketi

H yükseklikli bir istinat duvarı düşünelim. (Şekil 3.6.a) Bu duvarın da P_a , aktif toprak basınç şartlarını sağlayacak kadar deplasman yaptığını varsayalım. P_a , $H/3$ ten etkimekte ve bc boyunca kayma kaması oluşmuş olsun. Şekil 3.6.b ve c sırasıyla yer hareketini ve duvar hareketlerini göstermektedir. Yer hareketi, t_1 zaman boyunca soldan sağa oa ile temsil edilsin (Şekil 3.6.b) Atalet nedeni ile, duvar t_1 zaman aralığında sağdan sola hareket etme eğilimindedir. Duvar hareketi denge durumundan

sola doğru, o_1a_1 olsun; yani, dolgudan dışarıya. Kayma kaması, abc de t_1 aralığında duvar yönünde hareket etmektedir.



Şekil 3.6 İstinat duvarının deprem anındaki davranışı a) istinat duvarı b) yer hareketi c) duvar deplasmanı

Şimdi üç durum dikkatle incelenmelidir:

1. Duvarın ve kayma kamasının hareket oranı aynıdır. Bu durumda, duvar ve kama arasında fazladan bir etkileşim söz konusu değildir. Dolayısı ile duvardaki basınç değişmez.

2. Duvar, kayma kaması hareketinden daha fazla oranda hareket eder. Bu durumda, duvar ile kama arasındaki etkileşim azalır ve toprak basıncı statik durumdaki aktif şartlara göre azalabilir.

3. Kamanın hareket oranı duvarınkinden büyüktür. Bu durumda, duvardaki toprak basıncı artacaktır. Sınırlayıcı bir şart olarak, eğer duvar hiç hareket etmezse, (tek başına duran bir duvar için, gerçekçi olmayan bir durum olmasına rağmen) basınçtaki artış maksimum olacaktır.

Yukarıdaki ifadelerden anlaşılabileceği üzere duvarın hareket ettiği yerlerde toprak basıncı artar, eksilir veya değişmeden kalabilir.

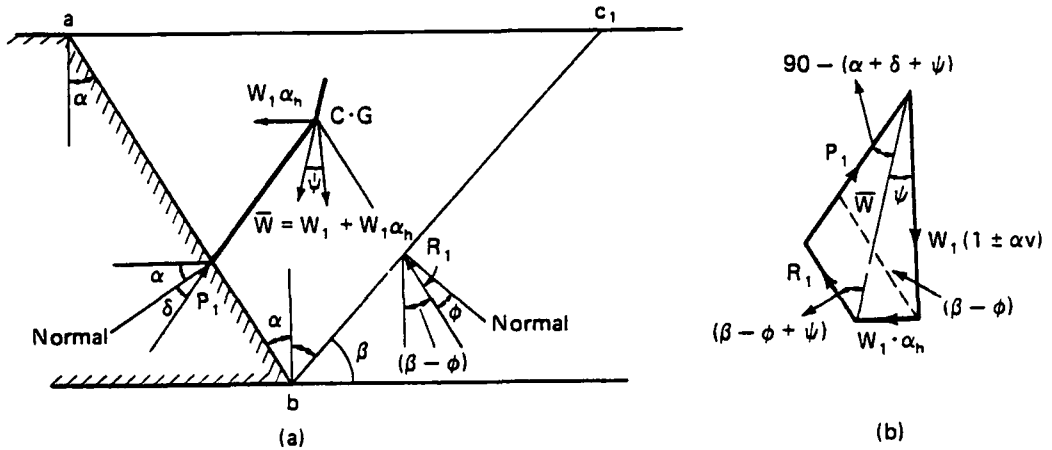
t_1, t_2 zaman aralığında, duvar dışa doğru a_1' 'den b_1' 'e hareket eder. a_1' 'den b_1' 'e duvar hareketinin oranı muhtemelen o_1' 'den a_1' 'e olandan daha küçüktür. t_3, t_4 zaman aralığındaki yer hareketi sağdan sola doğrudur. (Şekil 3.6.b) Duvar soldan sağa hareket etmek için bir eğilim kazanacaktır. Bu hareket dolgudan dolayı büyük oranda engellenecektir. Bununla birlikte, duvar deplasman yaptığı b_1 noktasından, tekrar c_1' 'e doğru kısmi olarak geri gelecektir. Buna benzer olarak, t_3, t_4 zaman aralığında, duvar hareketi c_1, c_2 ile temsil edilebilir. Böylece duvarın ilk durumundan c_2, c_2' ne kadar dışarı hareket ettiği görülmüş olacaktır. Bütün bu deplasman aktif basınç P_a altında ve yer hareketinin oabcd boyunca bir çevrimi ile meydana gelmiştir. Depremde yer sarsıntısının ilave büyük impulsları ile duvarın statik denge durumuna göre sürekli dışa hareket ettiği görülecektir. Böylece, depremde istinat duvarının stabilitesini belirlemede tetkik edilecek sorular şunlardır:

1. Duvar ne kadar deplasman yapar?
2. Toprak basıncındaki değişim nedir ve etkiye noktası neresidir?

3.9. Coluomb Teorisinin Modifikasyonu

Coluomb teorisi, kamaya etkiyen atalet kuvvetleri hesaba katılarak ve yeni bir toplam toprak basıncı hesaplanarak Mononobe Okabe (Mononobe ve Matsuo , 1929) tarafından yeniden düzenlenmiştir.

Şekil 3.7'deki H yükseklikli, dikeyle α açısı yapan istinat duvarı birim hacim ağırlıklı ve ϕ kayma mukavemetli bir zemini tutmaktadır. Duvar sürtünme açısı δ dır. Atalet kuvvetleri abc_1 kamasında dikey ve yatay olarak etkiyebilmektedir. Eğer a_h yatay ivme ve a_v düşey ivme ise bunlara bağlı olarak sırası ile $W_1 \cdot a_h / g$ yatay, $W_1 \cdot a_v / g$ da düşey atalet kuvvetleridir. Burada W_1 toprak kamasının ağırlığıdır. Duvar stabilitesi açısından en kötü durumda $W_1 \cdot a_h / g$ duvara doğru etkir ve $W_1 \cdot a_v / g$ de düşey olarak etkiyebilir (aşağı veya yukarı). Dolayısıyla toprak basıncında maksimum artışı veren yön durumu üzerinde durulacaktır.



Şekil 3.7 Deprem anında aktif toprak basıncı a) kayma kamasına etkiyen kuvvetler b) kuvvet çokgeni

Şimdi,

$$\frac{a_h}{g} = \alpha_h \quad (3.11)$$

$$\frac{a_v}{g} = \alpha_v \quad (3.12)$$

Burada α_h yatay sismik katsayı ve α_v düşey sismik katsayıdır.

Atalet kuvvetleri de yatayda ve düşeyde sırasıyla, $W_1 \cdot \alpha_h$ ve $W_1 \cdot \alpha_v$ şeklini alır. abc_1 kamasında etkiyen kuvvetler aşağıdaki gibi listelenebilir.

1. Ağırlık merkezinden etkiyen, abc_1 kamasının ağırlığı, W_1
2. Duvar normaline δ ile açı yapan toprak basıncı P_1
3. bc_1 yüzeyinin normaline ϕ ile açı yapan zemin reaksiyonu, R_1
4. Kama ağırlık merkezinden etkiyen yatay atalet kuvveti, $W_1 \cdot \alpha_h$
5. Düşey atalet kuvveti, $\pm W_1 \cdot \alpha_v$

W_1 ağırlığı ve $\pm W_1 \cdot \alpha_v$ ve $W_1 \cdot \alpha_h$ atalet kuvvetleri $\bar{W}_1$ şeklinde bileşke hale getirilebilirler; şöyleki:

$$\bar{W}_1 = W_1 \sqrt{(1 \pm \alpha_v)^2 + \alpha_h^2} \quad (3.13)$$

$\bar{W}_1$ bileşkesi düşeyde ψ ile açı yapar, yani;

$$\psi = \arctan \frac{\alpha_h}{1 \pm \alpha_v} \quad (3.14)$$

olur. Şekil 3.7.b'de kuvvet üçgeni çizilmiştir ve $P_{\text{toplam}} = P_s + \Delta P_{\text{dyn}}$ olarak belirlenir. P'nin maksimum değeri diğer bc_2 , bc_3 (gösterilmiyor) deneme yüzeyleri hesaba katılarak hesaplanır. Bu toplam toprak basıncı iki bileşenden

sürşarjı taşımaktadır. Varsayılan kayma yüzeyi ise b'den θ kadar açı yapmaktadır. Burada çekme çatlağı derinliği H_c ise;

$$H_c = n(H_1 - H_c) = nH \quad (3.15)$$

denklemiyle bulunur. H_1 , duvar yüksekliği ve H çekme çatlağının ulaşmadığı yüksekliktir. Bu yükseklikler arasındaki ilişki denklem 3.15'de verilmiştir.

Bu analizde, sadece yatay atalet kuvvetleri hesaba katılmıştır. Varsayılan kayma kaması abcd, üzerinde etkiyen tüm kuvvetler Tablo 5.1 a ve b'de düşey ve yatay bileşenleri ile listelenmiştir. Düşey bileşenlerin toplamı aşağıdaki denklemi verir.

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}\gamma H^2(\tan\alpha + \tan\theta) + \alpha n H^2(\tan\alpha + \tan\theta) + \frac{1}{2}\alpha n^2 H^2 \tan\alpha - cH - \dot{c}H \\ + qH(\tan\alpha + \tan\phi + n\tan\alpha) = P\sin(\alpha + \delta) + F\sin(\theta + \phi) \end{aligned} \quad (3.16)$$

Yatay bileşenlerin toplamı ise aşağıdaki denklemi verir.

$$-cH\tan\theta + \dot{c}H\tan\alpha + (W+Q)\alpha_h = P\cos(\theta + \phi) - F\cos(\theta + \phi) \quad (3.17)$$

Denklem 3.16'yı $\cos(\theta + \phi)$ ile denklem 3.17'u $\sin(\theta + \phi)$ ile çarpar, W ve Q için yerlerine koyarsak, $c=c'$ durumunda aşağıdaki denklem elde edilir.

$$\begin{aligned} P\sin(\beta + \delta) = \gamma H^2 \left[\left(n + \frac{1}{2} \right) (\tan\alpha + \tan\theta) + n^2 \tan\alpha \right] \\ * [\cos(\theta + \phi) + \alpha_h \sin(\theta + \phi)] + qH[(n+1)\tan\alpha + \tan\theta] \\ * [\cos(\theta + \phi) + \alpha_h \sin(\theta + \phi)] - cH[\cos\beta \sec\alpha + \cos\phi \sec\theta] \end{aligned} \quad (3.18)$$

Burada $\beta = \alpha + \theta + \phi$ dir.

Aşağıdaki boyutsuz parametreleri tanımlayarak;

$$(N_{ac})_{dyn} = \frac{\cos\beta \sec\alpha + \cos\phi \sec\theta}{\sin(\beta + \delta)} \quad (3.19)$$

$$(N_{aq})_{dyn} = \frac{[(n+1)\tan\alpha + \tan\theta][\cos(\theta + \phi) + \alpha_h \sin(\theta + \phi)]}{\sin(\beta + \delta)} \quad (3.20)$$

$$(N_{ay})_{dyn} = \frac{[(n + \frac{1}{2})(\tan\alpha + \tan\theta) + n^2 \tan\alpha][\cos(\theta + \phi) + \alpha_h \sin(\theta + \phi)]}{\sin(\beta + \delta)} \quad (3.21)$$

aşağıdaki denklemi elde ederiz.

$$P_{dyn} = \gamma H^2 (N_{ay})_{dyn} + qH(N_{aq})_{dyn} - CH(N_{ac})_{dyn}$$

Burada $(N_{ac})_{dyn}$, $(N_{aq})_{dyn}$ ve $(N_{ay})_{dyn}$ değerleri α, n, ϕ, δ ve θ parametrelerine bağlı toprak basınç katsayılarıdır.

Statik durum için; $\alpha_h = 0$ olur. 3.19, 3.20 ve 3.21 denklemleri aşağıdaki hali alırlar.

$$(N_{ac})_{sta} = \frac{\cos\beta \sec\alpha + \cos\phi \sec\theta}{\sin(\beta + \delta)} \quad (3.22)$$

$$(N_{ay})_{sta} = \frac{[(n + \frac{1}{2})(\tan\alpha + \tan\theta) + n^2 \tan\alpha] \cos(\theta + \phi)}{\sin(\beta + \delta)} \quad (3.23)$$

$$(N_{aq})_{sta} = \frac{[(n+1)\tan\alpha + \tan\theta] \cos(\theta + \phi)}{\sin(\beta + \delta)} \quad (3.24)$$

Denklem 3.22 ise;

$$P_a = \gamma H^2 (N_{ay})_{sta} + qH(N_{aq})_{sta} - CH(N_{ac})_{sta} \quad (3.25)$$

haline dönüşür.

Statik durum için, toprak basınç katsayılarının maksimum değerleri elde edilmiş ve N_{ac} 'nin statik ve dinamik durumda aynı değere sahip olduğu görülmüştür. Dinamik durumdaki katsayı değerlerinin statik durumdakilere oranı aşağıdaki gibi tanımlanabilir.

$$\lambda_1 = \frac{(N_{aqm})_{dyn}}{(N_{aqm})_{sta}} \quad (3.26)$$

$$\lambda_2 = \frac{(N_{aym})_{dyn}}{(N_{aym})_{sta}} \quad (3.27)$$

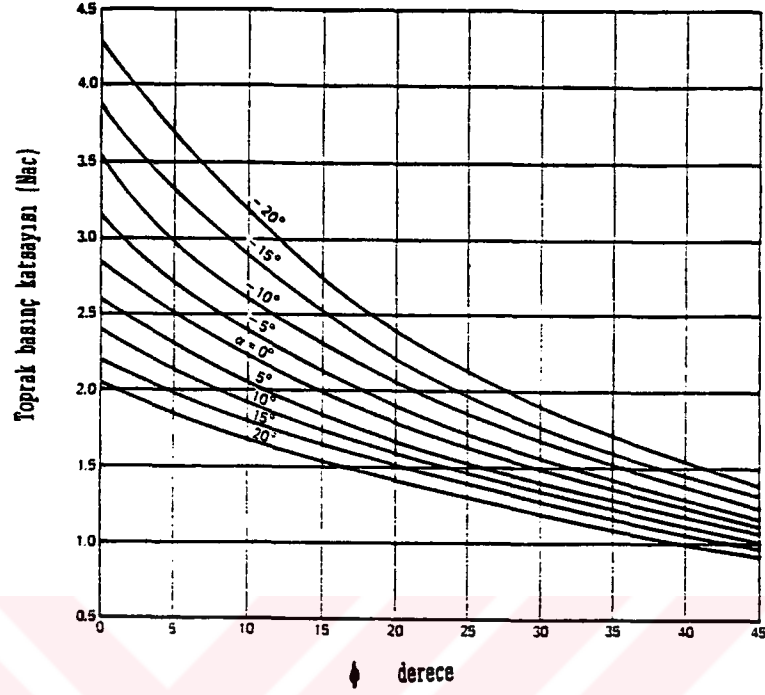
Denklemlerde indis durumundaki m, maksimum değerleri ifade etmektedir.

Şekil 3.9'da N_{ac} grafiği ϕ değerlerine karşı çizilmiştir. Bu grafik n değerinden bağımsız ve duvar eğimi α , 0 ve $\pm 20^\circ$ arasında düşünülmüştür. Şekil 3.10 ve 3.11; $(N_{aq})_{stat}$ 'ın ϕ 'ye göre, sırasıyla $n=0$ ve $n=0.2$, durumları için grafiğini göstermektedir.

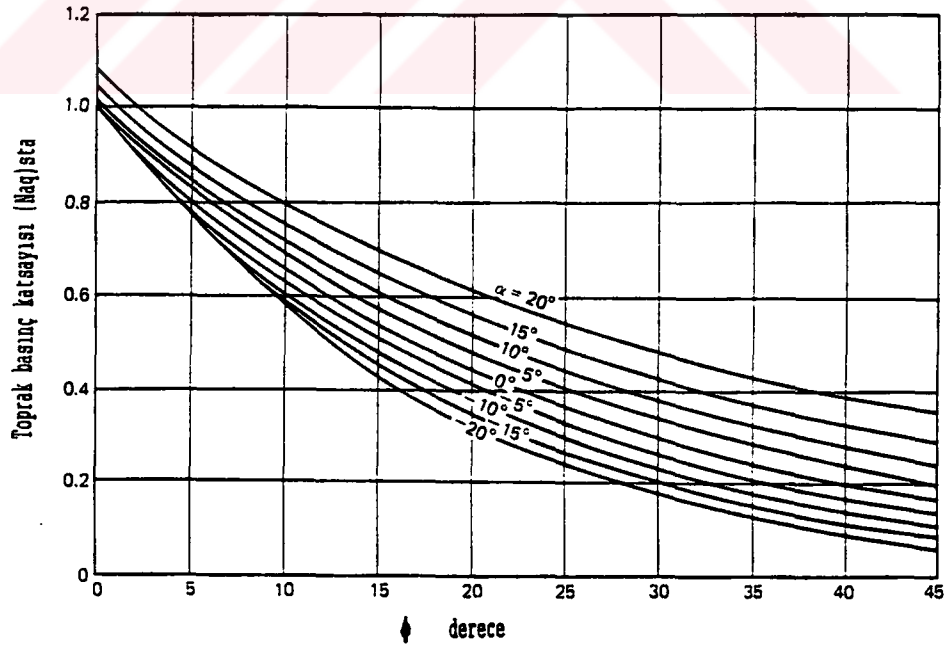
n'deki artışla λ_1 ve λ_2 değerlerinde çok az bir değişme görülmektedir. Dolayısıyla n değerinin λ_1 ve λ_2 üzerindeki etkisi ihmal edilebilir. İkinci olarak, λ_1 ve λ_2 'nin yaklaşık olarak eşit olduğu bulunmuştur. (Prakash ve Saran, 1966) Bunun sonucu olarak, Şekil 3.14 sadece bir λ ($=\lambda_1=\lambda_2$) değerinin grafiği çizilmiştir.

λ değeri toprak basınç katsayılarının dinamik ve statik durumdaki oranlarıdır ve her iki katsayıda ϕ ile birlikte azalmaktadır. Farklı α değerleri için, eğrilerin şekli, katsayılardan birinin azalma oranını göstermektedir.

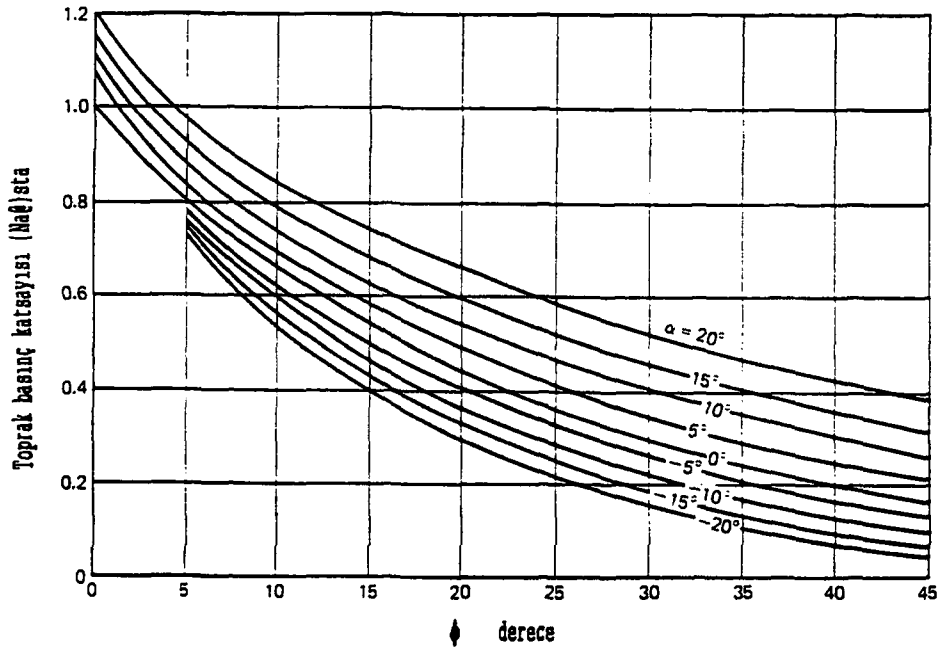
Aynı zamanda λ , α_h arttıkça artmaktadır.



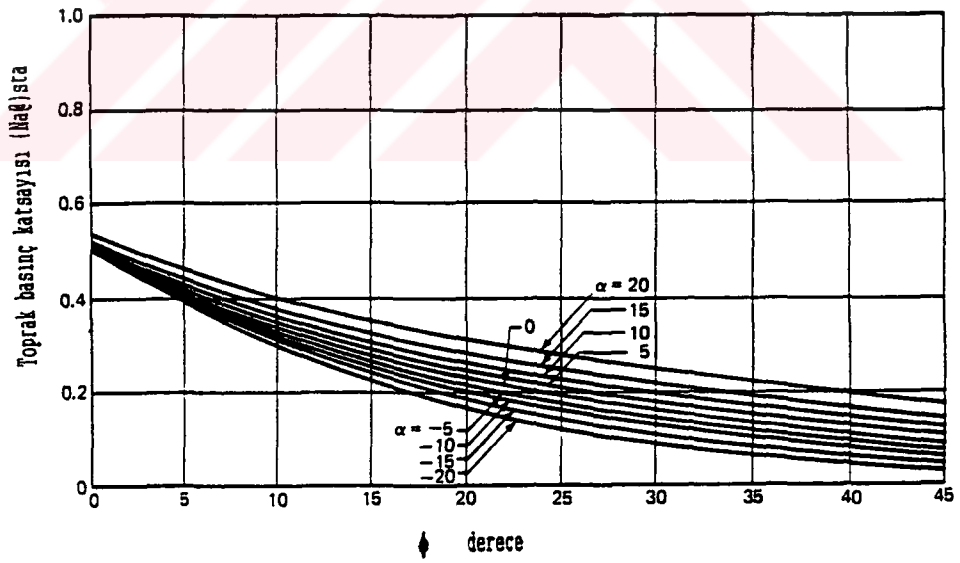
Şekil 3.9 Bütün n değerleri için ϕ ye karşılık $(N_{ac})_{\max}$ değerleri (Saran ve Prakash, 1968)



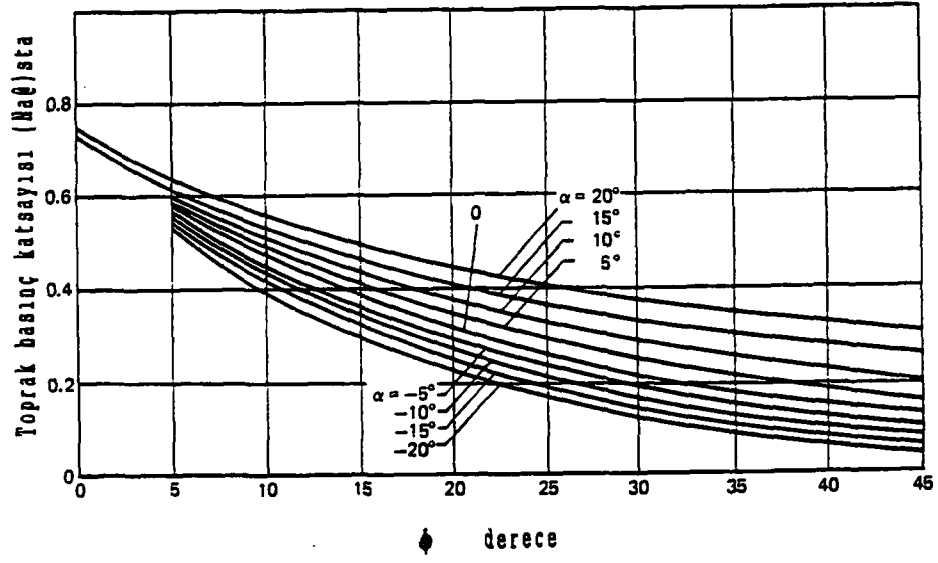
Şekil 3.10 $n=0$ için ϕ ye karşılık $(N_{ac})_{\max}$ değerleri (Saran ve Prakash, 1968)



Şekil 3.11 $n=0.2$ için ϕ ye karşılık $(N_{eq})_{su}$ değerleri (Saran ve Prakash, 1968)



Şekil 3.12 $n=0$ için ϕ ye karşılık $(N_{eq})_{su}$ değerleri (Saran ve Prakash, 1968)



Şekil 3.13 $n=0.2$ için ϕ ye karşılık $(N_{\sigma})_{sta}$ değerleri (Saran ve Prakash, 1968)

BÖLÜM 4

4. KÜTLE İSTİNAT DUVARLARININ SİSMİK TASARIM VE DAVRANIŞI HAKKINDA BUGÜNE KADAR YAPILAN ÇALIŞMALAR

4.1. Mononobe- Okabe denklemi

Mononobe ve Matsuo (1929) ve Okabe(1926), klasik Coulomb çözümünü kabuledilen kayma kamasının her noktasına etkiyen yatay ve düşey atalet kuvvetlerini de hesaba katarak tekrar düzenlediler. Dolgunun duvara olan itkisini şöyle tanımladılar:

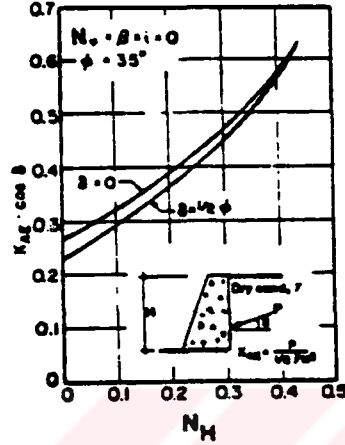
$$P_{aE} = \frac{1}{2} \gamma (1 - k_v) H^2 K_{aE} \quad (4.1)$$

Burada γ dolgunun birim hacim ağırlığı , H duvar yüksekliği ve K_{aE} aktif basınç katsayısı -dolgu içsel sürtünme açısı, duvar-dolgu arası sürtünme açısı ve ivme katsayısının bir fonksiyonudur. (Seed & Whitman,1970) Şekil 4.1 K_{aE} 'nin düşey ivmenin sıfır olduğu durumdaki değerlerini vermektedir. Burada K_{aE} , dolayısıyla P_{aE} , hem statik hem de dinamik etkiyi kapsamaktadır. Seed-Whitman basit bir lineer yaklaşım tavsiye etmiştir.

$$K_{aE} = K_a + \frac{3}{4} k_h \quad (4.2)$$

Bu denklem pratik durumlardaki k_h değerlerinde geçerlidir.

K_a ise statik aktif toprak basınç katsayısıdır. Mon-Oka denklemi birçok kabullere dayalıdır. Orijinal Coulomb denkleminde olduğu gibi duvar, aktif basınçları alabilecek kadar deformasyona müsait olmalıdır. Buna ilaveten kayan tüm aktif kama boyunca ivmeler sabittir.



Şekil 4.1 Mononobe-Okabe denklemine göre K_{aE} katsayısı değişimi (Seed ve Whitman, 1970)

Bu derivasyon tek başına, kayma kaması ile temas halinde olan istinat duvarının, yüksekliği boyunca yatay basınç dağılımını göstermez. Çeşitli yazarlar (örneğin Prakash & Basavanna, 1969) bazı ilave tahminler yaparak, bileşke kuvvet yüksekliğini tahmin etmişlerdir. İtkinin dinamik bileşeninin yeri için üst limit; dolgunun uniform ve elastik kabulünden sonuçlanmaktadır. (Wood, 1973) Bu durumda dinamik itki tabandan $0.63H$ yüksekte etkimektedir. Çeşitli sonuçların tetkikinden sonra, Seed-Whitman(1970) dinamik bileşen için $0.6H$ değerini tavsiye etmişlerdir.

Bahsedilen sonuçlar aktif basınç şartlarındaki kabullere dayalıdır. Eğer aktif şartlar korunursa (yani kayma düzlemindeki kayma direnci kamayı tutmaya çalışırsa), atalet kuvvetleri değişirken, taban ivmesinin dolguya doğru olduğu durumda itki maksimumdur. Bu anda kayan zemin üzerinde etkiyen atalet, duvar yönüne doğru etkir, böylece dolgunun ağırlığından dolayı bu da itkiye eklenir. Bunun

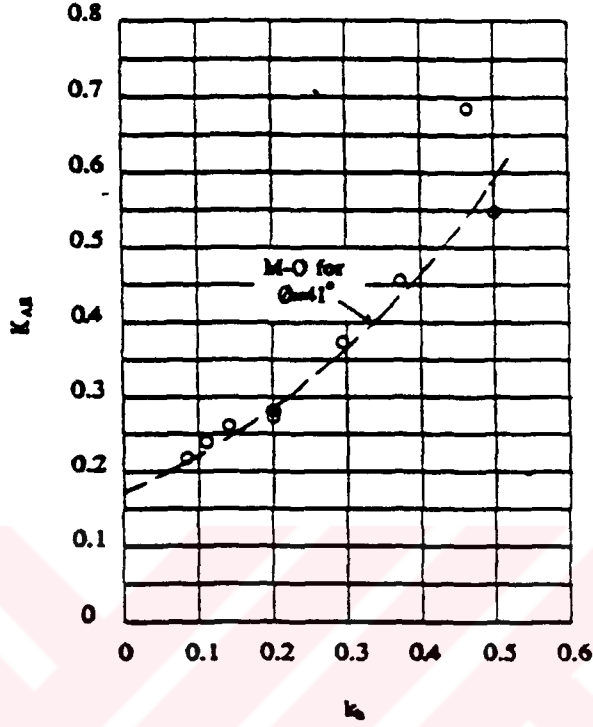
tersi olarak toplam itki dışa dönük ivmede minimum olur; şimdi Coulomb kamasındaki atalet kuvvetleri duvardan dışarı doğrudur. Böylece dolgu ağırlığının etkisine kısmen karşı koyar.

Seed-Whitman(1970), içinde P_{se} ölçülen çeşitli model deneylerini özetlemişlerdir. Şekil 4.2 Sherif vd. (1982) ve Sherif ve Fang, (1984) tarafından alınan yeni sonuçları göstermektedir. Onların deneylerinde dolgu tabandan sarsılırken duvar kontrollü bir şekilde dışa doğru yavaşca hareket ettirilmiştir. Duvar üstünde etkiyen ölçülmüş kuvvet ortalama bir düzgün yükselme üzerine eklenen devirli iniş çıkış göstermiştir. Yani hareket anında azalan ve aktif statik değerde stabil bir şekildedir. Ortalamanın kararlı olduğu zaman şekilde çizilen K_{se} 'yi hesaplamak için en yüksek tekrarlı kuvvet kullanılmıştır. Sherif ve diğerleri buna ek olarak sallanma sırasında bileşke kuvvet yüksekliğinin yukarı doğru hareket ettiğini ve $0.45H$ yüksekliğe ulaştığını bulmuşlardır.

Deney şartları Mononobe-Okabe denkleminde kabul edilen şekildedir. Yani bütün dolguda ivme aynı ve duvar hareketi tüm kayma direncini oluşturacak şekildedir. Böylece sonuçlar teoremin çok iyi olduğunu göstermiştir. Bununla beraber aşağıda tartışıldığı gibi geriye kalan problem teoremin gerçek problemlere uygulanabilirlik derecesidir, çünkü gerçek durumda duvarın dışarı doğru kontrollü hareketi mümkün değildir.

Pasif basınçlar için de benzeri bir çözüm yapılabilir. Şimdi maksimum itki, taban ivmesi dolgudan dışarıya doğru etkirken oluşmakta ve bu itki taban ivmesi arttıkça azalmaktadır. K_{pe} için verilen denklem (Seed-Whitman) hata içermektedir. Ne yazık ki, bu hata literatürde yayılmıştır. Kökün içinde paydada bulunan $\sin(\phi-\delta)$ ifadesi, $\sin(\phi+\delta)$ olmalıdır. Statik pasif itki için Coulomb denkleminin kullanımıyla ilgili yaygın ikazlar

dinamik durumda da uygulanır. Özel olarak duvar sürtünmesinin olduğu durumlarda bu denklem pasif direnci daha büyük bir değer olarak vermektedir.



Şekil 4.2 Mononobe-Okabe tahminlerinin deney sonuçları ile karşılaştırılması
(Sherif ve diğerleri, 1982)

4.2. Zemin Basınçlarıyla İlgili Diğer Sonuçlar

4.2.1. Rijit(Non-yielding) Duvarlar: Eğer bir duvar altındaki tabanla birlikte rijit bir şekilde hareket ederse, o zaman Mon-Oka teorisindeki tahmin edilen aktif şartlardan daha büyük toprak basınçlarının oluşması beklenir. Elastik teoriyi kullanarak ve malzeme özelliklerinin derinlikle sabit olduğunu kabul ederek, Wood (1973) steady-state dinamik itkinin yaklaşık $\gamma H^2 a/g$ değerine eşit olduğunu bulmuştu; burada a taban ivmesidir. Bileşke itki yüksekliği ise tabandan $0.63H$ yukarıdadır ve toprak basıncı değişimi yaklaşık olarak paraboliktir. Sonlu elemanlarla yapılan ve zemin modülünün derinlikle artırıldığı bir analiz (Nadim, 1982) %5'den %15'e kadar küçük dinamik itki sonucunu vermiş ve bileşke yüksekliği

ise yaklaşık 0.5H olarak bulunmuştur.

Bu durumun son derece detaylı deneysel araştırması Yong'da görülür (1985). Yong yaklaşık 0.5 yüksekliğinde bir duvarla sarsma masası deneyleri yapmıştır. Bulduğu sonuçlar Wood'un teorisini desteklemektedir. Bu arada ölçülen kuvvetler Mon-Oka denkleminin 2-3 katıdır.

4.2.2. Dinamik Su Basıncı: Yeni kütle duvarların tasarımı için bu tür basınçlar fazla önemli değildir. İyi bir çalışma duvarın arkasındaki dolgunun drenajını zorunlu kılmaktadır. Tecrübelerin bize söylediği şudur ki (Whitman & Christian, 1990), su seddeleri boyunca, kütle duvarlar, genelde gevşek dolgudaki sıvılaşma yüzünden zayıf performans gösterirler.

Depremden dolayı bir duvara gelen su basınçlarının hemen tüm tanımlamaları sabit derinlikli sonsuz uzunluktaki rezervuarı tutan düşey duvarın durumu için olan Westerguard'ın (1933) klasik çözümü ile başlar. Sudan gelen toplam dinamik kuvvet,

$$P = \frac{7}{12} k_h \gamma_w h^2 \quad (4.3)$$

Burada γ_w suyun birim ağırlığı ve h toplam su yüksekliğidir. Bu denklem suya karşı duran bir kütle duvarın üstüne gelen etkileri verir. Aynı zamanda doymuş dolgulu duvarlara gelen dinamik boşluk suyu basıncı etkisinin tahmin edilmesinde kullanılır. Bu bağlamda mineral iskeletinden gelen dinamik etki su altındaki birim hacim ağırlık kullanılarak Mon-Oka denklemiyle bulunur.

