T.C.
GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DAYANMA YAPILARININ DEPREM TASARIMINA BAKIŞ: ÖRNEK BİR ÇALIŞMA

HÜSEYİN ERGÜN
YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

GEBZE
2017

T.C.
GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DAYANMA YAPILARININ DEPREM TASARIMINA BAKIŞ: ÖRNEK BİR ÇALIŞMA

HÜSEYİN ERGÜN
YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

DANIŞMANI
PROF. DR. BİLGE SİYAHİ

GEBZE
2017

T.R.

GEBZE TECHNICAL UNIVERSITY

GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

A VIEW OF EARTHQUAKE RESISTANCE DESIGN OF RETAINING WALL: A CASE STUDY

HÜSEYİN ERGÜN

A THESIS SUBMITTED FOR THE DEGREE OF MASTER OF SCIENCE

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

EARTQUAKE AND STRUCTURAL ENGINEERING PROGRAM

THESIS SUPERVISOR

PROF. DR. BILGE SIYAHI

GEBZE

2017

GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ	**YÜKSEK LİSANS JÜRİ ONAY FORMU**

GTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun 18/10/2017 tarih ve 2017/54 sayılı kararıyla oluşturulan jüri tarafından 09/11/2017 tarihinde tez savunma sınavı yapılan Hüseyin ERGÜN'ün tez çalışması İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Deprem ve Yapı Mühendisliği Programında YÜKSEK LİSANS tezi olarak kabul edilmiştir.

JÜRİ

ÜYE (TEZ DANIŞMANI)	:Prof. Dr. Bilge SİYAHİ	
ÜYE	:Prof. Dr. Bülent AKBAŞ	
ÜYE	:Doç. Dr. M. Eren UÇKAN	

ONAY

Gebze Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun

...../...../..... tarih ve ...../..... sayılı kararı.

İMZA/MÜHÜR

Doç. Dr. Arif Çağdaş AYDINOĞLU
Gebze Teknik Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

ÖZET

Bu çalışmada, dayanma (istinat) yapılarının deprem dayanıklı tasarımı ve projelendirilebilmesi için gerekli ön boyutlandırma ve stabilite analizleri detaylı incelenmiş, stabilite tahkikleri deprem mühendisliği bakış açısı ile yeniden gözden geçirilmiştir. Bu kapsamda uygulamada çalışılan bir dayanma yapısının geometrisi ve tasarım kriterleri yeniden gözden geçirilerek depreme dayanıklı dayanma yapısı tasarımı açısından incelenmiştir. Bu amaçla, öncelikle dayanma yapısının geometrisi, arazide uygulanmış geoteknik çalışmalar kullanılarak dayanma yapısı yeniden modellenmiştir. Tez kapsamında, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik'te dayanma yapıları için öngörülen tasarım ilkeleri kullanılarak "dayanma yapıları" için tablo yazılımı vasıtasıyla bir bilgisayar programı hazırlanmıştır. Programda, farklı sürşarj yükü ve farklı kayma mukavemeti açıları ile parametrik çalışma yapılarak, elde edilen sonuçlar, dayanma yapısının devrilme ve kayma güvenliği açısından irdelenmesi sağlanmıştır. Sonuç olarak, modellenen dayanma yapısında, depremli ve depremsiz (statik) durumlar için sürşarj yükü ve kayma mukavemeti açısındaki değişimlerin devrilme ve kayma güvenliğine etkisi araştırılmıştır. Söz konusu etkinin boyutları ve nedenleri de sonuçlar bölümünde tartışılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Dayanma yapıları, sürşarj yükü, kayma mukavvemeti açısı, kayma tahkiki, devrilme tahkiki.

SUMMARY

In this study, a pre-dimensioning and essential stability analyzes in place of earthquake resistance design of retaining wall have been studied and available stability verification studies have been reviewed from a point of earthquake engineering view. In this context, taking into consideration of the geometry of a retaining wall which is applied earlier and design criteria have been examined in view of earthquake resistance design rules. For this reason, the geometry of retaning wall and available geotechnical studies at the site have been utilized, and re-modeled. By using the design rules enclosed into the Specification of Buildings at Earthquake Region, a computer program with spread sheet software has been prepared. Bu using different surcharge loads and shear strength angle values have been studied with parametric analyzes, results obtained have been examined for overturning and shearing safety. As a results, on the safety of shearing and overturning about the retaining wall which is modeled have been researched with state of variation of surcharge loads and shear strength angles. The effects and reasons of situation mentioned above have been discussed at session of results at the thesis.

Key Words: Retaining Wall, Surcharge Loads, Shear Strength Angle, Shearing Verification, Overturning Verification

TEŞEKKÜR

Başta yüksek lisans eğitimimde bana yol gösteren yardım ve desteğini esirgemeyip, bilgi ve tecrübesiyle ufkumu açan saygıdeğer danışmanım Prof.Dr.SİYAHİ' ye

Yüksek lisans eğitimine başlamama vesile olan Pendik Belediyesi Başkan Yardımcısı Vahap DOĞAN'a, devam ettiğim süreçte desteklerini esirgemeyen müdürüm Fatih Telat YILMAZ'a ve birim sorumlumuz İbrahim AKAR'a; yüzünden gülücük eksik olmayan değerli kardeşim, arkadaşım, bölüm sorumlusu Mehmet Akif AKMAN'a ve bütün Pendik Belediyesi Ailesine,

Tecrübelerini benimle paylaşan kıymetli arkadaşım Ayşegül COŞKUN'a, tezin hazırlanmasında, derlenmesinde oluşturulmasında destek veren değerli arkadaşım Sena MERMER'e,

Bütün yüksek lisans eğitim sürecinde yanımda olan anneme, babama, biricik kardeşim ve meslektaşım Göktuğ ERGÜN'e, her daim motivasyonumun yüksek kalmasını sağlayan sevgili eşim Ülkü ERGÜN'e, vatanımıza milletimize faydalı bireyler yetiştiren bilim yuvası Gebze Teknik Üniversitesinin tüm değerli hocaları ve çalışanlarına en içten teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	v
SUMMARY	vi
TEŞEKKÜR	vii
İÇİNDEKİLER	viii
SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ	xi
ŞEKİLLER DİZİNİ	xiii
TABLOLAR DİZİNİ	xv
1. GİRİŞ	1
1.1. Tezin Amacı, Katkısı ve İçeriği	2
2. DAYANMA YAPILARI	4
2.1. Dayanma Yapı Tipleri	4
2.1.1. Rijit Dayanma Yapıları	5
2.1.2. Yarı Rijit Dayanma Yapıları	7
2.1.3. Esnek Dayanma Yapıları	8
2.2. Dayanma Yapıları Kullanım Alanları	10
2.3. Rijit Dayanma Yapılarının Ön Boyutlandırılması	11
2.3.1 Ağırlık Dayanma Yapılarının Ön Boyutlandırılması	11
2.3.2. Betonarme Konsol Dayanma Yapılarının Ön Boyutlandırılması	12
2.3.3. Payandalı Dayanma Yapılarının Ön Boyutlandırılması	13
2.4. Dayanma Yapılarında Hasar Tipleri	14
2.5. Dayanma Yapılarında Stabilite Kontrolleri	16
2.5.1. Devrilme Tahkiki	17
2.5.2. Kayma Tahkiki	18
2.5.3. Taban Basıncı Tahkiki	19
2.5.4. Toptan Göçme Tahkiki	21
2.6. Dayanma Yapılarının Drenaj Sistemi	22
2.7. Dayanma Yapılarında Don Etkisi	23
2.8. Dayanma Yapılarında Dolgu Malzemesi Seçimi	24

2.9. Dayanma Yapılarının Bakımı 25
3. DAYANMA YAPILARINA ETKİYEN YANAL TOPRAK BASINÇLARI 28
3.1. Yanal Toprak Basıncı 28
3.2. Sükunetteki Toprak Basıncı 29
3.3. Aktif Toprak Basıncı 31
3.4. Pasif Toprak Basıncı 32
3.5. Klasik Statik Toprak Basıncı Teorileri 34
3.5.1. Rankine Toprak Basıncı Teorisi 34
3.5.2. Rankine Yöntemi İle Statik Toprak Basınçlarının Hesaplanması 34
3.5.3. Eğimli Dolgu Durumunda Rankine Yöntemi 36
3.5.4. Coulomb Toprak Basıncı Teorisi 37
3.5.5. Coulomb Yöntemi İle Statik Toprak Basınçlarının Hesaplanması 37
3.5.6. Rankine İle Coulomb Yöntemlerinin Karşılaştırılması 41
4. DİNAMİK TOPRAK BASINÇLARI 42
4.1. Yarı Statik (Psödo Statik) Yöntemler 42
4.1.1. Mononobe – Okabe Yöntemi 44
4.1.2. Seed – Whitman Yöntemi 46
4.1.3. Wood Yöntemi 47
4.1.4. Steedman – Zeng Yöntemi 49
4.2. İzin Verilebilir Yer Değiştirmelere Dayanan Yöntemler 51
4.2.1. Newmark Kayan Blok Yöntemi 51
4.3. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik'e Göre Dinamik Toprak Basınçları 53
4.3.1. Toplam Aktif Ve Pasif Basınç Katsayıları 53
4.3.2. Dinamik Aktif Ve Pasif Toprak Basınçları 56
4.3.3. Tabakalı Zemin Durumunda Dinamik Toprak Basınçları 59
4.3.4. Zemin Dayanma Yapılarına İlişkin Koşullar 59
5. ÖRNEK KONSOL BETONARME DAYANMA YAPISININ ÇÖZÜMÜ 60
5.1. Giriş 60
5.2. Model Betonarme Konsol Dayanma Yapısı 60
5.2.1. Dayanma Yapısının Boyutlandırılmasına İlişkin Kabuller 61

5.2.2. Geri Dolgu Zemininin Özellikleri 62
5.2.3. Stabilite Tahkikine İlişkin Kabuller 62
5.2.4. Yükler ve Kesit Özellikleri 63
5.2.4.1. Düşey Yükler 63
5.2.4.2. Yatay Yükler 63
5.2.4.3. Dayanma Yapısında Birim Genişlik İçin Alan Ve Mukavvemet Momenti Hesabı 65
5.3. Zemin Gerilmelerinin Kontrolü 66
5.3.1. Depremsiz Durumda Zemin Gerilmesi Kontrolü 66
5.3.2. Depremli Durumda Zemin Gerilmesi Kontrolü 66
5.4. Kayma Güvenliği Kontrolü 67
5.4.1. Depremsiz Durumda Kayma Güvenliği Kontrolü 67
5.4.2. Depremli Durumda Kayma Güvenliği Kontrolü 67
5.5. Devrilme Güvenliği Kontrolü 67
5.5.1. Depremsiz Durumda Devrilme Güvenliği Kontrolü 68
5.5.2. Depremli Durumda Devrilme Güvenliği Kontrolü 68
5.6. Kayma Mukavvemeti Açısı Ve Sürşarj Yükündeki Değişimlerin Kayma Ve Devrilme Güvenliğine Etkisinin Değerlendirilmesi 69
6. SONUÇLAR 76

KAYNAKLAR 77
ÖZGEÇMİŞ 79

SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler ve Kısaltmalar		**Açıklamalar**
β	:	Duvar Arka Yüzünün Eğimi
α	:	Duvar Arka Yüzeyinin Düşey İle Yapmış Olduğu Açı
γ	:	Zeminin Birim Hacim Ağırlığı
δ	:	Duvar Arka Yüzeyi İle Zemin Arasındaki Sürtünme Açısı
θ	:	Kayma Düzleminin Düşey İle Yapmış Olduğu Açı
λ	:	Eşdeğer Deprem Katsayılarına Bağlı Olarak Hesaplanan Açı
γ_b	:	Zeminin Su Altındaki Birim Hacim Ağırlığı
γ_s	:	Zeminin Suya Doygun Birim Hacim Ağırlığı
σ_v	:	Düşey Gerilme
σ_h	:	Yatay Gerilme
ø	:	Zeminin Kayma Mukavemeti Açısı
A	:	Maksimum ivme
A_0	:	Etkin Yer İvmesi Katsayısı
B	:	Dayanma Yapısı Taban Genişliği
c	:	Kohezyon
c_h	:	DBYBHY'e göre yatay eş değer deprem katsayısı
c_v	:	DBYBHY'e göre düşey eş değer deprem katsayısı
F_m	:	Boyutsuz moment faktörü
F_p	:	Boyutsuz itki faktörü
H	:	Dayanma Yapısı Yüksekliği
H_p	:	Dayanma Yapısı Gövde Yüksekliği
H_t	:	Dayanma Yapısı Temel Yüksekliği
I	:	Bina Önem Katsayısı
i	:	Arka dolgu yüzeyinin yatay ile yapmış olduğu açı
K	:	Toprak Basıncı Katsayısı
K_0	:	Sükunetteki Toprak Basıncı Katsayısı
K_{as}	:	Statik Aktif Toprak Basıncı Katsayısı
k_h	:	Yatay Deprem Katsayısı

K_{ps}	:	Statik Pasif Toprak Basıncı Katsayısı
k_v	:	Düşey Deprem Katsayısı
P_{as}	:	Statik Aktif Toprak Basıncı
P_{ps}	:	Statik Pasif Toprak Basıncı
q	:	Düzgün Yayılı Yük (Sürşarj)
V	:	Maksimum Hız
V_s	:	Kayma Dalgası Hızı
W	:	Kayma Kaması Ağırlığı
z	:	Zemin İçinde Yer Alan Düşey Doğrultuda Yüzeye Olan Mesafesi
TDBYBHY	:	Türkiye Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil No:		Sayfa
2.1:	Rijit dayanma yapıları.	5
2.2:	Kafes tipi dayanma yapısı.	7
2.3:	Sandık tipi dayanma yapısı	8
2.4:	Ankarajlı duvarlar.	9
2.5:	Donatılı zemin duvarı.	10
2.6:	Dayanma yapıları kullanım alanları.	10
2.7:	Ağırlık dayanma yapılarında ön boyutlandırma.	12
2.8:	Konsol betonarme dayanma yapılarında ön boyutlandırma.	12
2.9:	Payandalı dayanma yapılarında ön boyutlandırma.	14
2.10:	Dönme problemlerinden kaynaklanan göçme türleri.	15
2.11:	Yapının stabilitesinden kaynaklanan göçme türleri.	15
2.12:	Yapısal hasarlardan kaynaklanan çeşitli göçme türleri.	16
2.13:	Devrilme momenti uygulanmış dayanma yapısı.	17
2.14:	Kayma momenti uygulanmış dayanma yapısı.	18
2.15:	Duvar tabanındaki gerilmelerin dağılımı.	20
2.16:	Dayanma yapılarında toptan göçme kontrolü.	22
2.17:	Dayanma yapılarına çeşitli drenaj sistemleri.	23
2.18:	Dayanma yapısı arkasında ve topuğundaki buzlanma bölgeleri.	24
3.1:	Bir zemin elemanına etkiyen gerilmeler.	29
3.2:	Sükunetteki toprak basıncı.	30
3.3:	Aktif toprak basıncı durumu.	32
3.4:	Pasif toprak basıncı durumu.	33
3.5:	Kohezyonlu zeminlerde aktif ve pasif basınç dağılımları.	35
3.6:	Zemin üst yüzeyinin yatay ile “i” açısı yaptığı durum.	36
3.7:	Aktif durum için Coulomb kama teorisi ve kuvvet poligonu.	38
3.8:	Pasif durum için Coulomb kama teorisi ve kuvvet poligonu.	39
4.1:	Deprem sırasında etkiyen kuvvetler ve kuvvet poligonu.	45
4.2:	Seed – Whitman yöntemine göre zemin kaması.	47
4.3:	Rijit duvarlar arasına hapsedilmiş lineer elastik zemin ve duvar geometr.	48

4.4: Zeminin poisson değerleri için boyutuz moment ve itki faktörleri. 49
4.5: Steedman – Zeng yöntemi gösterimi. 50
4.6: Heyelan ihtimali ve eğimli düzlem üzerindeki kayan blok. 52
4.7: DBYBHY'e göre toprak basınçları etkime noktaları. 59
5.1: Betonarme konsol dayanma yapısı modeli. 61
5.2: Dayanma yapısı hesap geometrisi. 63
5.3: Dayanma yapısı kuvvetler ve tesir yerleri. 64

TABLOLAR DİZİNİ

Tablo No:		**Sayfa**
3.1:	Aktif toprak basıncının oluşması için gereken tipik yer değiştirmeler.	32
3.2:	Pasif toprak basıncının oluşması için gereken tipik yer değiştirmeler.	33
4.1:	Etkin yer ivmesi katsayıları.	55
4.2:	Bina önem katsayısı.	55
4.3:	Deprem katsayıları.	56
5.1:	q = 0 kN/m^2 durumu.	69
5.2:	q = 5 kN/m^2 durumu.	70
5.3:	q = 10 kN/m^2 durumu.	71
5.4:	q = 15 kN/m^2 durumu.	72
5.5:	q = 20 kN/m^2 durumu.	73
5.6:	ø – Kayma Güvenliği – Sürşarj Etkisi.	74
5.7:	ø – Devrilme Güvenliği – Sürşarj Etkisi.	75

1. GİRİŞ

Dayanma yapıları, iki farklı kottaki toprak yüzeyini tutmaya yarayan mühendislik yapılarıdır. Doğal konumunda eğimli olan arazilerde kayma ve göçme ihtimali olan zeminlerin yıkılmasını önlemek için düşey veya düşeye yakın bir eğimle zemini tutacak dayanma yapılarına ihtiyaç duyulmaktadır. Bina bodrum duvarlarında, köprü kenar ayaklarında, rıhtımlarda ve bina güvenliği için şev stabilitesinde inşa dayanma yapılarının birçok tipi mevcuttur. Genel olarak rijit, yarı rijit ve esnek şeklinde sınıflandırılan dayanma yapıları; ağırlık, yarı ağırlık, konsol, payandalı, ters payandalı, kafes ve sandık tipi duvar olarak adlandırılırlar. Bu tip dayanma yapıları birçok yapının ana bileşenini oluşturduğu için olası bir deprem durumunda ağır hasarlara yol açabilir. Bu sebepten dolayı depremsiz durumda ve özellikle deprem bölgelerinde depremli durumda dayanma yapılarının davranış ve tasarım kriterlerinin doğru şekilde belirlenmesi çok önemlidir.

Aktif ve pasif toprak basınçlarının etkisinde olan dayanma yapılarına etkiyen toprak basınçları statik ve dinamik olarak ayrı ayrı hesaplanabilir. İnşaat mühendisliğinin en eski problemlerinden biri olan toprak basınçları üzerine birçok araştırmacı çeşitli çalışmalar yapmışlardır. Depremsiz durumda oluşan statik toprak basınçlarının belirlenmesi üzerine günümüzde en yaygın kullanılan üç yöntem Coulomb, Rankine ve Cullman yöntemleridir [Das, 2013]. Statik toprak basınçları üzerine ilk çalışmayı yapan Coulomb (1776), toprak basınçlarının göçme esnasında dayanma yapılarının arkasındaki üçgen zemin kamasına etkiyen kuvvetlerden dolayı meydana geldiğini kabul ederek statik durumda duvara etkiyen toprak basınçlarını hesaplayabilmek için yeni bir yöntem geliştirmiştir. Rankine (1857), zemindeki kohezyonu da dikkate alarak statik durumda dayanma yapılarına etkiyen statik toprak basınçlarını hesaplayabilmek için zemin ile arka dolgu yüzeyi arasında sürtünme olmadığı kabulü ile bir yöntem geliştirmiştir. Cullman yöntemi matematiksel eşitliklerle ifade edilen Coulomb yönteminin grafik olarak uygulanmasıdır. Coulomb yönteminden farklı olarak kohezyonlu zeminler, düzensiz arka dolgu ve düzensiz sürşarj yüklerinin bulunduğu durumlar için de uygulanabilmektedir.

Dayanma yapılarına etkiyen statik toprak basınçlarına ek olarak, depremler sırasında dinamik toprak basınçları da etkir. Bu nedenle dayanma yapılarının tasarımı yapılırken ve stabilitesi incelenirken, statik ve dinamik toprak basınçları önemli

olmaktadır. Statik durumda dayanma yapılarına etkiyen toprak basınçları Rankine ve Coulomb ile kolaylıkla hesaplanabilirken, depremler sırasında dayanma yapıları üzerindeki gerçek yük son derece karmaşık olduğundan dinamik toprak basınçları genellikle basitleştirilmiş yöntemler kullanılarak hesaplanmaktadır. Mononobe – Okabe (1926) tarafından Coulomb'un kayan kama teorisinde olduğu gibi, toprak basınçlarının dayanma yapısı arkasındaki üçgen zemin kamasından kaynaklandığı kabulü ile ve bu kamaya etkiyen statik kuvvetlerin yanında deprem sırasında zeminde meydana gelecek atalet kuvvetlerini de içerecek şekilde bir yöntem geliştirmiştir. Bu yöntem kendisinden sonra geliştirilen Yarı Statik yöntemler için bir referans noktası olmuş ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik dahil olmak üzere birçok yönetmelikte yer almıştır.

Genel olarak yarı statik yöntemler ve izin verilebilir yer değiştirmelere dayanan yöntemler başlığı altında incelenen dinamik toprak basınçlarının hesaplanması ve dayanma yapısının dinamik davranışı üzerine birçok teori ve hesap yöntemleri geliştirilmiştir. Yarı statik hesap yönteminde, depremin çevrimsel etkisi göz ardı edilerek depremden gelen yanal ve düşey itkiler birer statik kuvvetmiş gibi duvarın üzerine etkitilerek hesaba katılmaktadır. Bu sayede dinamik olan problem bir bakıma statik probleme dönüştürülür. Tanımlanan yarı statik yöntemler dayanma yapısı üzerine etkiyen dinamik toprak basınçları konusunda yararlı bilgiler sağlasa da, duvarda oluşan kalıcı yer değiştirmeleri göz önünde bulundurmamıştır. Ancak, dayanma yapılarının depremden sonraki performansı, deprem sırasında oluşan kalıcı deformasyonlar ile daha yakından ilişkilidir. Bazı istinat duvarları için büyük deformasyonlara izin verilebilirken, bazıları için ise çok daha düşük deformasyonlarda yenilebileceği öngörülmektedir [Kramer, 1996].

1.1. Tezin Amacı, Katkısı ve İçeriği

Yapılan çalışmada mevcut yarı statik yöntemler, izin verilebilir yer değiştirmelere dayanan yöntemler ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik detaylı bir şekilde incelenmiştir. Deprem etkisindeki dayanma yapılarının tasarımına yönelik olan bu çalışma ile seçilen model dayanma yapısı üzerinde parametrik bir çalışma yapılmış olup, değişken sürşarj yükü ($q = 0$ kN/m^2 - $q = 20$ kN/m^2) ve kayma mukavemeti açısıları ($ø = 21°$; $42°$)

altındaki sonuçlar, devrilme ve kayma güvenliği bakımında depremli ve depremsiz durumlar için karşılaştırılmıştır.

Toprak basınçlarının, kayma mukavemeti açısı (ø) ve yayılı yük (q) parametreleri ile etkisini görebilmek amacıyla Excel'de hazırlanan konsol dayanma yapısı modelinde çözümler yapılmış ve sonuçlar tablo yardımı ile yorumlanmıştır.

Tablo yazılımı ile hazırlanan konsol dayanma yapısı modeli, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik'e göre kayma ve devrilme tahkiklerini depremli – depremsiz durum için belirlenen güvenlik katsayıları ile sağlamış olmakta ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik hükümleri doğrultusunda belirlenen tasarım ilkesine dayanmaktadır.

Bu tez kapsamında, öncelikle ikinci bölümde, istinat yapıları hakkında genel bilgiler verilmekte, istinat duvarı tipleri, temel kullanım alanları, ön boyutlandırma kriterleri, stabilite tahkikleri, drenaj sistemi ve don etkisi ile ilgili detaylardan bahsedilmiştir.

Üçüncü bölümde, istinat duvarına etkiyen yanal toprak basıncı tipleri açıklanmaktadır. Bunun yanı sıra statik toprak basıncının hesaplanmasında kullanılan en yaygın yöntemler ve hesaplanma yöntemleri incelenmiştir.

Dördüncü bölümde, yarı statik yöntemler, izin verilebilir yer değiştirmelere dayanan yöntemler ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik'te bulunan hesaplamalara yer verilmiştir.

Beşinci bölümde ise seçilen model dayanma yapısı üzerine etkiyen toprak basınçlarının kayma mukavemeti açısı (ø) ve etkin yayılı yük (q) ile değişimini görebilmek için parametrelerden bir tanesi kademeli olarak değiştirilerek sonuçlar özet tablolar ve grafikler ile ifade edilmiştir. Çalışma kapsamında yaklaşık 110 farklı analiz yapılmıştır. Kullanılacak olan parametreler ve değer aralıkları tasarımda mümkün olduğu kadar fayda sağlayacak şekilde seçilmiştir. Kayma mukavemeti açısı (ø), 21°'den 42°'a kadar 1°'lik artımla, etkin yayılı yük şiddeti 0 kN/m^2, 5 kN/m^2, 10 kN/m^2, 15 kN/m^2 ve 20kN/m^2 şeklinde değiştirilmiştir.

Altıncı bölümde ise sonuçlar üzerine değerlendirmeler yapılmıştır.

2. DAYANMA YAPILARI

Topoğrafik nedenlerle ya da kazı çalışmaları sonucu farklı yükseklikler sahip zemin yüzeyleri arasında belirgin geçişler oluşabilmekte olup, bu geçişler zeminin farklı seviyeleri arasında denge sağlanacak şekilde geçiş yüzeyine uygun bir açı verilerek yapılmaktadır. Ancak, zeminin cinsi ve inşaat alanının yetersizliği bu tarz bir çözüme gidilmesine engel olabilmektedir. Bu sebeple, eğimli olan arazilerden faydalanmak ve zeminin daha dik tutulmasını sağlamak için dayanma yapılarına ihtiyaç duyulmaktadır.

Dayanma yapıları, ani yükseklik farklarının bulunduğu yerlerde zemin veya depolanan maddelerin doğal şev açıları ile yayılmalarını önlemek için kullanılan yapılardır. Yayılması önlenen zemin veya malzeme, dayanma yapısına yanal etki uygulayarak, duvarı kaydırmaya ve devirmeye çalışır. Dayanma yapıları, oluşan bu itkiye karşı koyan, toprağın kaymasını veya suyun zemini aşındırmasını önlemek amacı ile yapılan kalıcı ve rijit yapılardır.

Yanal itki etkisi altındaki dayanma yapılarının tasarlanması, geoteknik mühendisliğinde devamlı karşılaşılan önemli problemlerdenbiridir. Zeminde oluşan kuvvetlere maruz kalmış yapıların tasarlanması, yapıya etki eden zemin tabakalarının davranış belirsizliğinden dolayı daha da önem kazanmaktadır. Dayanma yapılarının aynı zamanda depremler sırasında meydana gelecek toprak basınçlarını güvenli bir şekilde zemine iletmesi gerekmektedir. Dayanma yapılarına etki eden kuvvetlerin en doğru şekilde belirlenmesiyle yapı hem ekonomik, hem de istenilen sağlamlıkta tasarlanabilir. Bu bölümde Dayanma (istinat) yapıları hakkında genel bilgiler verilmekte olup, dayanma yapıları tipleri, temel kullanım alanları ve ön boyutlandırma kriterleri ile ilgili detaylardan bahsedilmiştir.

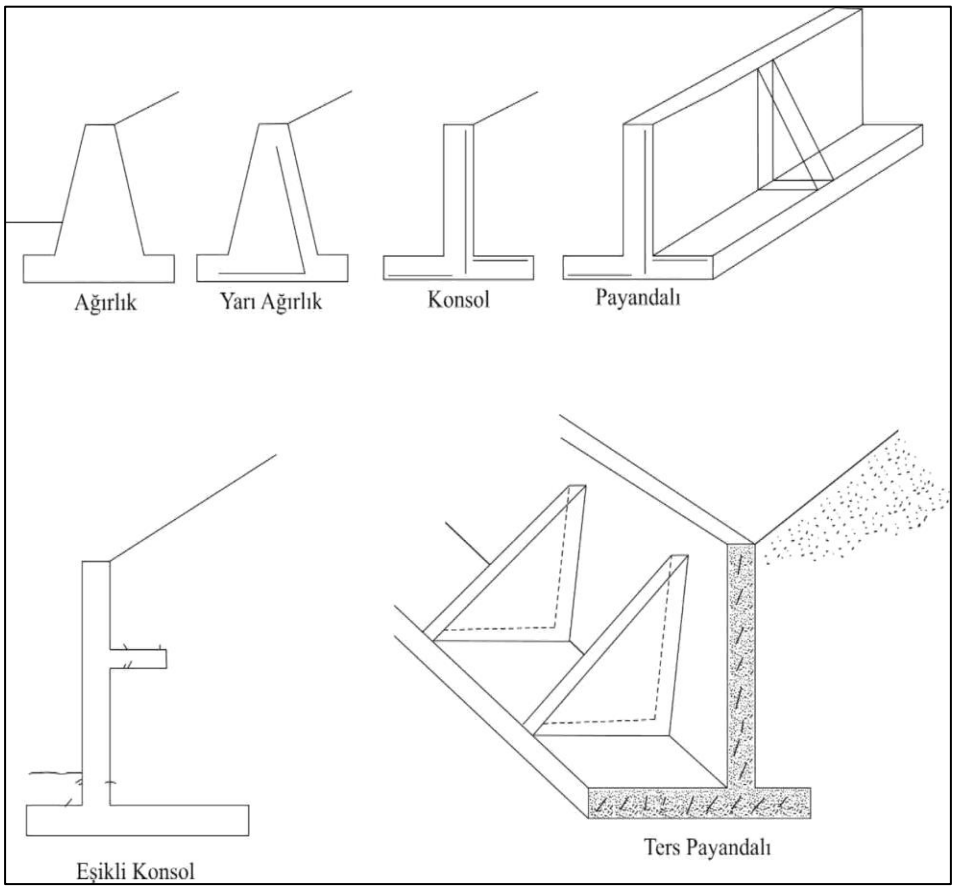
2.1. Dayanma Yapıları Tipleri

Zeminde oluşabilecek yanal toprak basınçları için geliştirilen teorilere göre uygulamada değişik malzeme ve geometrik şekillerde dayanma yapıları bulunmaktadır.

Dayanma yapıları genel olarak rijit, yarı rijit ve esnek olmak üzere üç temel gruba ayrılabilmektedir [TS 7944, 1990].

2.1.1. Rijit Dayanma Yapıları

En eski dayanma yapı türü olarak bilinen rijit dayanma yapıları günümüzde hala kullanılmaktadır. Toprak itkileri ile alt uçları etrafında azda olsa bir miktar dönme yapabileceği varsayımıyla hesaplanan, yanal basınç kuvvetlerini kendi ağırlıkları ile dengelemeye çalışan ve eğilme rijitlikleri esnek dayanma yapılarına göre daha büyük ve çok az deformasyon yapan rijit dayanma yapıları Şekil 2.1'de görüldüğü gibi ağırlık, yarı ağırlık, konsol, eşikli konsol, payandalı ve ters payandalı olmak üzere 6 grupta sınıflandırılır [Yıldırım, 2009].



Şekil 2.1: Rijit dayanma yapıları tipleri.

Kagir dayanma yapısı olarak bilinen, çimento veya kireç harçlı taş duvar örgülü ya da demirsiz betondan yapılan ağırlık dayanma yapıları, genel toprak itkisini kendi ağırlıklarıyla dengelemeye çalışırlar. Bu tipte yapılmış dayanma yapılarının stabilitesini kendi ağırlıkları ve kalınlıkları sağlamaktadır.

Yarı ağırlık dayanma yapılarında betona bir miktar donatı eklenerek ağırlık tipinde kullanılan beton miktarının azaltılması mümkündür. Özellikle gövde belirgin oranda küçültüldüğünde, temel boyutu stabilitenin sağlanması açısından büyür. Bu tür yapıların amacı beton hacmini küçültmek ve büyük yüksekteki duvarlarda kapasiteyi artırmaktır.

Düşey bir gövde ve taban plağından oluşan konsol dayanma yapılarında gövdenin kalınlığı ağırlık duvarlarına göre daha incedir. Güvenlik, duvara uygun boyutlandırma ile sağlanır. Küçük ve orta yükseklikler için ekonomik sonuçlar vermektedir.

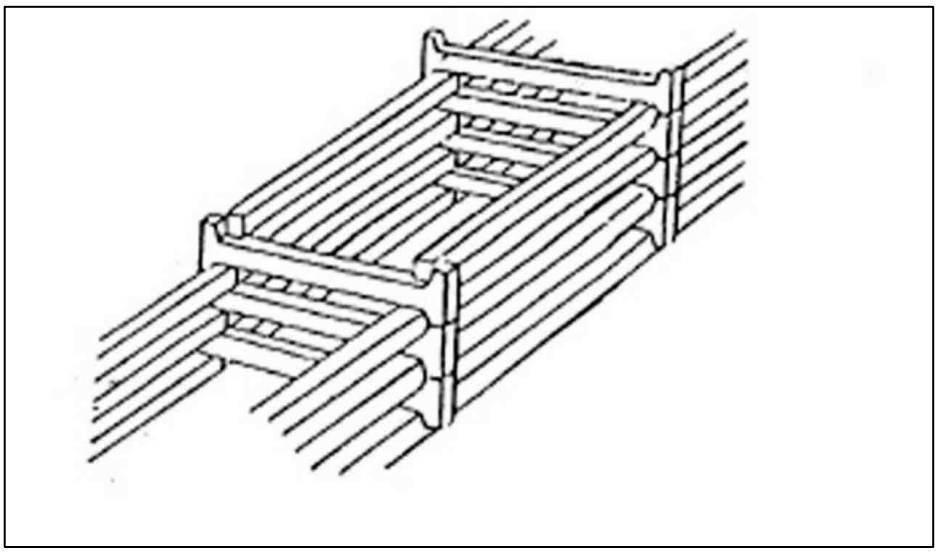
Dayanma yapılarında yüksekliğin fazla olması durumunda gövdeden yatay çıkmalar şeklinde hafifletme konsolları kullanılarak daha ekonomik dayanma yapıları yapılabilir [Düzgün, 1989]. Eşikli konsol dayanma yapıları türünde ana ilke konsol - temel birleşimindeki maksimum momentin bir veya iki eşiğe gelecek düşey toprak yükünün oluşturduğu ters yöndeki momentlerle azaltılmasıdır. Duvar sırtına bir veya birkaç sıra tabana paralel eşik inşa edilir. Eşik yeri, sayısı ve genişliğine çeşitli deneme hesapları ile karar verilir.

Literatürde nervürlü (kontrfor) istinat duvarı olarak bilinen payandalı dayanma yapıları, destek veya rijitlik sağlayan payandalar ile güçlendirilmiş, yükseklikleri 8m'den 12m'ye kadar değişen konsol duvarlardır. Güçlendirici destek elemanları çekmeye karşı çalıştığından dolayı kesme ve eğilme kuvvetlerini dengelerler [Birand, 2006]. Boyutlandırılmaları konsol duvarlara benzer ve payanda aralıkları duvar yüksekliğine bağlı olarak (1/3)H ile (1/2)H arasında değişir. Bu duvarda devrilmeye ve kaymaya karşı direnç tabana ankraj yapılarak elde edilebilir.

Ters payandalı dayanma yapıları, genellikle payandaların duvar önünde bir engel yaratmayacağı durumlarda kullanılmakta olup payanda basınca çalıştığı için konsol ve temeldeki beton miktarında önemli ölçüde tasarruf sağlanır.

2.1.2. Yarı Rijit Dayanma Yapıları

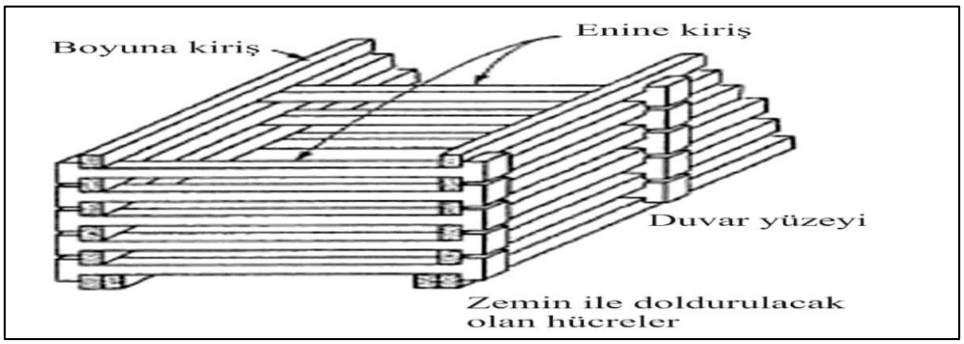
Yarı rijit dayanma yapıları, toprak basıncını karşılamakla birlikte belirli bir sınırın ötesinde hareket ederek ya da basıncın büyük bir kısmını zemine aktarmak üzere çalışırlar. Temel örnekleri kafes ve sandık tipi olup, kazıklı perde ve diyafram duvarları diğer yarı rijit dayanma yapıları örnekleridir. Şekil 2.2'de görülen kafes tipi istinat duvarı prefabrike betonarme kiriş elemanlarının, istiflenerek yanları kapalı üstü açık sandık şeklindeki bölmelere, içi taş veya toprak ile doldurularak teşkil edilirler [TSE, 1990]. Kendi bünyeleri içinde drenajı temin etmeleri, sökülüp takılabilir olmaları, tamamlanır tamamlanmaz yük taşıyabilir olmaları, küçük oturmalardan etkilenmemeleri ve bakımlarının kolay olması gibi tercih edilecek üstünlükleri vardır [Düzgün, 1989].



Şekil 2.2: Kafes tipi dayanma yapısı.

Sandık tipi kafes dayanma yapıları, paslanmaz çelik teller ile yapılan kafes tipi tel örgü sandıklar içine kaya dolgu yerleştirilerek inşa edilirler. Şekil 2.3'de görülen tipik sandık taban boyutları 1m×1m ve uzunluğu 2m – 4m arasında değişmektedir. Bu sandıklar üst üste konularak sandık tipi istinat duvarını oluştururlar [Day, 2004]. Duvarın gövdesi 150 – 250 mm çapında kaya dolgu olduğundan drenaj sorunu çıkmaz. Bu tür duvar farklı oturmalardan dolayı hasara uğramaz. Sandık tipi dayanma yapısı deniz inşaatlarında, su kanalları şevlerinin korunmasında, erozyon

önleme amacıyla da kullanılabilir [TSE, 1990]. Bir sandık tipi dayanma yapısı yapı duyarlılığını ve aşındıran kuvvetlere karşı direncini sandığın kaya dolgusundan alır. Bitmiş bir yapıya karşı etkiyen toprak veya su kuvvetlerine karşı direnç gerçekte bir sandığın kaya dolgusu içinde ve ayrı gabyon birimlerinin kaya dolgu yüzeyleri arasında gelişen sürtünme ve kenetlenmeden kaynaklanır. Yapısal olarak sandık sepetin esas amacı, birleştirilen kaya malzemelerini yerinde tutmaktır. Bir sandık tipi dayanma yapısı temel oturmalarını ve yanal hareketleri tolere edebilen ve aynı zamanda duraylılığını koruyan esnek bir yapı olma avantajını sağlar. Kaya dolgusunun açık yapısı suyun duvarın içinde hareket edebilmesini sağlar. Bu özellik duvarın arkasında yüksek su basınçlarının meydana gelmesini önler. Ancak, yüksek duvarlar yine de arkasına duyarlılığı azaltabilen sızıntı etkilerini önlemek için bir drenaj sistemiyle inşa edilebilir. Beton inşaatla karşılaştırıldığında sandık tipi yapılar inşaat zamanı ve toplam maliyet açısından büyük tasarruf edilmesini sağlayabilir [McCarthy, 2007]. Bir sandık tipi istinat duvarı ağırlık tipi istinat duvarı gibi analiz edilmelidir. Yapıya karşı etkiyecek yanal kuvvetlerin belirlenmesinde klasik tasarım teorileri geçerli olmaktadır.

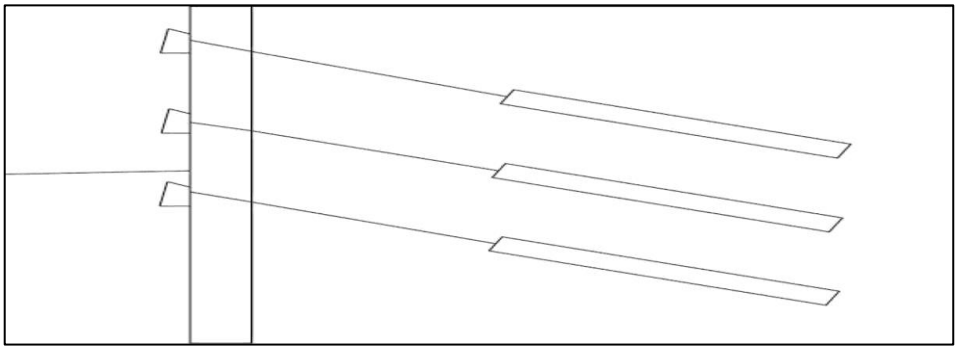


Şekil 2.3: Sandık tipi dayanma yapısı.

2.1.3. Esnek Dayanma Yapıları

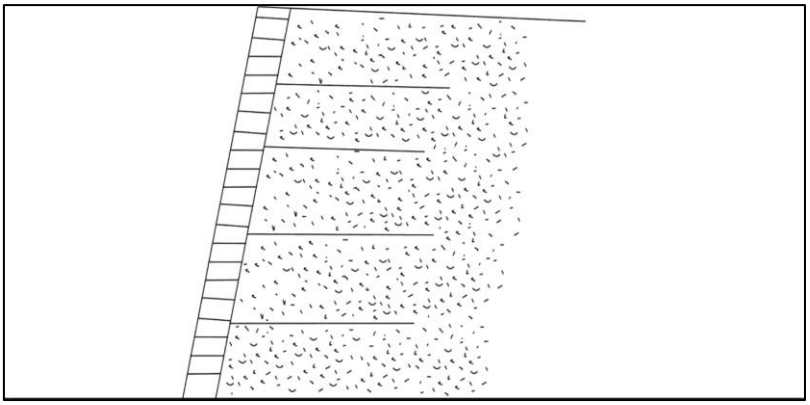
Esnek dayanma yapıları, zemin kuvvetleri altında alt uçlarından dönmeyen, denge hesaplarında kendi ağırlıklarıda hesaba dâhil edilmeyen ve eğilme rijitlikleri bakımından rijit dayanma yapılarına göre daha esnek olan yapılardır. Esnek dayanma yapıları temel zeminin duvarları taşıyamayacak kadar yetersiz olması, yapımda kolaylık, geçici duvar oluşturma mecburiyeti ve yeniden kullanma olanağının

ekonomik olması sebebiyle rijit ve yarı rijit dayanma yapıları çeşitlerine tercih edilir. Palplanş perdeleri, ankastre palplanş ve mekanik olarak stabilize edilmiş olan donatılı zemin, zemin çivisi, geotekstil donatılı duvarlar esnek dayanma yapıları sınıfına girmektedir. Şekil 2.4'de görülen ankrajlı duvar uygulamasında yatay hareketlere duvarın arkasındaki zemin içine yerleştirilmiş ankrajlarla karşı koyarlar [Kayabalı, 2003]. Yerleştirilen yatay destekler, eğilme momentlerini esnek yapısal kesitlerin kullanılmasına izin verecek şekilde azaltır. Yere ankrajlı duvar sistemlerinde zemin çivisi benzeri ankrajlar kullanılabilir. Bunlar aralıklı düşey çelik destek kazıları gibi yapısal düşey dış yüzeyler için perde bağı olarak kullanılır. Bu kazıklar ankrajların delinmesi ve yerleştirilmesi için bir zemin yüzü ortaya çıkarmak amacıyla sınırlı bir derinlikte kazı yapılmadan önce bitmiş duvar yerinde çakılarak yerleştirilir. Kazılan alanın dış yüzeyini tamamlamak için destek kazılarına yatay döşeme hatılları tutturulur. Ardından ankrajlar öngerilme yapılarak destek kazılarına veya döşeme hatıllarına bağlanır. Daha sonra parça parça kazı ve ankraj yerleştirme işlemine devam edilerek istenilen yükseklikte dayanma yapıları oluşturulmaktadır.



Şekil 2.4: Ankrajlı duvarlar.

Şekil 2.5'de görülen donatılı zemin dayanma yapıları ekonomik oluşları, imalatlarının hızlı yapılması, özellikle deprem yükleri altında oluşabilecek büyük deplasmanları ve yükleri tolere edebilmesini sağlayan esnek davranabilme özellikleri ve estetik görünüşleri sayesinde klasik betonarme dayanma yapıları yerine, özellikle sismik aktivitelerin yüksek olduğu yerlerde tercih edilebilmektedirler [Kayabalı, 2003]. Donatılı zemin yapıların tasarımında, güçlendirme için kullanılan malzemenin etkin kullanım ömrü değerlendirilmelidir. Çok az korozyona uğrayan metaller veya ayrışmayan geosentetik malzemeler tercih edilmelidir.

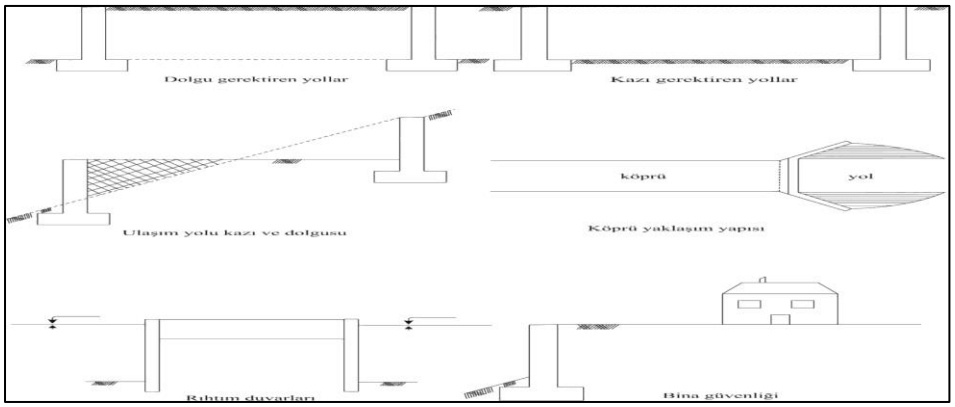


Şekil 2.5: Donatılı zemin duvarı.

2.2. Dayanma Yapıları Kullanım Alanları

Dayanma yapıları, bir binanın bodrum duvarında, köprü kenar ayaklarında, yol inşaatlarının şev düzenlemesi yapımında, büyük dolgu ve yarma gerektiren yollarda, rıhtımlarda, bina güvenliği için şev stabilitesinde ve daha bir çok ihtiyaç için kullanılabilirler.

Şekil 2.6'da eğimli arazilerde araziden yararlanmak üzere zemini tabi şev açısından daha dik açıyla tutmak, kayma ve göçme ihtimali olan zeminlerin yıkılmasını engellemek, malzeme deposu olarak kullanmak, derin çukurların yan duvarlarını tutmak gibi çeşitli şekillerde kullanılan bu toprak tutucu dayanma yapıları pek çok farklı inşaat projesinde yer almaktadır [Day, 2004].



Şekil 2.6: Dayanma yapıları kullanım alanları.

2.3. Rijit Dayanma Yapılarının Ön Boyutlandırılması

Dayanma yapıları, sorunlara çözüm olabilecek yaklaşık formüller ve çeşitli modeller sayesinde geniş uygulama alanlarına sahiptirler. Yapılacak olan dayanma yapısının tipini belirlemek için,

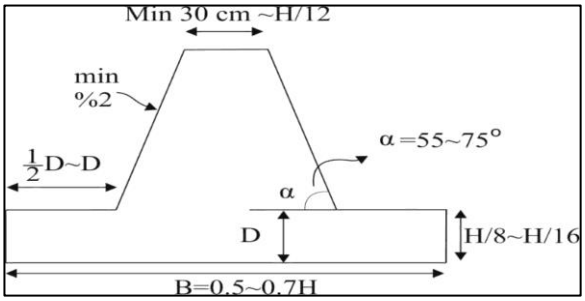
- Zemin ve yer altı suyunun durumu
- Yükseklik ve topoğrafya
- Uygun dolgu malzemesinin bulunabilirliği
- Yer, ulaşım, ekipman, özel tekniklerin kullanılması gereği gibi yapım kısıtları
- Zeminin hareketleri ve komşu yapılara etkisi
- Yapının ömrü ve bakım gerekleri

bilinmeli ve tasarım için ekonomik ve dengeli bir ön boyutlandırılma yapılması gerekmektedir [Birand, 2006]. Seçilen dayanma yapısının ön boyutları, bugüne kadar bu konuda elde edilmiş bilgi ve deneyimlerden faydalanılarak yapılmaya çalışılır. Ana kriter olan duvar yüksekliği H ile ilişkilendirilerek yapılan ön boyutlandırma için duvarın belirli bölgelerinde bazı kabullerin yapılması gerekmektedir. Oranlama ile ön boyutları belli bir duvar elde edilir ve duvara etkiyecek statik ve dinamik aktif ve/veya pasif yanal toprak basınçları hesaplanarak, duvarın temeli altındaki zeminde; kayma, devrilme, taşıma gücü, toptan göçme gibi stabilite yeterlilikleri belirlenen güvenlik katsayılarına göre araştırılır. Stabilite kontrollerinden olumsuz bir sonuç çıkması halinde, kabul edilen oranlara göre yeni bir ön boyutlandırma yapılır. Ağırlık, konsol ve payandalı dayanma yapıları ile ilgili ön boyutlandırma kriterleri belirtilen ön boyutlandırma başlıkları altında detaylı bir şekilde incelenmiştir.

2.3.1. Ağırlık Dayanma Yapılarının Ön Boyutlandırılması

Duvar yüksekliği temel alınarak yapılan ön boyutlandırma için başlangıç değerleri Şekil 2.7'de gösterilmiştir [Clayton, 2014]. Beton zaiatını engelleyerek ekonomik olması istenen ağırlık dayanma yapıları genellikle trapez şeklinde yada kırık sırtlı olarak inşa edilirler. Bu tür duvarlarda beton donatısız olduğu için temel boyutları, temel altında çekme gerilmeleri oluşmayacak şekilde seçilmelidir.

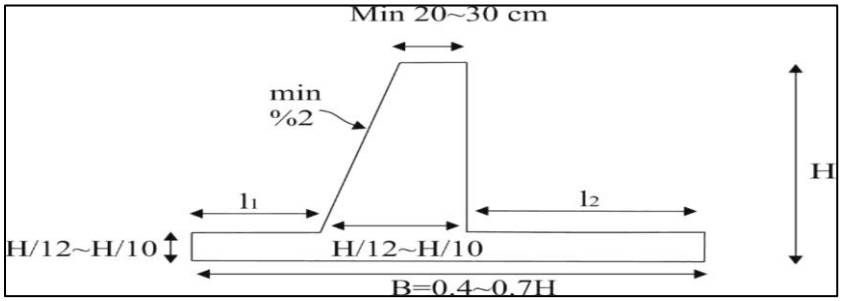
Devrilme stabilitesinin sağlanması amacıyla temel arka çıkması, ön çıkmasından daha uzun tutulmaktadır.