Bu durum, dolgu kaba kum iken geçerli olabilir. Genelde ise durum daha kompleks olacaktır. Steedman ve Zeng'in (1989) alternatif bir tavsiyeleri vardır. Dolgunun permeabilitesi düştükçe efektif basınçlarını (ve boşluk

suyu basınçlarını ayrı ayrı) hesaplamak imkansızlaşmaktadır. Çok düşük geçirgenlik (permeabilite) sınırında, drenajsız şartlar daha uygun olmaktadır. Daha ötesi, tekrarlı şekil değiştirme sonucu olarak artık boşluk suyu basınçları gittikçe artabilir. En son durumda sıvılaşma oluşabilir.

4.3. Kütle duvarın dinamik davranışı

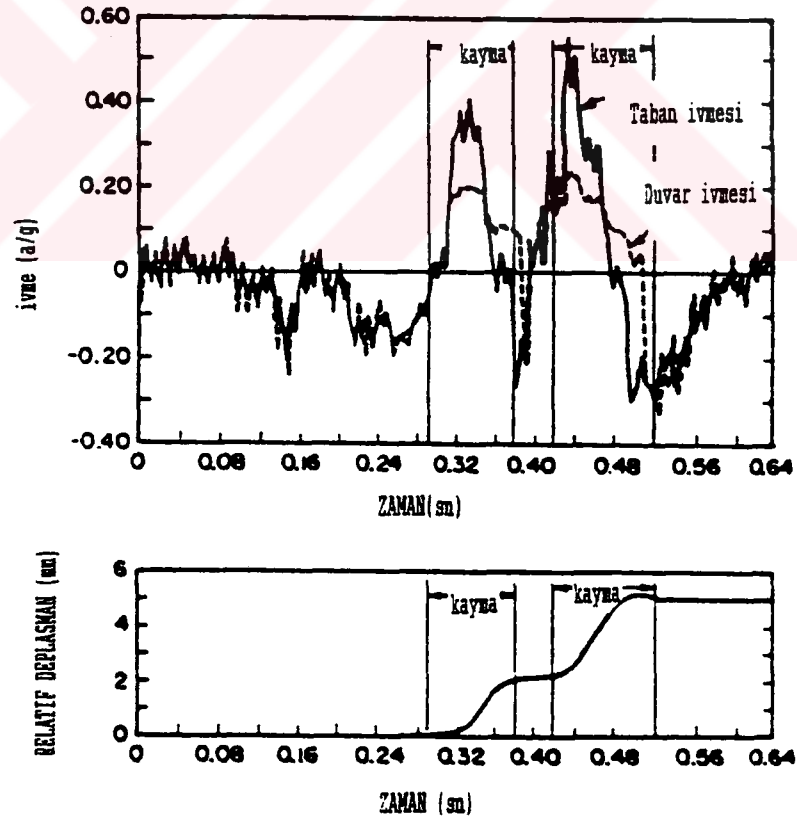
Şimdiye kadar özetlenen toprak basıncı teorilerinde yatay ivmenin duvar boyunca sabit olduğu kabul edilmiştir, böylece duvar hareketi bir şekilde kontrol edilmiştir. Gerçekte ise yüksekliğine bağlı olarak, ivme dolgudan yukarı doğru artabilir. Duvarın hareket ettiği durumlar ise; dolgudan, duvar ataletinden ve harekete karşı engellemelerden gelen kuvvetlerin kompleks sonucudur. Bunun ötesinde dolgunun lineer olmayan davranışı çok önemlidir.

Ne yazık ki, dinamik toprak basıncının gerçek ölçümleri olan, iyi dökümanlı arazi çalışmaları çok azdır ve bu çalışmaların sonuçlarının anlaşılması ve yorumlanması oldukça zordur. Dolayısıyla, model deneylerine ve teorik hesaplamalara dönmek gerekmektedir. Yapılan birçok çalışma gelişebilecek komplikasyonları oldukça açık bir şekilde göstermiştir.

4.3.1. Bir Kütle Duvarın Dışarıya Doğru Kayması: Yeni Zelanda'daki Canterbury Üniversitesinde kütle duvarların dinamik davranışını araştırmak üzere küçük ölçekli sarsma masası deneyleri yapılmıştır. (Lai, 1979) Eşilmesiz kayma durumuna göre boyutlandırılmış ve bir kum tabaka üzerine oturtulmuş bir duvar sarsma masasına yapıştırılmıştır. Şekil 4.3 bunun tipik sonuçlarını göstermektedir. Kaymanın adımlar halinde olduğu ve duvarın üst noktasındaki en büyük ivmenin sarsma masası ivmesinden daha küçük olduğu gözlenebilmektedir. Duvar-zemin arasındaki ivme ise kompleks bir şekilde değişmektedir. Steedman (1984) oldukça

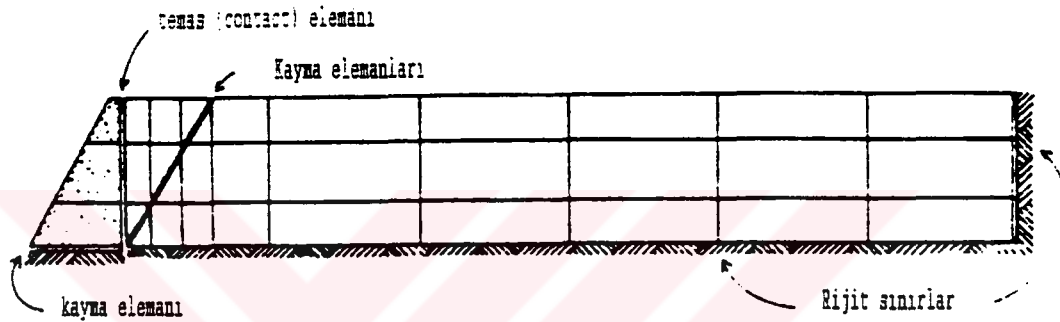
sıkı bir kum kullanarak, kayan bir duvarın santrifüj model deneylerini yapmıştır. Bu deneyler öncelikle, deney ilerlerken dolgunun içsel sürtünme açısının düşmesinin(strain-softening sonucu olarak) kayma üzerindeki etkisini göstermiştir.

4.3.2. Coulomb Kamasının Hareketi ve Şekil Değiştirmesi: Eğer bir istinat duvarı depremde dışarı doğru hareket ederse, dolgu kaması sadece dışarı doğru hareketle kalmayıp aynı zamanda kinematik şartları sağlamak için aşağı doğru da hareket etmelidir. Yani herhangi bir ani kayma ile hatta taban ivmesi sıfır olsa bile kamanın düşey ivmesi de oluşmalıdır.(Zerrabi, 1973) Bu kinematik şartların sağlanmasının etkilerini araştırmış ve ivmenin düşey bileşeninin ihmal edilmesi durumunda dinamik itkiyi oldukça aşırı değerde hesaplanacağını ortaya koymuştur.



Şekil 4.3 Sarsma masası deneyinde ivme ve kayma değerleri(Jacobsen, 1983)

Bir duvarın eğilmesi de Coulomb kamasındaki ivmeyi etkileyebilir. Nadim (1980) Coulomb kama düzlemlerinin dolgunun tabanından yüzeyine doğru paralel bir şekilde uzadığını kabul eden ve geleneksel rijit-plastik kabulüne bağlı kalan bir model kullanmıştır. Duvarın rotasyonel ivmesi düzlemler arasındaki malzemede yatay ivmeyle birlikte, yükseklikle lineer olarak değişmelidir. Nadim'in çalışmasının ana sonucu; yatay bileşke kuvvetin, duvarın alttan 1/3 noktasının altına düştüğü zamanlarda sallanırken değiştiğini vurgulamaktadır.

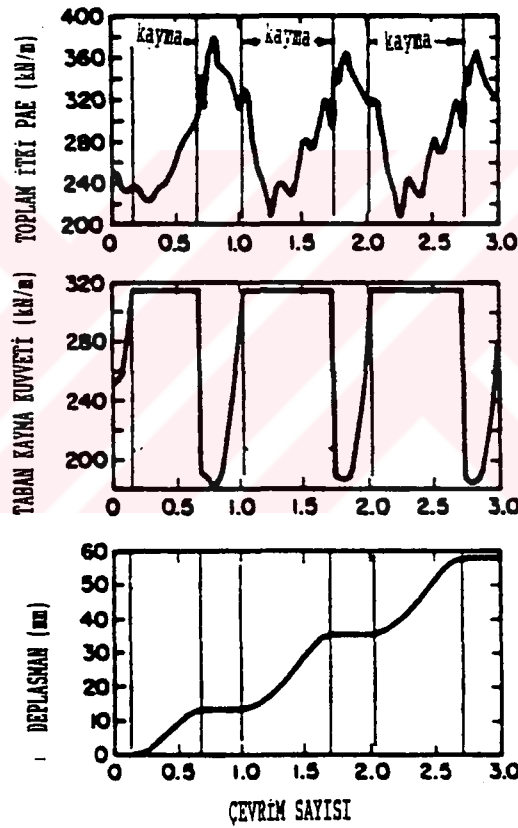


Şekil 4.4 Kayma elemanları olan sonlu elemanlar modeli (Nadim, 1982)

4.3.3. Dolgunun Deformasyon Özelliği: Taban dolguya doğru ivmelendiğinde zemine gelen atalet kuvvetleri deformasyona sebep olur ve duvarın dışarıya doğru hareket etmesini sağlayacak bir davranış beklenebilir. Bu özellik düşünülerek Şekil 4.4'deki sonlu grid elemanlar kullanılarak Nadim ve Whitman araştırma yapmıştır. Kayma elemanları; duvar tabanında, duvar-dolgu düzleminde ve Coulomb kayma düzlemini temsil eden eğimli düzlemde kullanılmıştır. Böylece bu analiz hem dolgu deformasyon özelliğini inceleyen hem de ilerde bahsedilecek olan Richard-Elms katı cisim göçme (kayma) modunu incelemiş olmaktadır.

Şekil 4.5, dolgu tabanında sinüzoidal değişen ivme kullanılarak hesaplanmış, duvar taban kesme kuvvetinin ve dolgudan gelen itki değişimlerinin grafikleridir. Taban kesme kuvveti maksimum değerinde sabit iken, kayma

gerçekleşmekte ve dolgu kaması aktif durumda olmaktadır. Zaman aralıkları, taban ivmesi dolguya doğru olduğunda sürekli çakışmakta -bu durum Mon-Oka ile uyum halindedir- ve bu aralıklar esnasında dolgu itkisi kaymanın düşey bileşeni hesaba katılmış Mon-Oka denklemini izlemektedir. Ne var ki, maksimum itki, kaymalar arasındaki zaman aralıklarında oluşmaktadır. Bu durum deforme olabilen dolgunun tabanla beraber, rijit bir şekilde hareket eden duvara karşı tekrar hareketiyle oluşmaktadır. Bu sırada itkinin bileşkesi duvar boyunca aşağı yukarı inip çıkmaktadır.



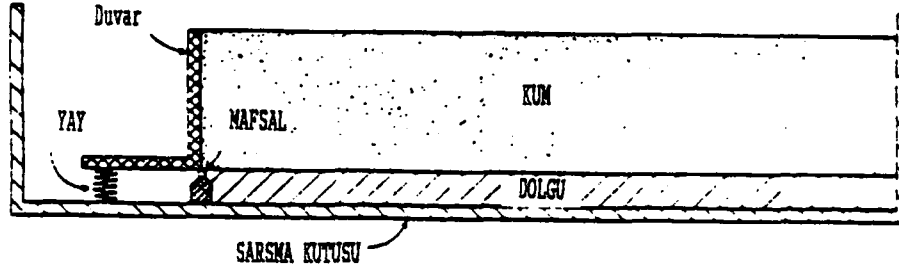
Şekil 4.5 Şekil 4.4 deki duvarın 3 sinüzoidal ivme sonucu hesaplanan davranışları
(Nadim ve Whitman, 1983)

4.3.4. Kalıcı Kuvvetler: Nadim ve Whitman (1983) tarafından yapılan hesaplamalarda taban sarsması sonucu meydana gelen bir residüel itkiyi ortaya çıkarmışlardır. Böyle bir sonuç deney programları sonunda da bulunmuştur.

Yong'un rijit duvarlı deneylerinde (1985), sarsıntı öncesi durgun halde $K_0 = 0.41$ dir, fakat gevşek kumun tekrarlı sallanmasında bu 0.74 değerine çıkıyor ve sıkı kumun sarsılmasında ise 0.89 değerine çıkmaktadır. Eğilen duvarların kullanıldığı santrifüj deneylerinde Andersen ve arkadaşları (1987) sallama esnasında kalıcı kuvvetlerin yaklaşık olarak maksimum kuvvetler kadar büyük olduğunu bulmuşlardır. Steedman (1984) de bu durumu (artmaları) konsol duvarlarda yaptığı santrifüj deneylerde gözlemiştir. Kalıcı artmaların kanıtı olarak arazide (ankrajlı bulkhead'larda) Lai ve Dig (1989) tarafından gözlemler yapılmıştır. Sallanma ve vibrasyon olduğunda, böyle artımlar beraberinde kumların sıkışmasını ve küçük asal gerilmenin artımını getirirler. Eğilen duvarlardaki santrifüj deneylerinde yatay basınç artmaları Stamatopoulos ve Whitman (1990) tarafından iyi bir şekilde tahmin edilmiştir.

4.3.5. Eğilen Duvarlar (Tilting Walls) : Arazi gözlemleri göstermiştir ki depremde ciddi bir şekilde hareket eden kütle duvarlarda taban etrafındaki dönme önemlidir. Eğilen duvarların davranışı hakkında yakın zamana kadar az sayıda çalışma yapılmıştır.

4.3.5.a. Andersen'in Eğilen Duvar Deneyleri : Eğilme yapan duvarların dinamik davranışını daha iyi anlayabilmek için İngiltere Cambridge Üniversitesinde geoteknik santrifüjünü kullanarak bir seri model deneyleri yapılmıştır. (Andersen ve arkadaşları, 1987) Temel düzenleme Şekil 4.6'da görülmektedir. Duvar yüksekliği 0.152m olup, kuru kum dolgu duvarda 0.483m uzağa kadar uzatılmış ve genişliği 0.5m dir. Simule edilmiş duvar, topuktan sabit pimle mesnetlenmiş ve uç tarafına eğilme direncini karşılamak amacıyla yay yerleştirilmiştir. Deneylerde duvar-dolgu etkileşimi odak olarak seçilmiş ve bunun için de eğilme direnci bilinen bir düzenleme yapılmıştır. Deneylerde aşağıda verilen üç ayrı yay sabiti kullanılmıştır.

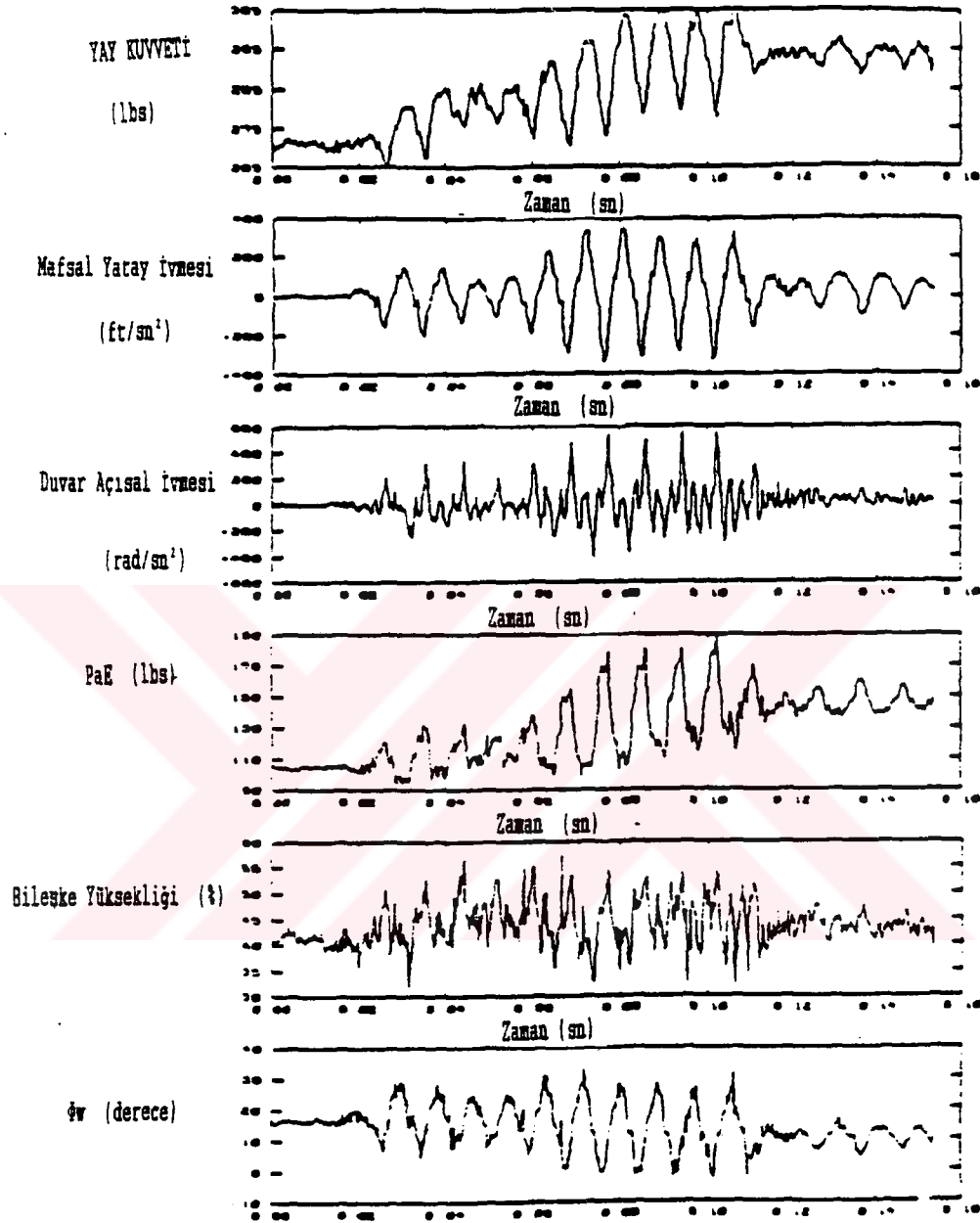


Şekil 4.6 Eğilen duvar deney düzeneği (Andersen ve diğ., 1987)

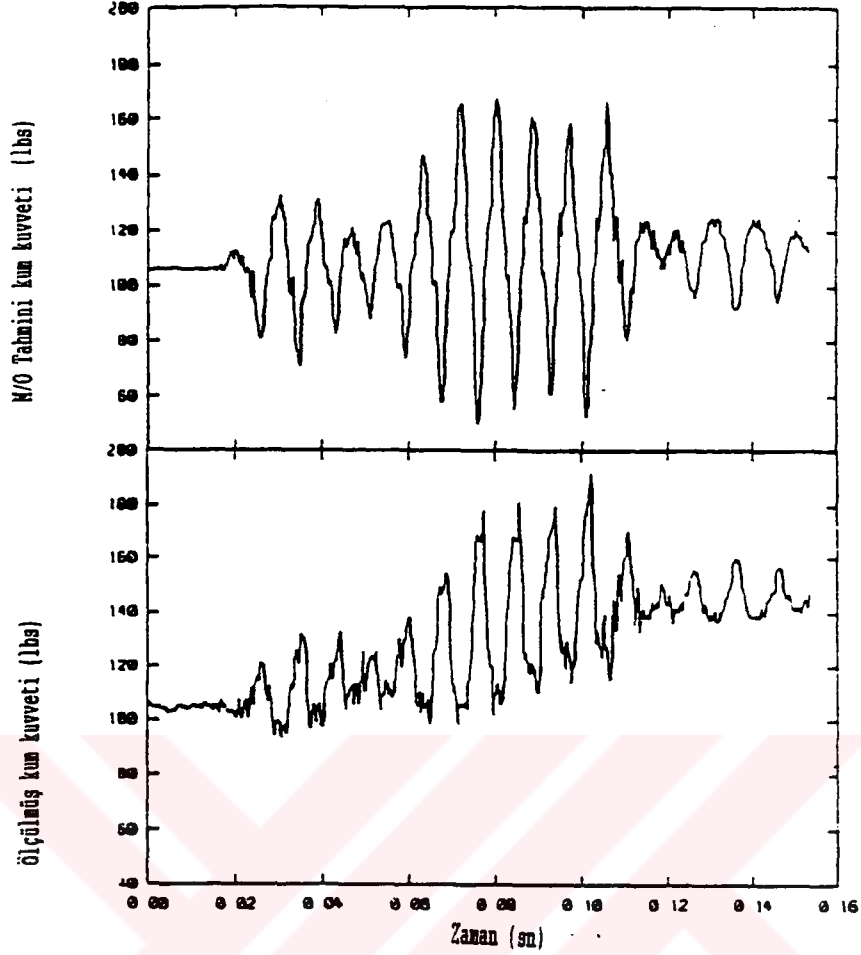
Duvar alüminyumdan yapılmış, rijitliği sağlayan babalar (buttres) bulunmakta ve gerçek bir duvara benzememekteydi. Bununla birlikte, duvarın kütlesi ve mesnet etrafındaki atalet momenti gerçek bir duvara göre ölçeklenmişti. (biraz fazla olabilir) Üç özdeş duvar santrifüj paketinin dikine olarak yan yana yerleştirilmiş, bütün veriler merkezde bulunan parçadan alınmıştır. Kullanılan kum ise 25/40 Leighton-Buzzard kumu olup merkez kısma yağmurlama yolu ile oldukça sıkı bir şekilde yerleştirilmişti. Santrifuj ivmesi bütün deneylerde 80g seviyesinde olmuştur. Sallanma duvar tabanına ve dolguya Cambridge'in " Bumpy Road " u kullanarak yapılmıştı. Böylece sarsıntı 125 Hz de çok uniform olmayan 10 tane devirden oluşmuştur (Bu ise prototip ölçeğinde 1.5 Hz frekansı göstermektedir).

Temel yayındaki kuvvetleri, mesnetteki reaksiyon kuvvetlerini ve duvarın ivmesini ölçerek bileşke kuvvetinin yüksekliğinin ve duvar-dolgu arasındaki bileşkenin yatay ve düşey bileşenlerinin (sarsıntı da zamanın bir fonksiyonu olarak) hesaplanması mümkün olmuştur. Enstrimantrasyonda karşılaşılan zorluklar nedeniyle itkinin düşey bileşeninin (dolayısıyla da duvardaki kayma kuvveti) ölçümünde belirsizlik olduğundan bileşkenin yüksekliği tam doğru olarak hesaplanamamıştır (zamana göre sonuçlar mantıklı olmasına göre) Bununla birlikte, kuvvetlerin ve ivmelerin ölçümünde duvara monte edilmiş basınç ölçerler kullanmaksızın da bir karara varılabilir. 80g lik dönüş sırasında duvarda arttırılmış yer çekiminin sonucu olarak önemli ölçüde eğilme oldu. Bu aşamalar sonucundaki datalar

göstermiştir ki aktif şartlar oluşmakta ve yatay itki değerleri aktif toprak basıncı teorisi ile uyuşmakta ve bileşke itkinin yüksekliği alt $1/3$ lük kısma yakın olmaktadır. Şekil 4.7 dinamik sallanma esnasında tipik bir dizi sonuçları göstermektedir. Bu sonuçlar dinamik davranışın karmaşıklığını vurgulamaktadır. Bu çalışmanın ana sonucu duvar hareketinin dışa doğru maksimum olduğu zamanda minimum itki olduğudur. Yay kuvvetinin maksimum olduğu anda bu durum doğrulanmıştır. Tam bu anda uygulanan taban ivmesi dolguya doğrudur. Maksimum itki, taban ivmesi dolgudan dışa doğru olduğu anda duvar dolguya geri dönerken oluşur. Bileşke itki yüksekliği sarsıntı esnasında inip çıkmaktadır. Duvar tam geriye döndüğünde maksimum, ve duvar dışarı hareket ettiğinde minimum ($1/3$ 'ün altında (tipik olarak)) olmaktadır. Sarsıntıda duvar sürtünmeside azalıp artmakta ve duvar dışa hareket ederken maksimum (dolgu aşağı hareket edebiliyor) ve geriye gelirken azalıyor. Duvarda sürekli dışa eğilme olup ve buna ek olarak yatay itkide kalıcı artış ve bileşke itki daha yüksek bir konuma geçmekte bu da Şekil 4.8'de gözlenen Mon-Oka tarafından tahmin edilen maksimum itkilerdir. Çarpıcı sonuç şudur ki, tahmin edilen sonuçlarla gözlenen sonuçlar faz dışıdır. Maksimum itkilerdeki nümerik uyum beklenmemelidir; çünkü Mon-Oka teorisinde kabul edilen şartlar gerçek maksimum itki anında kesinlikle mevcut değildir. Ne var ki, özellikle dolgu aktif durumda değildir ancak tesadüfen kaba bir uyum vardır.



Şekil 4.7 GA6 Deneyinden sonuçlar. Toplam süre 0.1 saniye (Andersen ve diğ., 1987)



Şekil 4.8 GA6 Deneyinde dolgudan gelen itki (Andersen ve diğ.,1987)

İlk minimum itki değerinin Mon-Oka denkleminin tahmin ettiği değerde olması beklenebilir; bu anda dolgu kesinlikle aktif durumda ve taban ivmesi dolguya doğrudur. Ne var ki, gözlenen itki tahmin edilen itkiden çok daha küçüktür. Tek mümkün açıklama "Zarrabi Etkisi" dir; yani dışa doğru hareketde dolgunun düşey ivmesinin etkisi. Başka bir açıklama da "Steedman ve Zeng 1989-1990" tarafından bahsedildiği üzere duvarın alt ve üst kısımlarının ötesinde yanal basınçlarda fazın çok yavaş ilerlemesidir. Üçüncü bir açıklama duvar dönmesinin kompleks modeli, taban ivmesi ve zemin itkisinin durumlarında bulunabilir (duvarın dışarı doğru maksimum hareketine yakın anda)

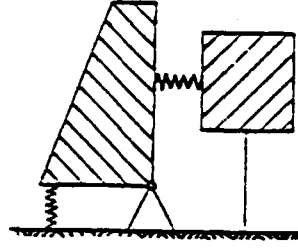
4.3.6. Basit Teorik Modellerden Alınan Sonuçlar: Şekil 4.9; çok basit fazlanma olgusunu araştırmak ve algılamak için

kullanılabilir (Whitman, 1989). Sağdaki kütle ve yay dolgunun dinamik davranışını temsil etmektedir. Soldaki yay duvarın dönmesine karşı direnci sağlamaktadır. Kütleler arasındaki yay duvar-dolgu etkileşimini yansıtmaktadır. Dikkat edilmesi gerekli bir nokta da sistemin tabii frekansına nispetle sallanma (excitation) frekansının manyitududur.

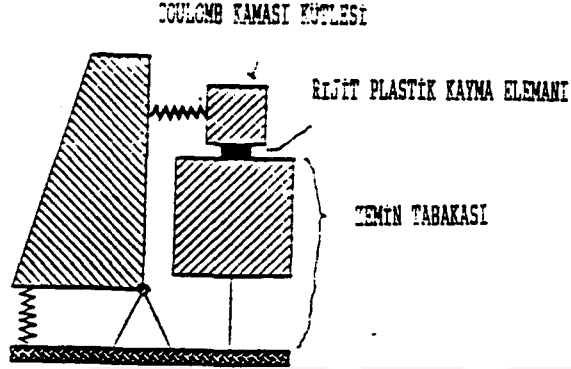
Gerçek duvarlar için kullanılan tipik parametre değerleri ile etkileşim yayında kuvvet (yani toprak etkisi) ivme dolgudan dışa doğru iken maksimum ve ivme dolguya doğru iken minimum olur. Bu durum ise daima aktif şartlar düşünüldüğünde Mon-Oka sonuçlarının tam tersidir. (Sheriff'in deneyleri esnasında gözlediği sonuç). Fakat Anderson ve arkadaşlarının deneylerinde ise gözlenen sonuçtur. Rotasyonlar göz önüne alınarak sonuç kolaylıkla anlaşılabilir; maksimum itki duvar yerine geri otururken (pasif duruma yaklaşıyor) oluşmakta, duvarın dışa doğru maksimum dönmesi olduğu anda ise minimum itki oluşmaktadır (aktif durum). Sallama frekansının görünen tabii frekansla olan farklı ilişkisinden farklı fazlanma oluşabilir.

Bu model zemin kütlelerini iki ayrı parça haline getirerek geliştirilebilir (Şekil 4.10) ve kayıcı bir eleman sağlanır. Bu gelişme ile, model kalıcı eğilmedeki ve kalıcı toprak itkisindeki gelişmeyi tahmin edebilir. (Böyle rakamsal veriler tatminkar olmasa bile)

4.3.7. Kayma ve Eğilme Birlikte: Nadim ve Whitman (1984) bu durumun bir başlangıç çalışmasını üslenmişlerdir. Çalışmada duvar tabanı için kaymaya karşı sınırlı bir sürtünme direnci ile birlikte moment dönme ilişkisinde bir göçme noktası (yield) durumunu da varsaymışlardır. Ana sonuç şudur ki; muhtemel olmayan durum, kayma ve eğilmenin ikisinin birden herhangi bir problemde, önemli olduğudur.



Şekil 4.9 2 derece serbestili eğilen duvar modeli



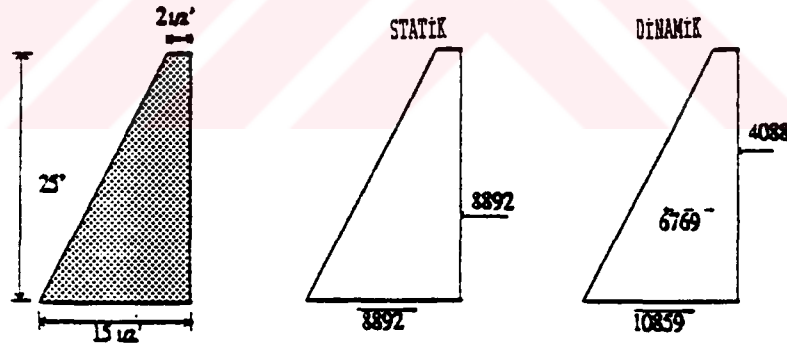
Şekil 4.10 Residüel itkiyi hesaba katan 2 derece serbestili eğilen duvar modeli

Al Homoud (1990) geniş bir sonlu elemanlar kodu olan FLEX'i (Vaughan ve Richardson, 1989) kullanarak daha gerçekçi bir analiz yürütmüştür. İstinat duvarı kum dolguyu tutarken ve bir kum tabakası üzerine oturacak şekilde modellenmiştir. Şimdiye kadar ki önemli sonuçlar; a) duvardaki basıncın zamana bağlı değişimi duvarın alt ve üst kısımlarında farklı olmakta ve kalıcı basınçlar üst kısımda maksimumu çıkmaktadır, b) fazlanma ilişkileri genel olarak eğilen duvar deneylerinde bulunduğu gibidir, c) duvar tabanında moment-dönme ilişkisi, tabanın moment kapasitesinin yaklaşık 1/3'üne kadar yaklaşık lineer kalmaktadır. (bu andaki dönme 0.001 radian civarındadır) d) duvar tabanının en iç kısmında yükselme olur, bu da moment-dönme ilişkisini oldukça kompleks hale getirir.

Marciana (1986) tarafından bir dereceye kadar benzer bir analiz yapılmıştır. Siddhartan ve Maragakis (1989) Steedman'ın deneylerine (1984) konsol duvarlı bir nümerik analiz uygulamıştır.

4.4. İzin Verilebilir Sürekli Deplasman için Tasarım:

Geleneksel tasarımda yatay ivme katsayısı tahmin edilip Mon-Oka denklemi kullanılarak duvara karşı gelen toplam statik ve dinamik itki hesaplanır. İyi bir çalışma bunlara ilaveten duvara gelen atalet kuvvetlerini de hesaplamayı gerektirir. Böylece duvar bu yatay kuvvetlere karşı koyabilecek şekilde boyutlandırılır ve kullanılan güvenlik katsayısı statik kuvvetlerinkinden daha küçük olur. Tavsiye edilen ivme katsayıları 0.05 ten 0.15'e; yani sırasıyla tasarım ivmesinin 1/3'ü ile 1/2'si arasında değişmektedir. Bu arada ön görülen güvenlik katsayısı da 1.0 ile 1.2 arasında değişmektedir. Şekil 4.11, bu yaklaşımla boyutlandırılan duvar ölçümlerini vermekte ve sismik katsayının 0.2 olması durumunda duvara gelen kuvvetleri göstermektedir. Duvardaki atalet kuvvetlerinin toprak dinamik itkisinden büyük olduğuna dikkat edilmelidir.



Şekil 4.11 Geleneksel yaklaşımla tasarlanmış duvar; $\phi=33^\circ$ $\alpha_h=0.2$

Dolgu ve temel zemininde sıvılaşma olmadığı durumlarda, bu çalışma genel olarak tatmin edicidir; göçme ve aşırı hareket büyük depremlerde bile nadir görülen bir olaydır. Bu iyi performans için en muhtemel açıklama; tasarımda yapılan dolgu mukavemeti, duvar sürtünmesi, duvar tabanındaki kayma mukavemeti tahminlerinin aşırı güvenli

oluşudur. Bununla birlikte büyük hareketlerin sözkonusu olduğu durumlar da mevcuttur. (Evans, 1971; Grivas ve Souflis, 1984) Ne yazık ki; tasarımları, kesin olmayan aşırı güvenliliğe ve rastgele belirlenen güvenlik faktörü ve ivme katsayılarına dayandırmak tatmin edici değildir.

4.4.1. Tasarım İvmelerinin Seçilmesi: Geleneksel tasarımda tahmin edilen ivmeler, gerçekte gözlenenden daha küçük olduğundan büyük bir depremde bazı göçme ve sürekli deformasyonlar beklenebilir. Richard-Elms (1969) ciddi bir gelişme yapıp tasarım ivme katsayısının doğru seçimi için bir işlem ortaya koymuşlardır. İşlem izin verilebilir sürekli deplasman kavramına dayanmaktadır.

Bir bloku altındaki düzlemde kaydırabilmek için blokla düzlem arasında bir kayma kuvveti oluşmak zorundadır. Bu aradaki kayma direnci bloka aktarılabilen ivmeye bir sınır koyar. Eğer düzlemdeki ivmeler bu sınırı aşarsa, blokta kayma (düzleme göre) gerçekleşir. Sarsıntı sonunda sürekli relatif deplasman olabilir. (Özellikle, blok düzlem üzerinde durmakta iken ara düzlemde statik kayma gerilmesi varsa) Bu çalışma detaylı olarak ilk kez Newmark tarafından yapılmıştır. (1965) Çalışmada sürekli relatif deplasmanları önceden tahmin eden denklem ve tablolar geliştirildi. Bundan sonraki araştırmacılar (Franklin ve Chang, 1977; Whitman ve Liao, 1965) düşey taban ivmesinin etkilerini de düşünerek ön tahmin metodunu yeniden düzenlediler. Bu çalışmanın parçası olarak Richard ve Elms aşağıdaki denklemi önermişlerdir.