Şekil 2.7: Ağırlık dayanma yapılarında ön boyutlandırma.

2.3.2. Betonarme Konsol Dayanma Yapılarının Ön Boyutlandırılması

Duvar yüksekliği temel alınarak yapılan ön boyutlandırma için başlangıç değerleri Şekil 2.8'de gösterilmiştir [Clayton, 2014]. Konsol betonarme dayanma yapılarında konsol üst başlık kısmının en küçük değeri 20cm'dir. Ancak, stabilite tahkiklerinin sağlanması ve konsol direncinin gerçek güvenlik sınırı içinde kalması için minimum 30 cm olmalıdır. Konsol ön ve arka yüzü eğimi tasarlayan kişiye ve sistemin stabilitesine bağlı olmak üzere, %2 ile %5 arasında olması uygundur. Ayrıca, aktif toprak basıncın uyanması için duvarın öne doğru hareket etmesi gerekli olduğundan dolayı duvarın yüzüne ters eğim verilmesi daha uygun olmaktadır.



Şekil 2.8: Konsol betonarme dayanma yapılarında ön boyutlandırma.

B taban genişliği olmak üzere, arka ampatman ve ön ampatman değerleri sırası ile B/3 ve 2B/3 olmalıdır. Bu değerler stabilitenin sağlanması için deneme yanılma yolu ile eşitlik (2.1)'de gösterildiği gibi değiştirilebilir [Bowles, 2001].

$$l_1 = \frac{H^2 * K_{as}}{4*(m+l_2)} + \frac{l_2}{2} - \frac{3{l_2}^2}{4*(m+l_2)} \quad (2.1)$$

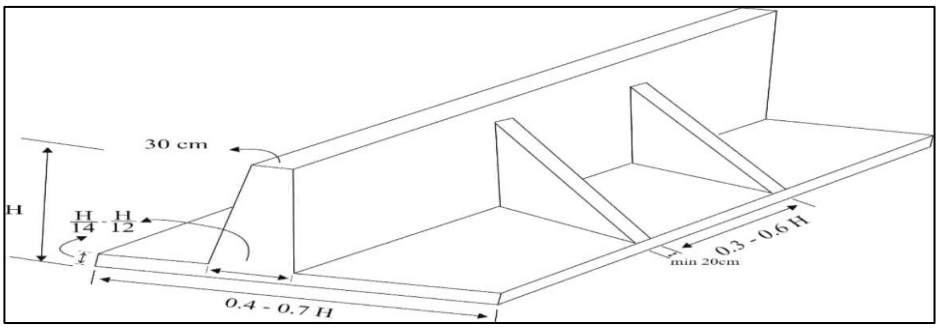
Burada gösterilen,

- m: Konsol üst başlık kalınlığı
- l1: Ön ampatman uzunluğu
- l2: Arka ampatman uzunluğu
- K_{as}: Statik aktif toprak basınç katsayısı

olarak ifade edilir. 20 metreye varan yüksekliklerde yapılabilen konsol dayanma yapıları ekonomik olması amacıyla maksimum 7 – 8 metre civarında yapılmaktadır. Donatı kullanıldığı için çekme gerilmelerine izin verilebilmektedir. Gerilmeler donatı ile karşılanarak kesitler küçültülebilir. Toprak basıncının duvarı öne doğru kaydırmasını engellemek amacıyla temele diş takviyesi yapılarak pasif direncin arttırılması yoluna gidilebilir.

2.3.3. Payandalı Dayanma Yapılarının Ön Boyutlandırılması

Duvar yüksekliği temel alınarak yapılan ön boyutlandırma için başlangıç değerleri Şekil 2.9'da gösterilmiştir [Bowles, 2001]. Konsol üst kısmı 30 cm'den az olmamalıdır. Yüksekliğin 8 – 12 metre arasında olduğu duvarlar için uygulanması daha doğru olmakla beraber, gövde ile temeli birbirine bağlayan payanda aralıkları 0.3H – 0.6H arasında değişmektedir. Stabilite tahkikleri sonucunda bir sorun gözükmüyorsa ön ampatman olmadan imal edilebilirler.

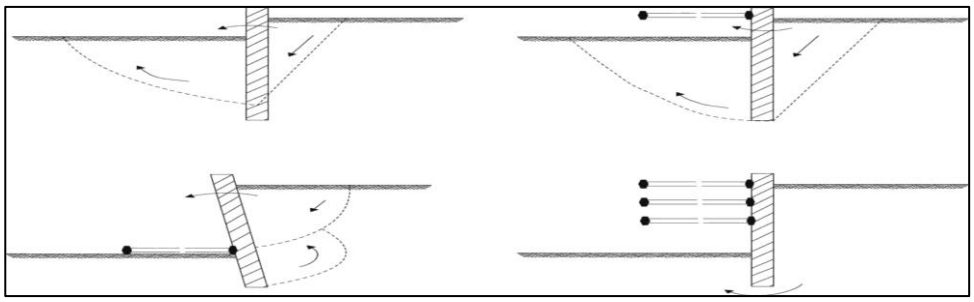


Şekil 2.9: Payandalı dayanma yapılarında ön boyutlandırma.

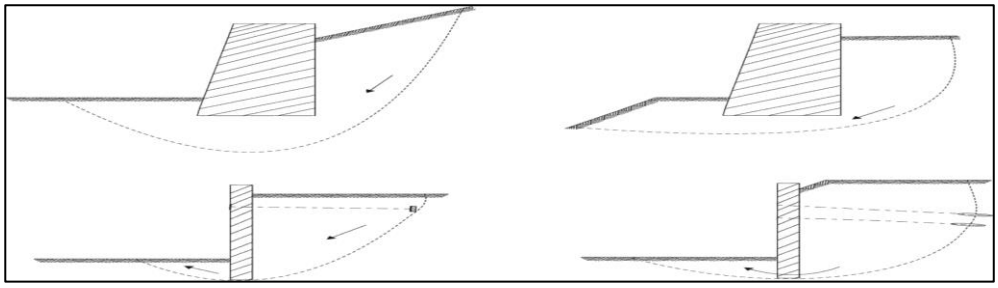
2.4. Dayanma Yapılarında Hasar Tipleri

Dayanma yapılarının tasarımı yapılırken, duvar tiplerinin nasıl hasar göreceğini ve göçme türlerini iyi bilmek gerekir. Statik şartlar altında dayanma yapıları üzerine etkiyen kuvvetler duvarın kütlesi, toprak basınçları ve kuşaklarla iletilen kuvvetlerde olduğu gibi dış kuvvetlerdir. Etkiyen bu kuvvetler durgun durumda denge halindedir. Uygun şekilde tasarlanmış dayanma yapısı, zeminin kayma dayanımına erişen kayma gerilmelerinin oluşmasına izin vermeden bu kuvvetlerin dengesini sağlar. Ancak, deprem sırasındaki atalet kuvvetleri ve zemin dayanımındaki değişimler dengeyi bozabilir ve duvarda kalıcı deformasyona neden olabilir. Bu deformasyonlar aşırı boyutta olduğu zaman kayma, eğilme, bükülme veya başka bi mekanizma şeklinde yenilme gelişir. Deformasyonun hangi düzeyinin aşırı olduğu sorusu birçok faktöre bağlıdır ve sahaya özgü şartlarda cevaplandırılabilir [Kramer, 1996].

Ağırlık duvarları genellikle kayma ve dönme şeklinde veya toplam duraysızlık gibi rijit gövde mekanizmalarıyla göçmektedir. Duvarın arkasındaki yanaltoprak basınçları, duvarın tabanındaki kayma direncinden daha büyük itki oluşturduğu zaman kayma durumu oluşmaktadır. Şekil 2.10'da görüldüğü gibi moment dengesinin sağlanamadığı durumlarda yapının devrilmesi söz konusu olmaktadır [Visone, 2008]. Şekil 2.11'de görüldüğü gibi duvarın tabanında meydana gelen taşıma gücü yenilmelerinin birlikte oluşmasıyla hasar durumları gelişebilir. Ağırlık duvarları bunun arkasındaki ve altındaki zeminin toplam duraysızlığından dolayı da zarar görebilir [Visone, 2008].



Şekil 2.10: Dönme problemlerinden kaynaklanan göçme türleri.



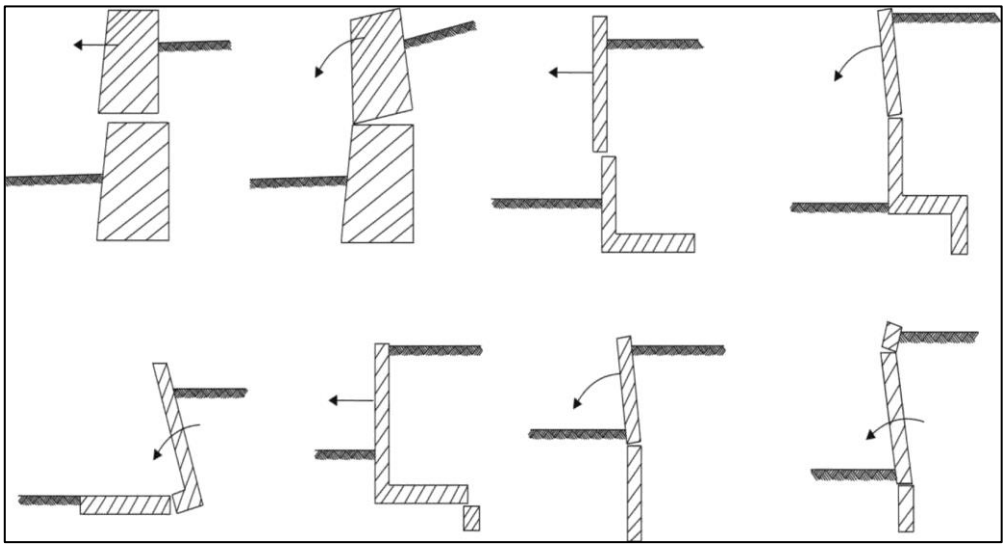
Şekil 2.11: Yapının stabilitesinden kaynaklanan göçme türleri.

Izgaralı duvarlar, sandık duvarlar ve mekanik olarak stabilize edilmiş duvar gibi bileşik duvar sistemleri aynı şekillerde yenilebilir veya değişik duvar elemanlarının kesilme, sıyrılma veya çekme yenilmesini içeren çok sayıdaki içsel mekanizma ile yenilebilir [Kramer, 1996].

Konsol duvarlar da ağırlık duvarlarının maruz kaldığı yenilme mekanizmalarının aynısına ve ayrıca esnek göçme mekanizmalarına maruz kalırlar. Konsol duvarlardaki zemin basınçları ve eğilme momentleri duvar - zemin sisteminin geometrisine, rijitliğine ve dayanımına bağlıdır. Denge için gerekli eğilme momentlerinin duvarın eğilme dayanımını aşması halinde eğilme yenilmesi gelişebilir. Duvarın kendisinin yapısal sünekliği, eğilme yenilmesi ile oluşan deformasyonun düzeyini etkileyebilir.

Kuşaklı duvarlar genellikle toplam duraysızlık, yan yatma, eğilme yenilmesi ve/veya kuşak elemanlarının yenilmesi ile göçmektedir. Kuşaklı duvarların eğilmesinde tipik olarak, bodrum ve köprü ampatmanı duvarlarının çoğu zaman tepesinde olmak üzere, kuşağın duvar üzerinde bağlı olduğu nokta etrafında dönme söz konusudur. Yeteri kadar derine inmeyen ankrajlı duvarlar, topuklarındaki ‘ileri tepme’ mekanizmasıyla eğilebilir [Kramer, 1996].

Ankrajlı duvarlar, yenilme mekanizması muhtemelen farklı da olsa, konsol duvarlar da olduğu gibi eğilme şeklinde yenilebilir. Kuşak elemanlarının yenilmesi; ankrajın sıyrılması, çubuk yenilmesi veya köprü katlanması şeklinde olabilir. Arka dolgu oturmaları çubuk veya ankraj kökü gibi kuşak elemanları üzerinde ilave boyuna veenine yükleme uygulayabilir [Kramer, 1996]. Uygulamada karşılaşılan çeşitli göçme türleri Şekil 2.12'de gösterilmiştir [Visone, 2008].



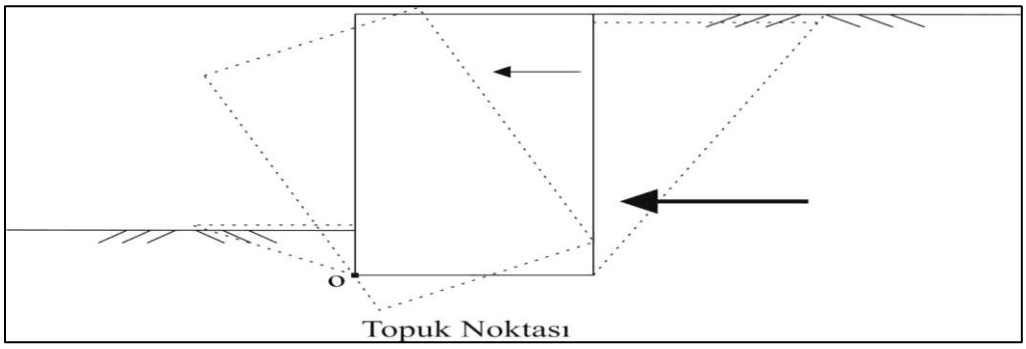
Şekil 2.12: Yapısal hasarlardan kaynaklanan çeşitli göçme türleri.

2.5. Dayanma Yapılarında Stabilite Kontrolleri

Dayanma yapılarının güvenli olarak tasarlanmaları için duvarın öne doğru topuk etrafında devrilme tahkiki, taban boyunca öne doğru kayma tahkiki, tabanda taşıma gücü tahkiki ve oturmalara karşı yeterli güvenlikte olduğunun gösterilmesiyle sağlanabilir. Ayrıca, duvarın oluşturulduğu yamaçta duvarı da içine alacak biçimde toptan bir yamaç göçmesine karşı yeterli güvenliğin sağlandığı gösterilmelidir. Bu hesaplarda, duvar önündeki zeminin yapacağı pasif itki ve arka ampatmana tesir eden yanal itkiler ihmal edilmektedir. Yapılan kontrollerde olumlu sonuçlar alındıktan sonra betonarme kesit hesaplarının yapılması uygundur. Bu bölümde stabilite kontrolleri için gerekli olan devrilme, kayma, taban basıncı ve toptan göçme tahkikleri ele alınacaktır.

2.5.1. Devrilme Tahkiki

Dayanma yapılarının arkasında oluşan yüklerden dolayı Şekil 2.13'de görülen dayanma yapısı tabanının sol alt köşesi devrilmeye meyillidir [Kanıt, 2003]. Bu devirici moment, duvar ağırlığı ve duvar tabanı üzerindeki zemin ağırlığı ile karşılanır. Dayanma yapısınn ön kısmında sıkışma nedeniyle pasif durum oluşacağı düşünülse bile; aktif duruma göre pasif durum oluşturmak için daha fazla hareketin gerekeceği vb. nedenlerle, ön kısımdaki pasif durum veya pasif itki sığ ön derinliklerde bazen hesaplara dahil edilmeyebilir.



Şekil 2.13: Devrilme momenti uygulanmış dayanma yapısı.

Bir dayanma yapısında devrilmeye karşı güvenlik sayısı, ön ampatman alt ucuna göre alınan momentlerden, devrilmeye karşı gelen momentlerin toplamının, duvarı devirmeye çalışan momentlere oranıdır. Uygulamada dayanma yapısı boyutları, karşı koyan momentler (M_{OK}) ve devirici momentler (M_{OD}) olduğuna göre;

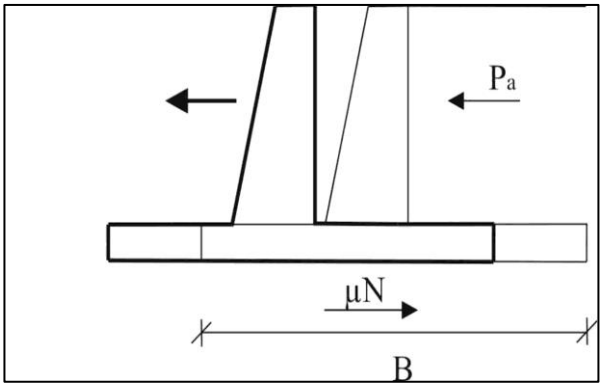
$$GS = \frac{\sum M_{OK}}{\sum M_{OD}} \tag{2.2}$$

Güvenlik sayısı depremsiz durumda en az 2, depremli durumda 1.2 koşulunu sağlaması gerekmektedir. Devrilme güvenliğinin sağlanamadığı durumlarda taban plağının arka ampatman kısmı uzatılarak devrilmeye karşı koyan kuvvetlerin moment kolu arttırılabilir. Ankraj yapılarak ya da dolgu malzemesinin özellikleri değiştirilerek de devrilme güvenliği sağlanabilir. Bu yöntemler arasında en etkili

olanı ankraj uygulamalarıdır. En ekonomik olan yöntem ise dayanma yapısı tabanının uzatılmasıdır.

2.5.2. Kayma Tahkiki

Dolgu zemini ve ek sürşarj yükünden dolayı gelen itki Şekil 2.14'de görülen dayanma yapısının tabanını temel üzerinde kaymaya zorlar [Brooks, 2010]. Kayma kuvveti, taban ile zemin arasındaki sürtünme kuvvetiyle, taban ile zemin arasındaki adezyon kuvvetiyle ve duvar önündeki zeminin pasif itkisiyle karşılanacaktır. Dayanma yapısında kaymaya karşı güvenliğin kontrolü, kaymaya karşı koyan kuvvetlerin duvarın kaymasına neden olan kuvvetlere oranı olarak tanımlanmaktadır. Güvenlik sayısı granüler zeminlerde en az 1.5, depremli durumda ise 1.1 olarak belirlenmiştir [Yıldırım, 2009].



Şekil 2.14: Kayma Momenti uygulanmış dayanma yapısı.

Kaymanın dayanma yapısının tabanında meydana geldiği kabul edilerek M_K, kaymaya karşı koyan kuvvetler M_D kaydırmaya çalışan kuvvetler olmak üzere güvenlik sayısı eşitlik (2.3) ile ifade edilir.

$$GS = \frac{\sum M_K}{\sum M_D} \tag{2.3}$$

$$GS = \frac{\mu * N + B * C_A}{P_A} \tag{2.4}$$

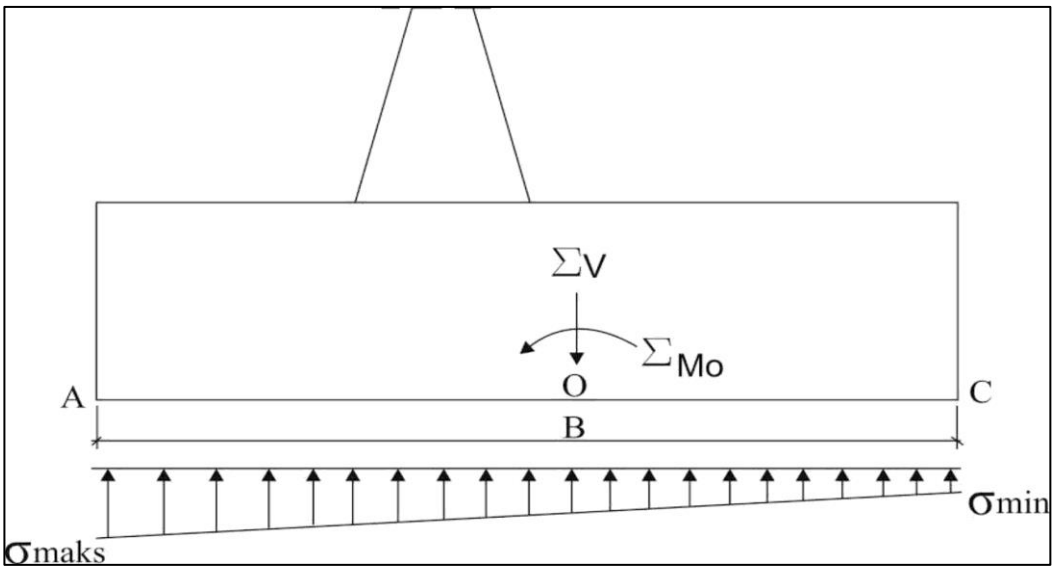
Burada belirtilen,

- μ: İçsel sürtünme açısı
- P_A: Aktif toprak basıncı
- C_a: Adezyon kuvveti
- B: Temel genişliği

olarak tanımlanmaktadır. İçsel sürtünme açısı sıkıştırılmış taban zeminine dökülecek beton nedeniyle zeminin içsel sürtünme açısına eşit alınabilirken, C_a zemin kohezyonunun 0,5 – 0,7 katı kadar olduğu düşünülebilir [Yıldırım, 2009]. Dayanma yapısı kaymaya karşı güvenlik sayısı yeterli değilse duvar altında bir diş oluşturulabilir. Bu diş ile öndeki pasif toprak basıncı arttırılmış olur. Ayrıca, diş oluşturmak yerine taban genişliğinin artırılması daha ekonomik olabilir.

2.5.3. Taban Basıncı Tahkiki

Zemin yatay itkisi ve ağırlığı altında duvarın taban plağı altındaki gerilmeler kontrol edilerek bunların zemin emniyet gerilmesini geçmediğinin belirlenmesi gerekir. Ayrıca, çekme gerilmesinin meydana gelmemesi de tavsiye edilir. Şekil 2.15' de görüldüğü gibi dayanma yapılarının ön ampatmanında en büyük, arka ampatmanda ise en küçük toprak basıncı oluşmaktadır [Brooks, 2010]. Bu kontrolün sağlanamaması durumunda taban plağı büyütülerek zemin gerilmelerinin daha düzgün yayılması ve küçülmesi sağlanabilir. Daha ileri bir önlem olarak taban plağının kazıklara oturtularak, yükün daha derinde bulunan taşıyıcı zemin tabakalarına verilmesi sağlanabilir. Depremin sınırlı zaman içinde etkisi sebebiyle, depremli yükleme durumunda zemin güvenlik gerilmeleri % 50 arttırılabilir.



Şekil 2.15: Duvar tabanındaki gerilmelerin dağılımı.

Hesaplamalarda duvarın 1 birim genişliği dikkate alınacaktır.
Burada,

- $\sum M_O$: Duvara etkiyen yüklerin O noktasına göre toplam momenti
- $\sum V$: Duvara etkiyen düşey yüklerin toplamı

olmak üzere dış merkezlik eşitlik (2.5) ile ifade edilir.

$$e = \frac{\sum M_O}{\sum V} \tag{2.5}$$

Dış merkezlik değerinin 1 birim taban genişliğine göre küçük dış merkezlik durumunda ($e \leq \frac{1\,br}{6}$) zemin gerilmeleri eşitlik (2.6) ve (2.7) ile gösterilmektedir.

$$6Z_{maks} = \frac{\sum V}{1\,(br)} + \frac{6\sum M_O}{1\,(br)^2} \leq 6Z_{emniyet} \tag{2.6}$$

$$6Z_{maks} = \frac{\sum V}{1\,(br)} - \frac{6\sum M_O}{1\,(br)^2} \leq 0 \tag{2.7}$$

Dış merkezlik değerinin 1 birim (br) taban genişliğine göre büyük dış merkezlik durumunda ($e > \frac{1\,br}{6}$), çekme gerilmelerine dayanıksız malzemeler için zemin gerilmeleri eşitlik (2.9) ile gösterilmektedir.

$$C = \frac{1\,(br)}{2} - e \tag{2.8}$$

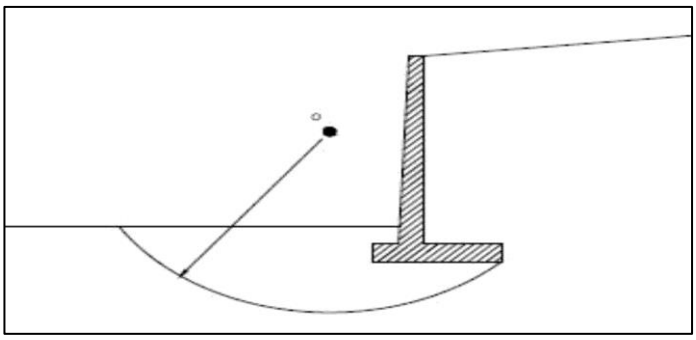
olmak üzere,

$$6Z_{maks} = \frac{2\sum V}{3 * c} \tag{2.9}$$

olarak tanımlanmaktadır. Dış merkezlik değerinin B, taban genişliği olmak üzere B/6 değerinden büyük olması durumunda q_{min} değeri negatif bir değer alır ve bu durum topuk kısmının sonuna doğru tasarımda istenmeyen çekme gerilmeleri yaratır. Çünkü zeminlerin çekme dayanımları oldukça düşüktür. Dış merkezlik değerinin B, taban genişliği olmak üzere B/6 değerinden küçük olması durumunda ise yapılan ön boyutlandırma tekrar gözden geçirilerek yeniden hesaplamalar yapılmalıdır.

2.5.4. Toptan Göçme Tahkiki

Zeminin zayıf olduğu durumlarda dayanma yapısı ile beraber zemin kütlesinin alt zemin üzerinde kayması ile toptan göçme ortaya çıkabilir. Bu durumda kayma yüzeyinin silindirik olduğu kabul edilir. Şekil 2.16'da görülen silindir ekseninin düzlemi kestiği nokta ve yarıçap sistemin bütün parametrelerine bağlı olduğu için belirsizdir. Genel olarak, göçme dairesinin dayanma yapısı dairesi içinde kalacak şekilde, duvar arka ucundan geçtiği kabul edilir.



Şekil 2.16: Dayanma yapılarında toptan göçme kontrolü.

Dayanma yapılarının içinde bulunduğu şevde, dayanma yapısını da içine alacak şekilde kayma meydana gelmemelidir. Kaymaya karşı belli bir güvenlik olmalıdır. Bunun için seçilen yöntemle şevin stabilite analizi yapılır. Çok sayıda dönme merkezi ve yarıçap denenir, bunlardan bulunan en küçük güvenlik sayısı, dayanma yapısının tasarımı için seçilen güvenlik sayısı ile karşılaştırılır. Yapılacak analizlerde güvenlik sayısının en az 2 olduğu gösterilmelidir.

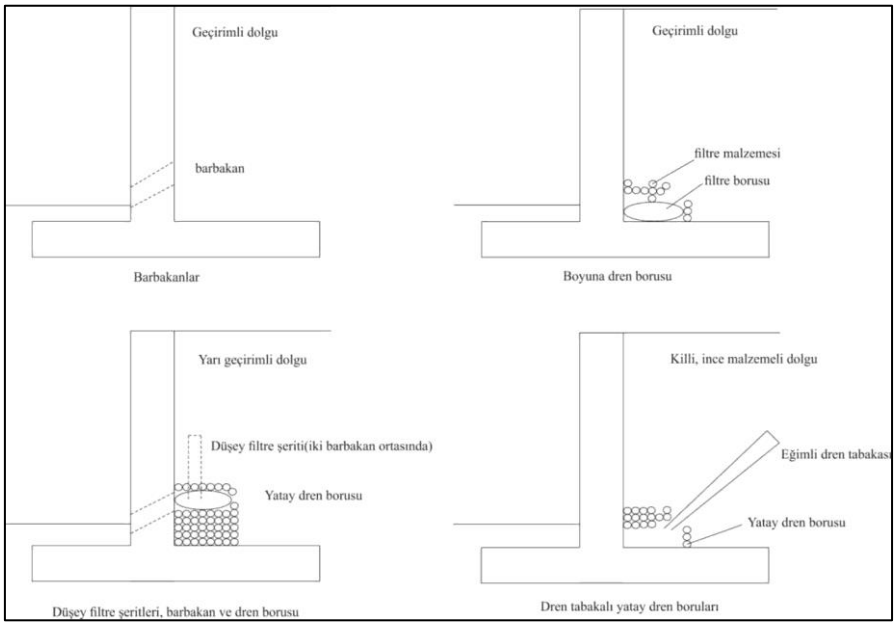
2.6. Dayanma Yapılarının Drenaj Sistemi

Dayanma yapısı arkasındaki zemin boşluklarının su ile dolması durumunda toprak basınçlarına ilave olarak hidrostatik su basıncı eklenir. Bundan dolayı, dayanma yapılarında drenaj problemi ortaya çıkar. İyi bir drenaj sistemi ile bu ek su basınçlarının etkileri engellenmelidir. Yer altı su seviyesinin duvarın taban seviyesinin üstünde yer alması durumunda ise kapilarite problemi ortaya çıkmaktadır. Kapilaritenin etkisi sonucu taban seviyesinden daha yüksek seviyelere çıkan boşluk suyunun donması sonucu hacim artışı meydana gelerek, itkide önemli derecede artış görülmektedir. Duvarın güvenliği için uygulanacak iyi bir drenaj sisteminin bağlı olduğu faktörler alınacak su miktarı, yer altı su seviyesinin konumu, arka dolgu malzemesi ve bu dolgu malzemelerinin geçirgenliğidir.

Dayanma yapılarında drenaja elverişli en ideal dolgu iri daneli, kohezyonsuz, en çok %5 silt, ince kum yada kil içeren zeminlerdir. Ancak, dolgu malzemesi ne olursa olsun drenaj konusuna büyük önem verilmeli ve en uygun drenaj sistemi seçilmelidir. Birikebilecek yağmur sularını uzaklaştırmak için inşa edilen drenaj sistemleri dayanma yapıları arkasında kullanılan dolgunun geçirimliliğine bağlı

olarak değişmektedir. Şekil 2.17'de zeminlerin geçirimliliğine göre değişen çeşitli drenaj sistemleri görülmektedir [McCarthy, 2007].

Geçirimli dolgu durumunda, 15 cm çapında ve yatayda 1.0 - 1.5 metre aralıklarla barbakan veya bir sıra dren borusu iyi bir drenaj sistemi için yeterli olabilmektedir. Sızma deliklerinin kullanılması istenmiyorsa, duvar arkasında boyuna dren yapılır. Zeminin çok az miktarda ince kum silt veya kil içerdiği yarı geçirimli dolgu durumunda, dren boruları veya barbakanların tam ortasında 30 x 30 cm2'lik düşey filtre şeritleri malzemesi gerekmektedir. İnce malzemeli dolgu durumunda ise dren borularına ek olarak 30 cm kalınlıkta eğimli bir drenaj tabakası, iyi bir drenaj sistemi için yeterli olmaktadır. Dolgu malzemesinde yapılacak olan drenaj sistemi çok önemli olduğu için ara sıra kontrol edilerek temizlenmesi gerekmektedir.

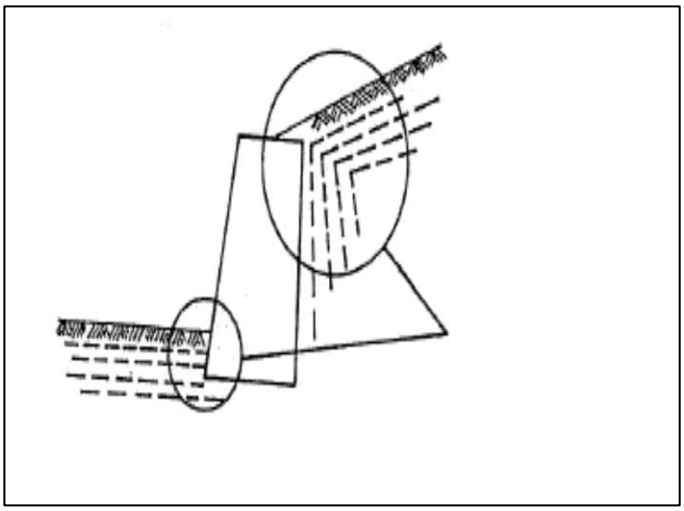


Şekil 2.17: Dayanma yapılarında çeşitli drenaj sistemleri.

2.7. Dayanma Yapılarında Don Etkisi

Zeminde yer altı su seviyesinin yüksek veya zeminin suya doygun olduğu durumlarda zemin, hava sıcaklıklarının düşük olduğu durumlarda belirli bir derinliğe kadar donar. Duvarın arkasında ve topuğunda buz merceklerinden dolayı ilkbaharda buzların erimesiyle bu kısımlar yumuşamasıyla; özellikle topuk kısmında

gerilmelerin yüksek olmasından dolayı bu kısımlarda daha büyük oturmalar meydana gelebilir. Duvarın tasarımı dışında kontrolsüz gelişen bu ek hidrostatik basınçlar duvarın stabilitesini bozarak bu ters etki ile duvarın devrilmesine sebep olabilir. Zeminin uygun bir şekilde drenajı, don tesirlerine karşı alınacak tedbirlerin en uygun olanıdır. Dayanma yapısı arkasında ve topuğundaki buzlanma bölgeleri Şekil 2.18'de görülmektedir [Düzgün,1989].



Şekil 2.18: Dayanma yapısı arkasında ve topuğundaki buzlanma bölgeleri.

2.8. Dayanma Yapıları Dolgu Malzemesi Seçimi

Dayanma yapıları arkasındaki dolguyu mecbur kalmadıkça iri daneli kohezyonsuz malzemelerden tercih edilmesi daha uygun olacaktır. Bu sayede kohezyonun belirsizliğinden kurtulmuş olmakla beraber iyi bir drenaj yapılması sağlanacaktır. Su seviyesi altında olan ve depremde sıvılaşma riski taşıyan rıhtım ve benzeri dayanma yapılarının geri dolgusu sıvılaşmaya hassas olmayan malzemelerden oluşturulmalıdır. Sıvılaşmaya hassas olmayan malzeme granüler yapıda olmalı ve % 50 sinin tane çapı D_{50}> 10 mm ve % 10 unun tane çapı D_{10}> 1mm den büyük olmalıdır. Kohezyonsuz Zeminler Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine göre GW, GP, SW veya SP tipi zeminler geri dolgu için mükemmel zeminlerdir. Bu tür zeminlerin kullanılması durumunda tasarımda teorik zemin basınçları aynen kullanılabilir. Kumlu Killer ve Killi Kumlar Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine göre GC, GM, SC veya SM türü zeminlerin geri dolguda kullanılması için

mutlaka kuru kalmalarının sağlanması gerekir. Bu tür zeminler ıslakken dona hasastır. Yeterli drenaj önlemleri alınması durumunda teorik zemin basınçları tasarımda kullanılabilir. Bu zeminlerde ıslakken düzgün bir sıkıştırma elde edilemez. Siltler ve Killi Siltler Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine göre CL, MH, ML veya OL tipi zeminler geri dolguda kullanıldıklarında don ve şişme özelliği gösterirler ve duvar deplasmanları oldukça artmaktırabilmektedirler. Bu nedenle, dolguda kullanılmalarından sakınılmalıdır. Kullanılmalarının zorunlu olması durumunda dona karşı önlem alınmalı, tasarımda ise yanal zemin basınçları 1.0 alınmalıdır. Dolgu malzemesi aşırı derecede sıkıştırılmamalıdır. Duvar arkasındaki itki duvar boyunca üniform olmalı ve duvarın ufak bir hareketiyle aktif etki meydana gelebilmelidir. Dolgu malzemesi mümkün oldukça şekilli düz hatları olmayan yapıda olmalıdır. Bu sayede ara boşlukların kalması sağlanarak duvar arkasında oluşacak su birikiminin barbakanlar gibi iletim yüzeylerine aktarılması kolaylaşacaktır. Kum ve çakıl gibi iri daneli malzemeler iyi bir serilme işleminden sonra dolgu malzemesi olarak kullanılabilen en iyi malzemelerdir. Tane boyu küçüldükçe geçirimlilik azalacak, ıslak yüzeylerin suyu tutmasıyla yapıya binen ağırlık o kadar artacak ve dayanma sınırını aştığı için yapının kayması, devrilmesi veya kırılması bir o kadar çabuk ve kolay olacaktır.

2.9. Dayanma Yapılarının Bakımı

- Dayanma yapılarının yapılacağı zemin çok iyi etüt edilmeli ve buradan alınacak zemin örneklerinden elde edilen laboratuvar sonuçlarına göre boyutlandırmalar yapılmalıdır. Farklı tabakalaşmanın olduğu zeminlerde, dayanma yapısı için oturma hesapları muhakkak yapılmalıdır [Kramer, 1996].
- Dayanma yapısı arkasındaki zeminden gelen suların duvarın temeline sızmadan dışarı akıtabilmesi için duvar kalınlığınca barbakan adı verilen kanallar bırakılır. Geçirimli zeminlerde 2 - 3 metre yatay aralıklı 15 - 20 cm çaplı ve öne doğru %2 - 3 eğimli olarak barbakanlar bırakılmalıdır. Yarı geçirimli zeminlerde barbakanlara ilave ve barbakanların arasına duvara bitişik ince düşey filtreler ve barbakanları birbirine bağlayan drenler yerleştirilmelidir.

- Duvar arkasında birikebilecek suları uzaklaştırmak ve sızıntı ve don basınçlarını önlemek için duvar arkasındaki zeminin cinsine göre iyi bir drenaj sistemi kurulması gerekmektedir
- Oturma ve iç gerilmelerden oluşan çatlakları önlemek ve imalat kolaylığı açısından 8 - 20 metre aralıklarla dilatasyon derzleri oluşturulmalıdır.
- Dayanma yapılarında meydana gelebilecek çatlaklar sürekli gözlenmeli ve sebebi araştırılarak en kısa zamanda tamiri yapılmalıdır.
- Geçirimsiz tabakalarda en az 30 cm kalınlıkta düşey veya eğimli tek veya çift tabakalı filtre drenler yapılmalıdır.
- Dayanma yapıları taban veya temeli don seviyesinin altında sağlam zemine oturtulmalıdır. Taban altını suların oyma ihtimali varsa derinlik artırılmalı ve oyulmasını önleyici kagir dolgu yapılmalıdır. Dayanma yapısı kagir yığma olarak inşa edildiğinde üzerine betonarme hatıl veya harpuşta konulmalıdır. Ayrıca temizlik ve kontroller için baca yapılması gerekmektedir.
- Dayanma yapısı arka dolgusunda mümkün olduğu kadar kohezyonsuz (ençok %5 kil, silt gibi malzeme bulunduran temiz kum, çakıl) malzeme tercih edilmelidir.
- Dayanma yapıları inşa edilirken kalıp ve aşırı deformasyondan dolayı beton dökümü tek seferde yapılmaz. Bu sebeple soğuk derz denilen birleşim yeri oluşturulur. Bu birleşim yerlerinde kesme kuvvetinin karşılanması ve farklı zamanlarda dökülen betonun birbiriyle kenetlenmesi için dişler oluşturulmaktadır. Ayrıca, yeni betonun geleceği bölge temizlendikten sonra pürüzlendirilebilir.
- Duvar arkası drenajı projede gösterilmelidir. Duvar arkası 50 cm kadar filtre kumu ile doldurulur. En alta beton bir oluk yapılır veya büz döşenir. % 1.5 - 2 boyuna eğim verilir ve uygun bir deşarjla sular dışarı akıtılır. Normal drenajda olduğu gibi yer yer kontrol bacaları bırakılmalıdır. Kafes duvarlarda altlık betonu oluk gibi yapılarak büz döşenir ve filtre malzemesi ile doldurularak drenaj sağlanmış olur.
- Ağırlık dayanma yapılarında, ısı ve rötre gerilmelerini ve doğabilecek çatlakları karşılayacak şekilde iki yönde minimum ⌀6/20 donatı konulmasında fayda vardır [Kramer, 1996].

- Dayanma yapısı kagir yığma olarak imal edildiklerinde üzerine betonarme hatıl veya harpuşta konulmalıdır.
- Dayanma yapılarının güvenliği araştırılırken, duvar yapımından sonra duvar arkasında inşaat malzemesi ve iş makinesi bulundurulmasının bir sonucu olarak 15 kPa mertebesinde bir ek yayılı yük etkitilerek değerlendirilmeye alınmalıdır. Önerilen bu yöntemlerin yapılmaması ya da yetersiz kalması durumunda dayanma yapılarında hasar meydana gelebilir ve göçme olabilir.

3. DAYANMA YAPILARINA ETKİYEN YANAL TOPRAK BASINÇLARI

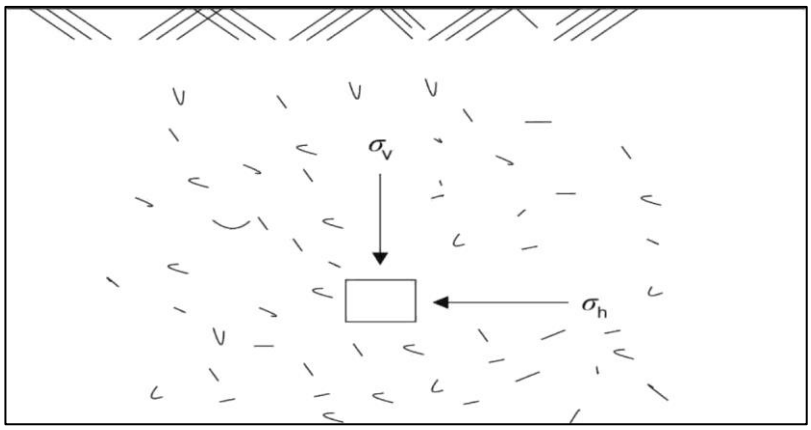
Deprem olmadan önce duvara etkiyen toprak basıncı statik toprak basıncı olarak adlandırılır. Deprem etkisi ile meydana gelen ilave basınçlar ise dinamik toprak basınçlarıdır. Farklı iki seviyede, düşey veya düşeye yakın bir eğimle zeminlerin desteklenmesi ve tutulması için yapılan ve yanal toprak basınçlarının etkisinde olan dayanma yapılarının tasaralanabilmesi için etkiyen yanal toprak basınçlarının belirlenmesi gerekmektedir. Bu bölümde statik toprak basınçları için geliştirilen klasik teoriler açıklanmakta ve hesap yöntemleri detaylı bir şekilde incelenmektedir.

3.1. Yanal Toprak Basıncı

Zemin tabakaları içinde hem kendi ağırlıklarından hem de üzerlerine uygulanan yükten dolayı gerilmeler oluşacaktır. Belli bir z derinliği için düşey gerilmeler hesaplanabilmektedir. Ancak zeminlerde sadece düşey gerilmeler oluşmamakta, buna bağlı olarak yanal gerilmeler ortaya çıkmaktadır. Oluşacak bu yanal gerilmelerin yardımı ile dayanma yapılarına etkiyen yanal toprak basınçları belirlenebilmektedir. Dayanma yapıları arkasında oluşacak olan yanal toprak basınçları bazı faktörlerin fonksiyonudur. Bu faktörler şunlardır:

- Dayanma yapısı tipi ve duvarın hareket miktarı
- Zeminin kayma mukavemeti parametreleri
- Zeminin birim hacim ağırlığı
- Zeminin drenaj koşulları

Şekil 3.1'de gösterilen zemin kütlesinin yatay toprak basıncını hesaplamak için yatay gerilme (6_h) ve düşey gerilme (6_v) olmak üzere yatay gerilme ile düşey gerilme arasındaki oran eşitlik (3.1)'de gösterildiği gibi toprak basıncı katsayısını tanımlamakta ve yatay gerilme ise eşitlik (3.2)'de gösterildiği gibi kolayca hesaplanmaktadır.



Şekil 3.1: Bir zemin elemanına etkiyen gerilmeler.

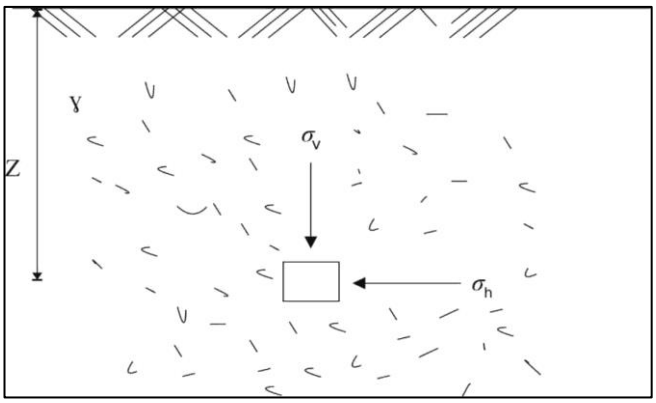
$$K = \frac{6_h}{6_v} \tag{3.1}$$

$$6_h = K * 6_v \tag{3.2}$$

Yatay toprak basınçları sükunetteki toprak basıncı, aktif toprak basıncı ve pasif toprak basıncı olarak üç durum için tanımlanır ve her durum için kullanılan toprak basıncı katsayıları farklıdır [Coduto,2011].

3.2. Sükunetteki Toprak Basıncı

Zemin ortamında yatay deformasyon veya yatay deplasmanın olmadığı ve duvarın hareket etmediği doğal duruma, sükunetteki durum denilmektedir. Sükunetteki durumda zemin elastik bölgede olup, zeminin kayma mukavemetini toprak basıncı ile ilişkilendirmek doğru olmaz. İncelenecek olan istinat duvarının hiçbir şekilde hareket etmesine izin verilmiyor ise, Şekil 3.2'de sükunetteki durum için gösterilen z derinliğindeki zemin kütlesinde önce düşey gerilme hesaplanır.



Şekil 3.2: Sükunetteki toprak basıncı.

- q: Sürşarj
- γ: Zeminin birim hacim ağırlığı
- z: Zemin yüzünden itibaren derinlik olmak üzere düşey gerilme,

$$6_v = q + \gamma * z \tag{3.3}$$

şeklinde hesaplanır.

Zeminin hem kendi ağırlığından hem de dış yüklerden dolayı ortaya çıkan yanal gerilmeler ise bulunan düşey gerilmeler yardımı ile eşitlik (3.4)' de gösterildiği gibi hesaplanmaktadır.

$$6_h = 6_v * K_0 + u \tag{3.4}$$

Burada belirtilen,

- 6_v: Düşey gerilme
- K_0: Sükunetteki yanal toprak basıncı katsayısı
- u: Hidrostatik su basıncı

olarak ifade edilmektedir. K_0 katsayısı boyutsuz bir parametre olup zemin tipine göre farklı eşitliklerle hesaplanmaktadır. Çeşitli araştırmacılar tarafından katsayının belirlenmesi üzerine yapılan çalışmalar ve sunulan yaklaşımlar aşağıda sıralanmıştır.

Kumlar için,

$$K_0 = 1 - \sin ø \tag{3.5}$$

Normal konsolide killer için,

$$K_0 = 0{,}95 - \sin ø \tag{3.6}$$

Normal konsolide killerde, PI: Plastisite indisi olmak üzere,

$$K_0 = 0{,}44 + 0{,}42 * [\frac{PI(\%)}{100}] \tag{3.7}$$

Aşırı konsolide killer için,

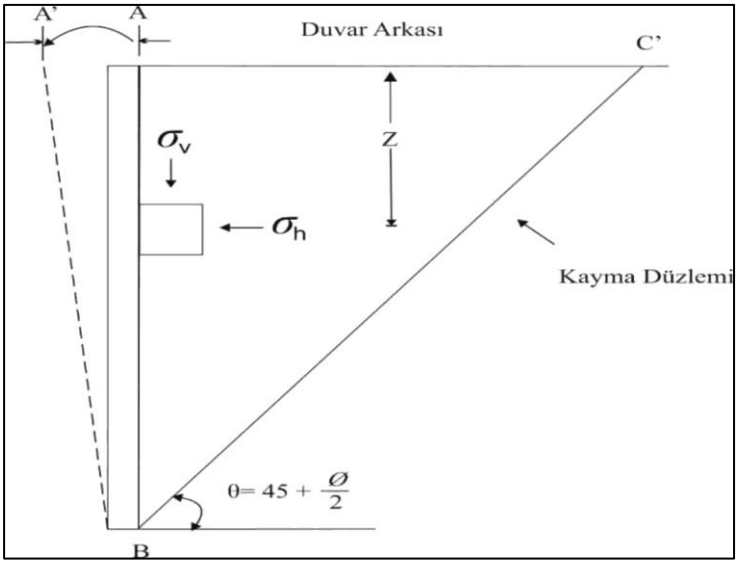
AKO : Aşırı konsolidasyon oranı olmak üzere,

$$K_0 = (1 - \sin ø) * (AKO)^{\sin ø} \tag{3.8}$$

olarak ifade edilmektedir.

3.3. Aktif Toprak Basıncı

Dayanma yapılarına etkiyen statik toprak basınçları duvar ve zemin hareketlerinden etkilenmektedir. Arkasında zemin tutan ve itkiye maruz kalan duvar, dolgu dışına doğru çok az hareket ettiğinde düşey gerilmelerde değişim olmaz iken sükunetteki yatay zemin gerilmeleri azalmaya başlayacak ve belli bir sınırı aştıktan sonra kayma yüzeyi meydana gelecektir. Yatay gerilmelerin en az değere düştüğü yerde ise göçme oluşacaktır. Kayma yüzeyi boyunca dışarı doğru hareket etmeye çalışan zemin kamasının duvara yapmış olduğu yanal toprak basıncına aktif toprak basıncı denilmektedir. Şekil 3.3'de görüldüğü gibi zemin kamasındaki kayma düzlemleri yatay ile 45 + $Ø/2$ açı yapmaktadır [Das, 2013].



Şekil 3.3: Aktif toprak basıncı durumu.

Aktif toprak basınçlarının oluşması için duvarın çok az hareket etmesi yeterlidir. Değişik zemin tipleri için gerekli yer değiştime miktarları dayanma yapısı yüksekliği olan H mertebesinde ilişkilendirilerek Tablo 3.1'de özetlenmiştir [Das, 2013].

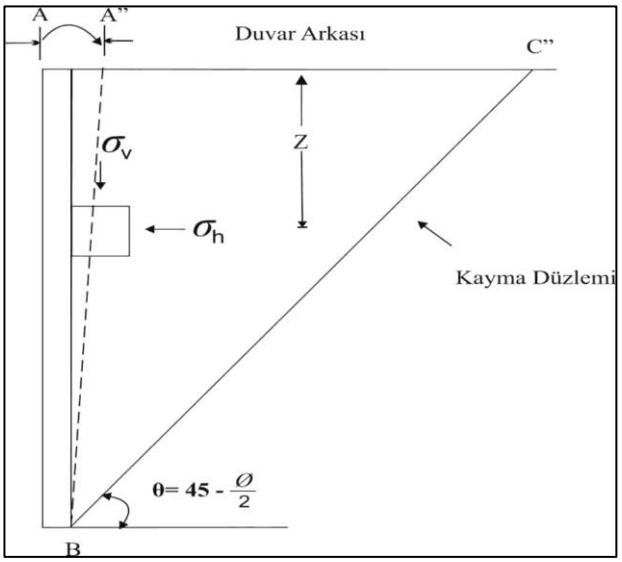
Tablo 3.1: Aktif toprak basıncının oluşması için gereken tipik yer değiştirmeler.