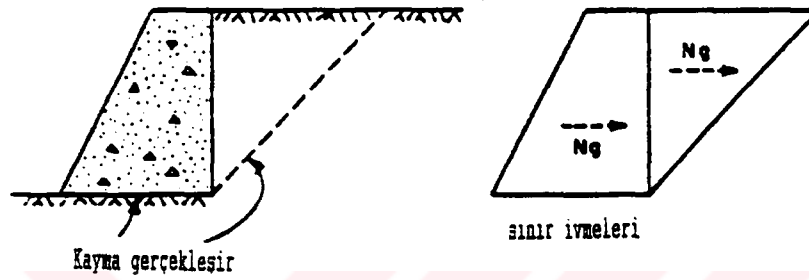
$$\Delta = 0.087 \frac{V^2}{A_g} \left[\frac{N}{A} \right]^{-1} \quad (4.4)$$

burada Δ sürekli kayma; A_g ve V sırasıyla, maksimum ivme ve maksimum düzlem hızlarıdır ve N_g ise blok ile düzlem arasında aktarılabilen maksimum ivmedir. Denklem (4.4) kayma için tutucu (yaklaşık üst limit olarak) bir tahminde

bulunmaktadır. (Özellikle $N/A < 0.4$ olduğunda) Wong ve Whitman (1982) ortalama kayma için

$$\Delta = 37 \frac{V^2}{A_g} e^{-9.4 \frac{N}{A}} \quad (4.5)$$

denklemini önermişlerdir. Standart sapma için de bir tahmin geliştirilmiştir.



Şekil 4.12 Kayan bir blok olarak kabul edilen istinat duvarı ve kayma kaması

Kütle istinat duvar durumu için, Richard-Elms(1979) dolgu kayma kamasını duvarla birlikte hareket eden bir 'kayan blok' olarak kabul etmişlerdir. Dolguya gelen statik ve dinamik itkiye ilaveten duvara gelen atalet kuvvetlerinin toplamı, duvarın tabanındaki kayma direncine eşit olduğunda maksimum aktarılabilen ivmeye ulaşılır. Bu itki Mon-Oka denkleminde veya Seed-Whitman yaklaşımından bulunabilir.

Buna göre Richard-Elms(1979) tasarım için aşağıdaki adımları teklif etmişlerdir. İlk önce duvarın fonksiyonu düşünülerek izin verilebilir sürekli deplasman seçilir. Büyük bir deprem sırasında birkaç santimetrelik dışa doğru hareket kabul edilebilir. O zaman denklem (4.4) öngörülen A ve V değerleriyle birlikte aktarılan gerekli ivme katsayısı N' 'yi bulmak için kullanılır. N' 'yi sismik katsayı k_a olarak kullanarak dolgudan gelen itki hesaplanır. Bu itkinin neden olduğu kaymaya karşı koyabilecek gerekli duvar ağırlığı(buna bağlı olarak duvardaki atalet

kuvvetleri) hesaplanır ve uygun bir güvenlik katsayısı tayin edilir. Richard-Elms(1979) başlangıçta güvenlik katsayısını 1.5 olarak tavsiye etmiş, fakat çok daha küçük bir güvenlik katsayısının da yetebileceğini belirtmişlerdir. Dönmenin hesaba katılmaması için duvarın orantılı boyutlandırılması tavsiye ederek, dönmeyi açık olarak hesaba katmamışlardır. Şekil 4.11'deki duvar $A=0.4$, $V=0.5$ m/sn, izin verilebilir deplasman 5.08 cm ve güvenlik katsayısının 1.1 olduğu bir depremde Richard-Elms tarafından tatminkar bulunmuştur.

Daha önce tarif edilen sarsma masası deneyleri (Şekil 4.3) Richard-Elms metodunun temelde doğru olduğunu ortaya çıkarmıştır. Ne var ki; sonuçlarla basit teorik tahminler arasında birçok farklar bulunmaktadır. Gerçek kayma genelde normalin üzerinde tahmin edilmiştir ve duvar ivmesi kayma olurken sabit değildir.

4.4.2. Güvenlik Katsayısının Seçimi: Kayan duvarın hareketinin daha iyi anlaşılması, geleneksel ve Richard-Elms metodlarına uygun güvenlik katsayılarının seçilmesi için MIT(1979)'de birçok çalışma yapılmıştır.

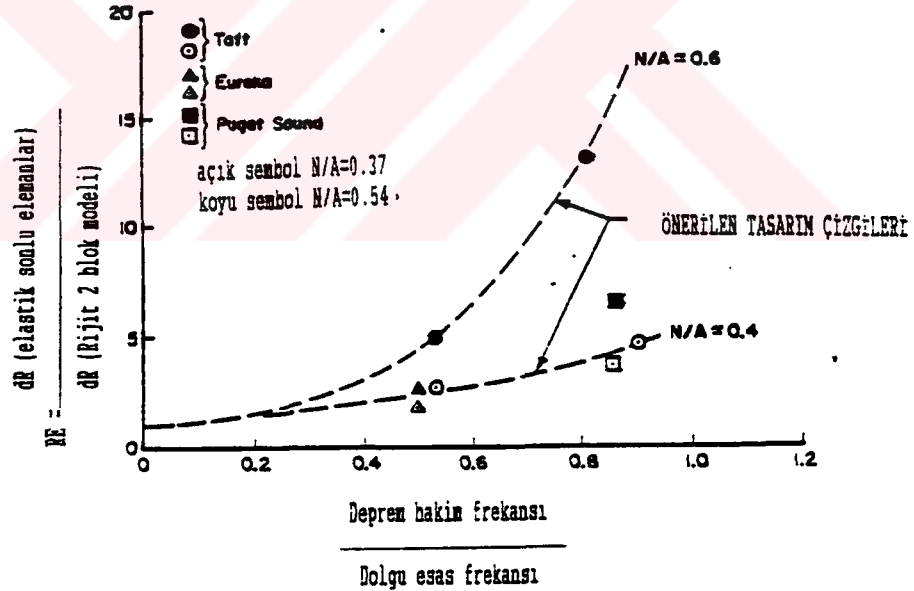
Zarrabi'nin çalışması(1973) düşey ivmenin ihmal edilmesinin, duvarın sürekli kayma miktarının normalin üstünde çıkmasına sebep olduğunu ortaya çıkarmıştır. Bu etkiyi hesaba katarak Canterbury'de yürütülen sarsma masası deneylerinden alınan verilerde daha iyi tahminler elde edilmiştir. (Jacobsen,1980)

Richard-Elms analizinde ihmal edilen bir faktör de, dolgunun deformasyon özelliğidir. Nadim ve Whitman (1983) tarafından yapılan hesaplamalar göstermiştir ki; deformasyon özelliği hesaba katıldığında elde edilen sürekli duvar hareketi rijit-cisim kayması olarak düşünülmesi durumundakinden daha fazla olmaktadır. Bu da sarsma frekansı, dolguyu oluşturan tabakanın tabii

frekansına yaklaştıkça artan bir hata ile gerçekleşmektedir. Tabii frekans;

$$f_n = \frac{C_s}{4H} \quad (4.6)$$

formülü ile hesaplanır, burada C_s dolgudan geçen kayma dalgasının hızıdır ve beklenen tekrarlı kayma şekil değiştirmesi için değeri düşürülür. Örneğin; 9m yüksekliğindeki duvarda f_n kuvvetli bir sarsıntı sırasında 2.5 Hz. civarında olabilir. Bu değer ise önemli yer hareketleri sınırları içindedir. Analizin temelindeki kabullerden dolayı, özellikle dolgu altındaki zeminin sonsuz rijit olduğunun kabulü, dolgunun deformasyon özelliğinin nicel (kantitatif) etkisini aşırı bir şekilde tahmin etmiş olabilir. Ne yazık ki; bununda önemli bir etki olduğu açıkça görülmektedir.



Şekil 4.13 Richard-Elms analizi ile gerçek deprem kullanılarak yapılan analizlere göre sürekli deplasmandaki dR artış

Bu ve diğer çalışmalar, basit kayan blok analizi kullanılarak yapılan sürekli kayma tahminlerindeki tüm

belirsizliklerin, olasılıkla ilgili kavram ve metotlara dayalı, sistematik bir analizin gerekli olduğunu göstermiştir. (Whitman ve Liao, 1948) Tablo 4.1 potansiyel hata ve diğer belirsizliklerin kaynaklarını göstermektedir. Bu kaynakların herbirisi için yukarıda bahsedilen çalışmalara bağlı olarak ortalama ve standart sapmaya bir hata atfedilmiştir. (Analiz anında eğilmenin etkisinin tahmini büyük ölçüde tecrübe ve bilgiye dayalı kestirimlerle yapılmıştır). Verilen bir problemde gerçek hareketlerin dağılımı log-normal olarak kabul edilmiştir.

Sonuçlar;

- a) Ortalama hareket, normalin 3.5 kat altında tahmin edilmiştir.
- b) Log-normal dağılımın sınırlarının 1.3'ten 3'e kadar olduğu standart sapma, küçük yer hareketlerinde en büyük değer olmaktadır.

Standart sapmaya en büyük katkı (özellikle daha küçük hareketlerde) direnme (resistans) parametrelerindeki belirsizlikten gelirken, hatanın en büyük kaynağı dolgunun deformasyon özelliğinin ihmal edilmesidir.

Tablo 4.1 Sürekli Duvar Hareketlerindeki Belirsizlikler ve Hatalar

* YER HAREKETİNİN ÖNCEDEN TAHMİN EDİLEMEYEN DETAYLARI
Frekans içeriği, süre, yönelliği, düşey hareketler
* DİRENÇ PARAMETRELERİNDEKİ BELİRSİZLİKLER
Dolgunun sürtünme açısı, duvar tabanı, duvar-dolgu etkileşimi
* MODEL HATALARI
Basitleştirme ve yetersiz bilgi nedeniyle analitik modeldeki yetersizlikler
- Kayan dolgu kamasının düşey bileşeni
- Dolgunun deformasyon özelliği
- Eğilme (tilting)

Bu analizin sonuçları iki şekilde kullanılmıştır. Birincisi; Richard-Elms'in tasarım metodunda bir düzenleme geliştirmektir. (Whitman ve Liao, 1984) Bundaki esas, tasarımda gerekli olan ivme katsayısı için verilen denklemdir. Böylece deprem sırasında öngörülen izin verilebilir deplasman %95 güvenceyle aşılmayacaktır. Buna göre;

$$k_h = A \left[0.66 - \frac{1}{9.4} \ln \frac{\Delta A}{V^2} \right] \quad (4.7)$$

ve burada $A = k_h \cdot g$ dir. Bundan sonra, tasarım geleneksel haliyle devam eder. Fakat güvenlik katsayısının 1 olduğu durum da kaymayı ifade etmektedir.

İkinci kullanımı ise, geleneksel ve Richard-Elms metotları için uygun güvenlik sayılarının araştırılmasıdır. Tablo 4.2 ve 4.3, eğer tasarımdaki depremler gerçekleşirse; her iki metodla tasarlanmış duvarların sürekli deplasmanlarının, izin verilebilir deplasmanları geçmeme olasılığını vermektedir. Belirtilen sınırları geçmeme olasılığı olarak genel bir kabul olmasa da, % 95'lik bir seviye oldukça sık kullanılır.

Dolgunun içsel sürtünme açısı 30° ve duvar sürtünme açısı 20° olarak kabul edilmiştir. Hesaplanan olasılıklar, daha önce belirlenen izin verilebilir deplasman ve deprem sarsıntı şiddeti ile değişmektedir ve daha kuvvetli yer sarsıntıları için arzu edilenden daha küçüktür. Richard-Elms metodunda hesaplanan olasılık hem izin verilebilir deplasmandan hem de sarsıntı kuvvetinden bağımsızdır, çünkü her iki faktör de tasarımda hesaba katılmıştır ve 1.1'lik (veya daha yüksek) güvenlik sayısının kullanılması tatminkar bir performans sağlamıştır. Bu karşılaştırma Richard-Elms tarafından geliştirilen rasyonel yaklaşımın değerini göstermektedir. Bu yaklaşım şimdi Kaliforniya ve

bütün Amerika'da köprü ayaklarının tasarımıda esas olarak kullanılmaktadır.

Tablo 4.2 Geleneksel Metodla Tasarlanan İzin Verilebilir Hareketleri Geçmeme Olasılıkları

Duvar ağırlığı güvenlik katsayısı	İzin verilen deplasman cm	Olasılık [Gerçek>İzin Ver.]	
		A=0.2 V=25.4 cm/sn	A=0.4 V=62.5 cm/sn
1.1	5	%97	%70
	10	%98	%84
1.2	5	%98	%77
	10	%99	%88

Tablo 4.3 Richard-elms Metoduyla Tasarlanan Duvarların İzin Verilen Hareketleri Geçmeme Olasılıkları

Duvar ağırlığı güvenlik sayısı	Olasılık [Gerçek>İzin verilen]
1.0	%90
1.1	%95
1.2	>%95

4.4. Eğilme Etkisi: Rotasyon gözönünde tutulduğunda, dinamik toprak itki bileşkesinin yüksekliği (yanal toprak basıncının yükseklikle dağılımı) önemli bir konu haline gelir; bileşkenin duvar hareketlerine göre yüksekliğinin fazlanması tasarım açısından kritik bir hal alır. Yani, maksimum dinamik itkinin olduğu an ile itkinin maksimum yükseklikte olduğu anı çakışmış olarak düşünmek çok aşırı güvenli olabilir.

Daha önce dile getirilen sonuçların karmaşıklığı ortaya çıktıktan sonra, Mon-oka denkleminde hesaplanan kuvvetin duvarın performansı ile ne kadar ilgili olduğu yeterince açık değildir. Buna rağmen Andersen'in eğilen

duvar deney sonuçları ve Al Homoud'un nümerik sonuçları dikkatle incelendiğinde, bu denklemin kolaylığını kabul eden olası bir yaklaşım ortaya çıkmaktadır. Bu gibi durumlarda, maksimum dönmenin tatminkar tahmini, itkinin dinamik bileşeni kullanılarak hesaplanır. Bu itki dolguda gerçek pik ivme değeriyle Mon-Oka denkleminde hesaplanır ve duvar yüksekliğinin ortasından etkimektedir. Şu da açıktır ki; bu kuralı daha fazla geliştirmek ve tam doğrulamak için daha fazla araştırmaya ihtiyaç vardır. Duvar temelinin dönmeye karşı rijitliği aşağıdaki denklem kullanılarak bulunabilir. (Dobry ve Gazetas, 1986):

$$k_{90} = \frac{\pi G B^2}{2(1-\nu)} \left[1 + \left[\frac{\ln(3-4\nu)}{4} \right]^2 \right] \quad (4.8)$$

Burada G, küçük dinamik deformasyonlar için kayma modülü, B taban genişliği ve ν ise poisson oranıdır. Non-lineer etkileri hesaba katabilmek için, küçük deformasyon değerlerinin %49 ila %80 'e düşürülmesi tavsiye edilmektedir.

4.5. Toprak Tutan Diğer Yapılar

Bu çalışma kütle duvarlar üzerinde yoğunlaşmıştır. Günümüzde kütle duvarlar ise diğer tip duvarlardan daha az kullanılmaktadır. Gerçekten de bu duvarlar deprem açısından istenilmemektedir. Çünkü taban kayma mukavemetinin çoğunu duvarın kendi atalet kuvvetleri harcamaktadır. Bununla birlikte, kütle duvar için geliştirilen kavramlar diğer tip yapılar için de kullanılabilir. Steedman konsol duvarlar üzerinde deneysel çalışmalar yapmıştır. (1984)

Örneğin Mon-Oka denklemi ankrajlı veya tie-back'li duvarlarda depremden gelen kuvvetleri hesaplamada oldukça yaygın kullanılmaktadır. Aktif durumlara sahip duvarları Mon-Oka ile çözmek uygundur. Fakat bileşke kuvvetin yerini iyi bir şekilde saptamak şarttır. Bu bağlamda, teorinin önemli bir sonucu da şudur ki; deprem durumunda göçme

yüzeyi statik durumdakinden daha düz (yatık) olabilir. Dolayısıyla ankrajlı duvarlarda ankraj daha uzun yerleştirilmelidir. Göçme yüzeyinin eğimini veren denklem Zarrabi'nin çalışmasında mevcuttur. (1973)

Kalıcı kuvvetler böyle duvarların tasarımında önemli olabilir. Şekil 4.14'de kalıcı kuvvetleri bulmak için yaklaşık işlem kullanılarak analizi yapılmış bir duvar örneği çizilmiştir. Burada tie-back'li duvar, duvarın inşasından önce tekrarlı bir şekilde şev hareketi yapmış bir bölgeyi -üst kısımda- desteklemektedir. Bu bölgedeki toprağın esas olarak kohezyonu yoktur. Alttaki katman ise kohezyonlu ve nisbeten, duvara daha az basınç uygulamaktadır. Deprem tasarım sarsıntısından sonra duvardaki ve bağ çubuklarındaki kalıcı kuvvetleri bulmak için iteratif bir işlem adapte edilmiştir. İlk önce, hiç duvar yokmuş gibi kayan kısmın kayma miktarı hesaplanmıştır. Çubukların (ankrajlar da dahil) rijitliğiyle çarpılan bu hareket, çubuklardaki ilk kalıcı kuvvet tahminlerini vermiştir. Kayan kütledeki bu artırılan kuvvet, şevin kaymaya başlayabileceği andaki ivme katsayısının da artabileceğini çağrıştırmaktadır. Bu yeni katsayıyı kullanarak daha da indirgenmiş sürekli deplasman hesaplanır. Bu işlem hesaplanmış kayma miktarı ile bununla ilgili kuvvet birbirine yakınsayınca kadar tekrar edilir. Bağ çubuk hareketleri ve ankrajlar hesaplanan bu kuvvettten

BÖLÜM 5

5. YÜKSEKLİK, SİSMİK KATSAYI, SÜRŞARJ ve DOLGU BİRİM HACİM AĞIRLIĞININ GÜVENLİK KATSAYISINA ETKİSİ

Bu bölümde, 3.5. bölümünde verilen hesap metodlarıyla yapılmış olan hesaplamalar sunulmaktadır. Hesaplarda Mon-Oka denklemleri kullanılmıştır. Bütün hesaplar bir tablo hesap programında hazırlanmış olan ve Tablo 5.1 a ve b'de görülen hesap tablosu ile yapılmıştır. Bütün grafikler de bu tablodan elde edilen sonuçlara göre yine aynı programla çizilmiştir.

Hesap tablosuna önce veriler kolon halinde girilmiştir. Bu veriler şunlardır:

1. Kargir duvarın iç yüzünün düşeyle yaptığı açı, α
2. Zemin içsel sürtünme açısı, ϕ
3. Çekme çatlağı katsayısı, n
4. Duvar-dolgu sürtünme açısı, δ
5. Kama kayma düzleminin düşeyle yaptığı açı, θ
6. Sismik katsayı, α_s
7. α, θ ve ϕ toplamalarını veren, β
8. Zemin birim hacim ağırlığı, γ
9. Duvar yüksekliği, H
10. Sürşarj, q
11. Zemin kohezyonu, c
12. Kargir duvarın üst genişliği, b_2
13. Kargir duvarın dış eğimli kısmının izdüşümü ve konsol duvarın taban plakasının $0.3H$ 'dan sonraki ek uzunluğu, b_3

Tablo 5.1.1.a Hesap Tablosu

αD	αR	φD	φR	n	D	ΔR	ΔD	φR	φD	β	Nacst	Nacq	Naasta	Nacdyn	Naadyn	Gam	H	Past	Pady	q	α	delia	Pasta	Pastav	Pady
0	0	30	0.52	0	20	0.35	15	0.26	0.2	0.79	1.77	0.21	0.104528	0.250067	0.125433	1.7	12	26	30.71	0	0	5.12	24.05	8.752	4.81
0	0	30	0.52	0	20	0.35	16	0.28	0.2	0.8	1.75	0.22	0.10902	0.263198	0.131589	1.7	12	27	32.22	0	0	5.53	25.08	9.128	5.19
0	0	30	0.52	0	20	0.35	17	0.3	0.2	0.82	1.72	0.23	0.113257	0.275086	0.137548	1.7	12	28	33.67	0	0	5.95	26.05	9.483	5.59
0	0	30	0.52	0	20	0.35	18	0.31	0.2	0.84	1.7	0.23	0.117244	0.286573	0.143287	1.7	12	29	35.08	0	0	6.38	26.97	9.816	5.99
0	0	30	0.52	0	20	0.35	19	0.33	0.2	0.86	1.68	0.24	0.120985	0.297642	0.148821	1.7	12	30	36.43	0	0	6.81	27.83	10.13	6.4
0	0	30	0.52	0	20	0.35	20	0.35	0.2	0.87	1.66	0.25	0.124485	0.308313	0.154156	1.7	12	30	37.74	0	0	7.26	28.64	10.42	6.83
0	0	30	0.52	0	20	0.35	21	0.37	0.2	0.89	1.65	0.26	0.127747	0.318595	0.159297	1.7	12	31	39	0	0	7.72	29.39	10.7	7.26
0	0	30	0.52	0	20	0.35	22	0.38	0.2	0.91	1.63	0.26	0.130772	0.328497	0.164248	1.7	12	32	40.21	0	0	8.19	30.08	10.95	7.7
0	0	30	0.52	0	20	0.35	23	0.4	0.2	0.93	1.61	0.27	0.133564	0.338026	0.169013	1.7	12	33	41.37	0	0	8.68	30.72	11.18	8.15
0	0	30	0.52	0	20	0.35	24	0.42	0.2	0.94	1.6	0.27	0.136123	0.347188	0.173594	1.7	12	33	42.5	0	0	9.17	31.31	11.4	8.62
0	0	30	0.52	0	20	0.35	25	0.44	0.2	0.96	1.58	0.28	0.138449	0.355988	0.177994	1.7	12	34	43.57	0	0	9.68	31.85	11.59	9.1
0	0	30	0.52	0	20	0.35	26	0.45	0.2	0.98	1.57	0.28	0.140543	0.364432	0.182216	1.7	12	34	44.61	0	0	10.2	32.33	11.77	9.59
0	0	30	0.52	0	20	0.35	27	0.47	0.2	0.99	1.56	0.28	0.142404	0.37252	0.18626	1.7	12	35	45.6	0	0	10.7	32.76	11.92	10.1
0	0	30	0.52	0	20	0.35	28	0.49	0.2	1.01	1.54	0.29	0.144029	0.380256	0.190128	1.7	12	35	46.54	0	0	11.3	33.13	12.06	10.6
0	0	30	0.52	0	20	0.35	29	0.51	0.2	1.03	1.53	0.29	0.145417	0.387639	0.19382	1.7	12	36	47.45	0	0	11.8	33.45	12.18	11.1
0	0	30	0.52	0	20	0.35	30	0.52	0.2	1.05	1.52	0.29	0.146564	0.394671	0.197336	1.7	12	36	48.31	0	0	12.4	33.72	12.27	11.7
0	0	30	0.52	0	20	0.35	31	0.54	0.2	1.06	1.51	0.29	0.147467	0.401349	0.200675	1.7	12	36	49.13	0	0	13	33.92	12.35	12.2
0	0	30	0.52	0	20	0.35	32	0.56	0.2	1.08	1.51	0.3	0.148121	0.407671	0.203836	1.7	12	36	49.9	0	0	13.6	34.07	12.4	12.8
0	0	30	0.52	0	20	0.35	33	0.58	0.2	1.1	1.5	0.3	0.148519	0.413633	0.206817	1.7	12	36	50.63	0	0	14.3	34.16	12.44	13.4
0	0	30	0.52	0	20	0.35	34	0.59	0.2	1.12	1.49	0.3	0.148657	0.418231	0.209615	1.7	12	36	51.31	0	0	14.9	34.2	12.45	14
0	0	30	0.52	0	20	0.35	35	0.61	0.2	1.13	1.49	0.3	0.148525	0.424566	0.212228	1.7	12	36	51.95	0	0	15.6	34.17	12.44	14.7
0	0	30	0.52	0	20	0.35	36	0.63	0.2	1.15	1.48	0.3	0.148117	0.428303	0.214652	1.7	12	36	52.55	0	0	16.3	34.07	12.4	15.3
0	0	30	0.52	0	20	0.35	37	0.65	0.2	1.17	1.48	0.29	0.147421	0.433762	0.216881	1.7	12	36	53.09	0	0	17	33.91	12.34	16
0	0	30	0.52	0	20	0.35	38	0.66	0.2	1.19	1.47	0.29	0.146427	0.437821	0.21891	1.7	12	36	53.59	0	0	17.7	33.68	12.26	16.7
0	0	30	0.52	0	20	0.35	39	0.68	0.2	1.2	1.47	0.29	0.145122	0.441468	0.220734	1.7	12	36	54.04	0	0	18.5	33.38	12.15	17.4
0	0	30	0.52	0	20	0.35	40	0.7	0.2	1.22	1.47	0.29	0.143494	0.444688	0.222344	1.7	12	35	54.43	0	0	19.3	33.01	12.01	18.1
0	0	30	0.52	0	20	0.35	41	0.72	0.2	1.24	1.47	0.28	0.141528	0.447466	0.223733	1.7	12	35	54.77	0	0	20.1	32.56	11.85	18.9
0	0	30	0.52	0	20	0.35	42	0.73	0.2	1.26	1.48	0.28	0.139205	0.449781	0.224691	1.7	12	34	55.05	0	0	21	32.02	11.66	19.7
0	0	30	0.52	0	20	0.35	43	0.75	0.2	1.27	1.48	0.27	0.136508	0.451614	0.225807	1.7	12	33	55.28	0	0	21.9	31.4	11.43	20.5
0	0	30	0.52	0	20	0.35	44	0.77	0.2	1.29	1.48	0.27	0.133415	0.452939	0.22647	1.7	12	33	55.44	0	0	22.8	30.69	11.17	21.4
0	0	30	0.52	0	20	0.35	45	0.79	0.2	1.31	1.49	0.26	0.129904	0.453731	0.226865	1.7	12	32	55.54	0	0	23.7	29.88	10.88	22.3
0	0	30	0.52	0	20	0.35	46	0.8	0.2	1.33	1.5	0.25	0.125949	0.453958	0.226979	1.7	12	31	55.56	0	0	24.7	28.97	10.55	23.2
0	0	30	0.52	0	20	0.35	47	0.82	0.2	1.34	1.51	0.24	0.121521	0.453588	0.226784	1.7	12	30	55.52	0	0	25.8	27.95	10.17	24.2
0	0	30	0.52	0	20	0.35	48	0.84	0.2	1.36	1.52	0.23	0.116589	0.452582	0.226291	1.7	12	29	55.4	0	0	26.9	26.82	9.762	25.2
0	0	30	0.52	0	20	0.35	49	0.86	0.2	1.38	1.53	0.22	0.111118	0.450899	0.225449	1.7	12	27	55.19	0	0	28	25.56	9.304	26.3
0	0	30	0.52	0	20	0.35	50	0.87	0.2	1.4	1.54	0.21	0.105069	0.448469	0.224245	1.7	12	26	54.9	0	0	29.2	24.17	8.797	27.4
0	0	30	0.52	0	20	0.35	51	0.89	0.2	1.41	1.56	0.2	0.098398	0.445301	0.22265	1.7	12	24	54.5	0	0	30.4	22.64	8.239	28.6
																		36							

Tablo 5.1.b Hesap Tablosu

Pady	W1	X1	W2	X2	W3	X3	W4	X4	Xpa	Zp	DEV.M	KAR.M	Guv.	Isl.G	Gra	Xbar	e	Chcc		
1.75	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	173.8	136.6	1.27	0	15	0.6227	-5.3773	100
1.89	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	175.7	143.1	1.23	0	16	0.5447	-5.4553	100
2.03	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	177.5	149.3	1.19	0	17	0.469	-5.531	100
2.18	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	179.2	155.4	1.15	0	18	0.3954	-5.6048	100
2.33	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	180.9	161.3	1.12	0	19	0.324	-5.676	100
2.48	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	182.5	167.1	1.09	0	20	0.2546	-5.7454	100
2.64	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	184	172.7	1.07	0	21	0.1872	-5.8128	100
2.8	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	185.5	178.1	1.04	0	22	0.1218	-5.8782	100
2.97	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	187	183.4	1.02	0	23	0.0582	-5.9418	100
3.14	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	188.4	188.6	1	0	24	-0.004	-6.0035	100
3.31	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	189.7	193.6	0.98	0	25	-0.063	-6.0635	100
3.49	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	191	198.4	0.96	0	26	-0.122	-6.1217	100
3.67	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	192.2	203.2	0.95	0	27	-0.178	-6.1782	100
3.86	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	193.3	207.8	0.93	0	28	-0.233	-6.233	100
4.05	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	194.5	212.2	0.92	0	29	-0.286	-6.2862	100
4.25	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	195.5	216.5	0.9	0	30	-0.338	-6.3378	100
4.45	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	196.5	220.7	0.89	0	31	-0.388	-6.3877	100
4.66	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	197.5	224.8	0.88	0	32	-0.436	-6.436	100
4.88	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	198.4	228.7	0.87	0	33	-0.483	-6.4827	100
5.1	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	199.2	232.5	0.86	0.86	34	-0.528	-6.5278	100
5.33	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	200	236.2	0.85	0	35	-0.571	-6.5714	100
5.57	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	200.7	239.7	0.84	0	36	-0.613	-6.6134	100
5.82	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	201.4	243.1	0.83	0	37	-0.654	-6.6537	100
6.07	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	202	246.4	0.82	0	38	-0.692	-6.6925	100
6.33	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	202.6	249.5	0.81	0	39	-0.73	-6.7296	100
6.6	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	203	252.5	0.8	0	40	-0.765	-6.765	100
6.88	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	203.5	255.3	0.8	0	41	-0.799	-6.7987	100
7.17	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	203.8	258	0.79	0	42	-0.831	-6.8307	100
7.48	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	204.1	260.5	0.78	0	43	-0.861	-6.8609	100
7.79	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	204.3	262.8	0.78	0	44	-0.889	-6.8893	100
8.12	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	204.4	265	0.77	0	45	-0.916	-6.9158	100
8.46	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	204.4	266.9	0.77	0		-0.94	-6.9403	100
8.81	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	204.4	268.7	0.76	0		-0.963	-6.9628	100
9.18	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	204.2	270.3	0.76	0		-0.983	-6.9832	100
9.57	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	204	271.6	0.75	0		-1.001	-7.0014	100
9.98	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	203.6	272.8	0.75	0		-1.017	-7.0172	100
10.4	31.1	2.1	10.4	1.8	16.5	3.2	0	0	3.6	3.6	4	6	203.1	273.6	0.74	0		-1.031	-7.0308	100
																			0.86	
																			204.4	

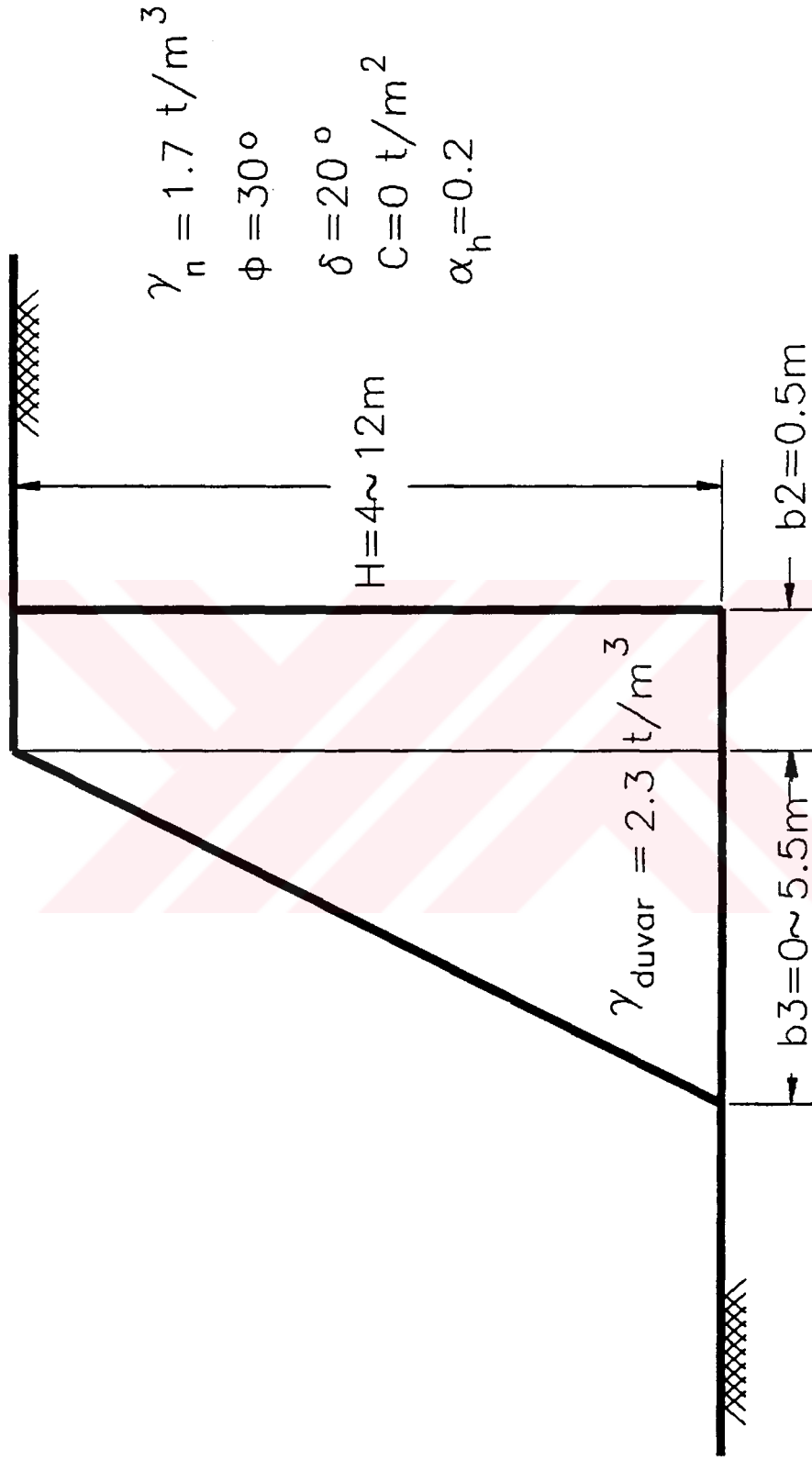
QD	0
φD	30
n	0
Ch	0.2
Ga	1.7
H	12
q	0
c	0
b2	0
b3	0
Ga	2.4

Bütün bu verilerden program $(N_{ac})_{sta} [= (N_{ac})_{dyn}]$, $(N_{aq})_{sta}$, $(N_{ay})_{sta}$, $(N_{aq})_{dyn}$, $(N_{ay})_{dyn}$ boyutsuz parametreleri hesaplamaktadır. Daha sonra bu değerlerden faydalanarak P_{asta} ve P_{adyn} ($=P_{aE}$) kuvvetleri hesaplanmakta ve bu ikisinin farkından da ΔP yani depremden dolayı olan ek itkiyi hesaplamaktadır.

Bundan sonra tahkikte kullanılmak üzere P_{asta} ve P_{adyn} kuvvetlerini düşey ve yatay bileşenlerine P_{astaH} , P_{astaV} , P_{adynH} ve P_{adynV} olarak ayırmaktadır. Daha sonra duvar bölümlerinin ağırlıklarını, etkiye noktalarını ve uzaklıklarını hesaplamaktadır.