Zemin Tipi	Yer Değiştirme
Gevşek Kum	0.001H-0.002H
Sıkı Kum	0.0005H-0.001H
Yumuşak Kil	0.02H
Sert Kil	0.01H

3.4. Pasif Toprak Basıncı

Dayanma yapısı dolguya doğru hareket ederse zemin kaması duvara pasif basınç uygulamaktadır. Kamanın duvara uyguladığı bu direnc, pasif toprak basıncı

denilmektedir. Şekil 3.4'de görüldüğü gibi zemin kamasındaki kayma düzlemleri yatay ile 45 + Ø/2 açı yapmaktadır [Das, 2013].



Şekil 3.4: Pasif toprak basıncı durumu.

Zeminin pasif toprak basınçları, aktif ve sükunetteki toprak basınçlarından daha büyük değerler almaktadır. Tam anlamıyla pasif toprak basınçlarının oluşması için ise duvarın belli bir miktar hareket etmesi gerekmektedir. Değişik zemin tipleri için gerekli yer değiştime miktarları dayanma yapısı yüksekliği olan H mertebesindeilişkilendirilerek Tablo 3.2'de özetlenmiştir [Das, 2013].

Tablo 3.2: Pasif toprak basıncının oluşması için gereken tipik yer değiştirmeler.

Zemin Tipi	Yer Değiştirme
Gevşek Kum	0.01 H
Sıkı Kum	0.005 H
Yumuşak Kil	0.04 H
Sert Kil	0.02 H

3.5. Klasik Statik Toprak Basıncı Teorileri

Statik toprak basınçlarının hesaplanmasına dayalı ilk çalışmalar Charles-Augustin de Coulomb (1776) ve William Rankine (1857) tarafından yürütülmüştür. Bu bölümde dayanma yapılarına etkiyen statik toprak basınçlarının hesaplanması için kullanılan üç temel yöntem Rankine ve Coulomb detaylı olarak incelenecektir.

3.5.1. Rankine Toprak Basıncı Teorisi

William Rankine (1857) gerilme şartları ve zeminin davranışları için çeşitli kabuller yaparak, minimum aktif ve maksimum pasif toprak basınçlarını hesaplamak üzere pratik bir yöntem geliştirmiştir. İlk zamanlarda, kohezyonsuz zeminler için önerilen bu yöntem daha sonra değiştirilerek kohezyonun dikkate alınması sağlanmıştır. Rankine yönteminin kabulleri aşağıda sıralanmıştır:

- Zemin kütlesi homojen ve izotroptur. Yani kohezyon, kayma direnci açısı ve birim hacim ağırlığı zemin kütlesinin her noktasında aynıdır.
- Zemin yüzü yatay olmakla beraber, yatay ve düşey doğrultularda kayma gerilmeleri oluşmamaktadır.
- Duvarı pürüzsüz ve rijit, duvar arkasını ise düz kabul eder. Bu kabul, toprak basınçlarının hesaplanmasını son derece kolaylaştırır. Ancak, gerçekte duvar arkası ile zemin arasında bir miktar sürtünme vardır.
- Sadece düşey duvarlarda uygulanabilir.

3.5.2. Rankine Yöntemi ile Statik Toprak Basınçlarının Hesaplanması

Aktif durum için, zeminin üst yüzeyinden itibaren herhangi bir z derinliği için toprak basıncı minimum şartlarda şu şekilde tanımlanmıştır:

$$P_{as} = \gamma * z * K_{as} - 2 * c * \sqrt{K_{as}} \tag{3.9}$$

Bu eşitlikte ifade edilen,

- γ: Zeminin birim hacim ağırlığı,
- K_{as} : Statik aktif toprak basıncı katsayısı,
- c: Zeminin kohezyonudur.

Yatay bir arka dolguyu tutan düz bir düşey dayanma yapısı durumunda statik aktif toprak basıncı katsayısı ise,

$$K_{as} = \frac{1-\sin ø}{1+\sin ø} = \tan^2 45 - \frac{ø}{2} \tag{3.10}$$

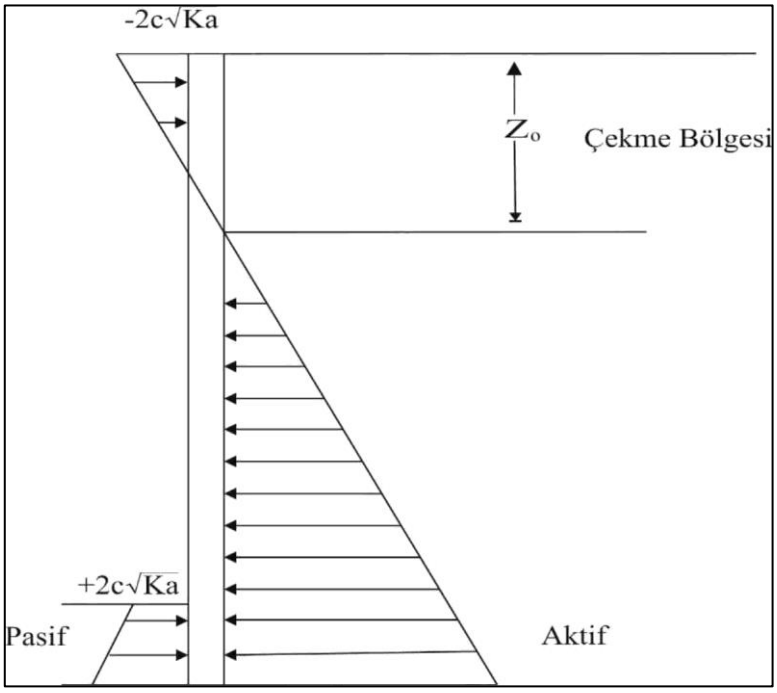
olarak ifade edilmektedir. Rankine yöntemine göre kohezyonun olmadığı durumda, dayanma yapısına etkiyen aktif toprak basıncı eşitlik (3.9)'un duvar yüksekliği olan H boyunca integrali alınarak;

$$P_{as} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_{as} \tag{3.11}$$

olarak ifade edilir. Aktif toprak basıncının etkidiği nokta yüksekliği H olan dayanma yapısının tabanından H/3 kadar yukarıdadır ve toprak basıncının dağılımı üçgen şeklindedir. Toprak basıncı dağılımının bağlı olduğu etkenler eşitlik (3.9)'dan anlaşılacağı üzere zeminin kohezyonu, kayma mukavemeti açısı ve zemin üst yüzeyinin eğimidir. Kohezyonlu zeminlerde, aktif ve pasif toprak basıncının derinlikle değişimi Şekil 3.5'de görülmektedir. Derinlikle birlikte zeminde oluşan çekme gerilmeleri azalmakta ve çekme çatlağı derinliği olarak bilinen $z_0$derinliğinde bu değer sıfır olmaktadır. Çekme bölgesinde ise zemin kendini tutar ve çekme çatlakları oluşabilir. Çekme gerilmeleri etkisinde olan zeminlerde, eşitlik (3.9)'dan yararlanarak z_0 ,

$$z_0 = = \frac{2 * c}{\gamma * \sqrt{K_{as}}} \tag{3.12}$$

olarak elde edilir.



Şekil 3.5: Kohezyonlu zeminlerde aktif ve pasif basınç dağılımları.

Pasif durum için, zeminin üst yüzeyinden itibaren herhangi bir z derinliği için toprak basıncı maksimum şartlarda şu şekilde tanımlanmıştır:

$$P_{ps} = \gamma * z * K_{as} + 2 * c * \sqrt{K_{ps}} \tag{3.13}$$

Bu eşitliktede ifade edilen,

- K_{ps} : Statik pasif toprak basıncı katsayısıdır.

Statik pasif toprak basıncı katsayısı ise,

$$K_{as} = \frac{1+\sin ø}{1-\sin ø} = \tan^2 45 + \frac{ø}{2} \tag{3.14}$$

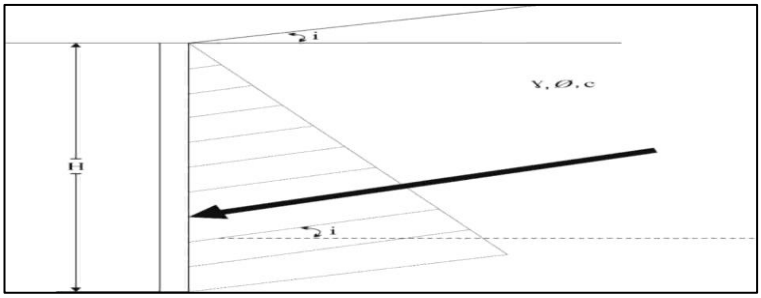
olarak ifade edilmektedir. Rankine yöntemine göre kohezyonun olmadığı durumda, dayanma yapısına etkiyen pasif toprak basıncı eşitlik (3.13)'ün duvar yüksekliği olan H boyunca integrali alınarak;

$$P_{ps} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_{ps} \tag{3.15}$$

Pasif toprak basıncının etkidiği nokta yüksekliği H olan dayanma yapısının tabanından H / 3 kadar yukarıdadır ve toprak basıncının dağılımı üçgen şeklindedir.

3.5.3. Eğimli Dolgu Durumunda Rankine Yöntemi

Kullanılan dolgu granüler bir zemin ve duvarda sürtünmesiz olarak kabul edilirse, zemin üst yüzeyinin yatay ile 'i' açısı yaptığı durum için statik toprak basıncı katsayısı sonsuz şev çözümleri kullanılarak farklı bir şekilde hesaplanmaktadır [Clayton, 2014]. Şekil 3.6'da gösterilen yatay ile 'i' açısı yapan dolgunun toprak basıncı katsayısı statik aktif (K_{as}) ve statik pasif toprak basıncı katsayıları (K_{ps}) olmak üzere eşitlik 3.16 ve 3.17'de gösterilmiştir.



Şekil 3.6: Zemin üst yüzeyinin yatay ile 'i' açısı yaptığı durum.

$$K_{as} = \cos i * \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 ø}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 ø}} \tag{3.16}$$

$$K_{ps} = \cos i * \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 ø}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 ø}} \quad (3.17)$$

3.5.4. Coulomb Toprak Basıncı Teorisi

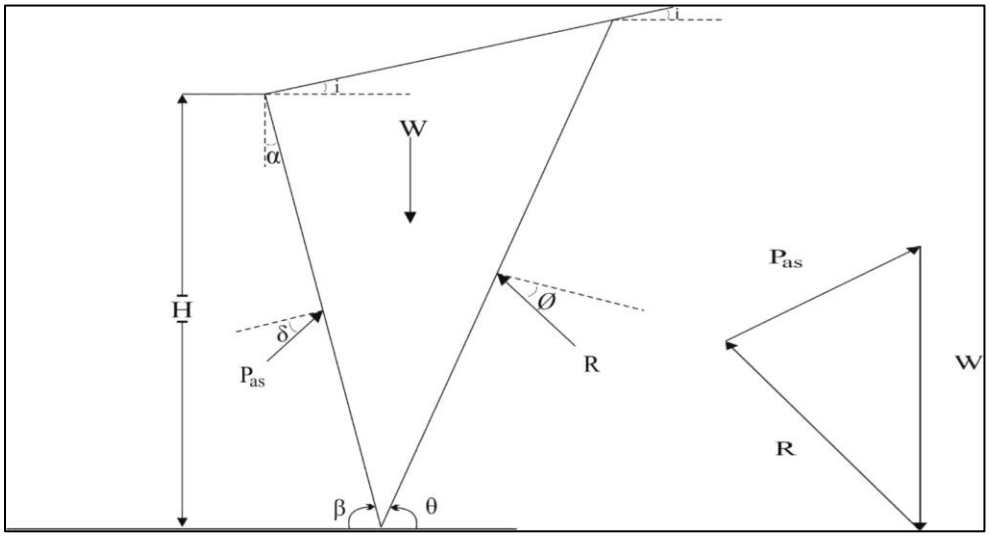
Dayanma yapılarına etkiyen yanal toprak basınçları üzerinde ilk çalışmaları yapan Charles-Augustin de Coulomb (1776), Rankine teorisinin aksine duvarın sürtünmeli olduğunu ve dolgu malzemesi olarak granüler zemin kullanılması gerektiğini savunarak duvarın birim uzunluğuna gelen yanal toprak basınçlarını hesaplamıştır. Kama teorisi olarak bilinen Coulomb toprak basıncı teorisi, dayanma yapısı öne veya arkaya doğru hareket ederken duvar arkasında oluşan ve kayan zemin kütlesinin dengesini dikkate alarak minimum aktif ve maksimum pasif toprak basınçlarını belirlemede kuvvet dengesini kullanmakta ve aşağıdaki kabullere dayanmaktadır:

- Duvar arkasındaki zemin homoj en, izotrop ve kohezyonsuzdur.
- Dayanma yapısının bir miktar yer değiştirmesiyle dolguda bir kayma yüzeyi oluşur.
- Duvar arkasındaki zemin yüzeyi ve duvar yüzeyi eğimli, duvar ile zemin arasında ise sürtünme hesaba katılmaktadır.
- Göçme kaması rijit bir kütledir ve duvar arkası boyunca hareket ederek duvar sınırı boyunca sürtünme oluşturur.
- Dolgu üzerindeki sürşarj üniformdur ve tüm dolgu alanını kapsar.
- Gerçekte eğri olması gereken kayma yüzeyi düzlemsel kabul edilmiştir. Columb bunun böyle olmadığını farketmiştir ancak hesapların kolaylığı açısından düzlemsel kabul etmiştir.

3.5.5. Coulomb Yöntemi ile Statik Toprak Basınçlarının Hesaplanması

Aktif durum için kohezyonsuz zeminlerde, duvar dolgudan uzaklaşarak öne doğru hareket ederken Şekil 3.7'de görülen duvar arkasında oluşan üçgen kama aşağı

doğru kayar ve zemin kamasının duvara yapmış olduğu basıncın maksimum değerine statik aktif toprak basıncı denilmektedir.



Şekil 3.7: Aktif durum için Coulomb kama teorisi ve kuvvet poligonu.

Şekil 3.7'de üçgen kamaya etki eden kuvvetler verilmiştir. Bu etkiyen kuvvetler aktif durumda bir kuvvet poligonu oluşturur. Burada ifade edilen,

- P_{as}: Statik aktif toprak basıncı
- W: Zemin kamasının ağırlığı
- α: Duvar arka yüzünün düşey ile yapmış olduğu açı
- R: Göçme yüzeyinde doğan sürtünme ve normal kuvvetlerin bileşkesi
- ø: Zeminin kayma mukavemeti açısı
- δ : Pas ile duvar arasında duvar-zemin sürtünme açısı

olarak tanımlanmıştır. Sürtünme açısı, duvar arkasının pürüzlülüğüne, zemin cinsine ve durumuna bağlı olmakla beraber, *(ø/3* - 2 ø /3 arasında bir değer seçilir.

Kuvvet poligonunda yer alan kuvvetlerin yatay ve düşeyde dengede olması şartı ile, maksimum statik aktif toprak basıncı,

$$P_{as} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_{as} \tag{3.18}$$

olarak hesaplanırken, statik aktif toprak basıncı katsayısı K_{as},

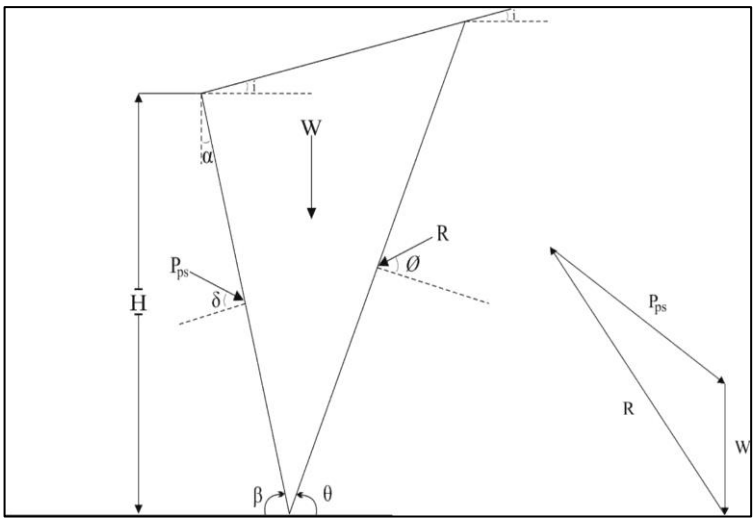
$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi-\alpha)}{\cos^2\alpha * \cos(\delta+\alpha) * \left[1+\frac{\sqrt{\sin(\phi+\delta)*\sin(\phi-i)}}{\sqrt{\cos(\delta+\alpha)*\cos(i-\alpha)}}\right]^2} \tag{3.19}$$

olarak elde edilir. Coulomb yönteminde statik aktif toprak basıncı zemin kamasına etkiyen kuvvetlerin dengesinden bulunduğu için toprak basıncı dağılımı kesin olarak elde edilemez, ancak genel olarak toprak basıncı dağılımı,

$$P_{as} = \gamma * z * K_{as} \tag{3.20}$$

şeklinde lineer olarak dağıldığı ifade edilir ve statik aktif toprak basıncının etkidiği nokta yüksekliği H olan dayanma yapısının tabanından kadar yukarıdadır [Kramer, 1996]. Ayrıca, deprem durumunda etki edecek olan toprak basıncı aktif toprak basıncı olarak tanımlanırken, Mononobe – Okabe bu basıncın hesaplanması için yeni bir yöntem geliştirmiştir.

Pasif durum için kohezyonsuz zeminlerde, duvar dolguya doğru hareket ederken Şekil 3.8'de görülen duvar arkasında oluşan üçgen kama yukarı doğru hareket eder ve zemin kamasının duvara yapmış olduğu basıncın minimum değerine statik pasif toprak basıncı denilmektedir.



Şekil 3.8: Pasif durum için Coulomb kama teorisi ve kuvvet poligonu.

Şekil 3.8'de üçgen kamaya etki eden kuvvetler verilmiştir. Bu etkiyen kuvvetler pasif durumda bir kuvvet poligonu oluşturur. Burada ifade edilen,

- Pps: Statik pasif toprak basıncı
- W: Zemin kamasının ağırlığı
- α: Duvar arka yüzünün düşey ile yapmış olduğu açı
- R: Göçme yüzeyinde doğan sürtünme ve normal kuvvetlerin bileşkesi
- ø: Zeminin kayma mukavemeti açısı
- δ: Pps ile duvar arasında duvar-zemin sürtünme açısı

olarak tanımlanmıştır. Kuvvet poligonunda yer alan kuvvetlerin yatay ve düşeyde dengede olması şartı ile minimum statik pasif toprak basıncı,

$$P_{ps} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_{ps} \tag{3.21}$$

olarak hesaplanırken, statik pasif toprak basıncı katsayısı K_{ps},

$$K_{ps} = \frac{\cos^2(ø+\alpha)}{\cos^2\alpha * \cos(\delta-\alpha) * \left[1+\frac{\sqrt{\sin(ø+\delta) * \sin(ø+i)}}{\sqrt{\cos(\delta-\alpha) * \cos(i-\alpha)}}\right]^2} \tag{3.22}$$

olarak elde edilir. Coulomb yönteminde statik pasif toprak basıncı zemin kamasına etkiyen kuvvetlerin dengesinden bulunduğu için toprak basıncı dağılımı kesin olarak elde edilemez, ancak genel olarak toprak basıncı dağılımı,

$$P_{ps} = \gamma * z * K_{ps} \tag{3.23}$$

şeklinde lineer olarak dağıldığı ifade edilir ve statik pasif toprak basıncının etkidiği nokta yüksekliği H olan dayanma yapısının tabanından H/3 kadar yukarıdadır [Kramer, 1996].

3.5.6. Rankine ile Coulomb Yöntemlerinin Karşılaştırılması

- Coulomb yöntemi zemini kuru ve kohezyonsuz kabul ederken, Rankine yöntemi zemindeki kohezyonu da dikkate alarak statik durumda dayanma yapılarına etkiyen toprak basınçlarını hesaplayabilmektedir.
- Her iki yöntem zeminin sükunette olduğu statik durumda kullanılabilmektedir.
- Rankine toprak basıncı teorisi istinat duvarı ile geri dolgu arasındaki sürtünme açısını $\delta=0°$ olarak kabul ederken, Coulomb teorisi sürtünmeyi dikkate almaktadır.
- Rankine toprak basıncı teorisi tabakalı zemin, kohezyonlu zemin ve yer altı suyu koşulları dikkate alındığında daha kolay uygulama olanağı sağlar.
- Rankine teorisi zemin elemanının plastik denge durumundan yola çıkarak toprak basıncını gerilme esaslı olarak bulurken, Coulomb toprak basıncı teorisi coulomb zamanında trigonometrik fonksiyonlar bilinmediği için problem geometrik yollar ile çözülmüş ve kamanın dengesinden yola çıkarak bileşke kuvveti hesaplanmıştır [Coduto, 2011]. Daha sonra geliştirilen teorik ve grafik metotlarla bugünkü şekline getirilmiştir.

4. DİNAMİK TOPRAK BASINÇLARI

Dayanma yapıları gibi mühendislik yapılarının, çeşitli yönetmeliklerde öngörülen hükümler ile güvenli bir şekilde tasarlanabilmeleri için duvar arkasında oluşacak statik yüklerle birlikte depremlerin oluşturduğu dinamik yüklerin de boyutlandırmada göz önüne alınması gerekmektedir. Ancak, zeminin heterojen bir yapıya sahip olmasından dolayı dayanma yapılarının deprem davranışlarının gerçekçi olarak belirlenmesi ve deprem gibi çok değişkenli ve çok bilinmeyenli bir yükleme türü ile analiz yapılması oldukça güçtür. Bu yüzden, dayanma yapılarının deprem etkisindeki dinamik analizini yapabilmek için zemin, yapı ve yer ivmesine dayalı çeşitli varsayımlar içeren basitleştirilmiş modeller ve kabuller yapılması gerektiği dinamik toprak basıncı ile ilgili yapılan ilk çalışmalarda yer almaktadır [Bowles, 2001]. Deprem yüklerinin dayanma yapılarına etkisi, duvarın altındaki ve geri dolgudaki zeminin davranışına, duvarın ataletine, oluşan deprem hareketinin özelliklerine, dinamik yükün genliği ve frekansı ile istinat duvarı-dolgu-temel taban zemininin doğal periyoduna bağlı olup; duvar-zemin etkileşimi göz önünde bulundurulmalıdır. Deprem etkisi ile toprak basıncının artabileceğini, 1923 yılında Japonya'da meydana gelen ve depremler sonrası bir çok sayıda dayanma yapısının yıkılmasından dolayı H.Mononobe ve S.Okabe 1924/1925 senesinde açıklamışlardır [Leylek, 2005]. Böylece ilk olarak dinamik etkinin varlığını ortaya koymuşlardır. Daha sonraları, Briske vd. [1926] dinamik toprak basıncının eş değer statik bir kuvvet gibi hesap edilebileceğini göstermişlerdir. Bu bölümde dinamik toprak basınçları hesabı için geliştirilen yarı statik yöntemler, izin verilebilir kalıcı yer değiştirmeye dayalı yöntemler ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik dahil olmak yer alan dinamik toprak basınçları hesabı hakkında genel bilgiler verilecektir.

4.1. Yarı Statik (Psödo Statik) Yöntemler

Literatürde "psödo-statik" analiz olarak geçen yarı statik analiz yöntemi en çok kullanılan tasarım metotlarından biridir. En büyük avantajı uygulanmasının ve anlaşılmasının kolay olmasıdır. Bu hesap yönteminde, depremin çevrimsel etkisi göz ardı edilerek depremden gelen yanal ve düşey itkiler birer statik kuvvetmiş gibi

hesaba katılarak çözüme ulaşılmaya çalışılmakta, aslında dinamik olan bir problemin statik bir probleme dönüştürülmesi amaçlanmakta ve duvarın üzerine etkitilmektedir. Belirtilen yanal toprak basıncı, zemin kamasının merkezinde olduğu kabul edilip eşitlik (4.1)'de gösterildiği gibi hesaplanmaktadır.

$$P_{ae} = m * a = \frac{w}{g} * a = w * \frac{a_{maks}}{g} = k_h * w \tag{4.1}$$

Burada;

- m: Zemin kamasının toplam kütlesi
- a: İvme
- w: Zemin kamasının toplam ağırlığı
- g: Yerçekimi ivmesi
- amaks: Deprem sırasında etkiyen pik ivme değeri
- kh: Yatay ivme katsayısı

olarak ifade edilmektedir. Bu yöntemin uygulanması sırasında mühendislerce karşılaşılan en önemli sorun, fiktif yatay statik yüklerin elde edilmesinde kullanılacak sismik katsayı olan 'k' nın seçilmesidir. Sismik katsayı olarak tanımlanan 'k' değerinin gerçeğe uygun olarak tanımlanması gerekir. 'k' katsayısının özellikleri,

- Dinamik deprem yüklerinin eşdeğer etkisini temsil eden bir yatay yük katsayısı olması,
- Deprem sırasında emniyetli yönde kalmak için seçilen ampirik bir katsayı olarak alınması,
- Deprem sırasında kayan kitleye etkiyen en büyük yatay atalet kuvveti değerini temsil eden bir katsayı olmasıdır.

Büyük boşluk suyu basınçlarının oluştuğu ve depreme bağlı olarak mukavemet özelliklerinin %15'den fazla bir azalma gösterdiği zeminlerde güvenilir sonuçlar vermemektedir. Yarı statik yöntemlerden Mononobe – Okabe, Seed – Whitman, Wood ve Steedman – Zeng yöntemleri ele alınacaktır.

4.1.1. Mononobe – Okabe Yöntemi

Depremden doğan dinamik toprak basınçlarının psödo-statik analiz hesabına yönelik ilk çalışmaları yapan Okabe (1926) ve Mononobe ve Matsuo (1929); statik Coulomb kayma kama teorisinin genişletilmiş halini sunmuşlardır. Kuru kohezyonsuz zeminler için önerilen bu yöntemde, dolgu malzemesinin yatay ve düşey ivmelerini hesaba katıp, kuvvet dengesi yeniden yazılır ve buna göre deprem itkisi bulunur [Das, 2013]. Mononobe – Okabe yöntemi aşağıda yer alan temel esaslara dayanmaktadır.

- Dolgu üzerinde yer alan potansiyel kayma yüzeyi topuk doğrultusunda uzanan ve belli bir açı yapan düzlemdir.
- Dolgu kohezyonsuz, kuru ve üniform içsel sürtünme açısına sahip bir malzemedir.
- Rijit bir kütle gibi davranan dayanma yapılarında, yatay ve düşey ivmeler sabit ve duvar tabanındaki ivmeyle aynı büyüklüktedir.
- Duvar yeteri kadar hareket ederek, duvar arkasında minimum aktif toprak basıncı oluşacaktır.
- Minimum toprak basınçları oluştuğunda, duvar arkasındaki zemin göçmeyebaşlayacak ve kırılma yüzeyi boyunca maksimum kayma mukavemeti oluşacaktır.

Buradaki kabuller eşliğinde, Şekil 4.1'de gösterilen aktif durumda kamaya etkiyen kuvvetler dengesinden, toplam aktif basınç katsayısı;

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\alpha-\lambda)}{\cos\lambda * \cos^2\alpha * \cos(\delta+\alpha+\lambda) * \left[1+\frac{\sqrt{\sin(\phi+\delta).\sin(\phi-i-\lambda)}}{\sqrt{\cos(\delta+\alpha+\lambda).\cos(i+\alpha)}}\right]^2} \quad (4.2)$$

olmak üzere, toplam aktif toprak basıncı;

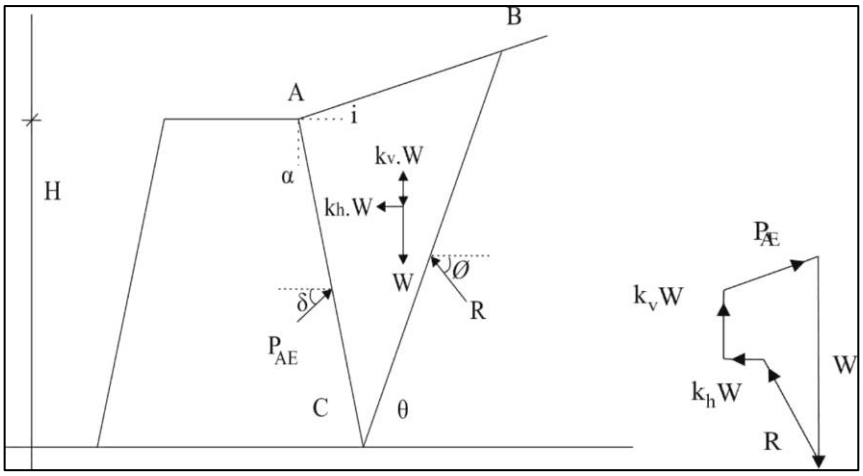
$$P_{AE} = \frac{1}{2} * K_{AE} * \gamma * H^2 * (1 - k_v) \quad (4.3)$$

olarak bulunmaktadır.Bu aktif basınç, P_{as} statik ve P_{ad} dinamik bileşenler olmak üzere, $P_{AE}= P_{as}+ P_{ad}$ şeklinde ifade edilmektedir. Yapılan son çalışmalara göre, aktif toprak basıncının hesaplanmasında kullanılan $(1 - k_v)$ terimi yerine $(1 + k_v)$ teriminin kullanılmasını önerilmiştir.

Burada;

$$\lambda = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{(1 - k_v)}\right] \tag{4.4}$$

eşdeğer deprem katsayılarına bağlı olan açıyı göstermektedir.



Şekil 4.1: Deprem sırasında etkiyen kuvvetler ve kuvvet poligonu.

Statik aktif toprak basıncının dayanma yapıları üzerinde etkidiği nokta yüksekliği H olan dayanma yapısının tabanından H/3 kadar yukarıda olduğu statik toprak basıncı hesaplama yöntemlerinde belirtilmiştir. Dinamik aktif toprak basıncı ise, H/3 den yukarıda bir noktaya etki etmektedir. Deprem kuvvetinin etkidiği nokta,

$$h = \frac{P_{as} * \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} * 0{,}6 * H}{P_{AE}} \tag{4.5}$$

olarak hesaplanır. Literatürde etkime noktası ile ilgili yapılan çalışmalar ise aşağıda sıralanmıştır:

• Kuramsal olarak aktif toprak basıncının sismik bileşeninin duvar üstünden H/3 kadar aşağıda etkimesi gerekmektedir.

• Uygulamadaki amaçlar için toplam aktif gerilmenin duvar yüksekliği boyunca üniform dağıldığını ve bileşkenin duvarın yarı yüksekliğinde etkidiği varsayılabilir [Kramer, 1996].

Mononobe – Okabe Yöntemi'nin kullanımındaki dezavantajlar matematiksel işlemlerin karmaşık ve formüllerin doğrulamasının zor olması, doğruluk ve emniyetin pasif basınçlar etkidiğinde azalması ve k_h, k_v katsayılarının seçilme zorluğudur.

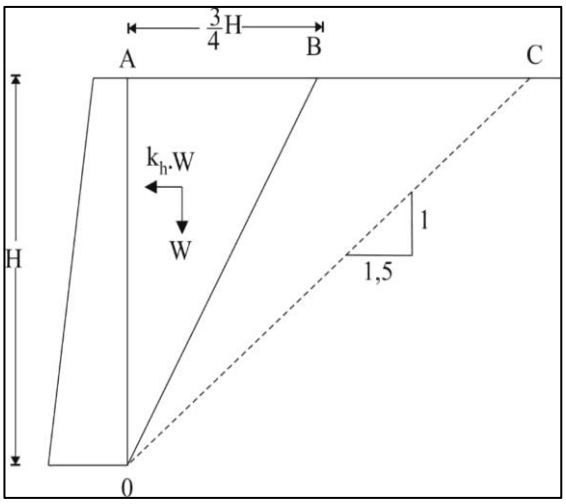
4.1.2. Seed – Whitman Yöntemi

Mononobe – Okabe yönteminin deprem etkisiyle oluşan dinamik etkileri iyi fakat karmaşık formüllerle ifade etmesinden dolayı Seed ve Whitman (1970), etki eden yanal zemin itkisini bulmak için ampirik bir ifade ortaya koymuşlardır. Eşitlik (4.6)'da gösterilen ve dikkate alınan ek statik kuvvet, duvar arkasındaki zemin yüzünün yatay ve geri dolgunun granüler olması durumunda k_h katsayısının 'ünün alınmasından kaynaklanan bir değişikliktir.

$$\Delta E_{AE} = \frac{3}{8} * \gamma * H^2 * k_h \tag{4.6}$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * K_A * \gamma * H^2 + \Delta E_{AE} \tag{4.7}$$

olarak ifade edilen ve Şekil 4.2'de gösterilen zemin kamasında maksimum dinamik aktif toprak basıncı, ek statik (ΔE_{AE}) ve dinamik toprak basıncının toplanmasıyla



Şekil 4.2: Seed - Whitman yöntemine göre zemin kaması.

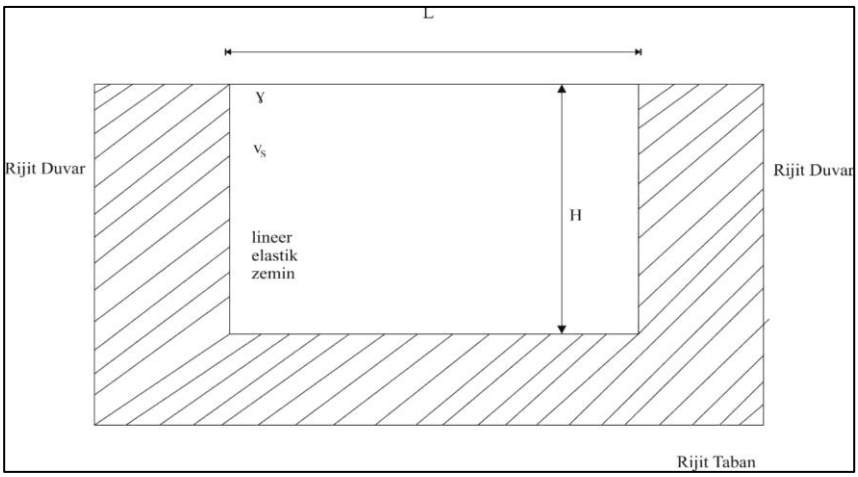
Toplam yükün sismik bileşeninin etkidiği nokta 0,6H iken toplam yükün etkidiği nokta eşitlik (4.8) ile açıklanmıştır.

$$h = \frac{P_{as} * \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} * 0{,}6 * H}{P_{AE}} \tag{4.8}$$

Seed - Whitman yöntemi Mononobe – Okabe yöntemini esas aldığı için aynı dezavantajlar bu yöntem için de geçerli olmaktadır.

4.1.3. Wood Yöntemi

Wood (1973), Şekil 4.3'de gösterildiği gibi rijit bir tabana tutturulmuş iki rijit duvar arasına hapsedilen homojen zemin üzerinde elastik çözümler kullanarak dinamik toprak basıncını incelemiştir. Duvarlar birbirlerini etkilemeyecek kadar uzağa yerleştirilmeli ve verilen hareket ivmesi frekansının, zeminin temel frekansının yarısından küçük olduğu durumlarda dolgu ivmesi ihmal edilmelidir [Wood, 1973].



Şekil 4.3: Rijit duvar arasına hapsedilmiş lineer elastik zemin ve duvar geometrisi

Wood (1973), dayanma yapılarına etkiyen dinamik itkiyi ve maksimum dinamik toprak basıncı hesabını aşağıdaki şekilde ifade etmiştir :

$$\Delta P_{eq} = \gamma * H^2 * \frac{a_h}{g} * F_p \tag{4.9}$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma * H^3 * \frac{a_h}{g} * F_m \tag{4.10}$$

Burada;

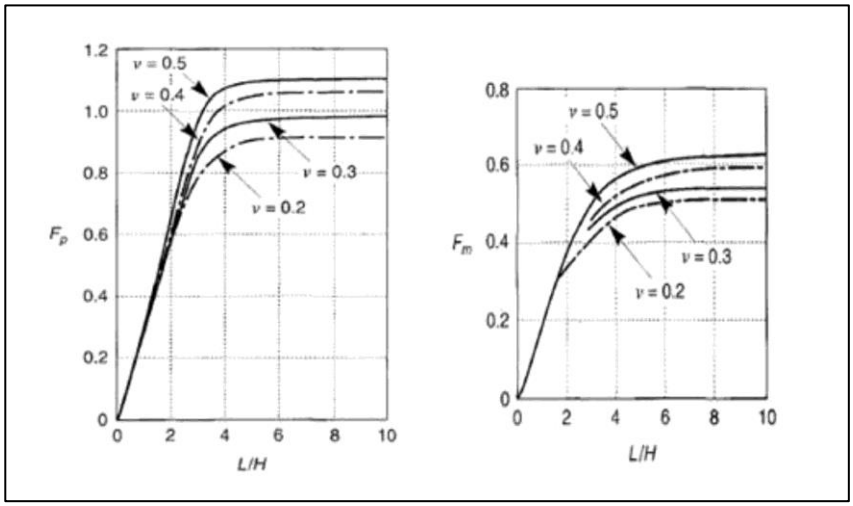
- ΔP_{eq}: Ek dinamik toprak basıncı
- γ: Dolgunun birim hacim ağırlığı
- a_h :Maksimum yatay ivme
- g : Yerçekimi ivmesi
- F_p: Boyutsuz itki faktörü
- ΔM_{eq}: Maksimum dinamik toprak basıncı
- F_m :Boyutsuz moment faktörü olarak tanımlanmıştır.

Boyutsuz itki faktörü ve boyutsuz moment faktörü Şekil 4.4'de gösterilen tablolar yardımı ile hesaplanabilmektedir [Kramer, 1996].

Wood'un elastisite teorisine dayanan bu çözümü, diğer yöntemlere göre daha fazla dinamik toprak basıncı değerleri vermektedir. Dinamik toprak basıncı artışının etkime noktası,

$$h_{eq} = \frac{\Delta M_{eq}}{\Delta P_{eq}} \tag{4.11}$$

eşitliği ile hesaplanırken, Şekil 4.4 yardımı ile dinamik toprak basıncının etkime noktasının duvar tabanından itibaren 0,63H olduğu söylenebilmektedir.

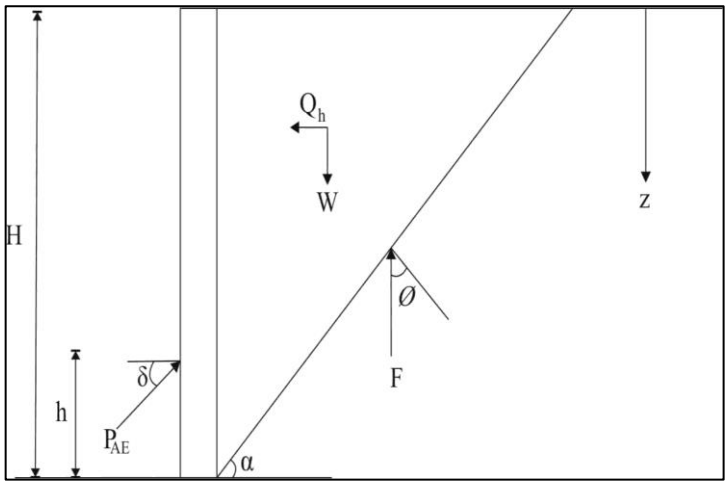


Şekil 4.4: Zeminin poisson değerleri için boyutsuz moment ve itki faktörleri.

4.1.4. Steedman – Zeng Yöntemi

Mononobe – Okabe yönteminde, dolgu yayılım etkileri ve zemin – yapı etkileşimi ihmal edilmektedir. Steedman – Zeng (1990), sismik hareketin zeminin derinliği boyunca hareket ederken değişime uğraması gerektiğini savunarak ve duvar arkası dolgusunda meydana gelen ivme amplifikasyonları ve faz farklarını yaklaşık bir şekilde hesaba katarak, analitik bir çözüm geliştirmiş ve bunu santrifüj deneyleri ile doğrulamaya çalışmıştır. Şekil 4.5'de görüldüğü gibi önerilen bu yöntemde dayanma yapısı tabanı, genliği a_h olan harmonik bir hareket yaptığı düşünülerek herhangi bir z derinliği için duvarda meydana gelen ivme eşitlik (4.12)'de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$a(z,t) = a_h \,.\, \sin\left(W \,.\left(t - \frac{H-z}{V_s}\right)\right) \tag{4.12}$$



Şekil 4.5: Steedman - Zeng yöntemi gösterimi.

Burada,

- ah: Genlik
- W: Açısal frekans
- Vs: Kayma dalgası hızı
- H: Duvarın yüksekliği

olarak ifade edilmektedir. Dinamik toprak basınçlarının kama içindeki zeminden kaynaklandığı düşünülerek, z derinliğindeki katmanın kütlesi,

$$m(z) = \frac{\gamma}{g} t - \frac{H-z}{\tan\alpha_s} dz \tag{4.13}$$

şeklinde hesaplanmaktadır.

Duvar üzerine etkiyen toplam atalet kuvveti ise,

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z)a(z,t)dz = \frac{\lambda\gamma a_h}{4\pi^2 g \tan\alpha}\,[2\pi H\cos\omega\zeta + \lambda(\sin\omega\zeta - \sin\omega t)] \tag{4.14}$$

şeklinde hesaplanmaktadır.

Aşağıda gösterilen eşitlik (4.15)'de ilk kısım Rankine ve Coulomb yöntemleri ile hesaplanan statik toprak basıncını gösterirken, ikinci kısım ise dinamik toprak basıncını gösterir.

$$P_{AE}(t) = \frac{\partial P_{AE}}{\partial z} = \frac{\gamma * z\sin(\alpha-\emptyset)}{\tan\alpha * \cos(\delta+\emptyset-\alpha)} + \frac{k_h * \gamma * z * \cos(\alpha-\emptyset)}{\tan\alpha * \cos(\delta+\emptyset-\alpha)} * \mathrm{Sin}\left[\, w\left[t - \frac{z}{V_s}\right]\right] \qquad (4.15)$$

Statik toprak basınçları Rankine ve Coulomb yöntemlerinde olduğu gibi yüksekliği H olan istinat duvarı tabanından H/3 yüksekliğinde etkimektedir.

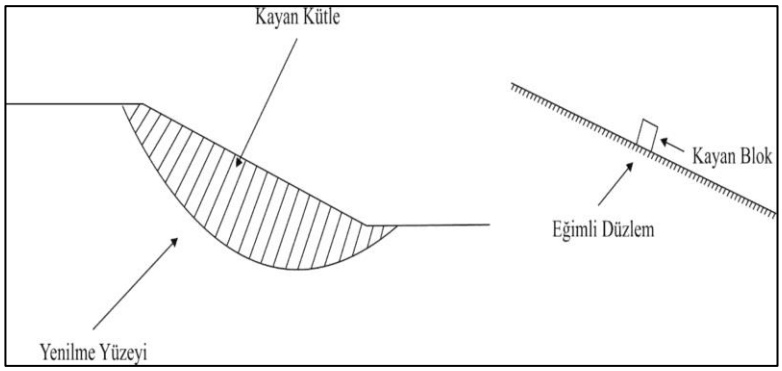
4.2. İzin Verilebilir Yer Değiştirmelere Dayanan Yöntemler

Dinamik toprak basınçlarının tahminine dayanan yarı statik analiz yöntemleri Mononobe – Okabe ve Steedman – Zeng, yararlı bilgiler sağlasa da sismik hareket yükleri altında duvarda oluşan kalıcı yer değiştirmeleri göz önünde bulundurmamıştır. Ancak, dayanma yapılarının depremden sonraki performansı deprem sırasında oluşan kalıcı deformasyonlar ile daha yakından ilişkilidir. Bazı dayanma yapıları için büyük deformasyonlara izin verilebilirken, bazıları için ise çok daha düşük deformasyonlarda yenilebileceği öngörülmektedir. Bundan dolayı, deprem etkisinden sonra kalıcı yer değiştirmeler önem kazanmakta ve bu yer değiştirmeler izin verilebilir düzeyde olması gerekmektedir. Bu bölümde, dayanma yapılarının deprem sırasında yapacağı deplasmanlara göre tasarlanması için Newmark kayan blok, hakkında genel bilgiler verilecektir.

4.2.1. Newmark Kayan Blok Yöntemi

Newmark herhangi bir yer hareketi sebebiyle şevlerde oluşacak deplasman miktarını hesaplamak için yeni bir yöntem geliştirmiştir. Depremin oluşturduğu sismik ivmelerin zamanla değişim göstermesinden dolayı, psödo – statik emniyet katsayısı zamanla değişecektir. Deprem nedeniyle oluşacak yer hareketleri

sonucunda, olası toprak kayması yapacak kütlenin ağırlık merkezine atalet kuvvetleri etki edecektir. Bu kayan blok şevin geometrik özelliklerine ve şevi oluşturan zeminin mukavemet parametrelerine bağlı olarak kritik bir ivme değerine sahiptir. Atalet kuvvetlerinin yeteri kadar büyük olması durumunda devirici kuvvetler, devirmeye direnen kuvvetleri geçecek ve kayma için emniyet katsayısı 1.0'in altına düşecektir. Newmark bu durumu Şekil 4.6'da görülen eğimli bir yüzey üzerinde duran kayan bloğa benzeterek toprak kaymalarını rijit plastik sürtünme bloğu olarak kabul eder [Newmark, 1965]. Yani kayan bloğun kendi içinde deformayon yapmadığı varsayımına dayanmaktadır. Yenilme ivmesini geçen yer hareketine ne kadar uzun maruz kalırsa, kamadaki deformasyonlar o kadar büyük olacaktır. Diğer taraftan, yenilme ivmesinin geçilmesi çok kısa bir süre için gerçekleşirse, oluşacak deplasmanlar çok sınırlı olacaktır. Bu bağlamda Newmark metodu ivme-zaman kaydına çok bağımlıdır. Newmark kayan blok analizini kullanarak, deprem etkisi ile oluşan kayan bloğun toplam kalıcı yer değiştirme miktarı hesaplanabilir.



Şekil 4.6: Heyelan ihtimali ve eğimli düzlem üzerindeki kayan blok.

Newmark Modeli'nin sınırlayıcı olan varsayımları ise,

- Rijit plastik gövde hareketi yapan kayan bloğun kendi içerisinde deformasyon yapmadığı,
- Şevlerde kritik ivme değerinin altında oluşacak ivme değerlerinde, hiçbir deplasmanın oluşmayacağı,
- Kritik ivme değerinin üzerine çıkıldığında, kayma yüzeyi boyunca plastik deformasyonların oluşacağı şeklinde özetlenebilir.

4.3. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik'e Göre Dinamik Toprak Basınçları

Dayanma yapılarının deprem etkisindeki tasarımı için belirlenmesi gereken toprak basıncı katsayıları ve toprak basıncı dağılımları her ülkenin deprem yönetmeliğinde çeşitli yorum farkları ile mevcut olmakla beraber, Mononobe – Okabe yöntemine dayanmaktadır. Bu bölümde Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmeliğine yer verilmiştir.

4.3.1. Toplam Aktif ve Pasif Basınç Katsayıları

2007 yılında yürürlüğe giren Deprem Yönetmeliği olarak da bilinen Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'te dinamik toprak basıncının Mononobe – Okabe yöntemi ile hesaplanması öngörülmüştür. DBYBHY'de toplam aktif ve pasif basınç katsayıları, dinamik aktif ve pasif toprak basınçları, tabakalı zemin durumunda dinamik toprak basınçları ve dayanma yapılarına ilişkin koşullar hakkında detaylı incelemelere yer verilmiştir.

Statik toprak basıncı ile depremden olusan ek dinamik toprak basıncının toplamını hesaplamak için kullanılacak toplam aktif basınç katsayısı, K_{at} ve toplam pasif basınç katsayısı, K_{pt}, emniyetli yönde kalmak üzere zeminin kohezyonu ihmal edilerek;

$$K_{at} = \frac{(1 \pm c_v) * \cos^2(ø-\alpha-\lambda)}{\cos\lambda * \cos^2\alpha * \cos(\delta+\alpha+\lambda) * \left[1+\frac{\sqrt{\sin(ø+\delta)*\sin(ø-\lambda-i)}}{\sqrt{\cos(\delta+\alpha+\lambda)*\cos(i-\alpha)}}\right]^2} \tag{4.16}$$

$$K_{pt} = \frac{(1 \pm c_v) * \cos^2(ø-\alpha-\lambda)}{\cos\lambda * \cos^2\alpha * \cos(\delta-\alpha+\lambda) * \left[1+\frac{\sqrt{\sin(ø+\delta) * \sin(ø-\lambda+i)}}{\sqrt{\cos(\delta-\alpha+\lambda) * \cos(i-\alpha)}}\right]^2} \tag{4.17}$$

eşitlikleri ile hesaplanır. Bu eşitliklerde tanımlanan toplam aktif basınç katsayısı ve toplam pasif basınç katsayısı, Mononobe – Okabe yönteminden farklı olarak $(1 \pm c_v)$ katsayısını içermektedir. Eşitlik (4.18) ve (4.19)'da hesaplanan λ açısı, kuru zeminlerde,

$$\lambda = tan^{-1}\left[\frac{c_h}{1 \pm c_v}\right] \tag{4.18}$$

Su seviyesinin altındaki zeminlerde,

$$\lambda = tan^{-1}\left[\frac{\gamma_s}{\gamma_b} * \frac{c_h}{1 \pm c_v}\right] \tag{4.19}$$

olarak hesaplanmaktadır. γ_s, zeminin suya doygun birim hacim ağırlığı ve γ_b, zeminin su altı birim hacim ağırlığı olmak üzere λ açısı deşitlik (4.19) ile ifade edilmiştir. Eşitlikde ifade edilen C_h, yatay eşdeğer deprem katsayısını C_v ise, düşey eşdeğer deprem katsayısını ifade etmektedir. Düşeyde serbest konsol olarak çalışan dayanma yapılarında,

$$C_h = 0{,}2 * (I + 1) * A_0 \tag{4.20}$$

eşitliği ile hesaplanmaktadır. Yatay doğrultuda bina döşemeleri veya ankrajla mesnetlenmiş zemin dayanma yapı ve elemanlarında,

$$C_h = 0{,}3 * (I + 1) * A_0 \tag{4.21}$$

eşitliği ile hesaplanmaktadır. Burada A_0, etkin yer ivmesini, I ise bina önem katsayısını ifade etmektedir. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik hükümleri kapsamında etkin yer ivmesi katsayıları ve bina önem katsayıları Tablo 4.1 ve Tablo 4.2'de gösterilmiştir [ResGaz, 2007].

Tablo 4.1: Etkin yer ivmesi katsayıları.

Deprem Bölgesi	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Tablo 4.2: Bina önem katsayısı.