Bütün bunlardan sonra devrilme momentini ve devrilmeye karşı koyan momentleri hesaplamakta, bunların oranı alınarak güvenlik sayısı bulunmaktadır. 30 satırdan hangisini kullanacağımız, " P_{asta} " kolonunun altında " $\max. P_{asta}$ " değerinin olduğu satırdan anlaşılır. Ayrıca bu hesapların her aşamasında duvarın eksantrisitesi kontrol edilmektedir. "Check" kolonu "ERR" mesajı verirse duvar boyutları yeniden gözden geçirilmelidir.

Hesaplamalara temel teşkil eden duvar Şekil 5.1'de görülmektedir. Bu hesaplama tablosu yardımıyla yapılan araştırmalar sonucu duvar yüksekliğinin, sismik katsayısının, sürşarjın ve dolgu birim hacim ağırlığının güvenlik sayısına olan etkisi ilgili bölümlerde araştırılmış ve sonuçlar grafik olarak Şekil 5.2, 5.3, 5.4 ve 5.5'de gösterilmiştir. Ayrıca bütün bu çalışmaların pratikte anlam kazanması için Bölüm 6'da maliyet analizi de yapılmış ve duvarın hangi yükseklikte, ne kadar taban genişliğine sahip olması gerektiği ve optimum maliyeti belirleyen güvenlik sayıları tesbit edilmiştir.



Şekil 5.1. Analizde Kullanılan Kargir Duvarın Boyut Değişimi ve Dolgu özellikleri

5.1 Yüksekliğin Güvenlik Sayısına Etkisi

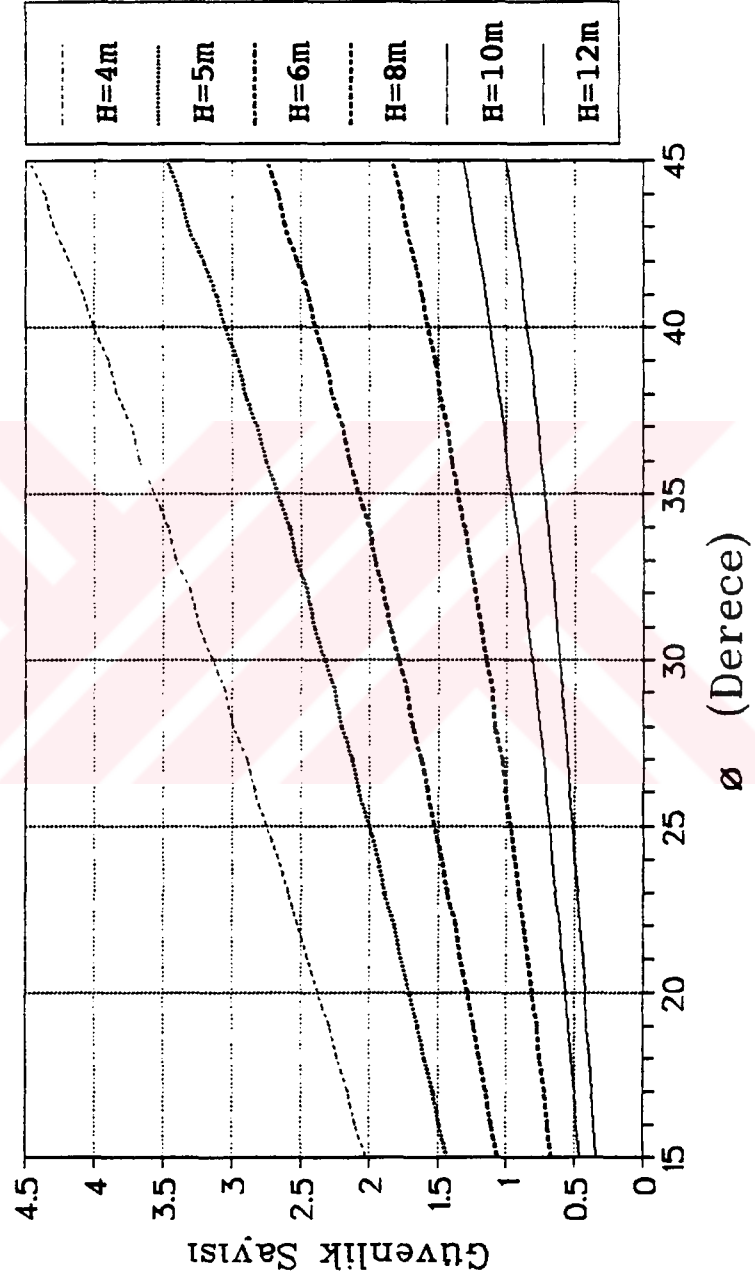
Şekil 5.2'de 4m, 5m, 6m, 8m, 10m ve 12m yüksekliklere sahip duvarların diğer parametrelerinin sabit olduğu durumda güvenlik sayılarının içsel sürtünme açılarına göre değişimi görülmektedir. Bu şekil üzerinde anlaşılabacağı üzere en güvenli duvar en kısa olan 4m'lik, en tehlikelisi ise 12m'lik duvar olduğu görülmektedir. Ayrıca güvenlik sayıları içsel sürtünme açıları arttıkça lineere yakın parabolik olarak artmaktadır.

Ayrıca yüksekliğin diğer parametrelere göre çok daha etkili olduğu açıkça görülmektedir. Bunun açıklaması oldukça basittir. Çünkü yanal kuvvet hesaplamasını yaparken P_u , H 'nin karesi ile doğru orantılı olduğu halde diğer parametreler kendileriyle doğru orantılıdır.

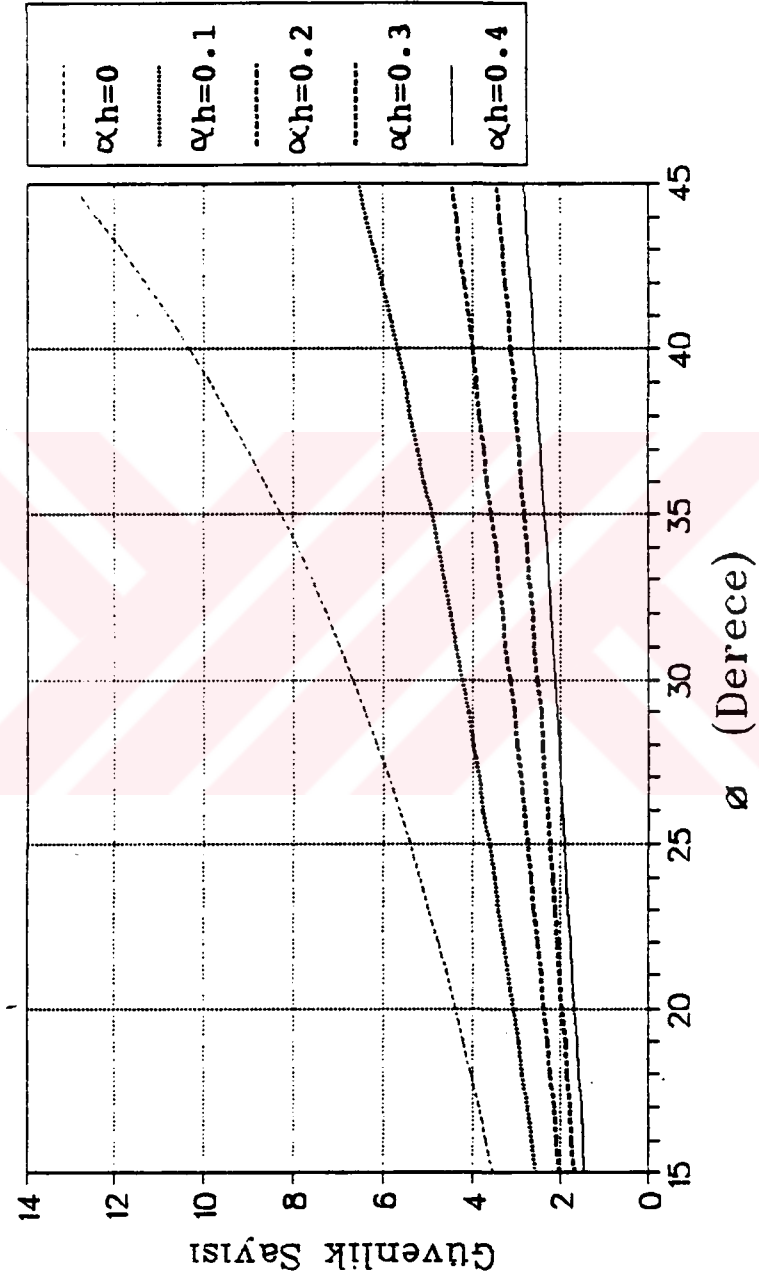
Ancak risk ve maliyet analizlerinde yükseklik doğrudan hesaba girmeyecektir. Bunun nedeni pratikte tasarım yaparken inşa edilmesi gereken duvar yükseklikleri önceden belirlidir ve değiştirilmesi çok zordur. Bunun yerine yüksekliği belirli bir duvarın muhtelif taban genişliklerinde güvenlik sayısı, göçme riski ve maliyet ilişkileri araştırılacaktır.

5.2 Sismik Katsayısının Güvenlik Sayısına Etkisi

Şekil 5.3'te 4m yüksekliğindeki bir duvarda α_h sismik katsayısının güvenlik sayısına etkisi gösterilmiştir. $\alpha_h=0$ durumu deprem etkilerini hesaba katmayan statik durumdur. $\alpha_h=0.1$ küçük ölçekli bir deprem, $\alpha_h=0.15$ orta ölçekli deprem ve $\alpha_h=0.2$ ise kuvvetli bir deprem durumlarında kullanılabilecek katsayılarıdır. Şekilde α_h 'ın 0.3 ve 0.4 olduğu durumlar çok kuvvetli depremleri göstermekte ve araştırma amacıyla kullanılmıştır.



Şekil 5.2 Güvenlik katsayısının değişik yüksekliklerde ϕ ile değişimi



Şekil 5.3 Güvenlik katsayısının değışik sismik katsayılar için ϕ ile değışimini ($H=f_n$)

Şekil 5.3'te görüldüğü gibi depremsiz durumdan küçük ölçekli bir deprem durumuna geçildiğinde güvenlik sayısında büyük ölçüde düşme görülmektedir. Bu da bize α_h katsayısının çok önemli bir parametre olduğunu göstermektedir. Dolayısıyla da risk ve maliyet hesaplarında kullanılması gereken bir parametredir.

Pratik açıdan da deprem bölgelerinde inşa edilecek yapıların kesinlikle dinamik analizle yapılması gerektiğini ortaya koymaktadır.

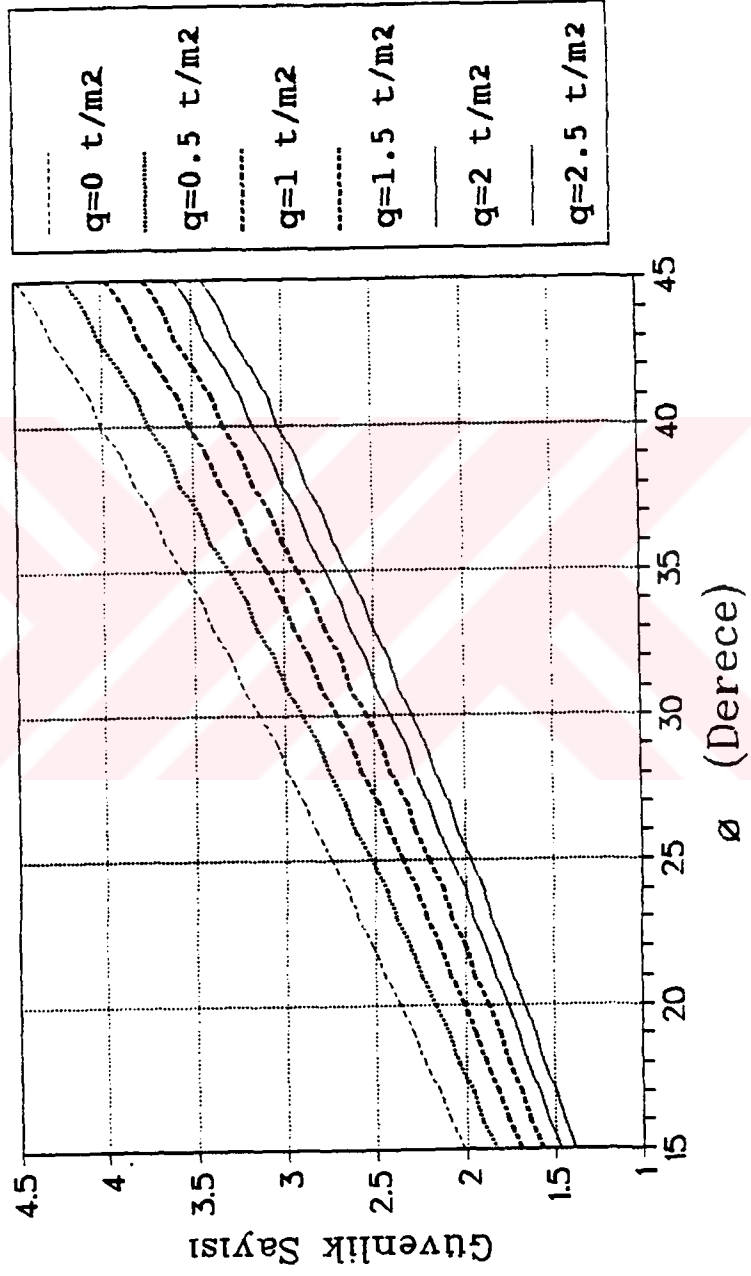
5.3 Sürşarjın Güvenlik Sayısına Etkisi

Şekil 5.4'te sürşarjı olmayan ve değişik sürşarj yüklerinin etkisindeki 4m'lik bir duvarda içsel sürtünme açısına göre güvenlik sayısındaki değişimler görülmektedir.

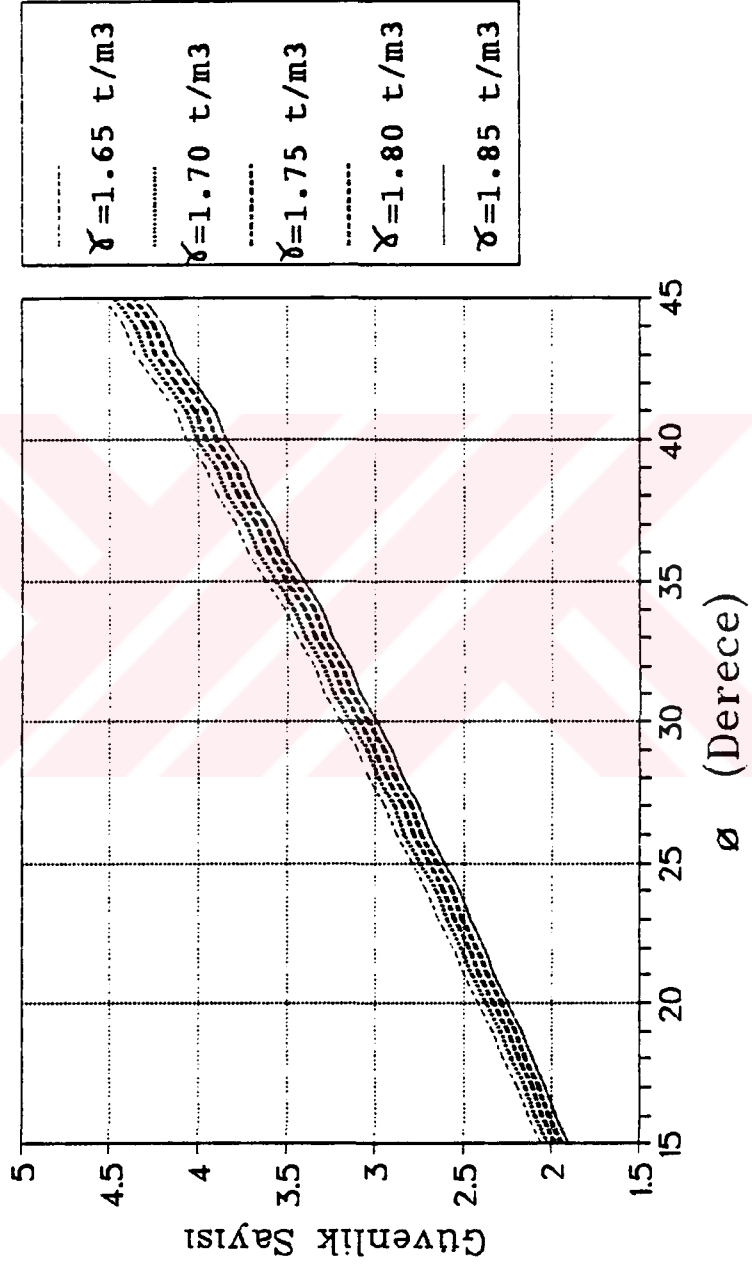
Şekilde sürşarjın olmadığı durumun en güvenli olduğu gözlenmektedir. Sürşarj 0.5 t/m²'lik artışlarla uygulandığında güvenlik sayısının düşmesi de şekilde görülmektedir. Sürşarjın yükseklik ve sismik katsayı kadar önemli etkisi olmadığı açıktır.

5.4 Zemin Tabii Birim Hacim Ağırlığının Güvenlik Sayısına Etkisi

Şekil 5.5'te 4m yüksekliğindeki bir duvarın tuttuğu kuru kum dolgunun değişik birim hacim ağırlıkları durumunda güvenlik sayısına etkisi görülmektedir. Pratikte istenen en iyi kum dolgularında kuru birim hacim ağırlığı 1.70-1.75 gr/cm³ civarında olmaktadır. Şekilde ise 1.65 gr/cm³'ten 1.85 gr/cm³'e kadar birim hacim ağırlıklarının güvenlik sayısına etkisi araştırılmıştır. Duvara en çok kuvvet uygulayacak ağırlığın en büyüğü olduğu gözlenmiştir ve diğer parametrelere göre çok az bir etkisi olduğu da yine şekilde görülmektedir.



Şekil 5.4 Güvenlik katsayısının değişik sürçerj yükleri için ϕ ile değiqini ($H=4m$)



Şekil 5.5 Güvenlik katsayısının değişik dolgu birim ağırlığı için ϕ ile değişimi ($H=4m$)

5.5 Sonuç

Bölüm 5'te yükseklik, sismik katsayı, sürşarj yükü ve dolgu birim hacim ağırlığı gibi değişkenlerin farklı içsel sürtünme açılarına göre güvenlik sayısını nasıl etkilediği araştırılmıştır. Bunlardan yüksekliğin stabilite açısından çok önemli olduğu fakat tasarımda değişkenliği fazlaca söz konusu olmadığı daha önce dile getirilmiştir. Sismik katsayısının da aynı şekilde çok önemli olduğu ortaya çıkmıştır. $\alpha_k=0.1$ gibi küçük depremde bile depremsiz duruma kıyasla %50 civarında stabilitede azalma olduğu görülmüştür. Diğer parametrelerde ise maliyet ve risk analizine etki edecek önem görülmemiştir. Ayrıca zemin mekaniğinde taşıma gücü veya kayma mukavemeti açısından içsel sürtünme açısının önemi açıktır. Bütün bunların sonucu olarak Bölüm 6'da yapılan risk analizlerinin değişkenleri içsel sürtünme açısı ve sismik katsayısı olmuştur.

BÖLÜM 6

6. KÜTLE İSTİNAT DUVARLARINDA ϕ ve α_h DEĞERLERİNE GÖRE RİSK ve MALİYET ANALİZİ

İstinat duvarı analizlerinde güvenlik katsayılarının kullanımına ek olarak istatistik ve olasılık hesap yöntemleri yardımıyla risk faktörünün hesaplanması yapının güvenliği hakkında daha gerçekçi bilgi elde edilebilmesi için gereklidir. Geoteknik mühendisliği uygulamalarında güvenliği belirlemek için yapılan analizlerde hem kullanılan zeminin özellikleri hem de yapılan kabullerin geçerliliği açısından bazı belirsizlikler bulunur. Eğer bu şekilde elde edilen değerlerin istatistiksel dağılımları ve buna bağlı olarak aşılma veya daha az olma olasılıkları hesaplanırsa, bu durumda risk faktörü ile güvenlik katsayısı arasında bir ilişki elde edilmesinin yanı sıra zemin parametreleri ve başlangıç varsayımlarının farklı olması halinde güvenliğin ne yönde değişeceği hakkında da daha net bir değerlendirme yapma imkanı doğar. (Ansal ve diğ., 1990)

Bir istinat duvarında göçme riskinin hesaplanabilmesi için yapılan stabilite analizine giren zemin özelliklerinin ve duvarı etkileyecek iç ve dış kuvvetlerin istatistiksel olarak değişimlerinin bilinmesi gereklidir. Deprem olayı söz konusu olmayan durumlarda iç

ve dış kuvvetlerde değişkenliğin çok sınırlı olduğu varsayılırsa, bunların arasından stabilite hesaplarına etki edecek başlıca faktörler, kayma mukavemeti açısı ve sismik katsayı olarak sıralanabilir. Bu çalışma çerçevesinde bu iki parametrenin istatistiksel olarak dağılımının Normal dağılıma uyduğu varsayılmıştır. Bu parametrelerin değişimleri incelenmiş ve birlikte etkileri göz önüne alınarak risk faktörünün güvenlik katsayısına göre değişimi hesaplanmıştır.

İncelenen duvar kesitlerinde göçme riskinin belirlenebilmesi için güvenlik katsayısını bir yapan değerler esas alınarak (Şekil 6.1 ve Şekil 6.9) ve kayma mukavemeti açısı ile sismik katsayı çoklu normal dağılımın iki bağımsız değişkeni olarak kabul edilmiştir. Bu iki parametrenin özellikleri gözönüne alınarak stabilite hesaplarında kullanılan ortalama değerlere göre, hem kayma mukavemeti açısı dağılımı için hem de sismik katsayı için standart sapma değerleri %5 ve %20, olarak alınmıştır. Kayma mukavemeti açısına göre küçük olma, sismik katsayıya göre büyük olma olasılıkları güvenlik katsayısını bir yapan farklı alternatifler için hesaplanmıştır.

Bölüm 6.1’de 5m yüksekliğindeki bir kargir istinat duvarın değişik taban genişliklerinde maliyet ve risk analizleri yapılmış, pratik açıdan en uygun güvenlik sayısına ulaşılmaya çalışılmıştır.

Bölüm 6.2’de ise 5m yüksekliğindeki betonarme konsol istinat duvarının değişik taban genişliklerinde maliyet ve risk analizleri yapılmış, ve yine pratik açıdan en uygun güvenlik sayısına ulaşılmaya çalışılmıştır.

Ayrıca her iki çalışmada da risk parametrelerinin ortalama değerler üzerinden %20 ve %5’lik standart sapmalara sahip olduğu iki ayrı analiz yapılmıştır. Bunun amacı daha kesin bilebildiğimiz risk parametreleriyle daha az riskli ve daha az maliyetli yapılar inşa edilebileceğini

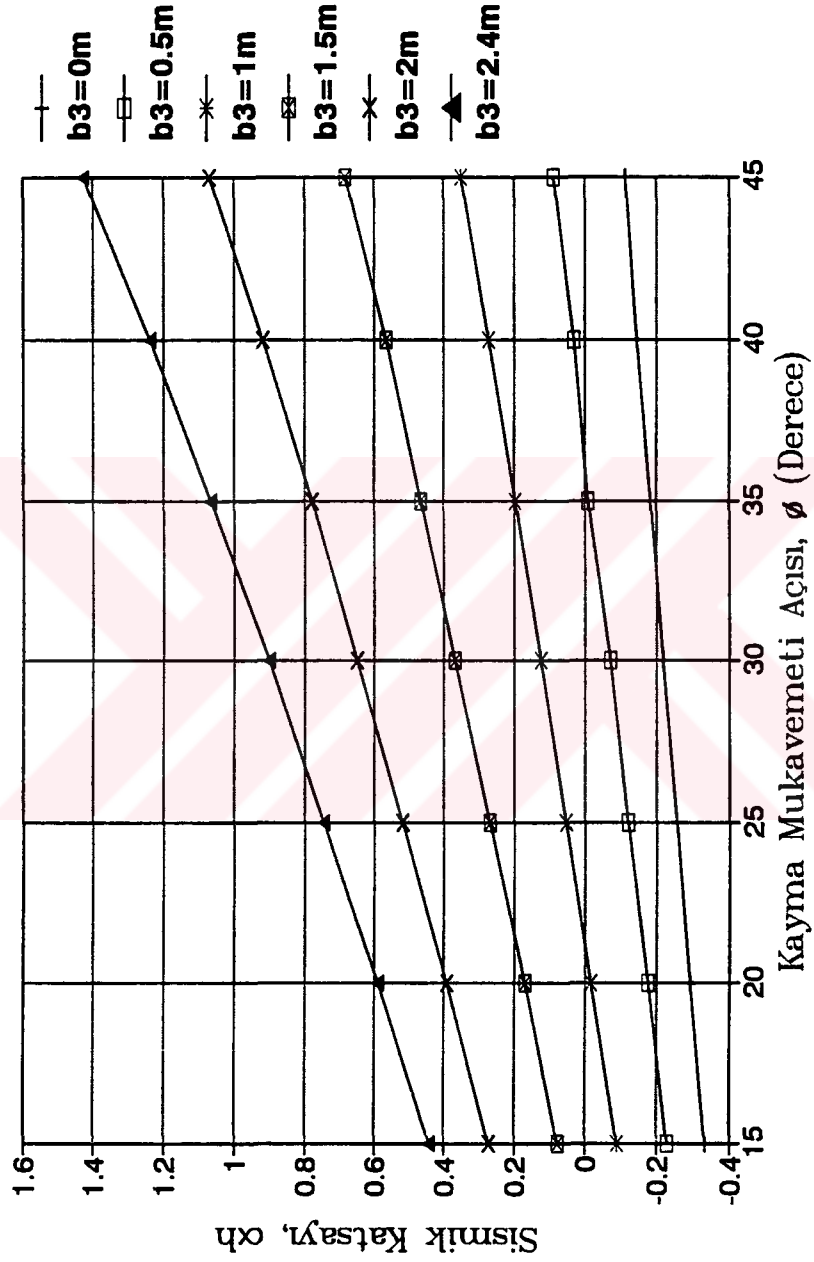
göstermektedir.

Bölüm 6.3'de ise kargir ve betonarme istinat duvarlarının karşılaştırılması yapılmıştır.

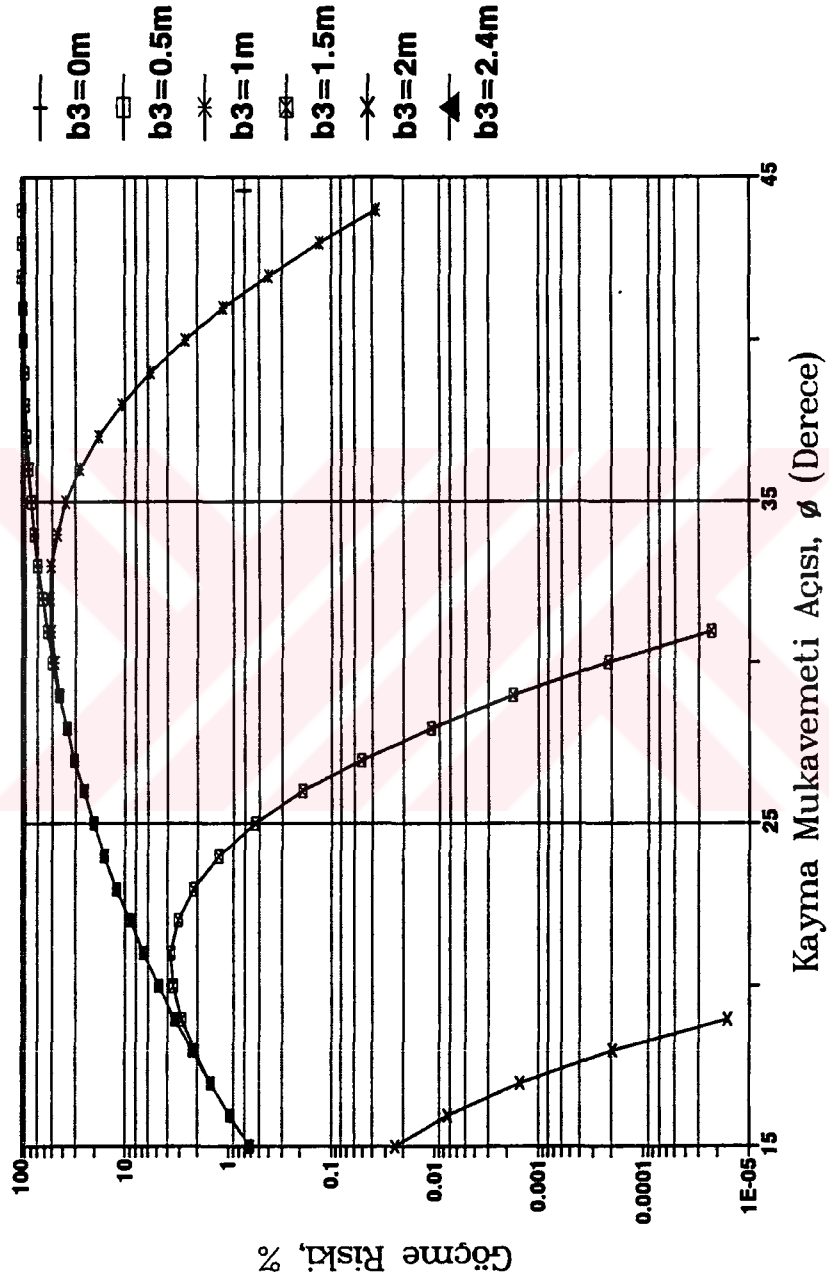
6.1 Kargir İstinat Duvarlarının Risk ve Maliyet Hesapları

Bu kısımda yapılan hesaplar Şekil 5.1'de verilen duvar şekline ve dolgu özelliklerine göre yapılmıştır. Kargir tipi duvarlar günümüzde halen kullanılmaktadır ve ağırlık tipi istinat duvarlarının en eski ve en belirgin olanlarıdır. Deprem anındaki davranışlarının tamamen aydınlanmamış olması nedeniyle, araştırma konusu olmaya devam etmektedirler.

Böyle bir duvarın risk analizini yapabilmek için önce değişik kayma mukavemeti açısı ve sismik katsayı durumlarında $GS=1$ durumlarının bilinmesi gerekir. Çünkü $GS<1$ durumu göçme olduğunu ve $GS>1$ durumu ise güvenli tarafta olduğunu göstermektedir. Şekil 6.1'de 5m yüksekliğinde, değişik taban genişliklerinde $GS=1$ olabilmesi için α_h ve ϕ değerlerinin değişimi görülmektedir. Bu eğriler üzerindeki herhangi bir noktadaki ϕ değerinden küçük veya α_h değerinden büyük olma durumlarında göçme olacağı açıktır. Çünkü bu değerler kritik değerlerdir. Risk analizinin yapılabilmesi için $\phi_{ort}=30^\circ$ ve $\alpha_{hort}=0.2$ değerlerine sahip olan duvarda ϕ_{ort} 'nin ϕ_{cri} 'ten küçük olma olasılığı ve α_{hort} 'nin α_{hcri} 'den büyük olma olasılığı çarpımları genel göçme riskini vermektedir. Farklı taban genişliklerindeki göçme riski eğrileri Şekil 6.2 ve 6.3'de gösterilmiştir. Bunlardan birincisi standart sapmaların %20, ikincisi ise %5 olan durumlardır. Yani ortalama ϕ açısının 30° olduğu durumda, ϕ 'ye ait standart sapma = $\%20 \cdot \phi_{ort}$ kadardır. Bu da 6° 'ye karşılık gelmektedir. Ortalama sismik katsayı ise 0.2 'dir. Bu değer kuvvetli bir depremi simgelemektedir ve son yıllarda sismik katsayı olarak bu rakam sık kullanılmaktadır. Bunun standart sapması ise $\%20 \cdot \alpha_{hort}$ kadardır ve bu da 0.04 olmaktadır.

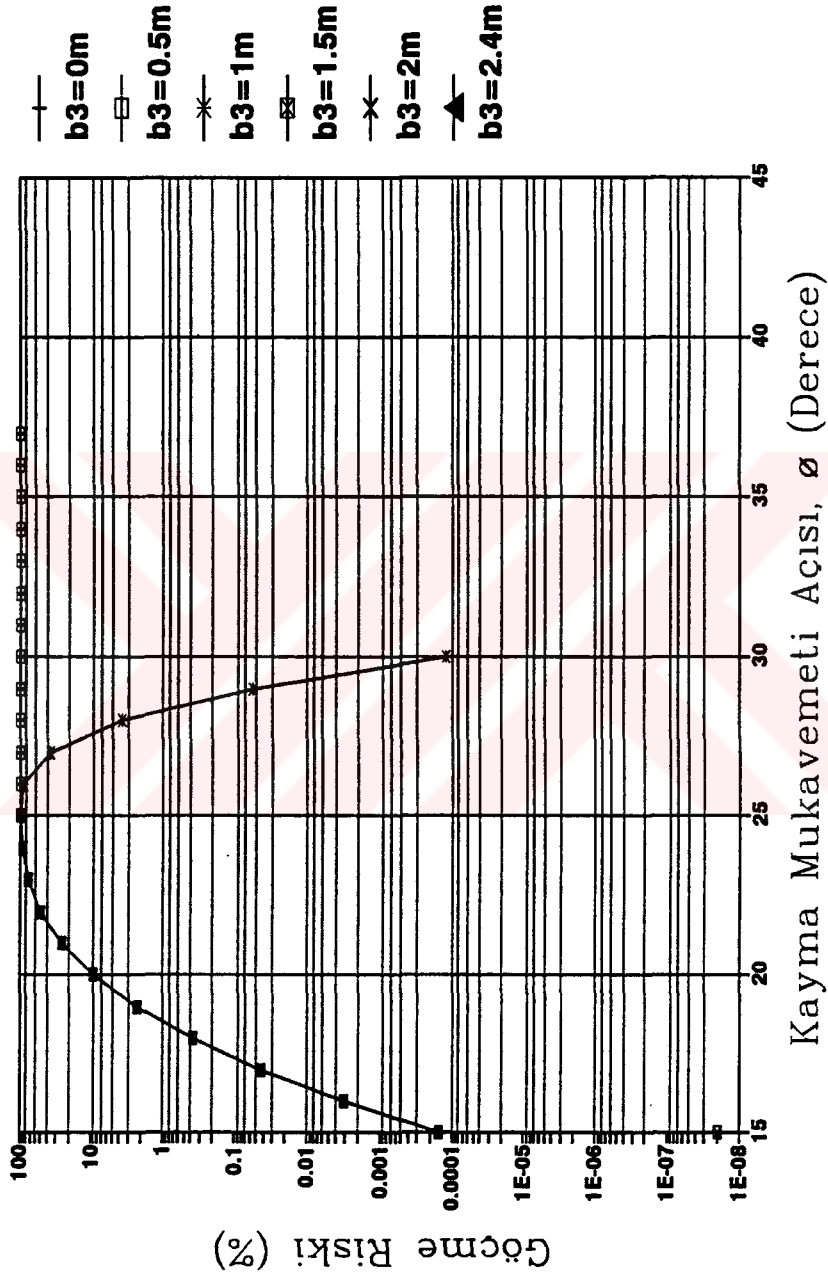


Şekil 6.1 Güvenlik Katsayısını $GS=1$ Yapan Kayma Mukavemet Açısı ve Sismik Katsayı İlişkisi



Şekil 6.2 Göçme Riskinin $GS=1$ Durumunda Değişimi

($SS_{\phi} = \%20 \phi_{on}$, $SS_{ab} = \%20 \alpha_{bent}$)



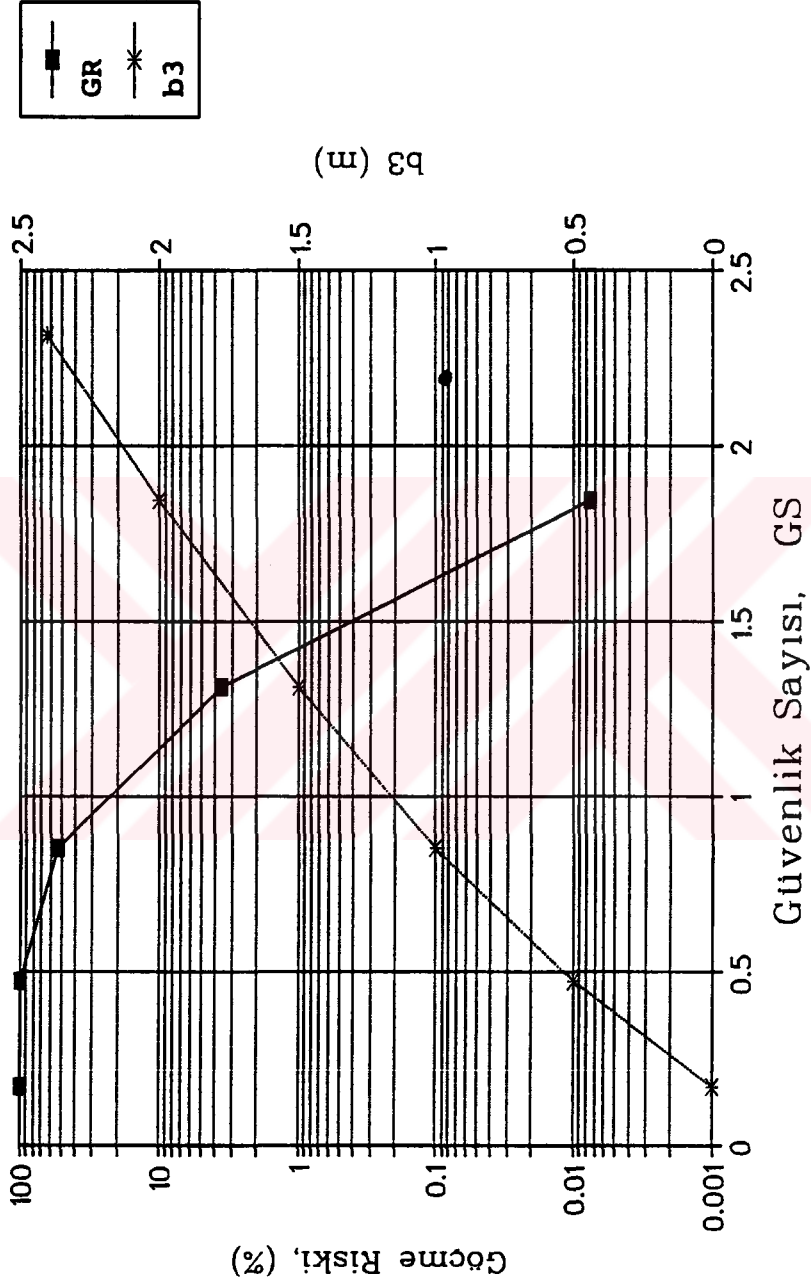
Kayma Mukavemeti Açısı, ϕ (Derece)

Şekil 6.3 Göçme Riskinin $GS=1$ Durumunda Değişimi
 $(SS_d = 5.5 \phi_{ort}, SS_{ab} = 5.5 \alpha_{bort})$

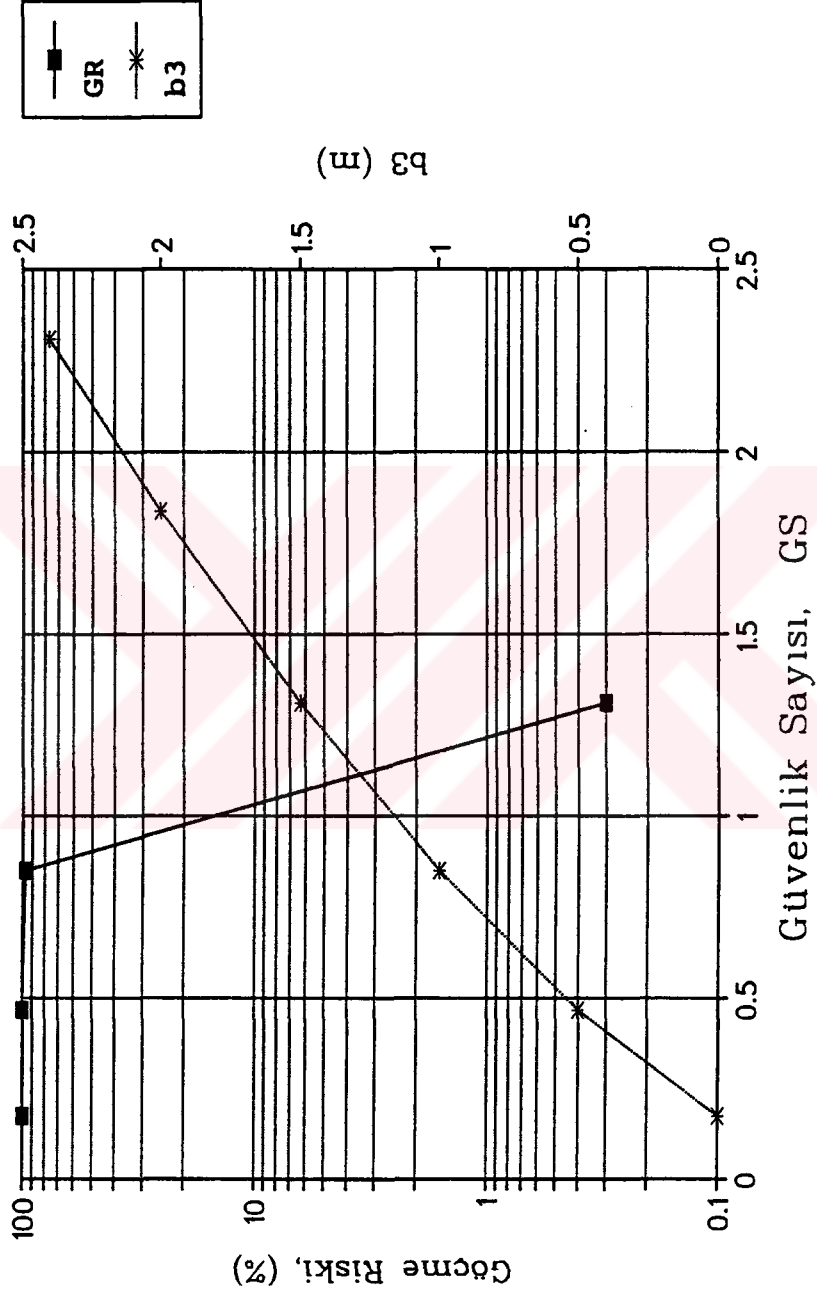
Hesaplamalarda standart sapmaların daha küçük olduğu daha kesin ve az riskli sonuçlar vermektedir. Bu içsel sürtünme açısından arazideki ölçümlerin veya laboratuvar deney sonuçlarının birbirine daha yakın sonuçlar verdiği anlamına gelmektedir. Şekil 6.3'te ise standart sapmaların %5 olduğu durumda göçme risklerini ifade etmektedir. Ortalama $\phi=30^\circ$ olduğunda içsel sürtünme açısının standart sapması $\%5*\phi_{on}=1.5$ mertebesinde ve ortalama α_h , 0.2 olduğunda standart sapması $\%5*\alpha_{hon}=0.01$ mertebesinde olmaktadır.

Buradan da anlaşılabileceği gibi güvenlik katsayısını bir yapan bütün iki parametrelili seçenekler aynı risk faktörünü vermemektedir. Bu durumda güvenlik katsayısı göçme riskini belirlerken bu şekilde bulunan göçme risklerinin en büyük değerlerini almak daha güvenli bir seçim olacağı için tercih edilmiştir. Şekil 6.2'de $b_3=2.4m$ ve Şekil 6.3'deki $b_3=2m$ ve $b_3=2.4m$ genişliklere ait eğriler görülmektedir. Bunun nedeni, logaritmik ekseninde sıfırın gösterilememesidir. Aslında bu genişliklerde de bir risk söz konusudur, fakat değerleri $1E-08$ 'lerden daha küçük olduğundan sıfır kabul edilmiştir. Şekil 6.3'de $b_3=0m$ ve $b_3=0.5m$ olan eğrilerin üst üste geldiği görülmektedir. Gerçekte bu durum normal değildir, çünkü farklı taban genişliğinin farklı riske sahip olacağı açıktır. Fakat bu eğrilerin aralarındaki fark milyonda birler mertebelerinde olduğundan birbirine eşit olarak kabul edilmişlerdir.

Ayrıca göçme riski ve taban genişliği arasındaki ilişkiyi veren bir durum Şekil 6.4 ve 6.5'de gösterilmiştir. Burada da yine birinci şekil standart sapmaların %20, ikincisi ise %5 olduğu durumlardır. Pratikte bütün bunların anlamlı bir şekilde kullanılabilmesi için maliyet analizlerine de ihtiyaç vardır. Dolayısıyla göçme riskleri araştırılan her bir duvar genişliği için bir de maliyet analizi yapılmıştır. Tablo 6.1'de böyle bir kargir duvar için yapılmış maliyet analiz hesap tablosu gösterilmiştir. Bu analizlerde



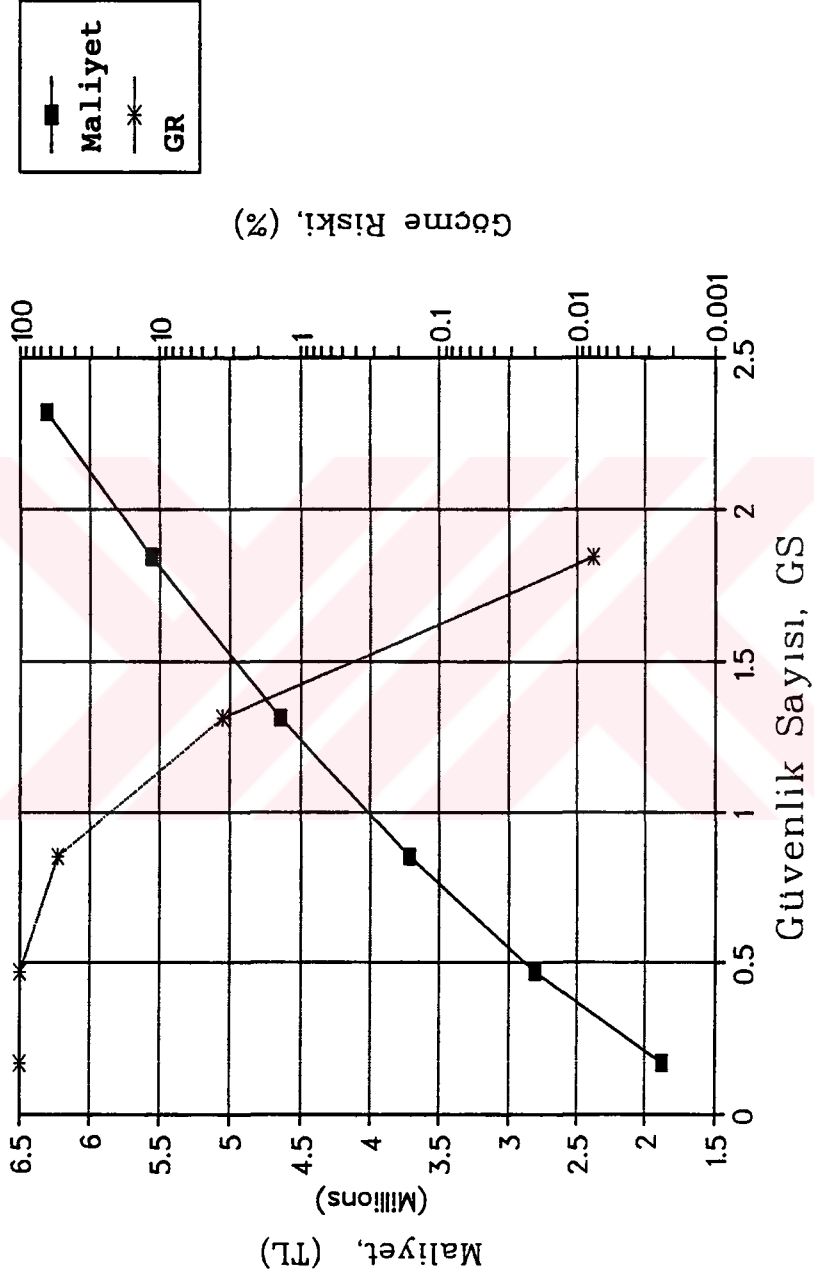
Şekil 6.4 Göçme Riski ve Güvenlik Katsayısı Değişimi
 $(SS_d = 20 \phi_{ort}, SS_{oh} = 20 \alpha_{hert})$



Şekil 6.5 Göçme Riski ve Güvenlik Katsayısı Değişimi
($SS_d = 5\% \phi_{on}$, $SS_{d,h} = 5\% \alpha_{h,m}$)

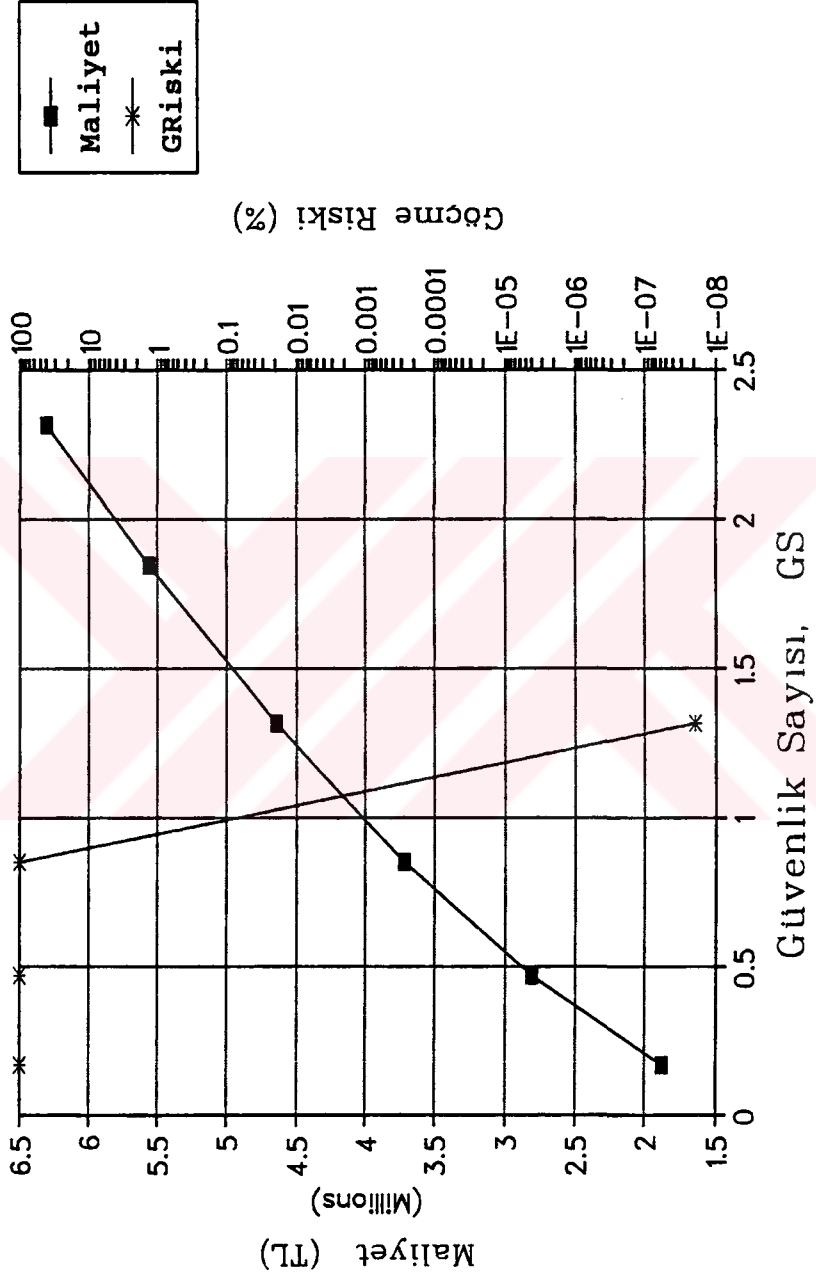
Tablo 6.1 Kargir İstinat Duvarı Maliyeti Keşif Özeti

POZ NO	İşin adı	Br.Fiat	Mikta	Ölçü br	Maliyet	H=
15001/1	Mak.ile kazı	6243		m3		5
15140/2	El ile malz. serme	37196	0.145	m3	5393.42	0.5
17031	Ocakta çapl.mlztaş ile 200 dzlu kargir	592884	8.5	m3	5039514	2.9
18452/1	20 lik büz döşenmesi	30775	1	mt	30775	2.4
	Kum-çakıl nakli	100000	2.95	m3	295000	
	çimento nakli	100000	0.7013	ton	70125	
	Büz nakli	10000	1	tane	10000	
	Taş nakli	100000	8.5	m3	850000	
Toplam maliyet					6300807	



Şekil 6.6 Göçme Riski ve Maliyet ilişkisi - Optimum Çözüm Bulma Yöntemi

$$(SS_{\phi} = \%20 \phi_{\text{opt}} , SS_{\text{oh}} = \%20 \alpha_{\text{hopt}})$$



Şekil 6.7 Göçme Riski ve Maliyet ilişkisi - Optimum Çözüm Bulma Yöntemi
 $(SS_{\phi} = \%5 \phi_{on} , SS_{ab} = \%5 \alpha_{bon})$

kullanılan birim fiyatları T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı 1993 Şartnamesinden alınmıştır. Maliyetlerde her türlü malzeme, işçilik, nakliye ve %25'lik mütahit karı da dahil edilmiştir. Bunlara ilave olarak, her bir taban genişliğindeki göçme riski ve maliyet ilişkisi Şekil 6.6 ve 6.7'de gösterilmiştir. Daha öncekilerde olduğu gibi birinci şekil standart sapmaların %20, ikincisi ise %5 olduğu durumları göstermektedirler. Yapılan çalışmalarda optimum taban genişliği aranırken duvar tabanı 0.5m genişlikten başlamak üzere 0.5mlik artımlarla tekrar çözülmüştür. Her bir çözümden sonra aynı duvarın maliyet ve risk analizleri de yapılmıştır ve Şekil 6.6 ve 6.7'de bunların optimum çözüm noktasını veren maliyet ve risk eğrilerinin kesiştiği noktada güvenlik sayıları belirlenmiştir.

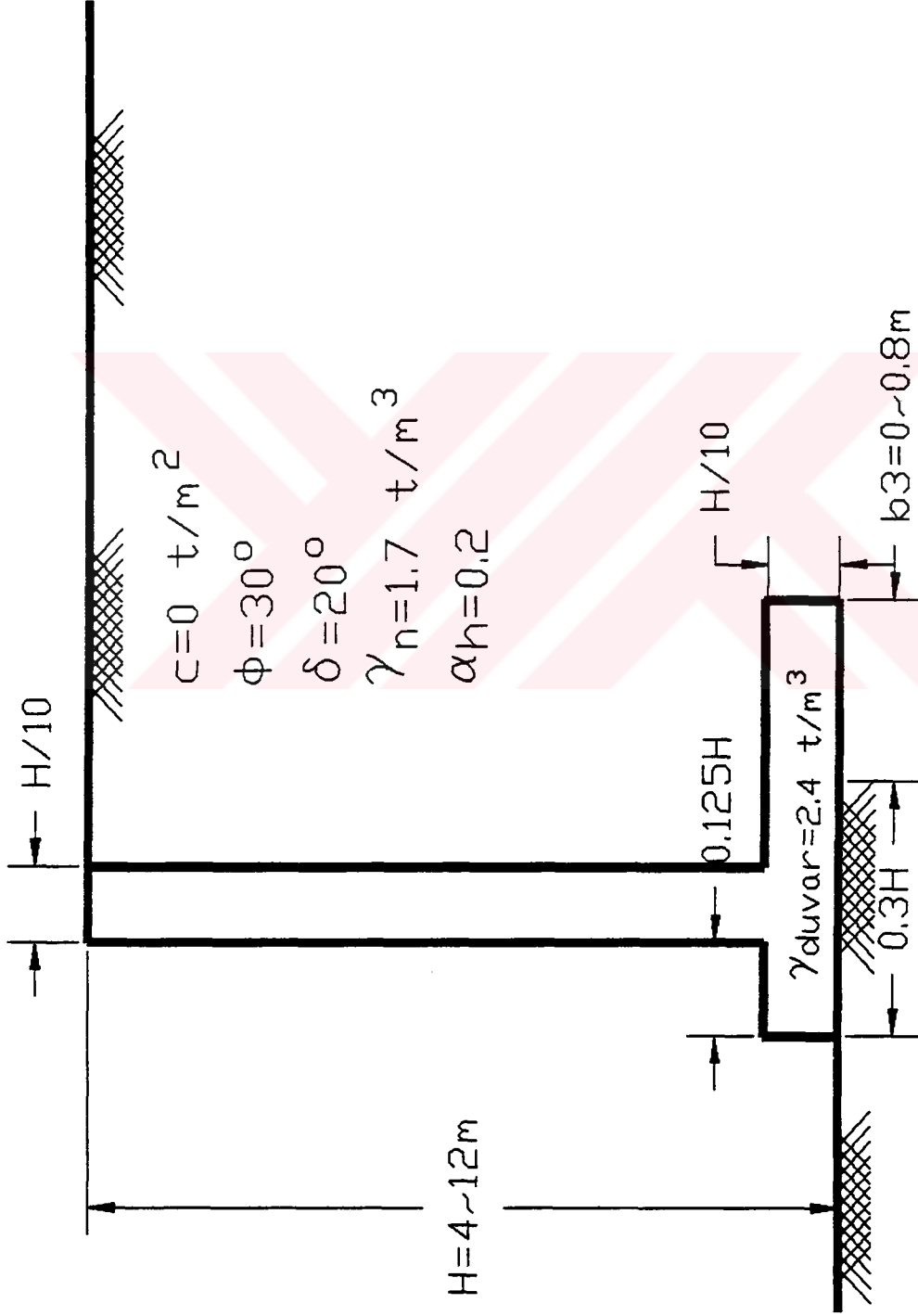
Bu şekillerde göçme riski ve maliyet eğrilerinin kesiştiği nokta optimum çözümü yani; olabilecek en güvenli ve en düşük maliyetli duvarı belirlemektedir. Bu hesaplardan elde edilen sonuçlar kargir ve betonarme duvarların karşılaştırılması sırasında irdelenecektir. Buna göre bu kısımda analizi yapılan 5m yüksekliğindeki kargir duvar için optimum güvenlik katsayısı yaklaşık %1.5'lik riske sahip olup 1.4 değerindedir. Birim uzunluktaki (1m) böyle bir duvarın belirtilen şartlarda maliyeti 4.750.000_TL. kadardır. Bütün bu değerler standart sapmaların %20 olduğu durum için söz konusudur. Standart sapmaların %5 olduğu durumda ise aynı duvar için optimum güvenlik sayısı 1.15 civarında olurken risk faktörü de %0.2 dolaylarında ve maliyet de 4.250.000_TL. civarındadır. Bütün bu sonuçlardan şu anlaşılmaktadır ki; geleneksel olarak 1.5-2 olarak alınan güvenlik katsayılarının gereksiz yere maliyeti artırdığıdır. Bunlara ek olarak da; dünya da yaygın olarak kabul edilen maksimum risk faktörü bu gibi durumlarda %5 kadardır. Buna göre seçilecek güvenlik katsayısının da maliyeti daha da düşüreceği açıktır. Bütün bu sonuçlardan da standart sapmaların stabilite ve maliyet açısından ne kadar önemli olduğunu göstermektedir.

Ayrıca eklerde 4m, 5m, 6m, 8m, 10m ve 12m yüksekliğinde inşa edilecek duvarlara ait, bu bölümdekilere paralel tüm bilgiler grafikler halinde verilmiştir.

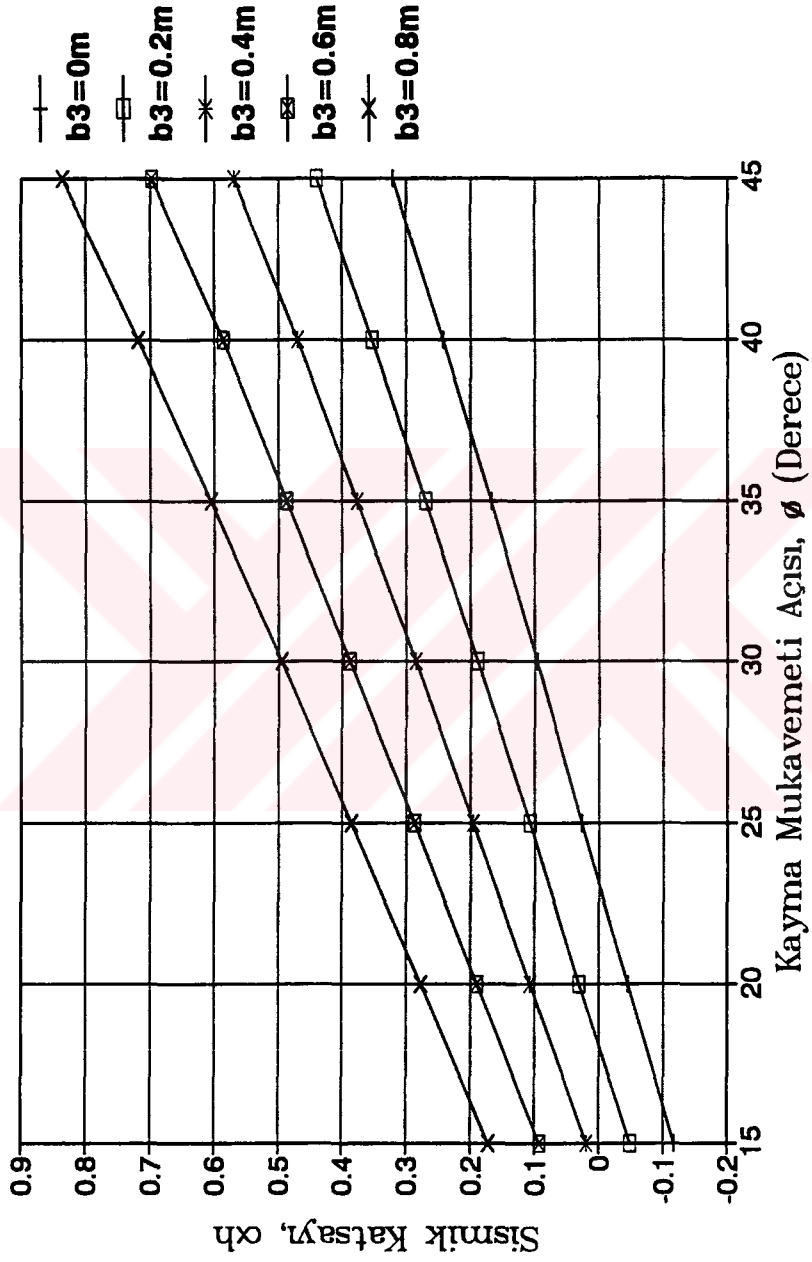
6.2 Betonarme Konsol İstinat Duvarlarının Risk ve Maliyet Analizleri

Betonarme istinat duvarları günümüzde oldukça yaygın bir kullanıma sahiptir. İnşa süresinin kısalığı, az yer kaplaması ve maliyet unsuru tercih sebeplerini oluşturmaktadır. Şekil 6.8'de bu kısımdaki hesaplara esas teşkil eden duvar, dolgu özellikleri ve sismik katsayı görülmektedir. Hesaplar 5m yüksekliğindeki bir konsol duvarın b_3 değişkenine bağlı olarak farklı taban genişliklerinde risk ve bu taban genişliklerine karşılık gelen maliyet analizlerinden oluşmaktadır. Taban genişlikleri $b_3=0$ durumu ve 0.2m'lik artımlarla ardışık ilaveler beş ayrı durumdan oluşmaktadır. Ayrıca eklerde yükseklikleri 4m, 5m, 6m, 8m, 10m ve 12m olan duvarların $GS=1$ durumunda ϕ ve α_h değişimleri, göçme riskleri, göçme riski-taban genişliği, maliyet-göçme riski gibi ilişkiler farklı b_3 değerleri verilmiştir.

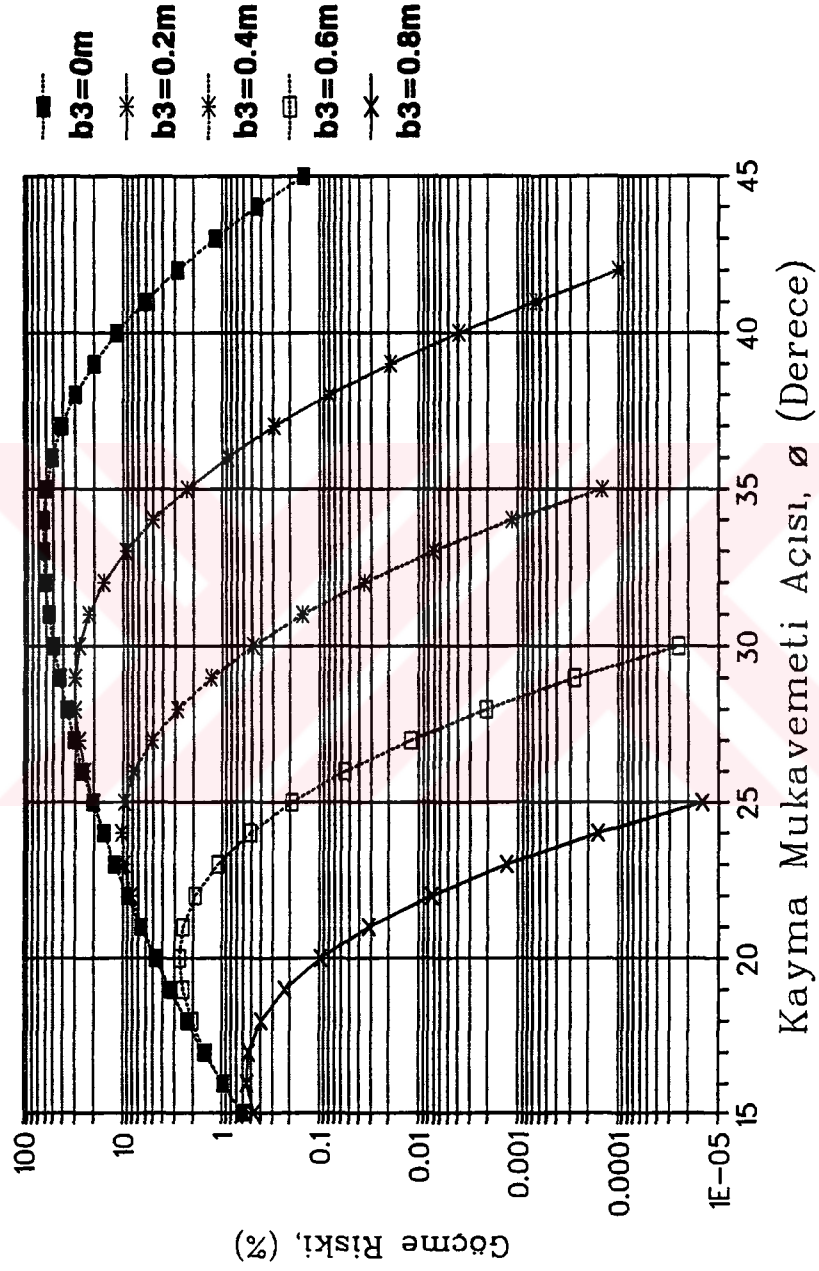
Şekil 6.9'da kargir duvarda olduğu gibi farklı taban genişliklerinde güvenlik sayısının bir olduğu durumlar görülmektedir. Şekil 6.10 ve 11'de farklı duvar taban genişliklerinde, içsel sürtünme açısına göre göçme riski değişimleri görülmektedir. Bunlardan birincisi standart sapmaların ortalama değerler üzerinden %20, ikincisi ise %5 olduğu durumlardaki göçme riskleridir. Bu değerler kargir duvarlardakinin aynısı olup %20 durumunda içsel sürtünme açısının standart sapması 6° ve sismik katsayısının k_i ise 0.04 değerindedir. %5 durumunda ise sırasıyla 1.5° ve 0.01 değerlerine sahiptir. Risk olarak da bu dağılımların maksimum değerleri alınmıştır. Şekil 6.12 ve 6.13'de göçme riski ve taban genişliği ilişkisi verilmiş ve optimum taban genişliği bulunmuştur. Bunlardan birincisi %20 ikincisi %5'lik standart sapmalardaki



Şekil 6.8 Analizde Kullanılan Betonarme Konsol Duvarın Boyut Değişimi ve Dolgu özellikleri