Binanın kullanım amacı veya türü	Bina önem katsayısı (I)
1.Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar Deprem sonrasında hemen kullanılması gereken binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları). Toksit, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
2.İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyaların saklandığı binalar Okullar, eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, Müzeler.	1.4
3.İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	1.2
4.Diğer binalar Yukarıdaki tanımlamalara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller,	1.0

Düşey eşdeğer deprem katsayısı ise, (4.22)'de gösterilen eşitlik ile hesaplanmakta olup yatay doğrultuda bina döşemeleri ile mesnetlenmiş bodrum duvarlarında C_v=0 alınacaktır.

$$C_v = \frac{2}{3} * C_h \tag{4.22}$$

Deprem bölgesi, I, II, III, IV için A_0 etkin yer ivmesi değeri farklı değerler almaktadır. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik hükümlerine göre her bir deprem bölgesi için öngörülen etkin yer ivmesi ve bunlara karşılık gelen C_h, C_v katsayıları ve λ açıları Tablo 4.3'de özetlenmiştir.

Tablo 4.3: Deprem Katsayıları.

Deprem Bölgesi	A_0/g	C_h	C_v	λ (°)
I	0.4	0.16	0.11	8.23
II	0.3	0.12	0.01	6.34
III	0.2	0.08	0.05	4.34
IV	0.1	0.04	0.03	2.23

4.3.2. Dinamik Aktif ve Pasif Toprak Basınçları

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik'de dayanma yapılarına etkiyen toplam devirici momentin bulunmasında etkiyen toprak basıncı dörde bölünerek hepsi için ayrı bir etkime yüksekliği verilmiştir. Bunun için toplam toprak basınçları, statik ve dinamik toprak basınçları olarak ikiye ayrılmıştır. Aktif statik ve pasif statik toprak basıncı katsayıları Coulomb yöntemi ile veya eşitlik (4.16) ve eşitlik (4.17)'deki ifadelerde λ=0, C_v=0 konularak bulunur. Aktif ve pasif dinamik toprak basıncı katsayıları, toplam toprak basıncı katsayılarından statik toprak basıncı katsayılarının çıkartılmasıyla aşağıdaki eşitlikler ile bulunur [ResGaz, 2007].

$$K_{ad} = K_{at} - K_{as} \tag{4.23}$$

$$K_{pd} = K_{pt} - K_{ps} \tag{4.24}$$

Statik toprak basıncına ek olarak deprem durumunda zemin kütlesinden ötürü oluşan ek dinamik aktif ve pasif toprak basıncının zemin yüksekliği boyunca değişimi eşitlik (4.25) ve eşitlik (4.26) ile tanımlanmıştır.

$$P_{ad}(z) = 3K_{ad}\left(1 - \frac{z}{H}\right).p_v(z) \tag{4.25}$$

$$P_{pd}(z) = 3K_{pd}\left(1 - \frac{z}{H}\right).p_v(z) \tag{4.26}$$

Zeminin kuruda ve üniform olması durumunda, $p_v(z) = \gamma * z$ alınarak eşitlik (4.25) ve eşitlik (4.26)'nin zeminin yüksekliği boyunca entegre edilmesi ile statik basınca ek olarak depremden oluşan dinamik aktif toprak basıncının pozitif değerli bileşkesi P_{ad}, dinamik pasif toprak basıncının negatif değerli bileşkesi P_{pd} ve zemin üst yüzeyinden itibaren derinliğini gösteren z_{cd},

$$P_{ad} = 0{,}5 * \gamma * K_{ad} * H^2 \tag{4.27}$$

$$P_{pd} = 0{,}5 * \gamma * K_{pd} * H^2 \tag{4.28}$$

$$z_{cd} = H/2 \tag{4.29}$$

olarak ifade edilmektedir. Statik toprak basıncına ek olarak deprem durumunda düzgün yayılı dış yükten oluşan aktif ve pasif toprak basıncının zemin yüksekliği boyunca değişimi eşitlik (4.27), (4.28) ve (4.29) ile tanımlanmıştır [ResGaz, 2007].

$$q_{ad}(z) = 2q_0 * K_{ad}\left(1 - \frac{z}{H}\right) * \frac{\cos\alpha}{\cos(\alpha - i)} \tag{4.30}$$

$$q_{pd}(z) = 2q_0 * K_{pd}\left(1 - \frac{z}{H}\right) * \frac{\cos\alpha}{\cos(\alpha - i)} \tag{4.31}$$

Zemin özelliklerinin üniform olması durumunda eşitlik (4.30) ve eşitlik (4.31)'in zemin yüksekliği boyunca entegre edilmesi ile statik toprak basıncına ek olarak, depremin katkısı ile oluşan pozitif aktif ve negatif pasif toprak basıncının bileşkeleri Q_{ad} ve Q_{pd} ile bu bileşkelerin zemin üst yüzeyinden itibaren derinliğini gösteren z_{cd},

$$Q_{ad} = q_0 * K_{ad} * H * \frac{\cos\alpha}{\cos(\alpha - i)} \tag{4.32}$$

$$Q_{pd} = q_0 * K_{pd} * H * \frac{\cos\alpha}{\cos(\alpha - i)} \tag{4.33}$$

$$z_{cd} = H/3 \tag{4.34}$$

olarak ifade edilmektedir [ResGaz, 2007].

DBYBHY'e göre konsol dayanma yapısına deprem durumunda etkiyen toprak basınçları Şekil 4.7'de görüldüğü gibidir. Zemin ve sürşarjdan gelen statik toprak basınçları,

$$P_{as} = \frac{1}{2} * \gamma * K_{as} * H^2 \tag{4.35}$$

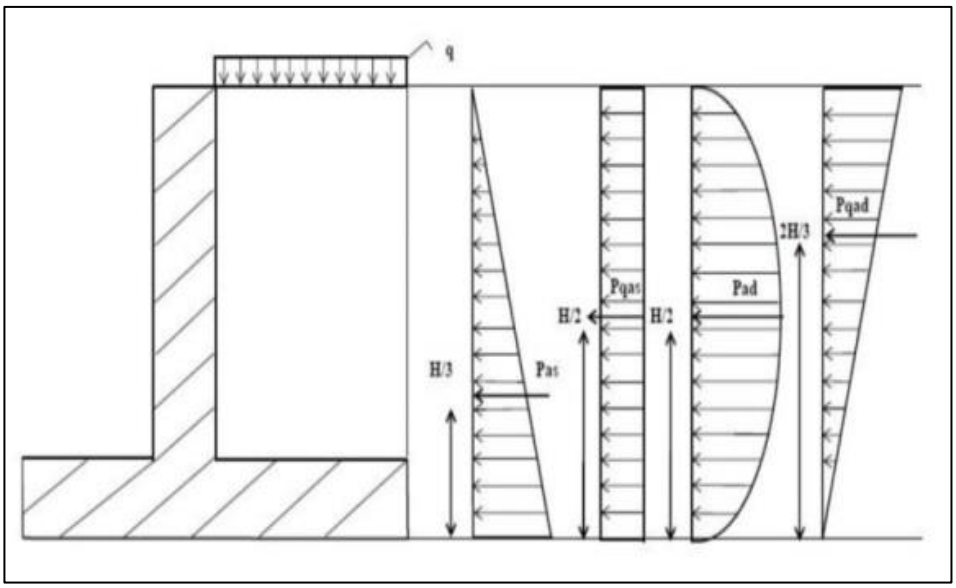
$$Q_{as} = q_0 * K_{as} * H \tag{4.36}$$

olarak ifade edilirken, zemin ve sürşarjdan gelen dinamik toprak basınçları ise,

$$P_{ad} = \frac{1}{2} * \gamma * K_{ad} * H^2 \tag{4.37}$$

$$Q_{ad} = q_0 * K_{ad} * H \tag{4.38}$$

olarak ifade edilmektedir.



Şekil 4.7: DBYBHY'e göre toprak basınçları ve etkime noktaları.

4.3.3. Tabakalı Zemin Durumunda Dinamik Toprak Basınçları

Daha önce kullanılan tüm ifadeler zeminin tabakalı olması durumunda da kullanılabilir. Bu durumda, her bir tabakaya ait K_{ad} veya K_{pd} katsayıları kullanılacaktır. Her bir tabakaya ait ek dinamik aktif veya pasif basınç kuvvetinin bileşkesi ve tabaka içindeki derinliği eşitlik (4.25), eşitlik (4.26) ve eşitlik (4.30), eşitlik (4.31)'in ilgili tabaka boyunca integre edilmesi ile hesaplanır [ResGaz, 2007].

4.3.4. Zemin Dayanma Yapılarına İlişkin Koşullar

Statik toprak basınçlarına ek olarak ifade edilen dinamik toprak basınçları, ve yapının kendi kütlesine etki eden eylemsizlik kuvvetleri de göz önüne alınarak yapılan hesapta, kaymaya karşı güvenlik katsayısı en az 1.1 ve devrilmeye karşı güvenlik katsayısı en az 1.3 olacaktır.

Betonarme zemin dayanma yapılarında ve betonarme veya çelik palplanşlı duvarlarda kesit hesabında esas alınacak iç kuvvetler, statik toprak basıncından oluşacak iç kuvvetlere ek olarak gelen dinamik toprak basınçlarından oluşan iç kuvvetlerin katsayısına bölünmesi ile elde edilecektir. Geçici çelik palplanşlı duvarlarda olarak alınabilir [ResGaz, 2007].

5. ÖRNEK KONSOL BETONARME DAYANMA YAPISININ ÇÖZÜMÜ

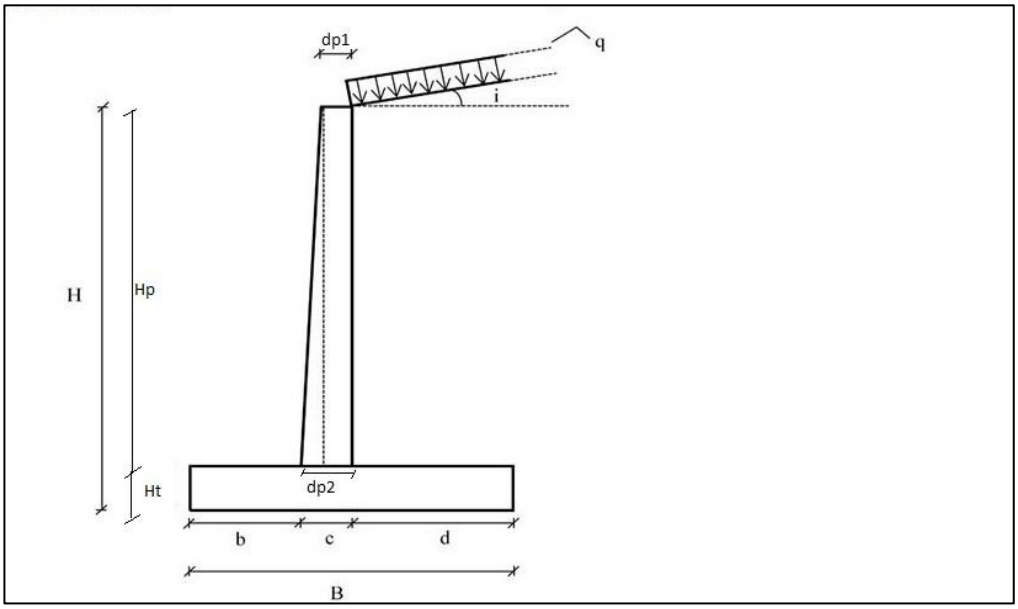
5.1. Giriş

Dayanma yapılarına etkiyen statik toprak basınçlarına ek olarak deprem sırasında dinamik toprak basınçları da etkimektedir. Bu nedenle dayanma yapılarının tasarımı yapılırken ve stabilitesi incelenirken, duvara etkiyen statik ve dinamik toprak basınçlarının belirlenmesi önemli olmaktadır. Depremsiz durumda konsol dayanma yapılarına; kendi ağırlığı, arka ampatman üzerindeki dolgu ağırlığı ve sürşarjdan dolayı oluşacak yanal toprak basınçları etkimektedir. Depremli durumda ise statik toprak basınçlarına ek olarak dinamik itkiler etkimektedir. Uygulaması ve değerlendirmesi kolay olduğundan depremler sırasında dayanma yapısına etkiyecek olan dinamik toprak basınçlarının hesaplanmasında, yaygın olarak yarı statik yöntemler kullanılmaktadır. Ancak, deprem sırasında etkiyen yükün çevrimsel bir hareket olduğu ve üniform olduğu düşünülürse yatay ve düşey ivme katsayılarının seçimi bu yöntemin en büyük sorununu oluşturmaktadır. Bu bölümde Türk Deprem Yönetmeliği ile stabilite tahkikleri hesaplamalarına yer verilecektir.

5.2. Model Betonarme Konsol Dayanma Yapısı

Dayanma yapılarına etkiyen yanal toprak basınçları ve duvar geometrisi, stabilite kontrollerinin sağlanmasında önem taşır. Yanal itkilerin oluşumu, temel olarak dolgu zeminin özellikleriyle bağlantılıdır. Ayrıca deprem durumunda duvara etkiyen yanal toprak basınçları için zemin özelliklerinin yanı sıra deprem bölgesi ile değişen yer ivmesinin büyüklüğü de önemli bir parametredir. Bu doğrultuda ülkemizde yürürlükte olan yönetmelik hükümleri gereğince değişik yükleme durumları için Şekil 5.1'de görülen bir dayanma yapısı modeli seçilmiş ve hesaplamalar yapılmıştır. Seçilen konsol dayanma yapısı modeli, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik'e göre kayma ve devrilme tahkiklerini depremli ve depremsiz durum için belirlenen güvenlik katsayıları ile değerlendirilerek sürşarj yükü ve kayma mukavemeti açısı arasındaki değişim

incelenmiştir. Model hazırlanırken esas alınan dolgu zeminine, boyutlandırmaya ve stabilite tahkiklerine ilişkin kabuller aşağıdaki başlıklarda anlatılmıştır.



Şekil 5.1: Betonarme konsol dayanma yapısı modeli.

5.2.1. Dayanma Yapısının Boyutlandırılmasına İlişkin Kabuller

Dayanma yapılarına etkiyen toprak basınçları hesabında duvar boyutlandırılması için belirli kabuller yapılmıştır. Aşağıda belirtilen kabuller doğrultusunda örnek bir dayanma yapısı modeli oluşturulmuştur.

- Dayanma yapısı yüksekliği olan H 6 metre olarak belirlenmiştir.
- Konsol üst başlığı olarak tanımlanan dp1 0,25 metre olarak belirlenmiştir.
- Temel yüksekliği olarak tanımlanan h, önceki bölümlerde gösterilen konsol istinat duvarının ön boyutlandırılmasıyla ilgili kriterlerde olduğu gibi H/10 seviyesinde kabul edilmektedir ve 0,6 metredir.
- Ön ampatman ve arka ampatman genişlikleri sırasıyla 0,9 metre ve 3 metredir.
- Temel genişliği olarak tanımlanan B ise 4,5 metredir.
- İstinat duvarı yapımında kullanılan betonun birim hacim ağırlığı 25 kN/m^3 olarak kabul edilmiştir.
- Sürşarj yükü q, 5 kN/m^2 olarak tanımlanmıştır.

5.2.2. Geri Dolgu Zemininin Özellikleri

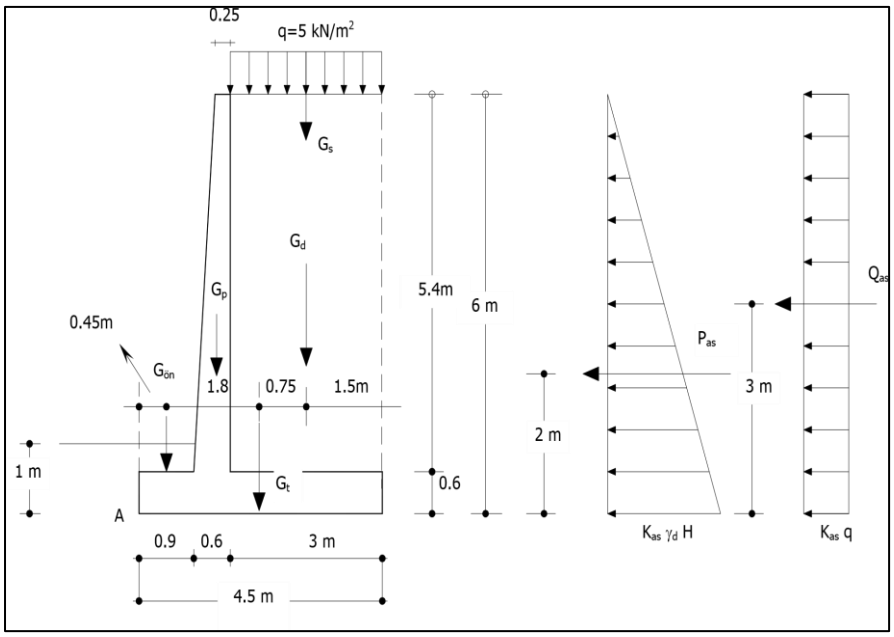
Dayanma yapılarına etkiyen toprak basınçları hesabında arka dolgu özellikleri için belirli kabuller yapılmıştır. Aşağıda belirtilen kabuller doğrultusunda örnek bir dayanma yapısı modeli oluşturulmuştur.

- Zemin tek tabakalı ve üniform olarak modellenmiştir.
- Zeminin kayma mukavemeti açısı ø = 30° olarak tanımlanmıştır.
- Duvar arka yüzü dik olarak kabul edilmiş ve duvar ile dolgu arasındaki sürtünme açısı δ=0° kabul edilmiştir.
- Drenaj yapıldığı kabul edilerek hidrostatik basınçlar ihmal edilmiştir.
- Zeminin birim hacim ağırlığı 18 kN/m^3 olarak kabul edilmiştir.
- Seçilen istinat duvarı modelinde arka dolgu yüzünün eğimi i=0° olarak modellenmiştir.

5.2.3. Stabilite Tahkikine İlişkin Kabuller

Dayanma yapılarına etkiyen toprak basınçları hesabında duvarın stabilite tahkiklerine ilişkin çeşitli kabuller yapılmıştır. Aşağıda belirtilen kabuller doğrultusunda örnek bir dayanma yapısı modeli oluşturulmuştur.

- Dayanma yapısının bulunduğu deprem bölgesi çözümleme için ikinci derece deprem bölgesi olarak kabul edilmiştir.
- Çözümlemede duvar ile dolgu arasındaki sürtünme açısı δ=0° olarak belirlenmiştir.
- Seçilen dayanma yapısı modelinde dolgunun şev eğimi açısı i=0° olarak tanımlanmıştır.
- Dayanma yapısı ön ampatmanı nedeniyle oluşan pasif itki tasarımda hesaplara dahil edilmemiştir.



Şekil 5.2 : Dayanma yapısı hesap geometrisi.

5.2.4. Yükler ve Kesit Özellikleri

5.2.4.1. Düşey Yükler

- Perde ağırlığı, $G_p = ½ * (d_{p1} + d_{p2}) * Hp * \gamma_{tb}$ = ½ * (0,25 + 0,60) * 5,4 * 25 = 57,4 kN/m
- Taban plağı ağırlığı, $Gt = Ht * B * \gamma_d$ = 0,6 * 4,5 * 25 = 67,5 kN/m
- Dolgu ağırlığı, $Gd = d * Hp * \gamma_d$ = 3 * 5,4 * 18 = 291,6 kN/m
- Ek yük (Sürşarj) ağırlığı, Gs = d * q = 3 * 5 = 15 kN/m
- Ön dolgu ağırlığı, $G_{ön}=b * H_{ön} * \gamma_d$ = 0,9 * 0,4 * 18 = 6,5 kN/m

5.2.4.2 Yatay Yükler

- A_0: Etkin yer ivmesi katsayısı (II. derece deprem bölgesi için 0,3)
- I: Yapı önem katsayısı (I=1)
- C_h: Yatay eşdeğer deprem katsayısı $C_h = 0,2 * (I + 1) * A_0$ = 0,2 * (1 + 1) * 0,3 = 0,12

• Cv: Düşey eşdeğer deprem katsayısı, $c_v = \frac{2c_h}{3} = \frac{2*0,12}{3} = 0,08$

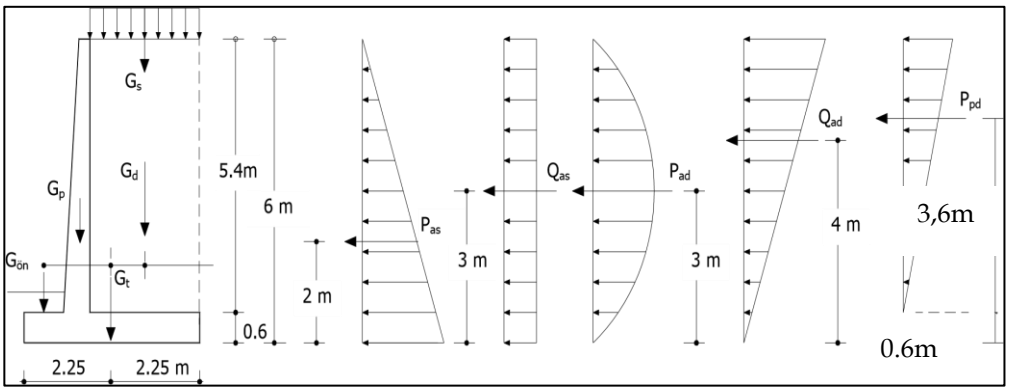
• Eşdeğer deprem katsayısına bağlı bulunan açı (λ), $\lambda = \arctan\frac{c_h}{1+c_v} = 6,34°$

Bu uygulamada pasif basınç etkisinin olumlu yönde katkısının olmadığı varsayılmıştır.

• Duvar-zemin arakesitinin düşeyle aktif basınç tarafına doğru yaptığı açı α=0

• Zeminle duvar arasındaki sürtünme açısı δ =0

• Aktif basınç tarafındaki zemin yüzeyinin yatayla yukarıya doğru yaptığı açı i=0.



Şekil 5.3 : Dayanma yapısı kuvvetler ve tesir yerleri.

K_{at}: Toplam aktif basınç katsayısı,

• $K_{at} = \frac{(1 \pm c_v) * \cos^2(ø - \alpha - \lambda)}{\cos\lambda * \cos^2\alpha * \cos(\delta+\alpha+\lambda) * \left[1+\frac{\sqrt{\sin(ø+\delta) * \sin(ø-\lambda-i)}}{\sqrt{\cos(\delta+\alpha+\lambda) * \cos(i-\alpha)}}\right]^2} = \frac{0,906}{0,987} * \frac{1}{2,1} = 0,44$

Yukarıdaki eşitlikde Cv=0 ve λ=0 alınarak statik aktif basınç katsayısı Kas = 1/3 0.33 olarak bulunur.

• $P_{as} = \frac{1}{2} * K_{as} * \gamma_d * H^2 = \frac{1}{2} * 0,33 * 18 * 6^2$ = 108 kN/m

• $Q_{as} = q * K_{as} * H$ = 5 * 0,33 * 6 = 10 kN/m

Dinamik aktif basınç katsayısı,

- $K_{ad} = K_{at} - K_{as} = 0,44 – 0,33 = 0,11$

Zemin kütlesinden oluşan dinamik aktif basınç kuvvetinin bileşkesi,

- $P_{ad} = \frac{1}{2} * K_{ad} * \gamma_d * H^2 = \frac{1}{2} * 0,11 * 18 * 6^2 = 33,48$ kN/m

Statik toprak basıncına ek olarak deprem durumunda düzgün yayılı dış yükten oluşan aktif toprak basınç kuvvetinin bileşkesi,

- $Q_{ad} = q * K_{ad} * H = 5 * 0,11 * 6 = 10$ kN/m

Duvar kendi kütlesinden dolayı oluşan deprem kuvveti,

- $P_{pd} = G_p * A_0 = 57,4 * 0,3 = 17,2$ kN/m

5.2.4.3. Dayanma Yapısında Birim Genişlik İçin Alan ve Mukavemet Monenti Hesabı

Mukavemet momenti,

- $W_t = 1 * 4,5^2 / 6 = 3,375$ m^3

Alan,

- $A_t = 1 * 4,5 = 4,5$ m^2

Bütün kuvvetlerin taban orta noktası O'ya göre momentleri,

- $M_p^o = 0,25 * 5,4 * 25 * (0,75 + 0,125) + ½ * 0,35 * 5,4 * 25 (0,75 + 0.25 + 0,35/3) = 55,9$ kNm/m
- $M_t^o = 0$

- M_d^o = -291,6 * 0,75 = -218,7 kNm/m
- M_s^o = -15 * 0,75 = -11,25 kNm/m
- $M_{ön}^o$ = 6,5 * 1,80 = 11,7 kNm/m
- M_{pas}^o = -108 * 2 = -216 kNm/m
- M_{qas}^o = 10 * 3 = 30 kNm/m
- M_{pad}^o = -33,48 * 3 = -100,44 kNm/m
- M_{qad}^o = 3.1 * 4 = 12,4 kNm/m
- M_{ppd}^o = 17,2 * 4,2= 72,2 kNm/m

5.3. Zemin Gerilmelerinin Kontrolü

5.3.1. Depremsiz Durumda Zemin Gerilmesi Kontrolü

- $N=G_p + G_t + G_d + G_s + G_{ön}$ = 57,4 + 67,5 + 291,6 + 15 + 6,5 = 438 kN/m
- $M^o = M_p^o + M_d^o + M_s^o + M_{ön}^o + M_{pas}^o + M_{qas}^o$ = 55,9 – 218,7 -11,25 + 11,7 + 216 + 30 = 83,7 kNm/m
- $б_{1,2} = \frac{N}{A_t} \pm \frac{M^0}{W_t} = \frac{438}{4,5} \pm \frac{83,7}{3,375} = 97,3 \pm 24,8$
- $б_1$=122,1 kN/m^2 < $б_{z,s}$=200 kN/m^2 $б_2$=72,5 kN/m^2 > 0

5.3.2. Depremli Durumda Zemin Gerilmesi Kontrolü

- N=438 kN/m
- $M^o = Mp^o + Md^o + Ms^o + Mön^o + Mpas^o + Mqas^o + Mpad^o + Mqad^o + Mpdd^o$
- M^o = 55,9 – 218,7 – 11,25 + 11,7 + 216 + 30 + 100,44 + 13,2 + 72,2 = 275,9 kNm/m
- $б_{1,2} = \frac{N}{A_t} \pm \frac{M^0}{W_t} = \frac{438}{4,5} \pm \frac{275,9}{3,375} = 97,3 \pm 81,7$

(A) (B) ve (C) gruplarına giren zeminlerde zemin emniyet gerilmesi en fazla %50 arttırılabilir.