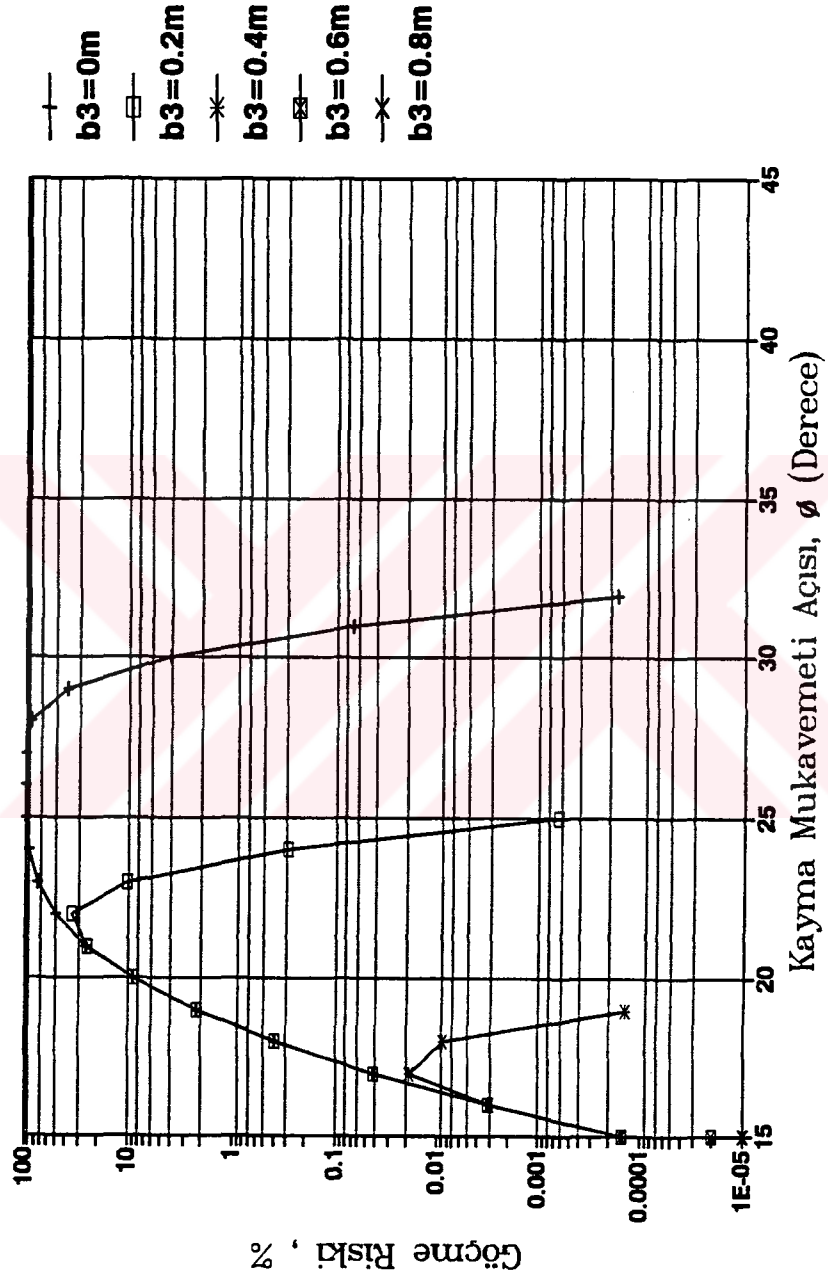


Şekil 6.9 Güvenlik Katsayısını $GS=1$ Yapan Kayma Mukavemet Açısı ve Sismik Katsayı İlişkisi



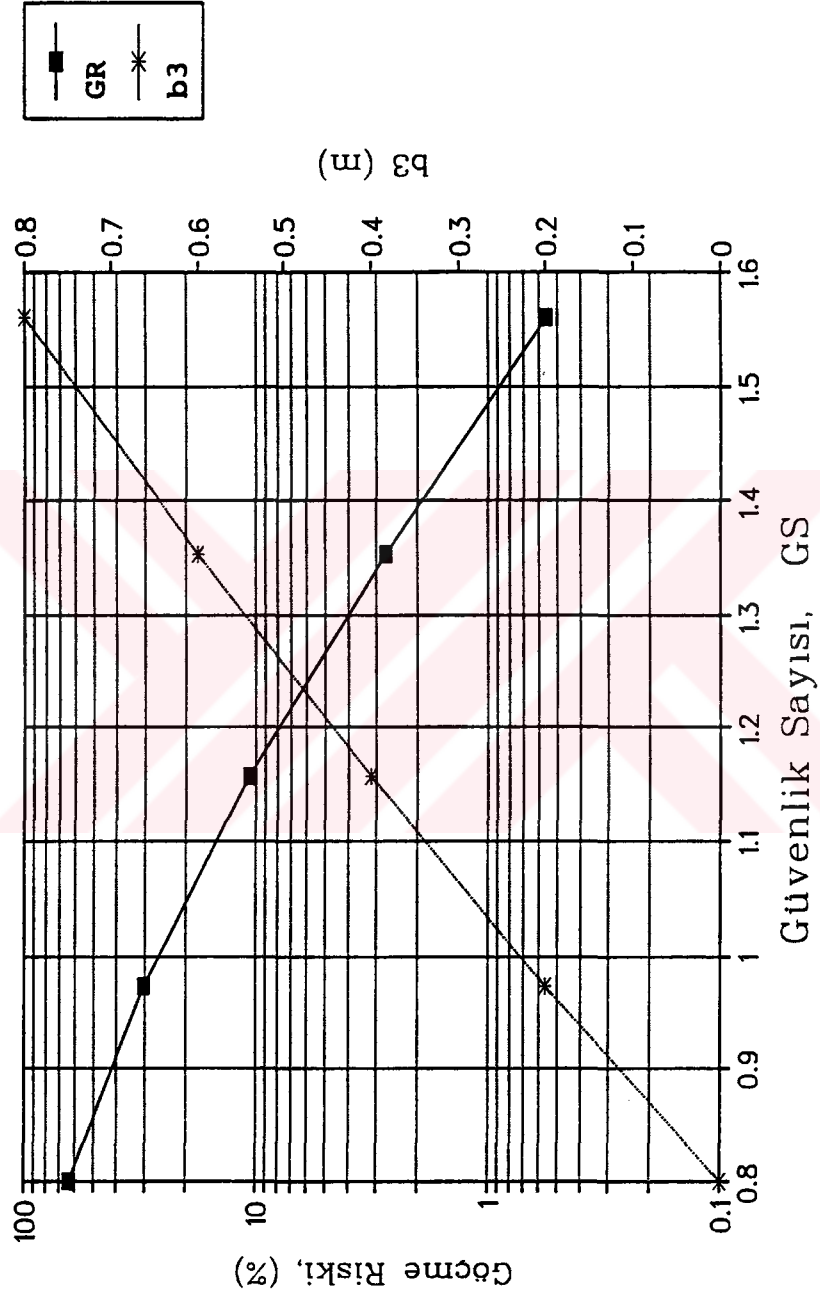
Şekil 6.10 Göçme Riskinin $GS=1$ Durumunda Değişimi

($SS_\phi = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{ab} = \%20 \alpha_{kort}$)

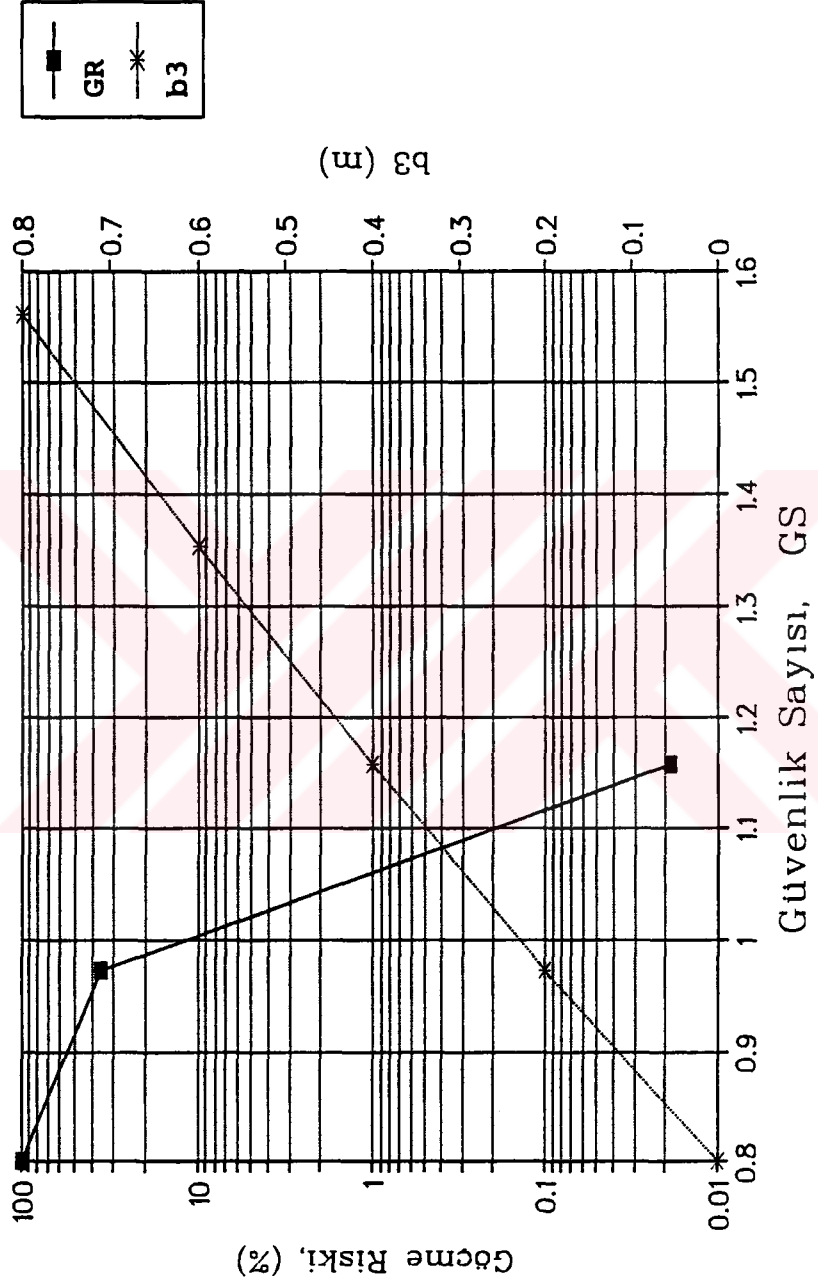


Şekil 6.11 Göçme Riskinin $GS=1$ Durumunda Değişimi

$$(SS_{\phi} = \%5 \phi_{ort} / SS_{\alpha_{ab}} = \%5 \alpha_{bort})$$



Şekil 6.12 Göçme Riski ve Güvenlik Katsayısı Değişimi
 $(SS_d = \%20 \phi_{ort}, SS_{ch} = \%20 \alpha_{bot})$



Şekil 6.13 Göçme Riski ve Güvenlik Katsayısı Değişimi
 $(SS_p = 5 \phi_{on} , SS_{ab} = 5 \alpha_{bon})$

durumları göstermektedir. Tablo 6.2’de betonarme istinat duvarın birim uzunluğunun maliyet keşif özeti verilmiştir. Buradaki birim fiyatlar kargir duvarda olduğu gibi T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı 1993 şartnamesine göre hazırlanmış olup %25 mütahit karı da dahil edilmiştir. Şekil 6.14 ve 6.15’de ise içsel sürtünme açısına göre maliyet-göçme riski ilişkileri gösterilmiştir. Optimum güvenlik sayısı ve optimum maliyetler de bu eğrilerden elde edilmiştir.

Sonuç olarak; 5m yüksekliğinde betonarme istinat duvarının optimum güvenlik sayısını 1.25 olup, %5.5 kadar riske sahiptir. Optimum maliyet ise 4.200.000 TL.dir. Bu değerler ortalama değerlere göre standart sapmaların %20 olduğu durumda elde edilmiştir. Standart sapmanın düşük olduğu durumda hem optimum güvenlik sayısı hem de optimum maliyet daha küçük çıkmaktadır. Şekil 6.15’ten çıkan sonuçla, standart sapmanın %5 olduğu durumda optimum güvenlik sayısı 1.08, göçme riski %0.4 ve optimum maliyet ise 3.400.000 TL. civarındadır. Bu sonuç standart sapma, dolayısıyla zemin parametrelerinin daha kesin bilinmesinin risk ve maliyet üzerindeki etkisini açıkça göstermektedir.

Ayrıca eklerde 4m, 5m, 6m, 8m, 10m ve 12m yüksekliğindeki betonarme istinat duvarlarının bu bölümdeki hesaplar paralelinde grafikleri ve sonuçları verilmiştir.

6.3 Kargir ve Betonarme İstinat Duvarlarının Karşılaştırılması

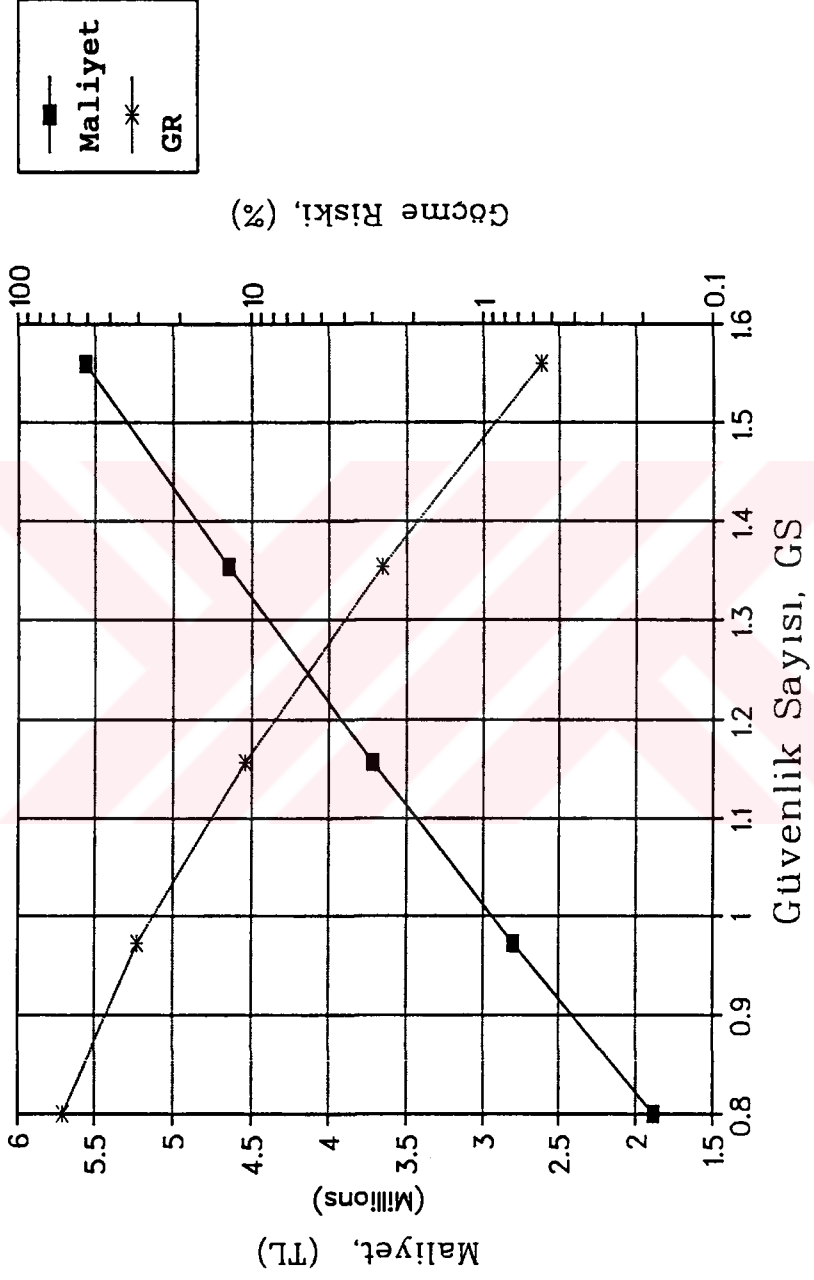
Daha önceki iki kısımda kargir ve betonarme istinat duvarlarına ait hesaplar yapılmış, 5m yükseklikteki duvarlarda her iki tip için optimum güvenlik sayısı, optimum maliyet ve göçme riskleri bulunmuştur. Ayrıca eklerde değişik yükseklikler için benzer hesapların sonuçları verilmiştir. Bütün bunların sonuçları ve %5 göçme riskine sahip güvenlik sayıları da Tablo 6.3’de verilmiştir. Ayrıca Şekil 6.16’da karşılaştırılmalı olarak

Tablo 6.2 Betonarme İstinat Duvarı Maliyeti Kesif Özeti

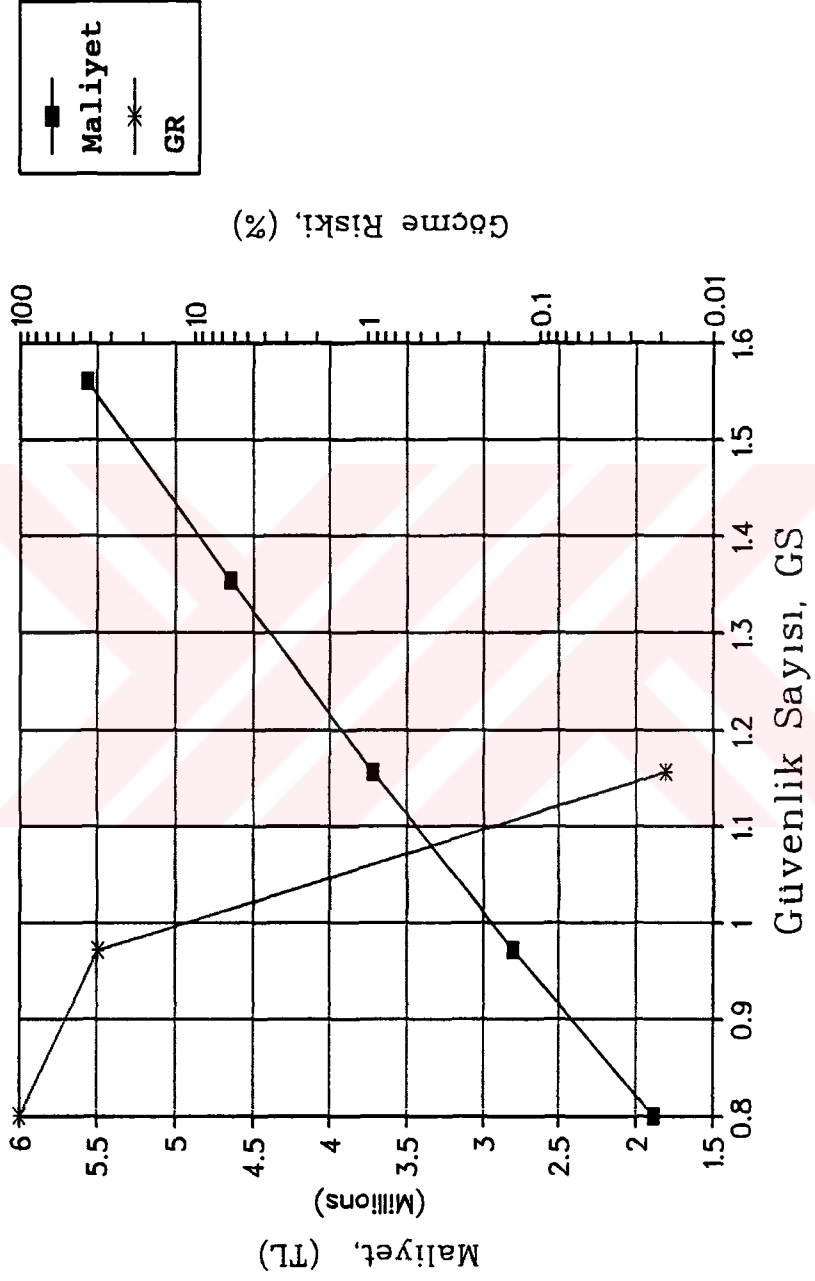
POZ NO	İşin adı	Br.Fiat	Mikt	Ölç.Br	Maliyet
15001/1	Mak.ila kazı	6243		m3	
15140/2	El ile malz. serme	37196	0.18	m3	6695.28
16001	150Dozlu grobeton dök	255508	0.36	m3	91982.88
21011	Düz yüzeyli b/a kalıbı	54744	24	m2	1313856
23001/1	φ8-φ12 demir işçiliği	4890894	1.728	ton	8451464.832
23002	>φ14 Demir işçiliği	4511919		ton	0
18452/1	20 lik büz döşenmesi	30775	1	mt	30775
16043/1	BS20-350 Dozlu beton dökül	398151	17.28	m3	6880049.28
	Kum-çakıl nakli	100000	17.82	m3	1782000
	Çimento nakli	100000	6.102	ton	610200
	Büz nakli	10000	1	tane	10000
	Demir nakli	100000	1.728	ton	172800
Toplam maliyet					19349823.27

H = 12

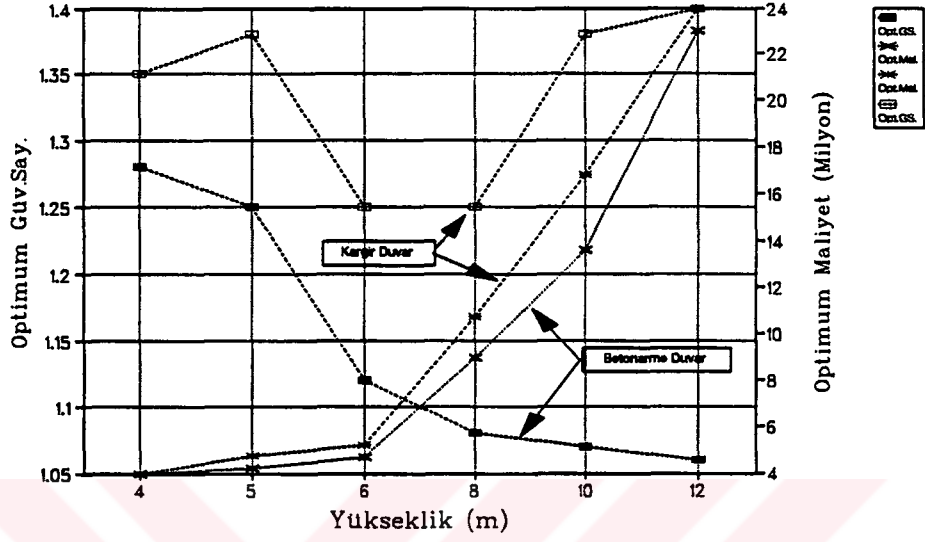
b3 = 0



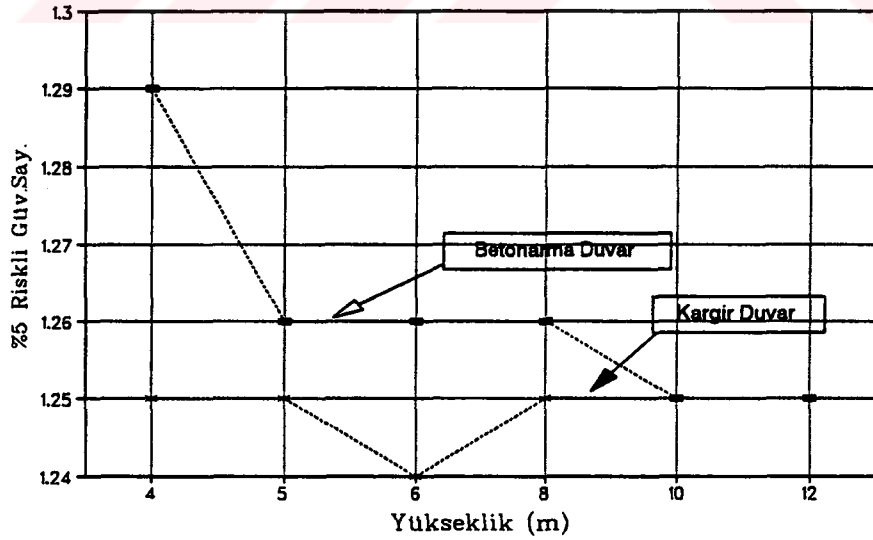
Şekil 6.14 Göçme Riski ve Maliyet ilişkisi - Optimum Çözüm Bulma Yöntemi
 $(SS_o = \%20 \phi_{ort} , SS_{ab} = \%20 \alpha_{bot})$



Şekil 6.15 Göçme Riski ve Maliyet ilişkisi - Optimum Çözüm Bulma Yöntemi
 $(SS_p = 55 \phi_{opt}, SS_{ah} = 55 \alpha_{hor})$



Şekil 6.16 Kargir ve Betonarme İstinat Duvarlarının Optimum Güvenlik Sayısı ve Maliyetlerin Yüksekliklere Göre Karşılaştırılması



Şekil 6.17 Kargir ve Betonarme İstinat Duvarlarında %5 Riskli Güvenlik Sayılarının Yüksekliklere Göre Değişimi

verilmiştir. Grafiklerde görüldüğü gibi bütün yüksekliklerde betonarme duvara ait optimum maliyet ve güvenlik sayılarının küçük olduğu gözlenmektedir. Bu da bize inşa etmeyi düşündüğümüz duvarlarda maliyet açısından betonarme tipinin daha elverişli olduğunu göstermektedir.

Ayrıca Şekil 6.17'de %5 göçme riskine sahip güvenlik sayılarının betonarme duvarlarda 1.25 ile 1.29 arasında olduğu ve yüksekliği artıkça bu değer 1.25'e yaklaştığı görülmektedir. Kargir istinat duvarlarda ise %5 göçme riskine sahip güvenlik sayılarının 1.25 civarında olduğu görülmektedir. Bu sonuç bize, genelde 1.5-2 arasında alınan güvenlik sayılarının aşırı güvenli olduğu, maliyeti fazlaca artırdığı görülmektedir. Bunun yerine betonarme istinat duvarında güvenlik sayısının 1.25-1.30 arasında, kargir duvarlarda ise 1.25 almak daha yerinde olacaktır. Richard-Elms metoduyla tasarlanan kargir duvarlarda güvenlik sayılarının 1.1 olduğu, geleneksel metotla tasarlanan kargir duvarlarda ise 1.2'lik güvenlik sayısının yeterli güvenliği sağladığı düşünülürse (Whitman,1990) sonuçların gayet anlamlı olduğu anlaşılar.

BÖLÜM 7

7.SONUÇLAR

İstinat duvarlarında stabilitenin gerçekci bir şekilde değerlendirilebilmesi için zemin mukavemet özelliklerinin ve yükleme durumlarının stabiliteye etkileri parametrik bir çalışma ile bulunmalıdır. Bu çalışmada da bu tür araştırma yapılmıştır. Böylece herhangi bir parametrede olabilecek değişikliğin stabiliteye ne şekilde etki edebileceği, genel riski ne yönde ne kadar değiştirebileceği hakkında anlaşılabilir bilgi elde edilebilecektir.

Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar şu şekilde sıralanabilir:

1°) Stabilite hesaplarında zemin içsel sürtünme açısının ve deprem sismik katsayısının önemi büyüktür.

2°) Deprem bölgelerinde inşa edilecek duvarlarda kesinlikle dinamik yüklere göre hesap yapılmalıdır.

3°) Deprem sismik katsayısı değeri olarak deprem bölgelerinde 0.15 yerine 0.20 seçilmelidir.

4°) İnşa edilecek duvar cinsi olarak maliyet açısından betonarme tipler tercih edilmelidir. Maliyet gereksiz yere artırılmamalıdır.

5°) Seçilecek güvenlik sayısı olarak geleneksel olan 1.5-2.0 yerine; betonarme duvarlarda 1.25-1.30, kargir duvarlarda ise 1.25 değeri yeterli olmaktadır.

6°) Zemin parametreleri hakkında edindiğimiz bilgilerin kesinlik derecesini artırmalı; standart sapma değerlerinin yeterli ve kaliteli araştırma yardımıyla mümkün olduğunca küçük tutulması sağlanmalıdır.

Bu sonuçlar araştırmada kullanılan duvarların şekillerine, yükleme durumlarına ve dolgu özelliklerine göre elde edilmiştir. Bu duvarlar ağırlık tipi istinat yapılarının tipik özelliklerini içermekte ve pratik amaçlar içinde tasarlanacak istinat yapıları hakkında fikir vermektedir.



KAYNAKLAR

- Al HOMOUD, A. Evaluating Tilt of Gravity Retaining Wall During Earthquakes, ScD Thesis, MIT, USA
- ANDERSEN, G.V. ve WHITMAN R.V., (1987), Response of Centrifuge Modeled Gravity Retaining Wall to seismic Shaking: Description of tests ve Initial Analysis of Results, Rpt. R87-14. MIT, Cambridge
- ANSAL, A.M., ULUDAĞ E. ve SİYAHİ B.G., (1990), 'Şev Analizlerinde Güvenlik Katsayısı, Göçme Riski, Maliyet İlişkisi', İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı II. Sempozyumu, İstanbul
- ATC, (1981), Seismic Design Guidelines For Highway Bridges, Applied Technology Council, Report NO. ATC-6, Palo Alto, California,
- BOWLES, J.E., (1986), "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill Inc., USA
- DOBRY, R. ve GAZETAS, G. , (1986), Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations, J Geotechnical Eng'g (ASCE) 122,2 109-135
- EVANS, G.L. , (1971), The Behavior of Bridges Under Earthquake, Proc New Zealand Roding Symp., Victoria U. Wellington, 2664-684
- FRANKLIN, A.G. ve CHANG., (1977), Earthquake Resistance of Earth and Rock-fill Dams; Report 5, Permanent Displacement of Earth Embankments by Newmark Sliding Block Analysis, Misc. Paper S-71-17, Soils and Pavements Laboratory, US Army Waterways Experiment Station, Vicksburgh, Miss.
- HUNT, R.E., (1986), "Geotechnical Engineering Techniques and Practices", McGraw-Hill Inc.. USA
- KULHAWY, F.H. "Analysis of High Gravity Retaining Wall", Proc. ASCE, Conf. on Analysis and Design in Geotech. Engg., University of Texas, Austin, Vol.1, pp.159-171

- LAI, S., MATSUNAGA, Y. ve URAKAMI, T., (1989), Performance of Quay Walls During 1987 Chibaken-Toho-Oki Earthquake, Proc. Disc. Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th. Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Engg., Rio De Janerio 63-66
- NAVFAC., (1982), Design Manual DM 7.1, Soil Mechanics, Department of the Navy, Naval Facilities Engg. Comm. Alexandria Va.
- JACOBSEN, P.N., (1980), Behavior of Retaining Walls under Seismic Loading, ME Report 79/9, Dept. of Civil Engg., Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand
- LAI, C.S., (1979), Behavior of Retaining Walls under Seismic Loading, ME Report 79/9, Dept. of Civil Engg., Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand
- MARCIANO, E. Seismic Response and Damage of Retaining Structures, Ph.D. Thesis, Dept. Civil Engg., Purdue U.
- MONONOBE, N. ve MATSUO H., (1929), On the Determination of Earth Pressures During Earthquakes, Proc. World Engg. Congress, 9
- NADIM, F., (1982), A Numerical Model for Evaluation of Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, Sc.D. Res. Report R82-33, Dept. of Civil Engg., MIT, Cambridge, MA
- NADIM, F. ve WHITMAN, R.V., (1984), Couple Sliding and Tilting of Gravity Walls during Earthquakes, Proc. 8th World Conf. on Earthquake Engg., San Fransisco, III 477-484
- NEWMARK, N.M., (1965), Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, 15(2) 139-160.
- OKABE, S., (1926), General Theory of Earth Pressures, J. Japan Soc. of Civil Engg., 12(1).
- PRAKASH, S. ve BASAVANNA, B.M., (1969), Earth Pressure Distribution Behind Retaining Wall During Earthquake, Proc., 4th World Conf. on Earthquake Engg, Santiago, Chile
- RICHARDS, R.J. ve ELMS, D., (1979), Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, J of Geotechnical Engg.Div.(asce) 105(GT4) 449-464.

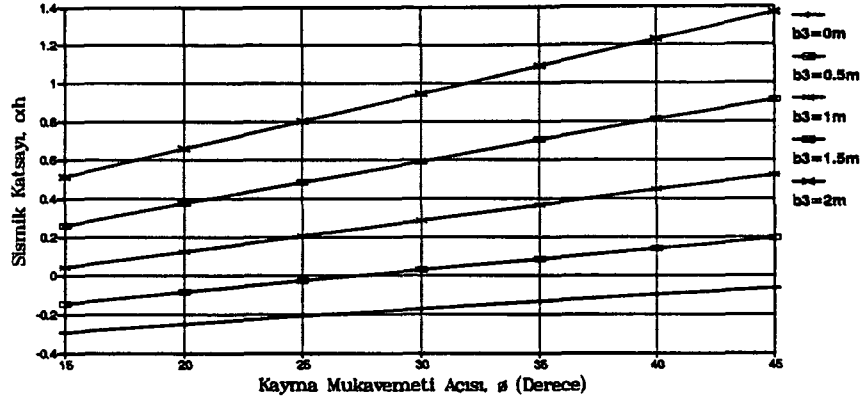
- SCOTT, R.F., (1973), Earthquake-induced Pressures on Retaining Walls, Proc. 5th. World Conf. on Earthquake Engg., Rome, Italy.
- SEED, H.B. ve WHITMAN R.V., (1970), Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, ASCE Specialty Conf. Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures 103-147.
- SHAMSHER, P., (1981), "Soil Dynamics", McGraw-Hill Inc. USA pp128-168
- SHERIF, M.A. ve Fang, Y.S., (1984), Dynamic Earth Pressures on Walls Rotating about the top, Soils and Foundations, 24(4) 109-117.
- SIDHARTHAN, R. ve MARAGAKIS, E.M., (1989), Performance of Flexible Retaining Walls Supporting Dry Cohesionless Soils under Cyclic Loads, Int., J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 13(3) 309-326
- STAMATOPOLOUS, C. ve WHITMAN R.V., (1990), "Prediction of Permanent Tilt of Gravity Retaining Walls by the Residual Strain Method, Proc. 4th US National Conf. on Earthquake Engrg., Palm Springs, CA .
- STEEDMAN, R.S., (1984), Modelling the Behaviour of Retaining Walls in Earthquakes, PhD Thesis, Engineering Dept., Cambridge Univ., UK.
- STEEDMAN, R.S. ve ZENG X., (1990), The Seismic Response of Waterfront Retaining Walls, ASCE Specialty Conf. on Design and Construction of Earth Retaining Structures, Ithaca, NY
- STEEDMAN, R.S. ve ZENG X., (1989), The Influence of Phase on the calculation of Pseudo-Static Earth Pressure on the Retaining Wall, Rpt CUED/D-soils TR222, Engineering Dept., Cambridge Univ., UK,
- USACE, (1970), Stability of Earth ve Rock-Fill Dams, EM 1110-1-1902, Dept. of the Army, US Army Corps of Engrs., Washington, DC, April .
- VAUGHAN, D.K. ve RICHARDSON, E., (1989), FLEX User's Manual, Weidlinger Assoc. Los Gatos, CA.
- WESTERGAARD, (1933), Water Pressures on Dams during Earthquakes, Transactions, ASCE, 98, 418-472.
- WHITMAN, R.V., (1989), Seismic Design of Gravity Retaining Walls, Proceedings International Conference Earthquake Resistant Design ve Construction, Berlin

- WHITMAN, R.V. ve LIAO, S., (1985), Seismic Design of Gravity Retaining Walls, US Army Engr. Waterways Experiment Sta., Misc. Paper GL-85-1
- WHITMAN, R.V. ve LIAO, S., (1984), Seismic Design of Gravity Retaining Walls, Proc. 8th World Conf. on Earthquake Engineering, San Francisco, III 533-540
- WHITMAN, R.V. ve CHRISTIAN, J.T., (1990), The Seismic Response of Retaining Structures, Symposium Seismic Design for World Port 2020, Port of Los Angeles
- WONG, C.P., (1982), Seismic Analysis and Improved Seismic Design Procedure for Gravity Retaining Walls, Research Report 82-32, Dept Civil Engrg., MIT
- WOOD, J.H., (1973), Earthquake-induced Soil Pressures on Structures Rpt. No. EERL 73-05, CIT Pasadena, CA
- YONG, P.M.F., (1985), Dynamic Earth Pressures Against a Rigid Earth Retaining Wall, Central Laboratories Rpt.5-8515, Ministry of Works and Development, Lower Hutt, New Zealand
- ZARRABI, K., (1973), Sliding of Gravity Retaining Wall During Earthquakes Considering Vertical Acceleration and Changing Inclination of Failure Surface, SM Thesis, Dept. of Civil Engrg., MIT, Cambridge

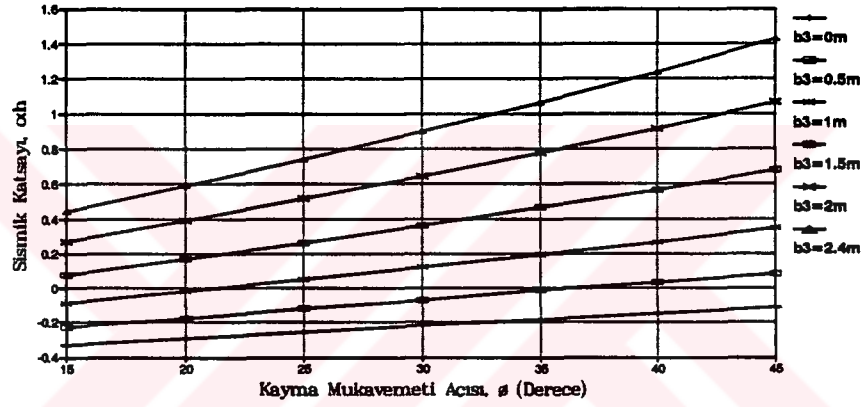
**T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ**

EKLER

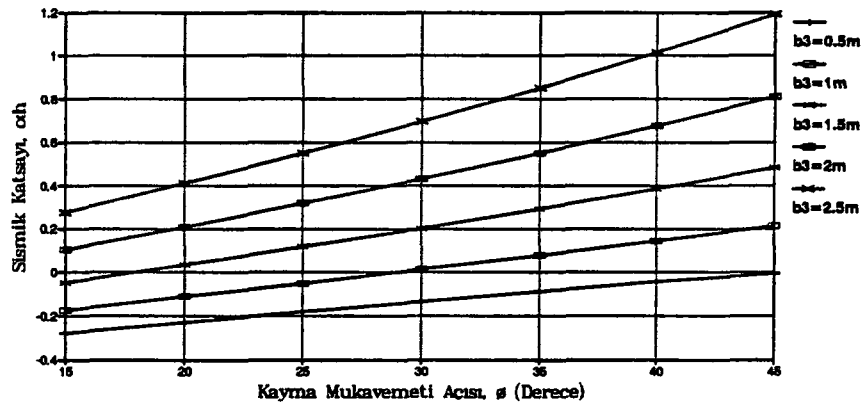
*** 4m, 5m, 6m, 8m, 10m ve 12m Yüksekliklere Sahip Kargir ve
Betonarme İstinat Duvarlarına Ait Optimum Güvenlik Sayısı
ve Maliyet Grafikleri**



(a)

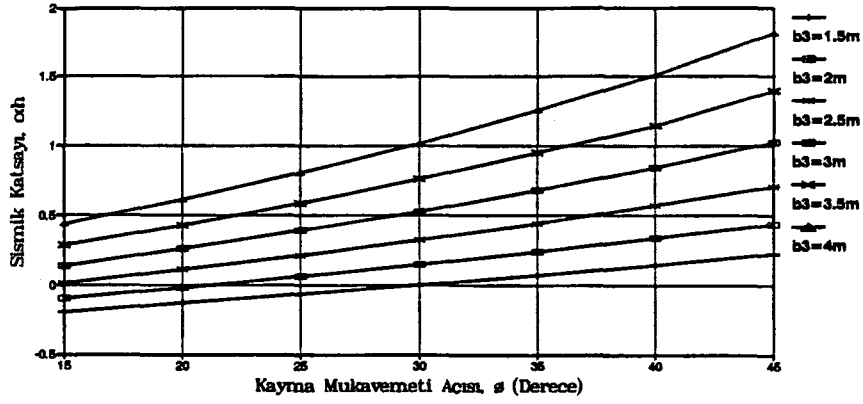


(b)

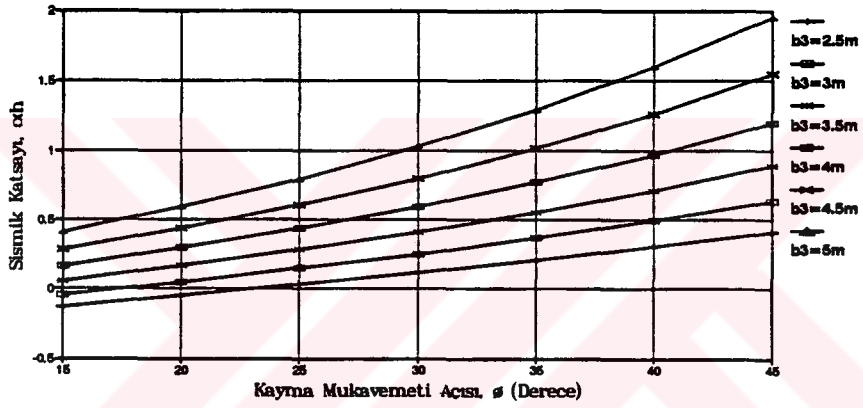


(c)

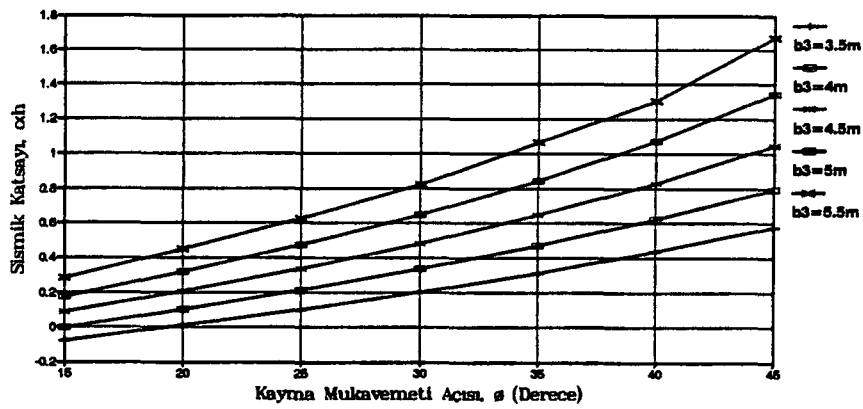
Şekil A1. Kargir Duvarlarda $GS=1$ durumunu sağlayan α_b ve ϕ değerleri
a) $H=4m$ b) $H=5m$ c) $H=6m$ d) $H=8m$ e) $H=10m$ f) $12m$
($SS_\phi = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha_b} = \%20 \alpha_{bort}$)



(d)

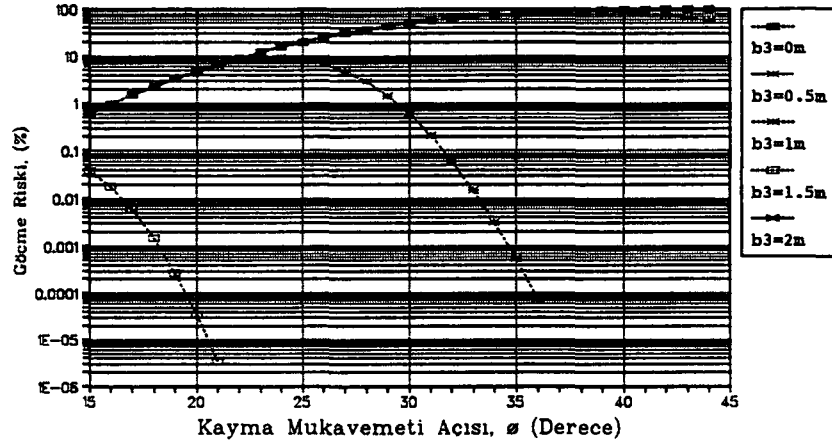


(e)

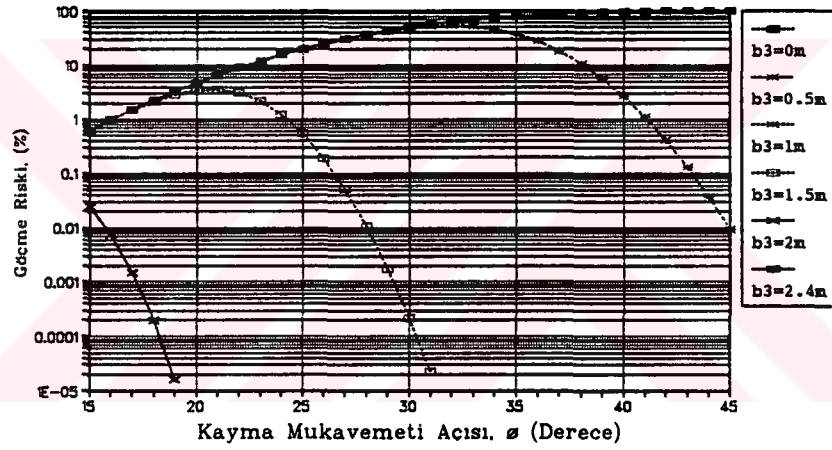


(f)

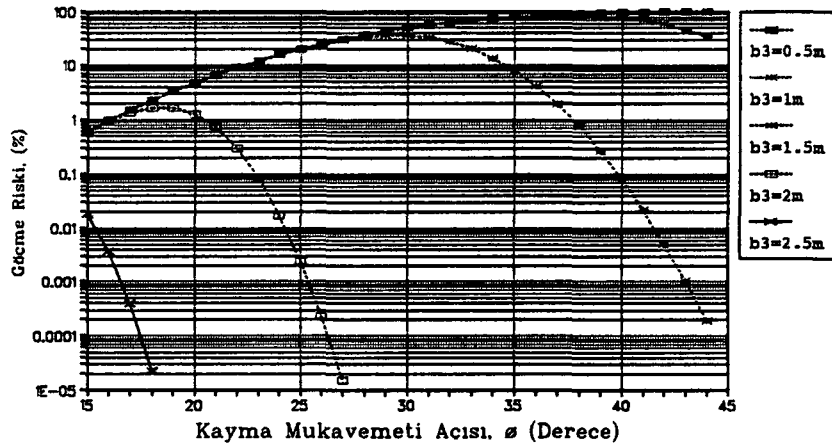
Şekil A1. Kargir Duvarlarda $GS=1$ durumunu sağlayan α_h ve ϕ değerleri
a) $H=4m$ b) $H=5m$ c) $H=6m$ d) $H=8m$ e) $H=10m$ f) $12m$
($SS_p = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{ak} = \%20 \alpha_{h,ort}$) (devamı)



(a)

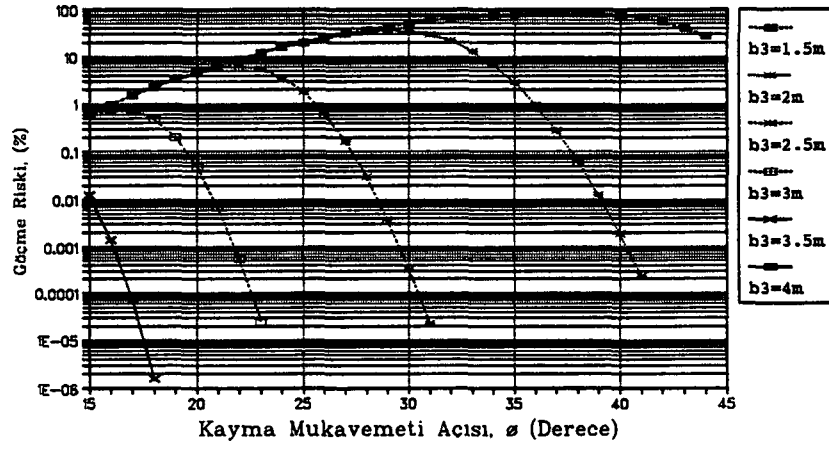


(b)

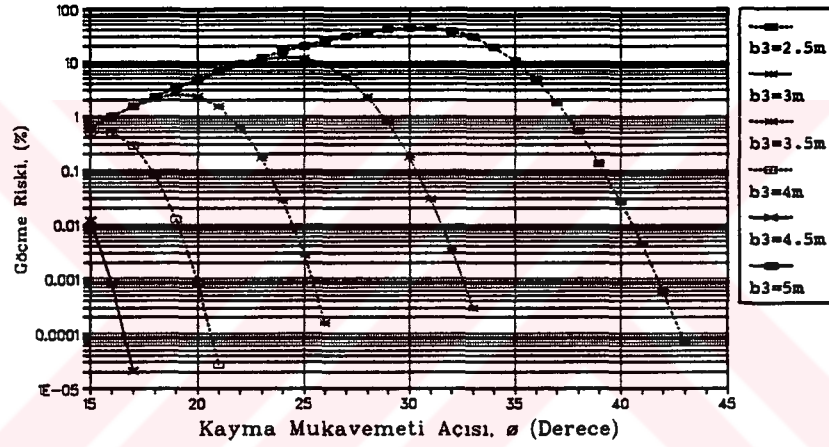


(c)

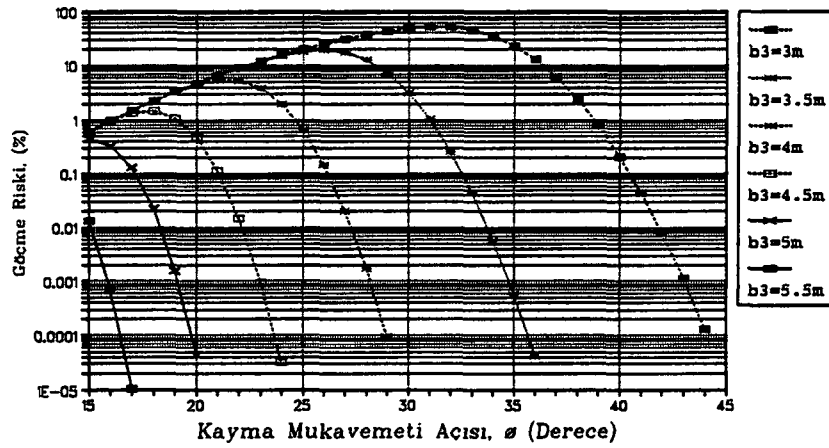
Şekil A2. Kargir Duvarlarda Göçme Riskinin $GS=1$ Durumunda Değişimi
a) $H=4m$ b) $H=5m$ c) $H=6m$ d) $H=8m$ e) $H=10m$ f) $12m$
($SS_{\phi} = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha} = \%20 \alpha_{ort}$)



(d)

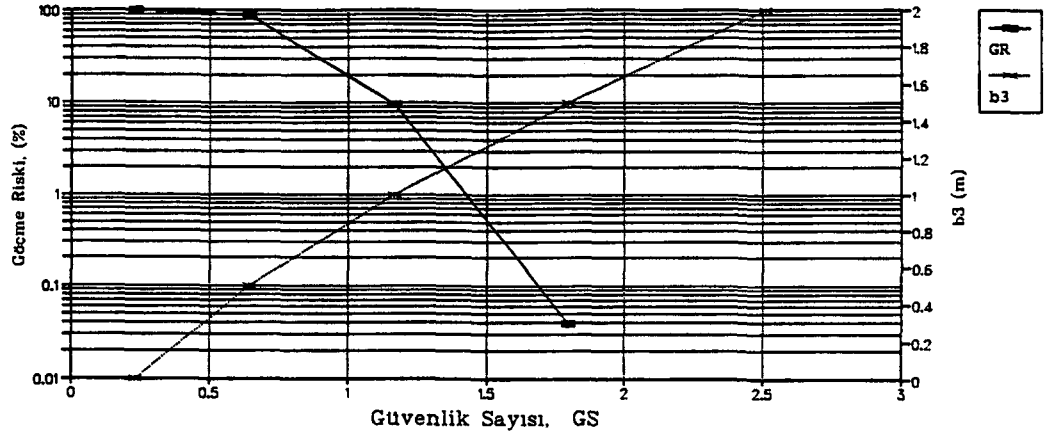


(e)

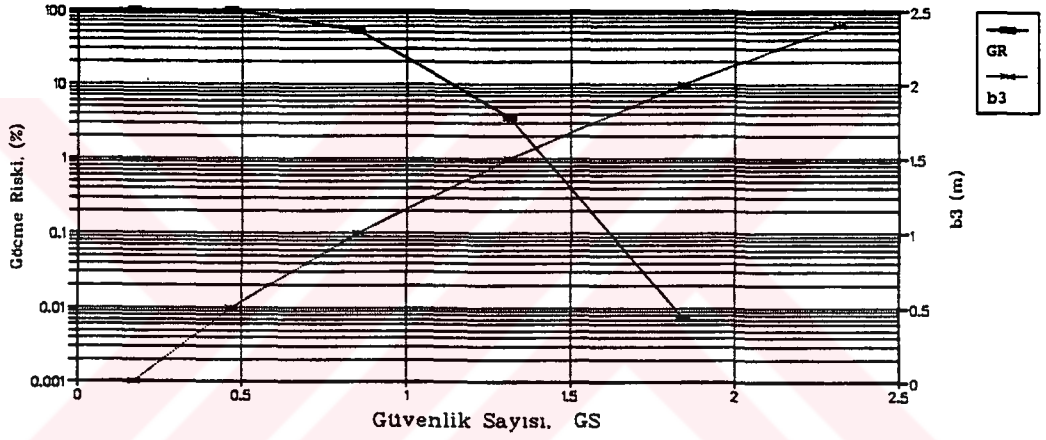


(f)

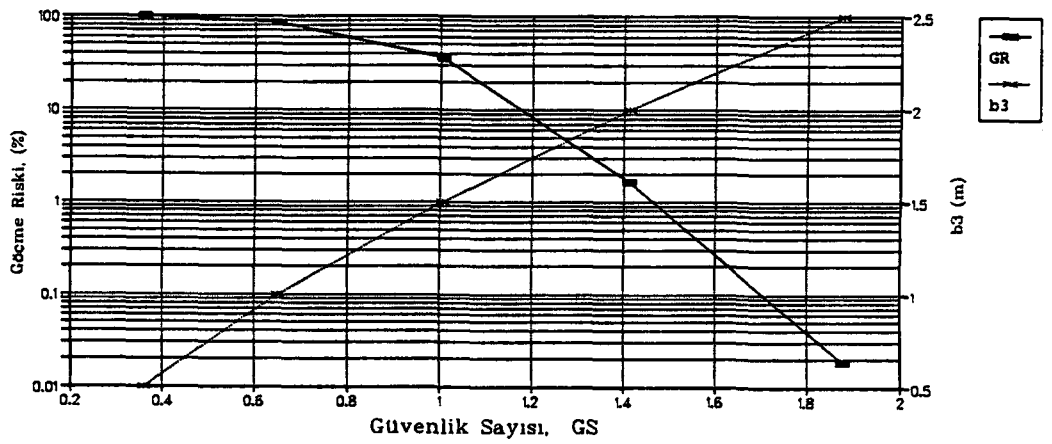
Şekil A2. Kargir Duvarlarda Göçme Riskinin GS=1 Durumunda Değişimi
a)H=4m b)H=5m c)H=6m d)H=8m e)H=10m f)12m
($SS_{\phi} = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha} = \%20 \alpha_{ort}$) (devamı)



(a)



(b)

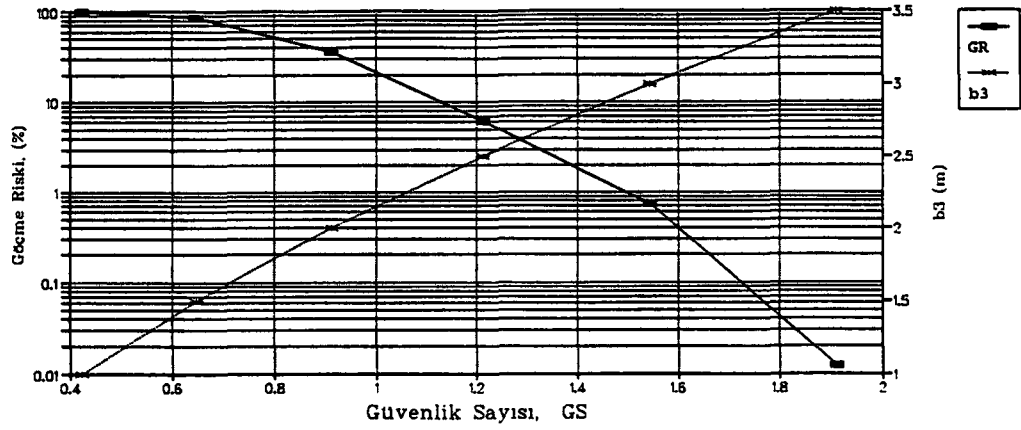


(c)

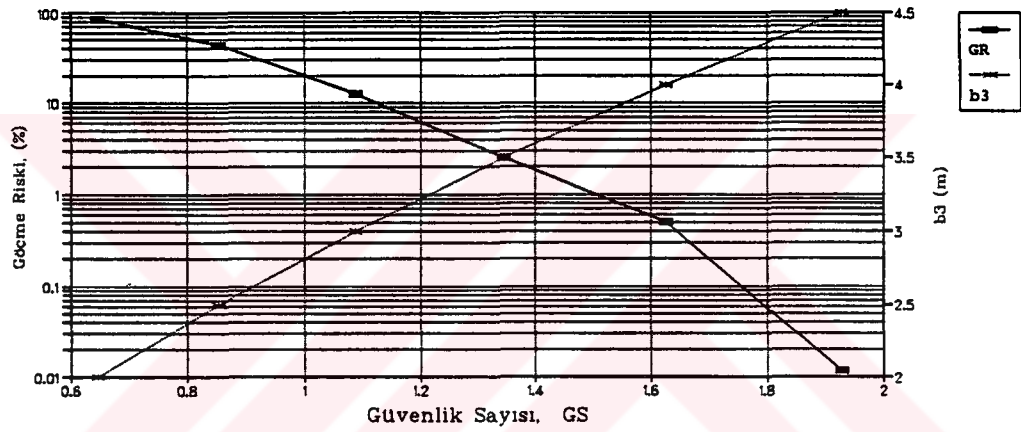
Şekil A3. Kargir Duvarlarda Göçme Riski, Güvenlik Sayısı ve Taban Geniştirliği ilişkisi

a) H=4m b) H=5m c) H=6m d) H=8m e) H=10m f) 12m

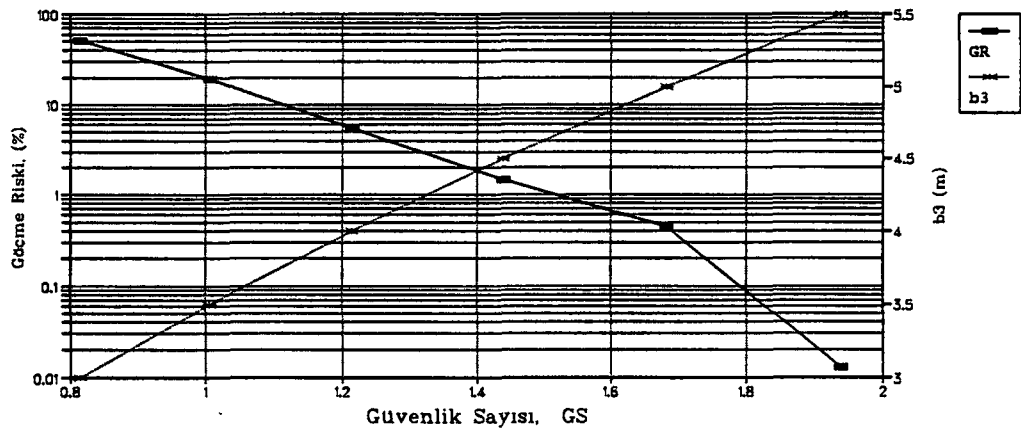
($SS_p = \%20 \phi_{on}$, $SS_{ab} = \%20 \alpha_{bon}$)



(d)



(e)

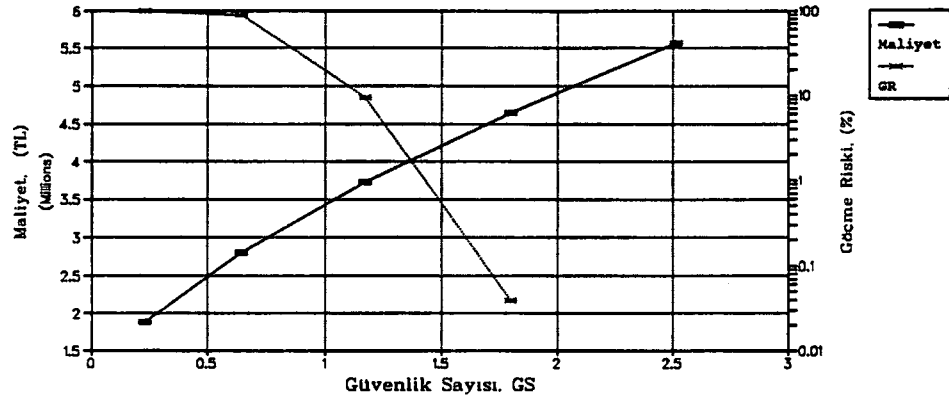


(f)

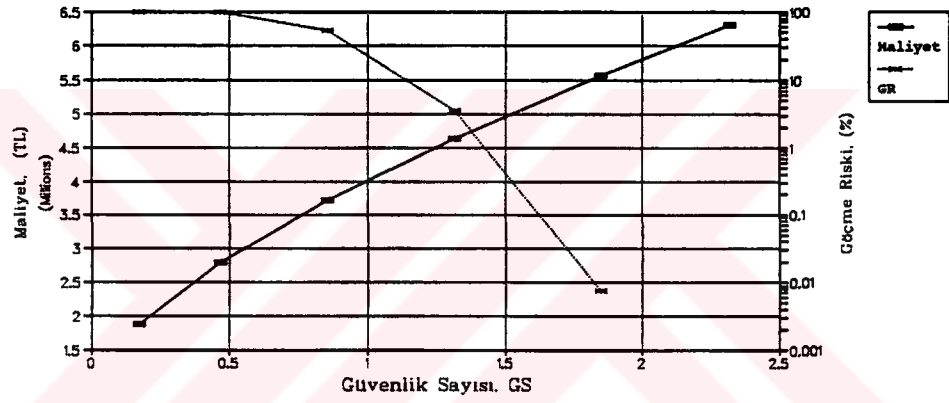
Şekil A3. Kargir Duvarlarda Göçme Riski, Güvenlik Sayısı ve Taban Genişliği İlişkisi

a) H=4m b) H=5m c) H=6m d) H=8m e) H=10m f) 12m

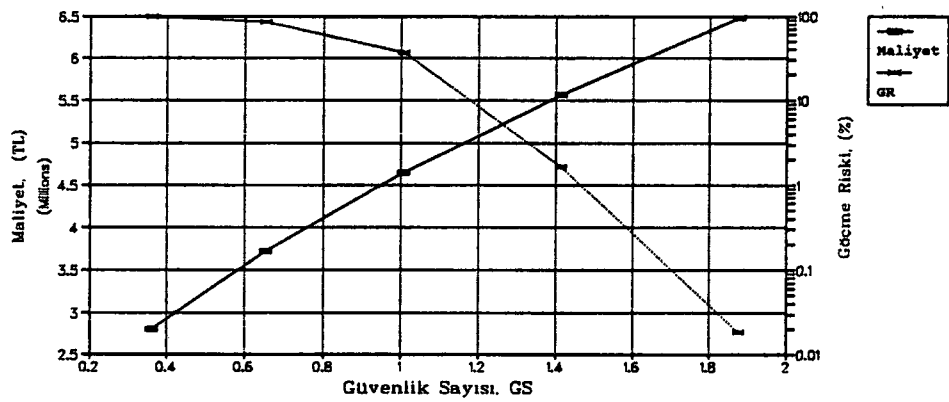
($SS_{\phi} = \%20 \phi_{on}$, $SS_{\alpha} = \%20 \alpha_{bon}$) (devamı)



(a)

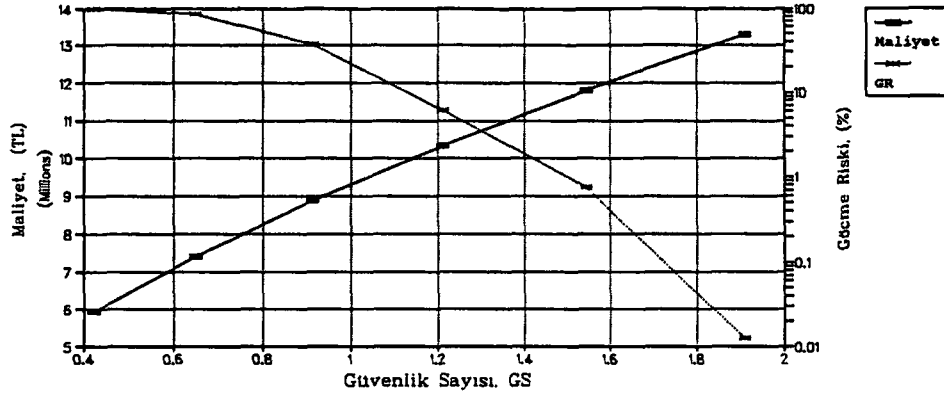


(b)

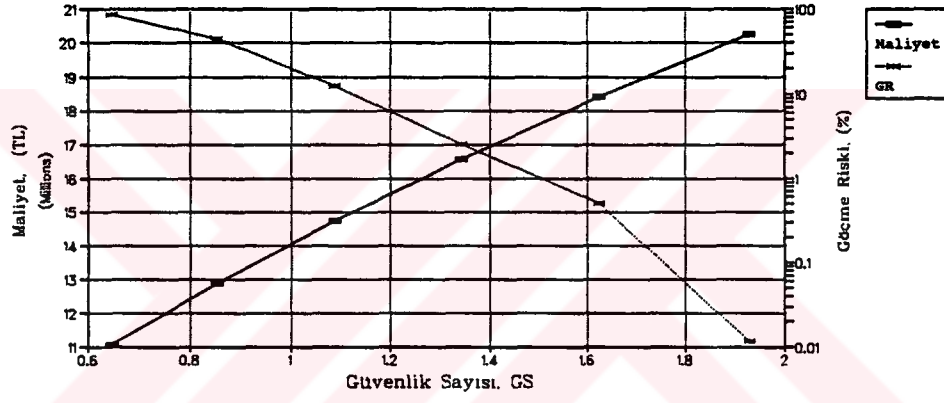


(c)

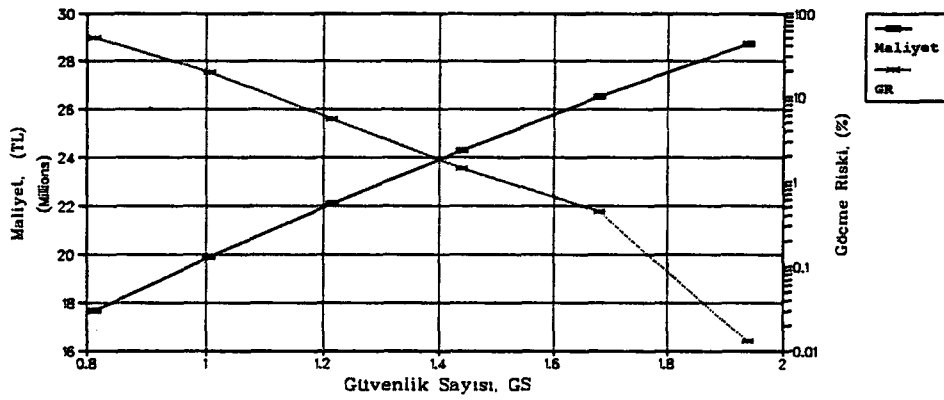
Şekil A4. Kargir Duvarlarda Maliyet, Güvenlik Sayısı ve Göçme Riski İlişkisi
 a)H=4m b)H=5m c)H=6m d)H=8m e)H=10m f)12m
 ($SS_0 = \%20 \phi_{on}$, $SS_{oh} = \%20 \alpha_{hon}$)



(d)

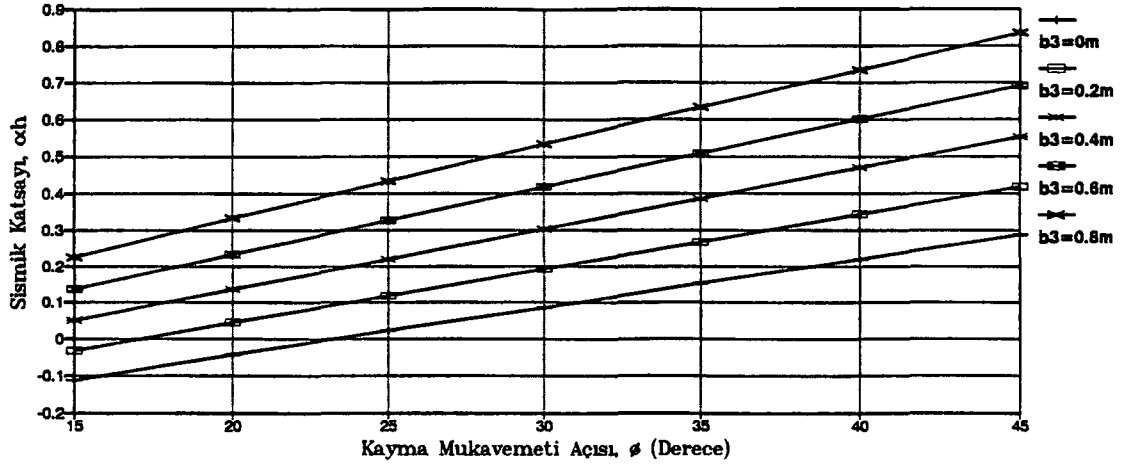


(e)

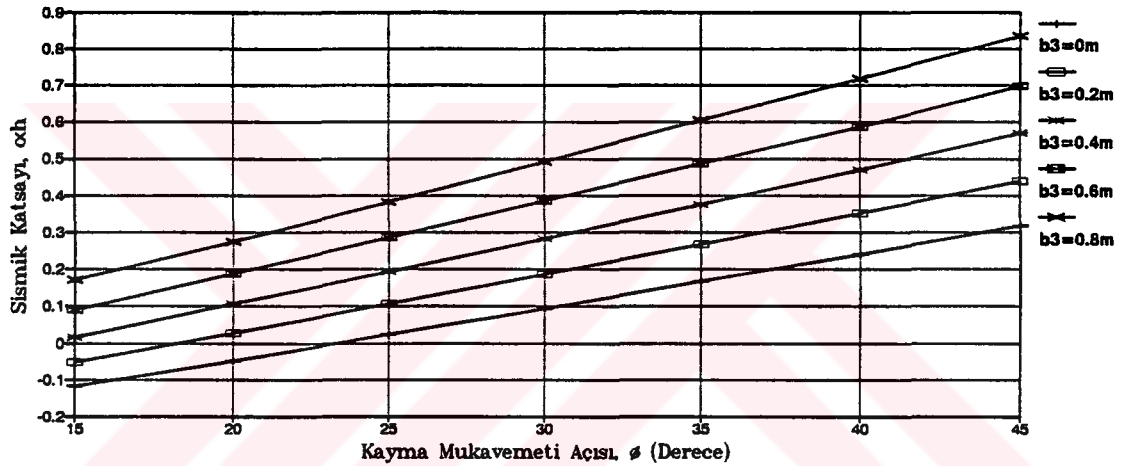


(f)