- $б_1$=179 kN/m^2 < 1,5 $б_{z,s}$=300 kN/m^2 $б_2$ = 15,6 kN/m^2 > 0

5.4. Kayma Güvenliğinin Kontrolü

5.4.1. Depremsiz Durumda Kayma Güvenliği Kontrolü:

- Kaydıran Kuvvetler $F_k = P_{as} + Q_{as}$ = 108 + 10=118 kN/m

Kaymaya Karşı Duran Kuvvetler (Ön dolgu zaman içinde ortadan kalkabilir bu nedenle olumlu etkisinin olmadığı varsayılıyor.)

- $F_{kk} = \mu * N$ = 0.55 * (438 – 6,5) = 237.3 kN/m
- β_k = 237,3 / 118 = 2,01 > 1.50

5.4.2. Depremli Durumda Kayma Güvenliği Kontrolü:

- Kaydıran Kuvvetler $F_k = P_{as} + P_{ad} + Q_{as} + Q_{ad} + P_{pd}$ = 108 + 33,48 + 10 + 3,1 + 17,2 = 171,79 kN/m
- Kaymaya Karşı Duran Kuvvetler $F_{kk} = \mu * N$ = 0,55 * (438-6,5) = 237,3 kN/m
- β_k = 237,3/174,1 = 1,38 > 1.1

5.5. Devrilme Güvenliği Kontrolü

Devirmeye çalışan momentler (Devrilme noktası: A)

- M_{pas}^{o}=108 * 2= 216 kNm/m
- M_{qas}^{o}=10 * 3= 30 kNm/m
- M_{pad}^{o}=33,48 * 3= 100,45 kNm/m
- M_{qad}^{o}=3,1 * 4= 12,4 kNm/m
- M_{ppd}^{o}=17,2 * 4,2= 72,2 kNm/m

Devrilmeye karşı koyan momentler,

- M_t^A = 67,5 * 2,25=151,9 kNm/m
- M_d^A = 291,6 * 3= 874,8 kNm/m
- M_s^A = 15 * 3 = 45 kNm/m

- $M_{ön}^{A} = 6,5 * 0,45 = 3$ kNm/m

5.5.1. Depremsiz Durumda Devrilme Güvenliği Kontrolü:

Devirmeye Çalışan Momentler

- $\Sigma M_D^A = M_{pas}^A + M_{qas}^A = 216 + 30 = 246$ kNm/m

Devrilmeye Karşı Koyan Momentler

- $\Sigma M_{DK}^A = M_p^A + M_t^A + M_d^A + M_s^A = 78,89 + 151,9 + 874,8 + 45 = 1150,57$ kNm/m
- $\beta_D = \Sigma M_{DK}^A / \Sigma M_D^A = 1150,57 / 246 = 4,68 > 1,5$

5.5.2. Depremli Durumda Devrilme Güvenliği Kontrolü:

- $M_p^A = 78,89$ kNm/m

Devirmeye Çalışan Momentler,

- $\Sigma M_D^A = M_{pas}^A + M_{qas}^A + M_{pad}^A + M_{qad}^A + M_{pdd}^A = 216 + 30 + 100,45 + 12,4 + 72,29 = 431,14$ kNm/m

Devrilmeye Karşı Koyan Momentler,

- $\Sigma M_{DK}^A = M_p^A + M_t^A + M_d^A + M_s^A = 78,89 + 151,9 + 874,8 + 45 = 1150,57$ kNm/m (Ön dolgunun etkisinin olmadığı varsayılıyor.)
- $\beta_D = \Sigma M_{DK}^A / \Sigma M_D^A = 1150,57/431,14 = 2,67 > 1,3$

5.6. Kayma Mukavemeti Açısı (ø) ve Sürşarj Yükündeki Değişimlerin Kayma ve Devrilme Güvenliğine Etkisinin Değerlendirilmesi

Tablo 5.1: q = 0 kN/m^2 durumu.

q = 0 kN/m3				
ø	Kaymaya Göre Güvenlik Depremsiz Durum	Kaymaya Göre Güvenlik Depremli Durum	Devrilmeye Göre Güvenlik Depremsiz Durum	Devrilmeye Göre Güvenlik Depremli Durum
21	1,5	1,08	3,61	2,23
22	1,55	1,11	3,75	2,3
23	1,61	1,15	3,89	2,37
24	1,68	1,19	4,05	2,44
25	1,74	1,23	4,2	2,52
26	1,81	1,27	4,37	2,59
27	1,88	1,31	4,54	2,67
28	1,96	1,35	4,73	2,75
29	2,04	1,4	4,92	2,84
30	2,12	1,44	5,12	2,92
31	2,21	1,49	5,33	3,01
32	2,3	1,54	5,55	3,1
33	2,4	1,59	5,79	3,2
34	2,5	1,65	6,03	3,3
35	2,61	1,71	6,3	3,4
36	2,72	1,76	6,57	3,5
37	2,84	1,82	6,86	3,61
38	2,97	1,89	7,17	3,72
39	3,11	1,95	7,5	3,84
40	3,25	2,02	7,85	3,95
41	3,4	2,09	8,21	4,08
42	3,57	2,17	8,61	4,2

Tablo 5.2: q = 5 kN/m^2 durumu.

q =5 kN/M3 DURUMU				
ø	Kaymaya Göre Güvenlik Depremsiz Durum	Kaymaya Göre Güvenlik Depremli Durum	Devrilmeye Göre Güvenlik Depremsiz Durum	Devrilmeye Göre Güvenlik Depremli Durum
21	1,42	1,03	3,30	2,08
22	1,47	1,06	3,43	2,14
23	1,53	1,10	3,56	2,21
24	1,59	1,13	3,70	2,28
25	1,65	1,17	3,84	2,35
26	1,72	1,21	3,99	2,42
27	1,79	1,25	4,15	2,49
28	1,86	1,29	4,32	2,57
29	1,93	1,34	4,49	2,65
30	2,01	1,38	4,68	2,73
31	2,09	1,43	4,87	2,82
32	2,18	1,48	5,07	2,91
33	2,27	1,53	5,29	3,00
34	2,37	1,58	5,51	3,09
35	2,47	1,63	5,75	3,19
36	2,58	1,69	6,01	3,29
37	2,70	1,75	6,27	3,39
38	2,82	1,81	6,55	3,50
39	2,95	1,88	6,85	3,61
40	3,08	1,94	7,17	3,73
41	3,23	2,01	7,51	3,85
42	3,38	2,09	7,86	3,97

Tablo 5.3: q = 10 kN/m^2 durumu.

q = 10 kN/m3				
ø	Kaymaya Göre Güvenlik Depremsiz Durum	Kaymaya Göre Güvenlik Depremli Durum	Devrilmeye Göre Güvenlik Depremsiz Durum	Devrilmeye Göre Güvenlik Depremli Durum
21	1,35	0,99	3,06	1,95
22	1,41	1,02	3,17	2,01
23	1,46	1,05	3,3	2,08
24	1,52	1,09	3,42	2,14
25	1,58	1,12	3,56	2,21
26	1,64	1,16	3,7	2,28
27	1,7	1,2	3,85	2,35
28	1,77	1,24	4	2,43
29	1,84	1,28	4,16	2,5
30	1,92	1,33	4,33	2,58
31	2	1,37	4,51	2,66
32	2,08	1,42	4,7	2,75
33	2,17	1,47	4,9	2,83
34	2,26	1,52	5,11	2,93
35	2,36	1,57	5,33	3,02
36	2,46	1,63	5,56	3,12
37	2,57	1,69	5,81	3,22
38	2,69	1,75	6,07	3,32
39	2,81	1,81	6,35	3,43
40	2,94	1,87	6,64	3,54
41	3,08	1,94	6,95	3,66
42	3,23	2,01	7,28	3,78

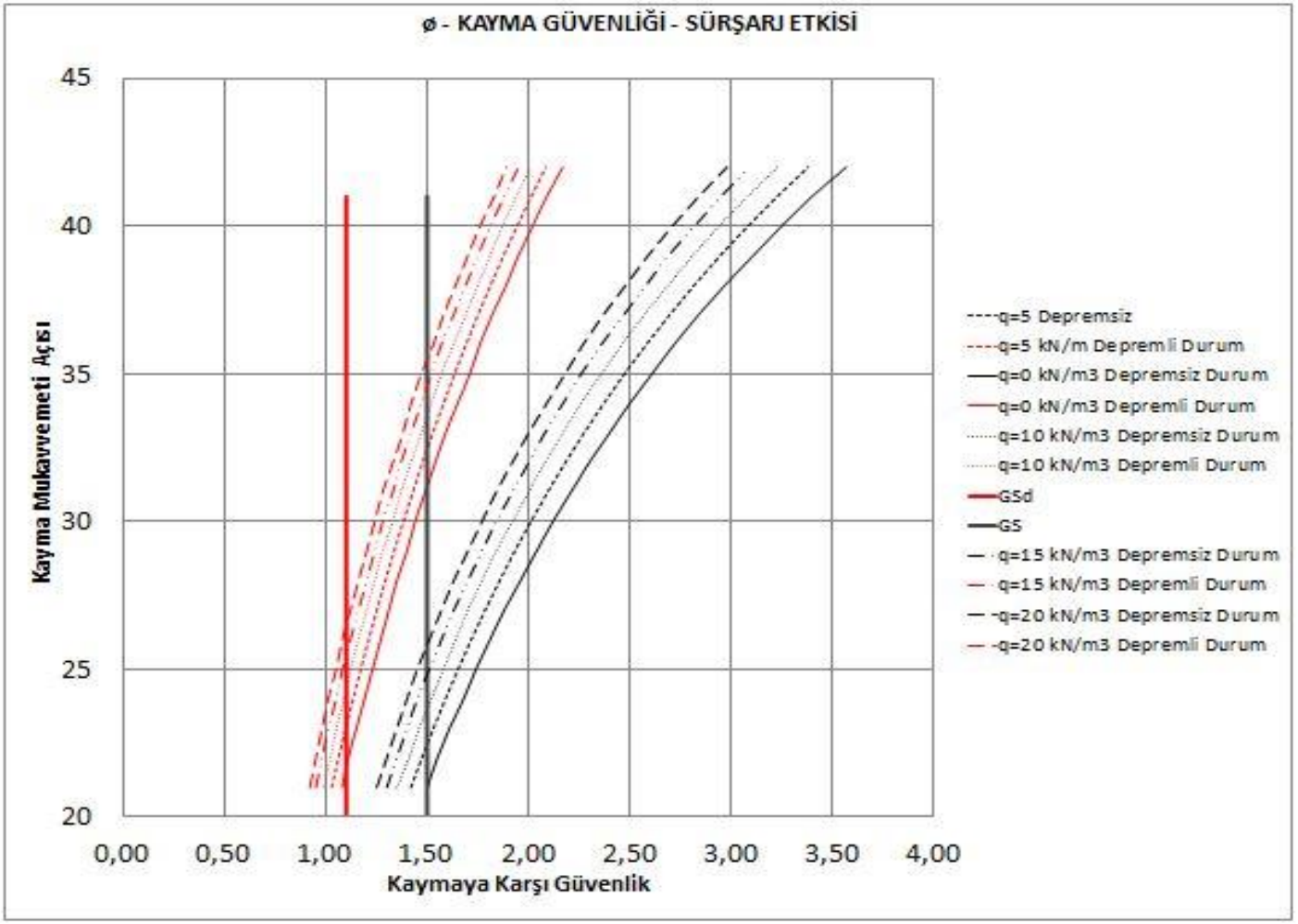
Tablo 5.4: q = 15 kN/m^2 durumu.

q = 15 kN/m3				
ø	Kaymaya Göre Güvenlik Depremsiz Durum	Kaymaya Göre Güvenlik Depremli Durum	Devrilmeye Göre Güvenlik Depremsiz Durum	Devrilmeye Göre Güvenlik Depremli Durum
21	1,3	0,95	2,86	1,85
22	1,35	0,98	2,97	1,91
23	1,4	1,01	3,08	1,97
24	1,45	1,05	3,2	2,03
25	1,51	1,08	3,33	2,1
26	1,57	1,12	3,46	2,16
27	1,63	1,16	3,6	2,23
28	1,7	1,2	3,74	2,3
29	1,77	1,24	3,89	2,38
30	1,84	1,28	4,05	2,45
31	1,92	1,33	4,22	2,53
32	2	1,37	4,4	2,61
33	2,08	1,42	4,58	2,7
34	2,17	1,47	4,78	2,79
35	2,26	1,52	4,99	2,88
36	2,36	1,57	5,21	2,97
37	2,47	1,63	5,44	3,07
38	2,58	1,69	5,68	3,17
39	2,69	1,75	5,94	3,27
40	2,82	1,81	6,21	3,38
41	2,95	1,88	6,51	3,5
42	3,09	1,95	6,82	3,61

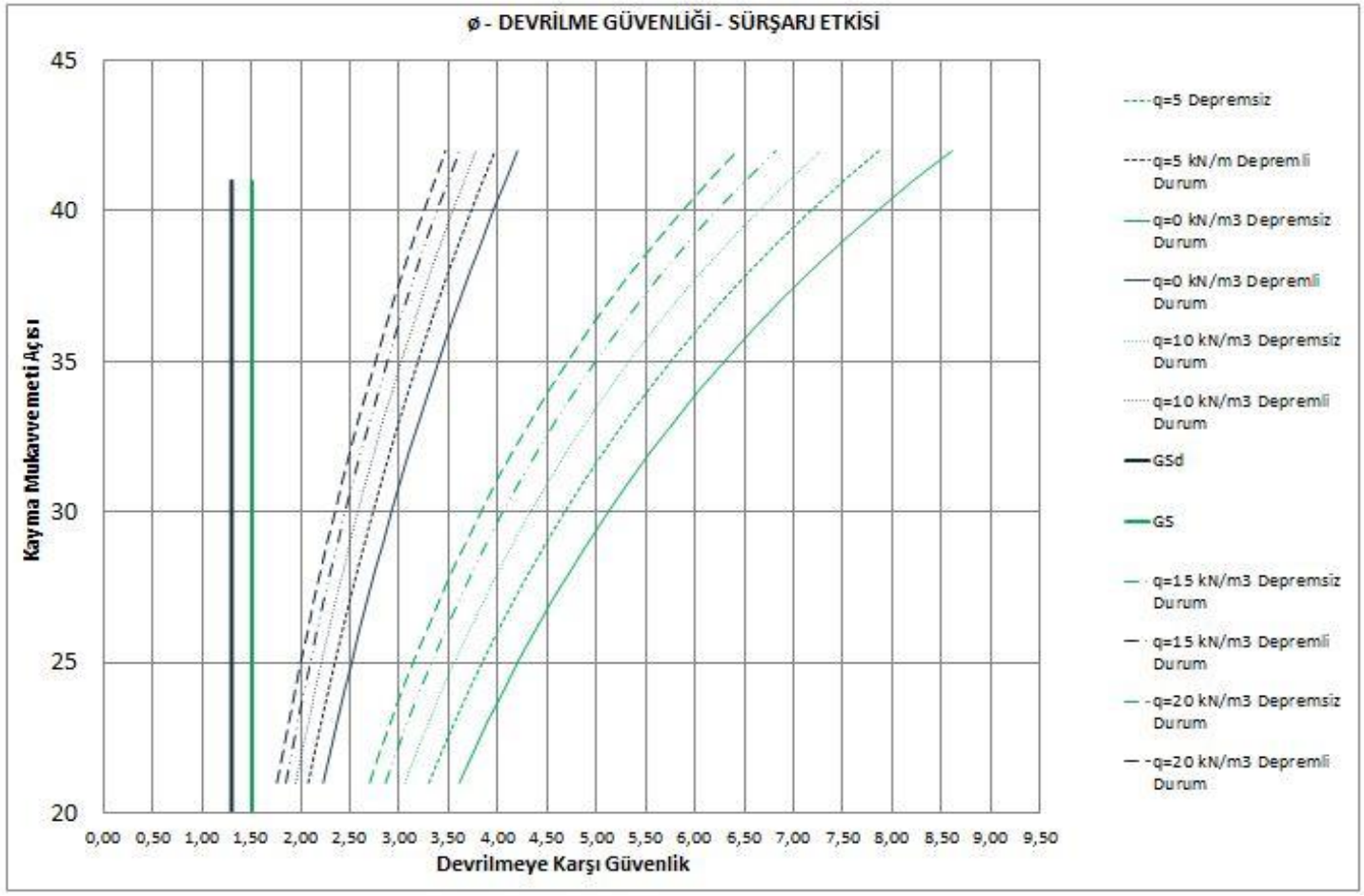
Tablo 5.5: q = 20 kN/m^2 durumu.

q = 20 kN/m3				
ø	Kaymaya Göre Güvenlik Depremsiz Durum	Kaymaya Göre Güvenlik Depremli Durum	Devrilmeye Göre Güvenlik Depremsiz Durum	Devrilmeye Göre Güvenlik Depremli Durum
21	1,25	0,92	2,7	1,76
22	1,3	0,95	2,8	1,82
23	1,35	0,98	2,91	1,88
24	1,4	1,01	3,02	1,94
25	1,45	1,05	3,14	2
26	1,51	1,08	3,27	2,07
27	1,57	1,12	3,4	2,13
28	1,63	1,16	3,53	2,2
29	1,7	1,2	3,68	2,27
30	1,77	1,24	3,83	2,35
31	1,84	1,28	3,98	2,42
32	1,92	1,33	4,15	2,5
33	2	1,38	4,33	2,58
34	2,09	1,42	4,51	2,67
35	2,18	1,47	4,71	2,76
36	2,27	1,53	4,91	2,85
37	2,37	1,58	5,13	2,94
38	2,48	1,64	5,36	3,04
39	2,59	1,7	5,61	3,14
40	2,71	1,76	5,87	3,25
41	2,84	1,83	6,14	3,36
42	2,98	1,89	6,43	3,47

Tablo 5.6: ø - Kayma Güvenliği - Sürşarj Etkisi.



Tablo 5.7: ø - Devrilme Güvenliği - Sürşarj Etkisi.



6. SONUÇLAR

Zeminin kayma mukavemeti açısı Ø, değeri artarken çalışmadaki dayanma yapısının kayma güvenliği de artmaktadır. Dayanma yapısının arkasındaki sürşarj yükünün artması ile zeminin kayma mukavemeti açısı, Ø' nin 21 – 26 ° arasında dayanma yapısının kayma güvenliğinin sağlanmadığı tespit edilmiştir. Zeminin kayma mukavemeti açısının sabit olduğu fakat farklı sürşarj yükleri için (q = 0 – 20 kN/ m^3) kaymaya karşı güvenlik sayısı, Gs = 1,2 – 3,6 arasında değişmektedir. Nispeten düşük kayma mukavemeti açıları, Ø = 20 – 25° için güvenlik sayılarındaki değişim daha büyük kayma mukavemeti açılarına göre daha az olmaktadır. Aynı sürşarj yükü için (q = 20 kN/ m^3) dayanma yapısının kaymaya karşı güvenlik sayısındaki değişim %11 olarak hesaplanmıştır. Dayanma yapısı arkasındaki sürşarj yüküne bağlı olarak, zeminin kayma mukavemeti açısının Ø = 21 - 26° değerleri arasında güvensiz durumdadır. Kayma mukavemeti açısının Ø < 25° değerleri için, depremli ve depremsiz her iki durumda kaymaya karşı güvenlik sağlanmamaktadır. Zeminin kayma mukavemeti açısı Ø, değeri artarken çalışmadaki dayanma yapısının kayma güvenliği de artmaktadır. Duvarın arkasındaki sürşarj yükünün artması ile zeminin kayma mukavemeti açısı, Ø' nin 21 – 26 ° arasında dayanma yapısının kayma güvenliğinin sağlanmadığı tespit edilmiştir. Zeminin kayma mukavemeti açısının sabit olduğu fakat farklı sürşarj yükleri için (q = 0 – 20 kN/m^3) kaymaya karşı güvenlik sayısı, Gs = 0,9 – 2,2 arasında değişmektedir. Nispeten düşük kayma mukavemeti açıları, Ø = 20 – 25° için güvenlik sayılarındaki değişim daha büyük kayma mukavemeti açılarına göre daha az olmaktadır. Aynı sürşarj yükü için (q = 20 kN/ m^3) dayanma yapısının kaymaya karşı güvenlik sayısındaki değişim %21 olarak hesaplanmıştır. Dayanma yapısı arkasındaki sürşarj yüküne bağlı olarak, zeminin kayma mukavemeti açısının Ø = 21 - 26° değerleri arasında güvensiz durumdadır. Kayma mukavemeti açısının Ø < 25° değerleri için, depremli ve depremsiz her iki durumda kaymaya karşı güvenlik sağlanmamaktadır.

İncelenen dayanma yapısındaki geometri dikkate alındığında, depremli ve depremsiz durumlar için sürşarj yükü ve kayma mukavemeti açısındaki değişimlerin devrilme ve kayma güvenliğine çok etkisi olmadığı tespit edilmiştir. Çalışmadaki dayanma yapısı devrilmeye karşı her durumda güvenli durumdadır.

KAYNAKLAR

Birand A., (2006), “Duvarlar”, Teknik Yayınevi Mühendislik ve Mimarlık Yayınları.

Bowles J.E., (2001), “Foundation analysis and design”, Mc Graw-Hill.

Braja M.Das, (2013), “Principles of Geotechnical Engineering”, PWS Publishing.

Brooks H., (2010), “Basic of Retaining Wall Design”, HBA Publication, 8th Edition.

Clayton C.R.I., (2014), “Earth Pressures and Earth Retaining Structures”, Third Edition, CRC Press.

Coduto D.P., (2011), “Foundation design, principles and practices”, Prentice Hall.

Day R.W., (2004), “Geotechnical Earthquake Engineering Hand Book”, Mc Graw-Hill.

Düzgün M., (1989), “İstinat Yapıları”, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi Yayını.

Kanıt R., (2003), “Temel İnşaatı”, Gazi Kitabevi.

Kayabalı K., (2003), “Geoteknik Deprem Mühendisliği”, Gazi Kitabevi.

Kramer S.L., (1996), “Geotechnical Earthquake Engineering”, Prentice Hall.

Leylek İ.E., (2005), “Yapı Dinamiği-Depreme Dayanıklı Yapılar”, Çağlayan Kitabevi.

McCarthy D.F., (2007), “Essential of Soil Mechanics and Foundations: Basic Geotechnics”, Prentice Hall, Seventh Edition.

Nadim F., Whitman R.V., (1983), “Seismically induced movements of retaining walls”, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 915-931.

Nadim F., Whitman R.V., (1984), “Coupled sliding and tilting of gravity retaining walls during earthquakes”, Proceedings of the Eight World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 477-484.

Newmark N.M., (1965), “Effects of earthquakes on dams and embankments”, The instution of Civil Engineers, The fıfth Rankine Lecture, Geotechnque, 137-161.

Özden K., Trupia A., Eren İ., Öztürk T., (1988), “Betonarme İstinat Duvarları ve Perdeleri”, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi.

ResGaz, (2007), Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 3 Mayıs 2007 tarih ve 26511 sayılı Resmi Gazete.

Seed H.B., Whitman R.V., (1970), “Design of earth retaining structures for dynamic loads”, Proceedings, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the ground and design of earth retaining structures, 103-107.

Steedman R.S., Zeng X., (1990), “The seismic response of waterfront”, Proceedings, ASCE Specialty Conference on design and performance of earth retaining structures, Special Technical Publication 25, Cornell University, 872-886.

TSE, (1990), “Zemin dayanma yapıları: Sınıflandırma, özellikleri ve projelendirme esasları”, TS7944.

Visone C, (2008), “Performance-Based approach in seismic design of Embedded Retaining Walls”, Yüksek Lisans Tezi, Universita Degli Studi di Napoli Federico II Polo dele Scienze e dele Tecnologie.

Whitman R.V., Liao, S., (1984), “Seismic design of retaining walls”, 8th World Conference on Earthquake Engineering, 533-540.

Whitman R.V., (1990), “Seismic design of Gravity Retaning Walls”, Proc design and performance of earth retaining structures, ASCE Geotechnical Special Pub., 817-842.

Wood J., (1973), “Earthquake-Induced Soil Pressures on structures”, Report EERL 73-05 California Institute of Technology, Pasedena, 311.

Yıldırım S., (2009), “Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı”, Birsen Yayınevi.

ÖZGEÇMİŞ

Hüseyin ERGÜN 1982 yılında Tranzon'da doğdu. 2000 yılında başladığı Atatürk Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünü 2004 yılında başarıyla tamamladı. 2006 – 2011 yılları arasında özel sektörde çalışmış, 2011 yılında Pendik Belediyesindeki görevine başlamıştır. 2013 yılında yüksek lisans eğitimine Gebze Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Deprem ve Yapı Yüksek Lisans programında başladı. 2011 yılından bu yana Pendik Belediyesinde memur olarak çalışmaktadır.