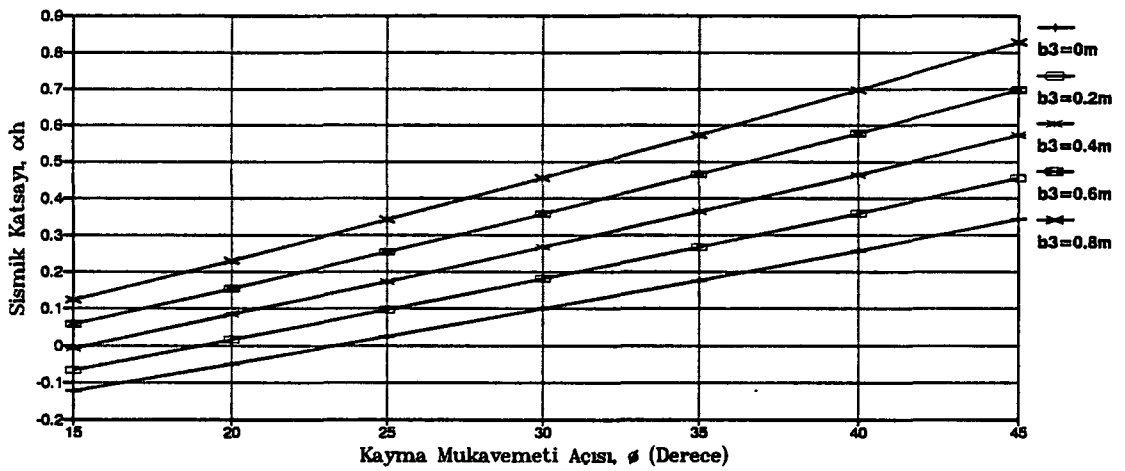
Şekil A4. Kargir Duvarlarda Maliyet, Güvenlik Sayısı ve Göçme Riski ilişkisi
a) H=4m b) H=5m c) H=6m d) H=8m e) H=10m f) 12m
($SS_{\phi} = \%20 \phi_{on}$, $SS_{\alpha} = \%20 \alpha_{on}$) (devamı)



(a)

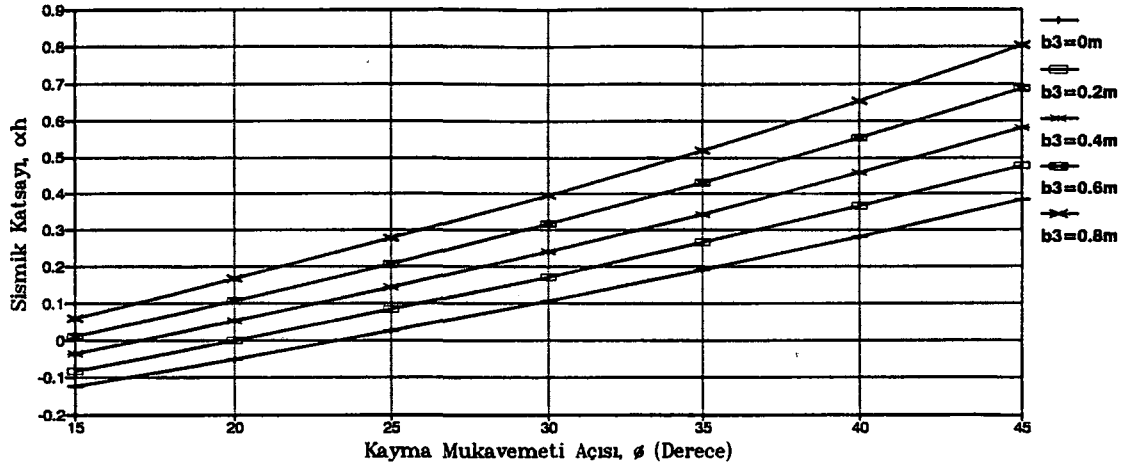


(b)

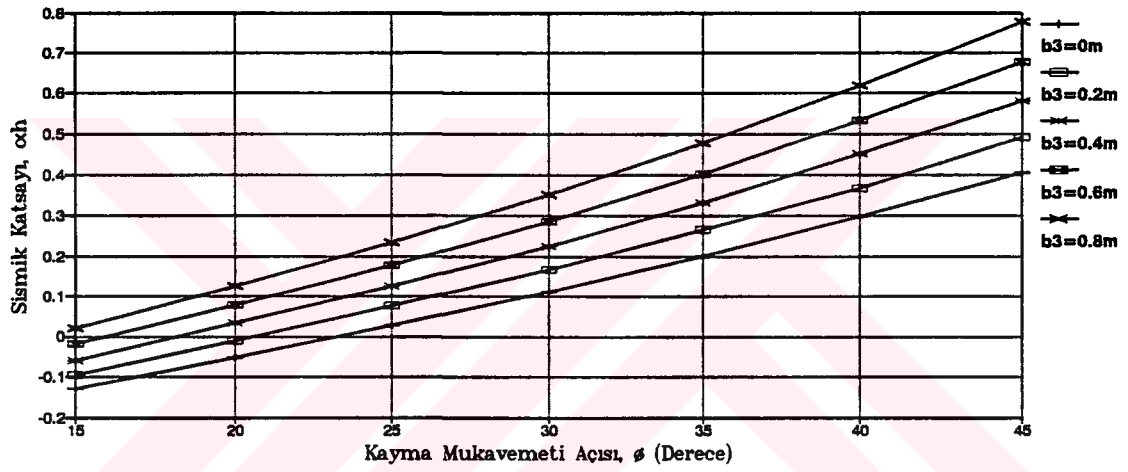


(c)

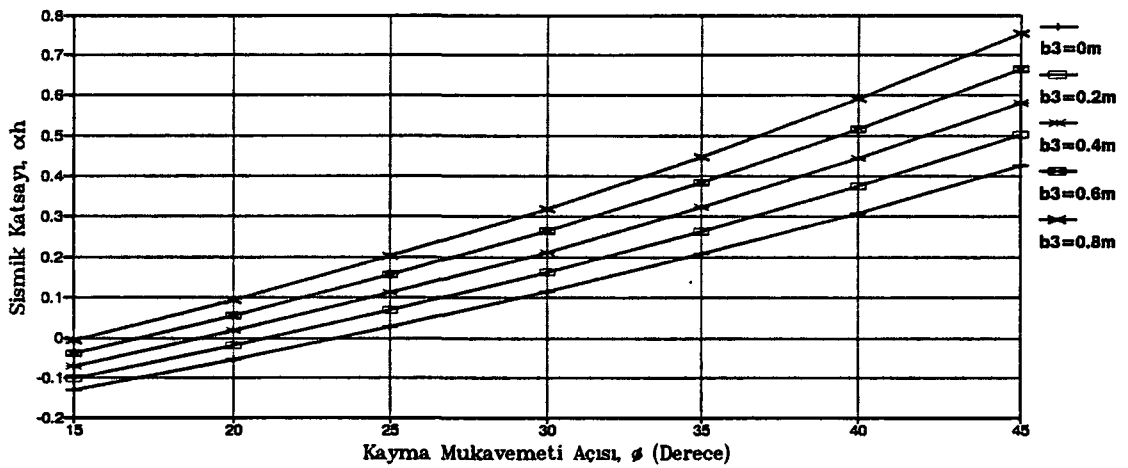
Şekil A5. Betonarme Duvarlarda $GS=1$ durumunu sağlayan α_h ve ϕ değerleri
a) $H=4m$ b) $H=5m$ c) $H=6m$ d) $H=8m$ e) $H=10m$ f) $12m$
($SS_\phi = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha_h} = \%20 \alpha_{h,ort}$)



(d)

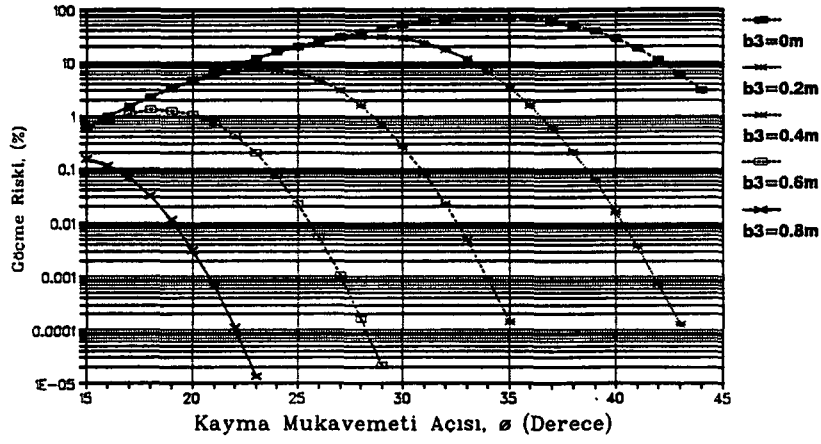


(e)

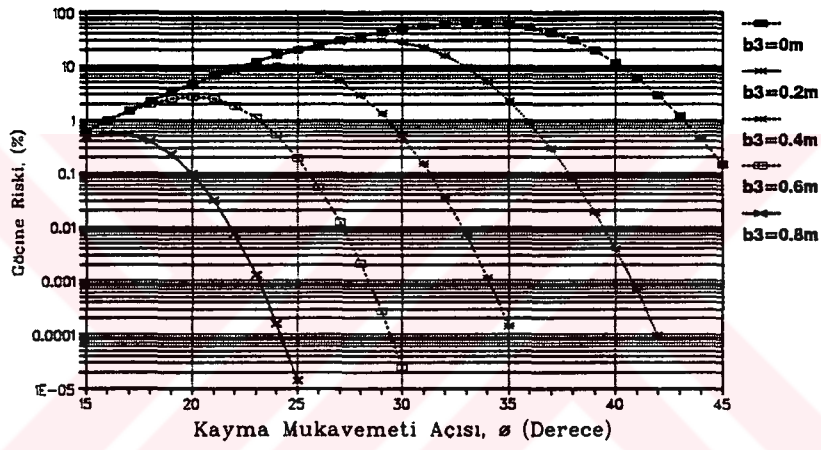


(f)

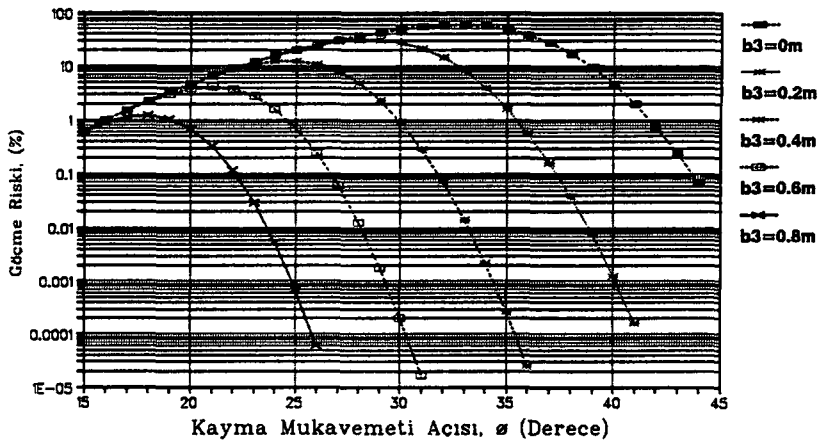
Şekil A5. Betonarme Duvarlarda $GS=1$ durumunu sağlayan α_h ve ϕ değerleri
a) $H=4m$ b) $H=5m$ c) $H=6m$ d) $H=8m$ e) $H=10m$ f) $12m$
($SS_\phi = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha_h} = \%20 \alpha_{h,ort}$) (devamı)



(a)

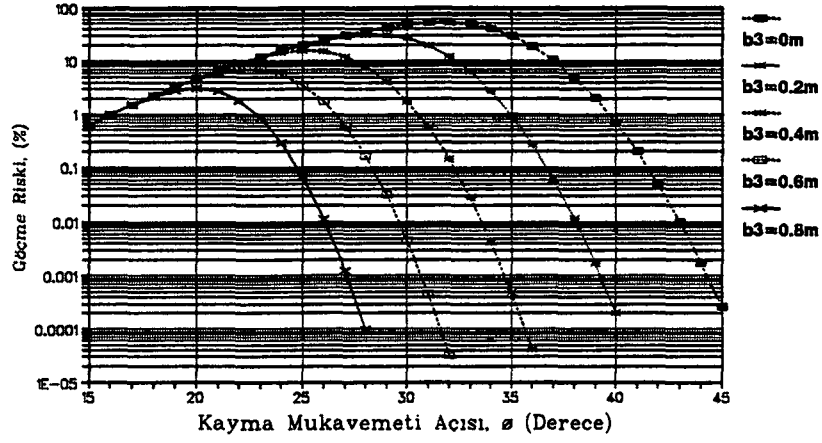


(b)

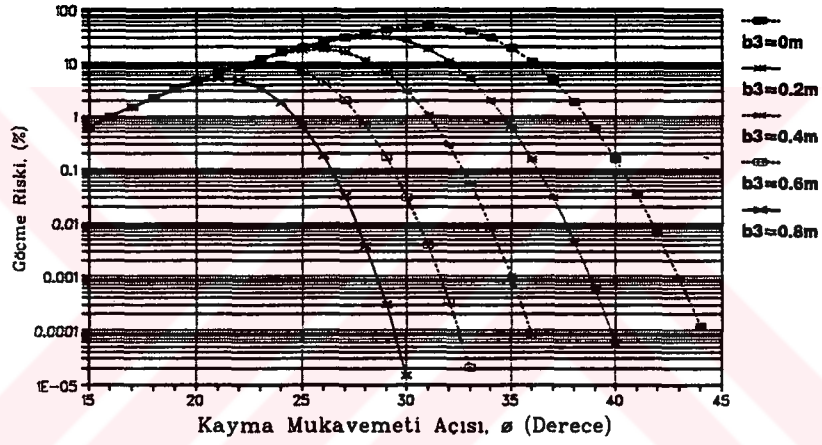


(c)

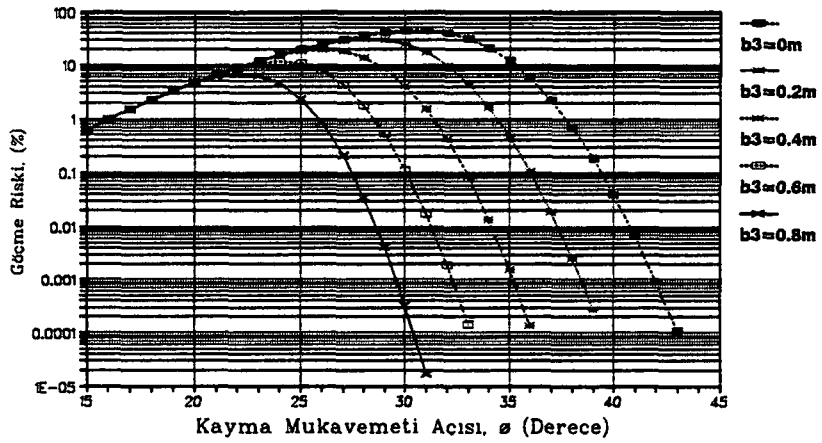
Şekil A6. Betonarme Duvarlarda Göçme Riskinin GS=1 Durumunda Değişimi
a)H=4m b)H=5m c)H=6m d)H=8m e)H=10m f)12m
($SS_{\phi} = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{ab} = \%20 \alpha_{bort}$)



(d)

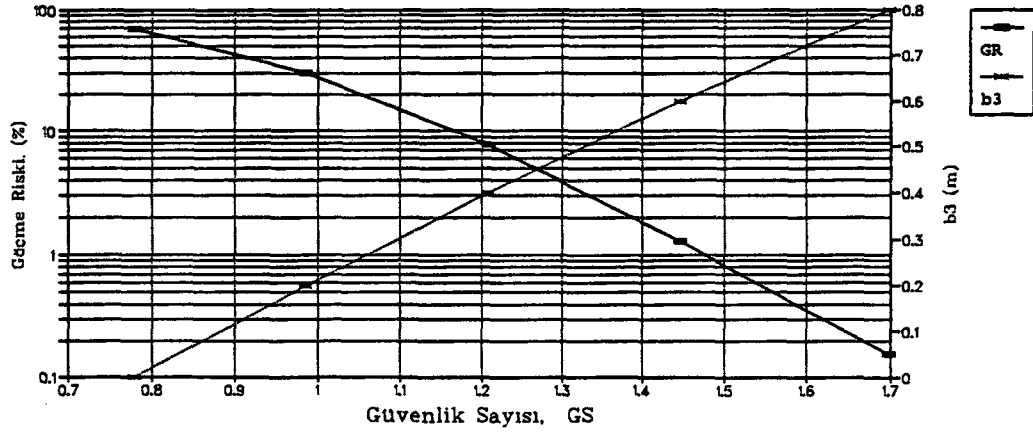


(e)

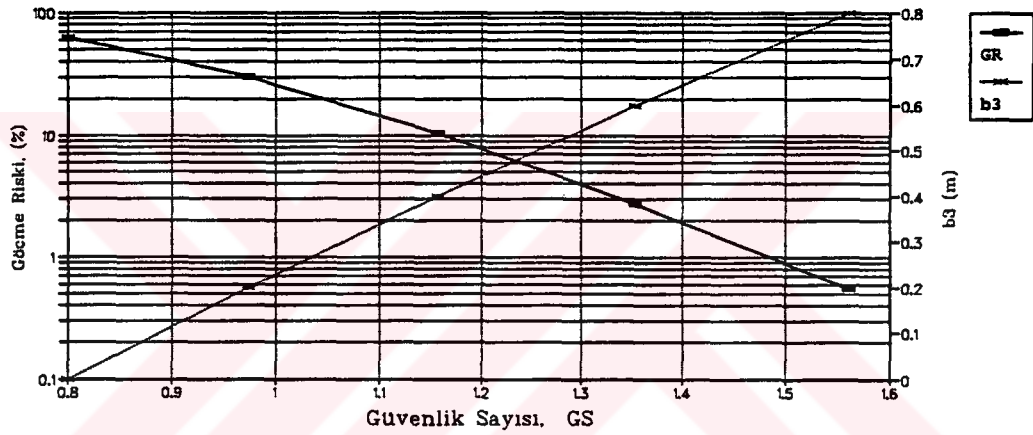


(f)

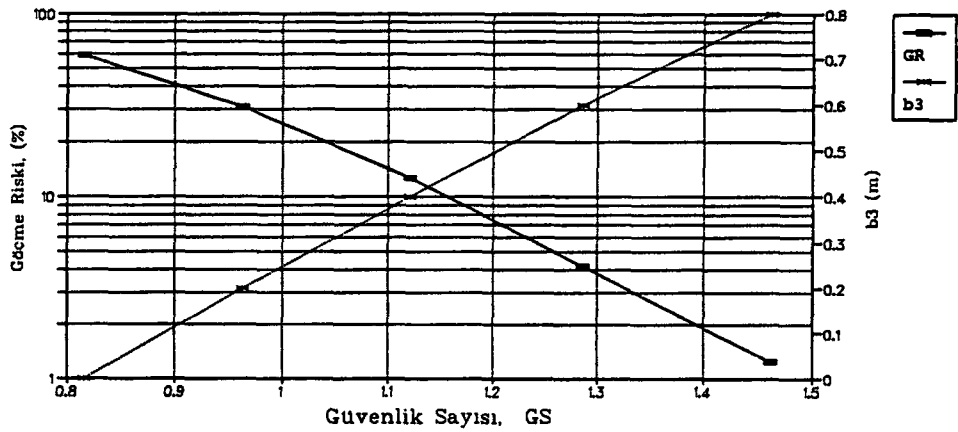
Şekil A6. Betonarme Duvarlarda Göçme Riskinin $GS=1$ Durumunda Değişimi
a) $H=4m$ b) $H=5m$ c) $H=6m$ d) $H=8m$ e) $H=10m$ f) $12m$ (devamı)
($SS_{\phi} = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha} = \%20 \alpha_{bot}$)



(a)



(b)

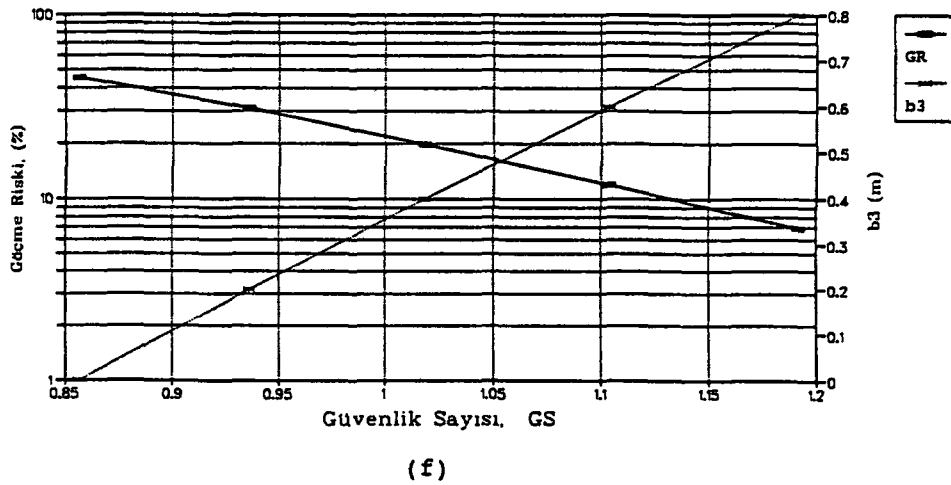
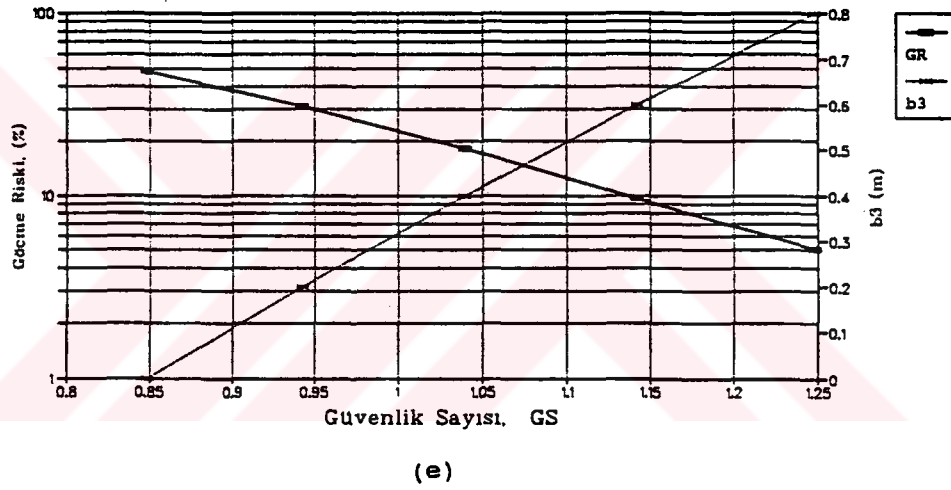
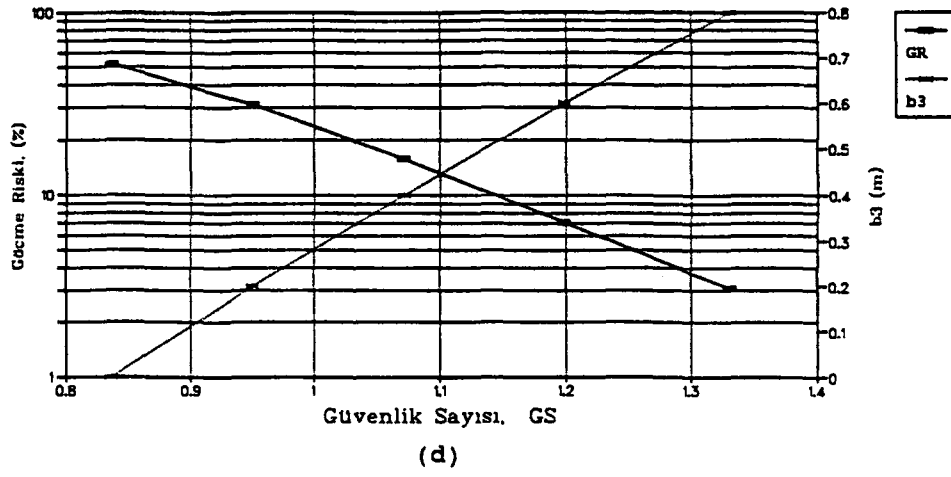


(c)

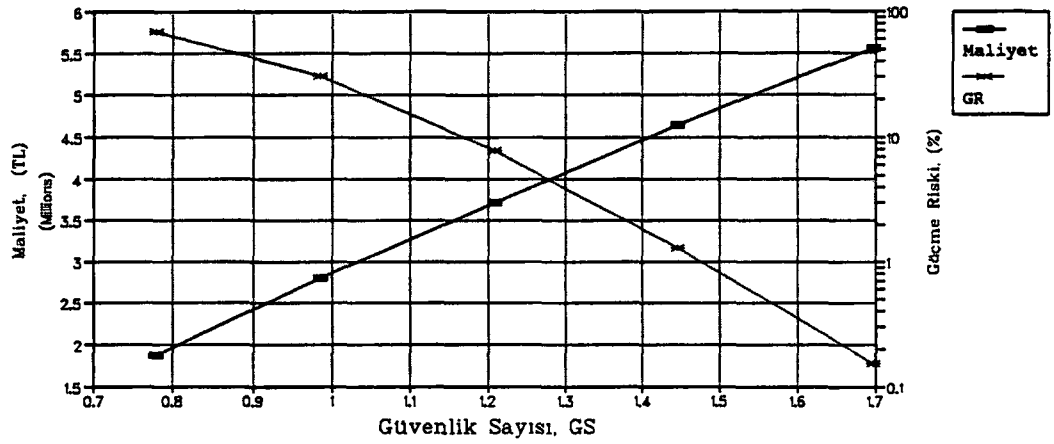
Şekil A7. Betonarme Duvarlarda Göçme Riski, Güvenlik Sayısı ve Taban Genişliği İlişkisi

a) H=4m b) H=5m c) H=6m d) H=8m e) H=10m f) 12m

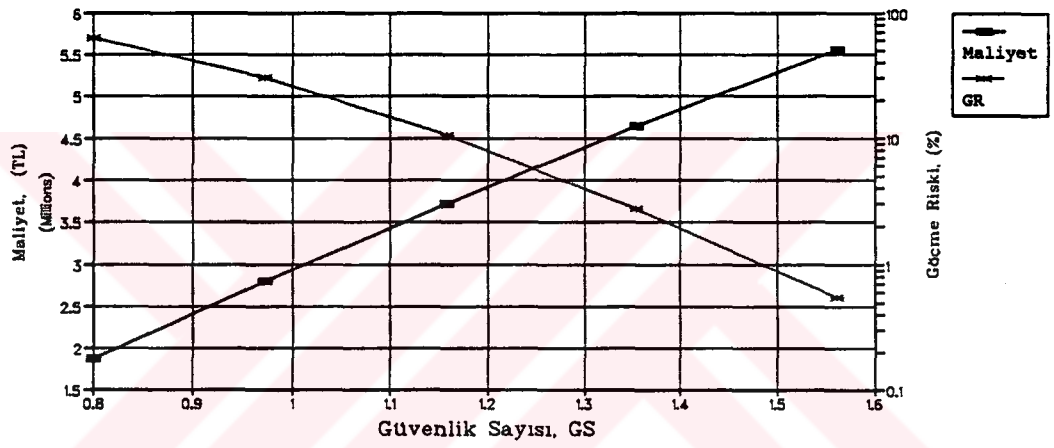
($SS_{\phi} = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha} = \%20 \alpha_{ort}$)



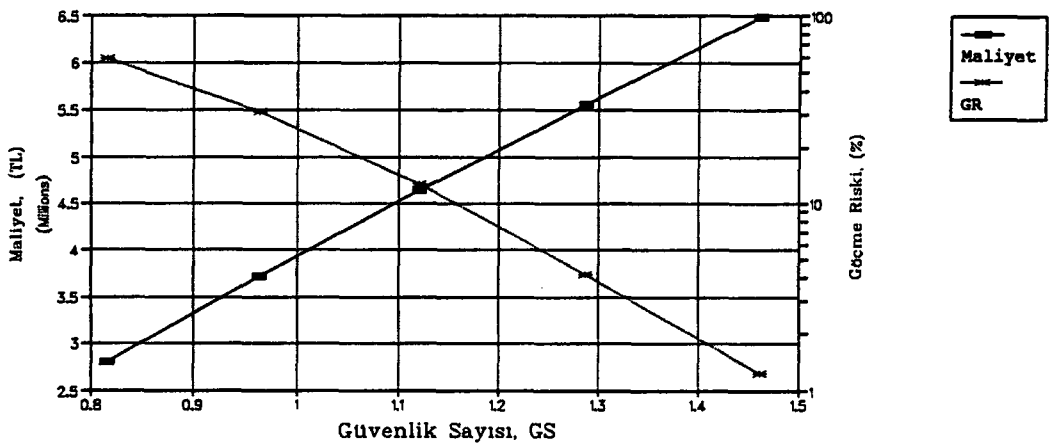
Şekil A7. Betonarme Duvarlarda Göçme Riski, Güvenlik Sayısı ve Taban Genişliği İlişkisi
 a) H=4m b) H=5m c) H=6m d) H=8m e) H=10m f) 12m (devamı)
 ($SS_{\phi} = \%20 \phi_{ort}$, $SS_{\alpha} = \%20 \alpha_{ort}$)



(a)



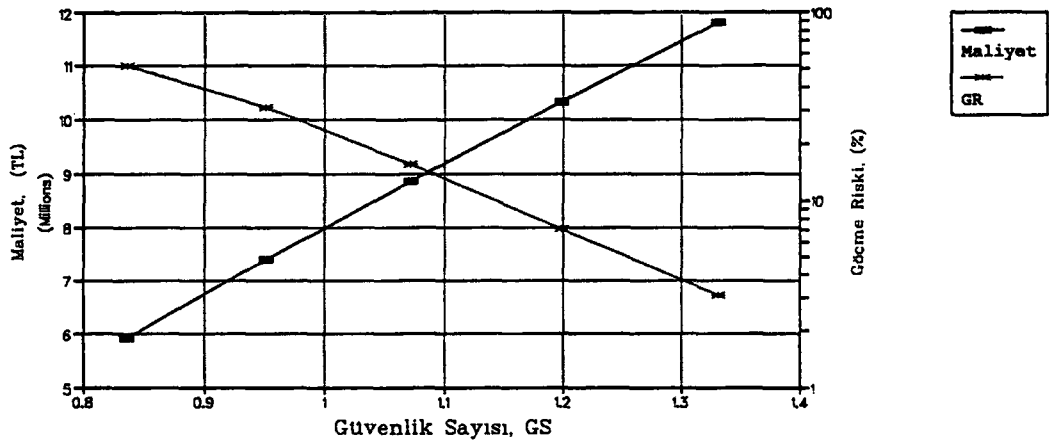
(b)



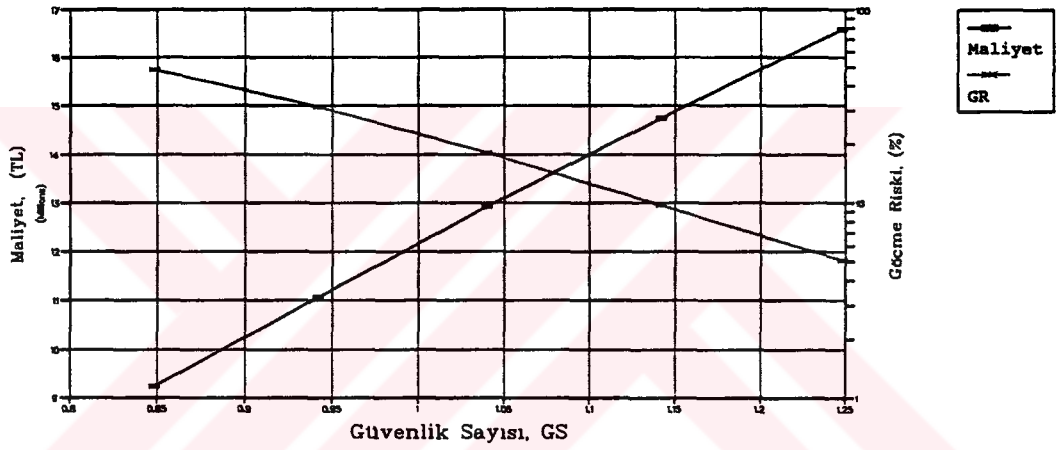
(c)

Şekil A8. Betonarme Duvarlarda Maliyet, Güvenlik Sayısı ve Göçme Riski ilişkisi

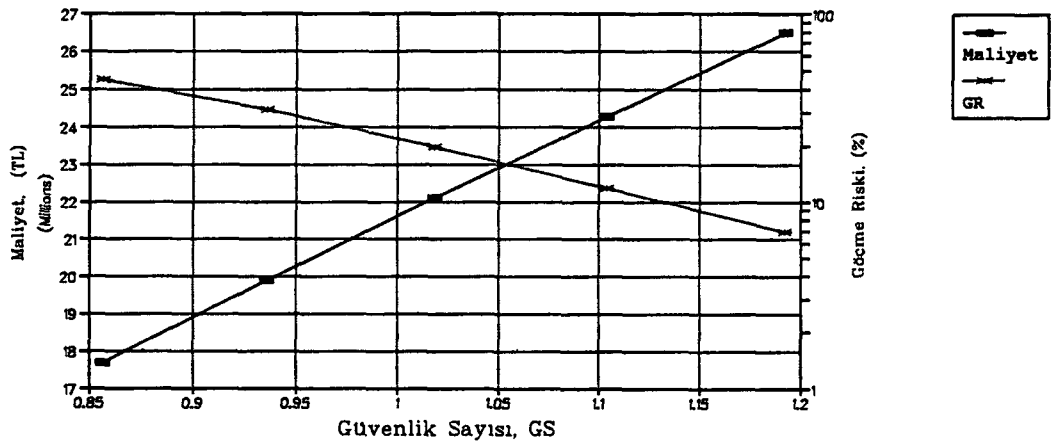
a) $H=4m$ b) $H=5m$ c) $H=6m$ d) $H=8m$ e) $H=10m$ f) $12m$
 $(SS_{\phi} = \%20 \phi_{ort}, SS_{\alpha} = \%20 \alpha_{hori})$



(d)



(e)



(f)

Şekil A8. Betonarme Duvarlarda Maliyet, Güvenlik Sayısı ve Göçme Riski İlişkisi

a) H=4m b) H=5m c) H=6m d) H=8m e) H=10m f) 12m (devamı)
 $(SS_0 = \%20 \phi_{ort}, SS_{ab} = \%20 \alpha_{bort})$

ÖZGEÇMİŞ

Adı Soyadı : Ahmet ŞAHİN

Doğum Tarihi ve Yeri : 19/06/1968 KONYA

İlk-Orta Öğretim : Konya Şeker İlkokulu 1979,
Konya Özel Gündoğdu Lisesi 1982,
(Orta kısım)
Konya Özel Gündoğdu Lisesi 1985,

Yüksek Öğretim : İnşaat Mühendisi; Boğaziçi Üniversitesi
Mühendislik Fakültesi, Ağustos 1985

İnşaat Yüksek Mühendisi; İstanbul
Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri
Enstitüsü Geoteknik; 17/1/1994

Askerlik Durumu : Tecilli

Yabancı Dil : İngilizce KPDS -B- derecesi

Mesleki Tecrübe : Arş. Gör.; 1991; Yıldız Üniversitesi,
İnşaat Müh. Bl., Geoteknik Anabilim
Dalı

Medeni Durumu : Bekar