

151257

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARLARININ
DEPREM DAVRANIŞLARININ ÇEŞİTLİ DEPREM
YÖNETMELİKLERİNCE İNCELENMESİ**

151257

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Yasemin KARALI
501991277

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 22 Aralık 2003
Tezin Savunulduğu Tarih : 26 Ocak 2004

Tez Danışmanı : Doç. Dr. Tuğrul ÖZKAN

Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Ahmet SAĞLAMER (İ.T.Ü.)

Prof.Dr. Feyza Çinicioğlu (İ.Ü.)

[Handwritten signatures of the thesis advisor and jury members]

OCAK 2004

ÖNSÖZ

Yüksek lisans öğrenimim sırasında ve tez çalışmalarım boyunca gösterdiği yardımdan dolayı danışman hocam Doç. Dr. M. Tuğrul ÖZKAN'a teşekkür ederim.

Lisans öğrenimim sırasında ve sonrasında her zaman yolumu aydınlatan çok değerli hocam Doç.Dr.Bülent ÖZÜER'e gösterdiği ilgi ve sevgiden dolayı teşekkür ederim.

Yüksek lisans öğrenimimin bana kazandırdığı ilk güzellik olan sevgili arkadaşım Meltem ÖZEN 'e her türlü desteğinden dolayı teşekkür ederim. Tez çalışmalarım boyunca bana gösterdiği anlayıştan dolayı çok değerli müdürüm Nadir ÇATAK'a teşekkür ederim.

Beni yetiştiren ve hayatım boyunca her zaman sevgileriyle bana güç veren ailemin her ferdine ayrı ayrı teşekkür ederim.

Ocak ,2004

İSTANBUL

Yasemin KARALI

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ	ii
TABLO LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	viii
SEMBOL LİSTESİ	ix
ÖZET	xii
SUMMARY	xiii
1. GİRİŞ	1
2. İSTİNAT DUVARLARI	3
2.1. İstinat Duvarlarının Kullanım Amaçları	3
2.2. İstinat Duvarlarının Türleri	3
2.3. İstinat Duvarlarına Etkiyen Kuvvetler	6
2.4. İstinat Duvarlarının Stabilitesi	8
2.4.1. Devrilme Tahkiki	9
2.4.2. Kayma Tahkiki	9
2.4.3. Zemin Gerilmeleri Tahkiki	10
2.4.4. Toptan Göçme Tahkiki	11
3. DONATILI ZEMİN KAVRAMI	12
3.1. Donatılı Zeminin Tarihçesi	12
3.2. Mevcut Donatılı Zemin Sistemleri	16
3.2.1. Şerit Donatı	16
3.2.2. Izgara Donatı	17
3.2.3. Örtü (Levha) Donatı	18
3.2.4. Çubuk Donatı	18
3.2.5. Fiber Donatı	20
3.2.6. Hücresel Donatı	20
3.3. Donatılı Zeminin Ana Prensipleri	20
3.3.1. Temel Kavramlar	20
3.3.2. Henry Vidal'in Çalışması	21
3.3.3. Kohezyon Teorileri	24
3.3.3.1. LCPC Kohezyon Teorisi	24
3.3.3.2. NSW Kohezyon Teorisi	26

4. ŞERİT DONATILI İSTİNAT DUVARLARI	30
4.1. Şerit Donatılı İstinat Duvarlarının Genel Uygulamaları	30
4.2. Yapım Malzemeleri	32
4.2.1. Duvar Zeminin Dolgusu	32
4.2.2. Donatı Elemanı Malzemesi	36
4.2.3. Kaplama Panelleri	38
4.2.4. İstinat Dolgusu	40
4.3. Üretim Kontrolü	41
4.3.1. Betonarme Kaplama Elemanlar	41
4.3.2. Çelik Kaplama Elemanları	42
4.3.3. Donatı ve Bağ Şeritleri	42
4.4. Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Yapım Aşamaları	43
4.4.1. Seviye Tamponlarının Yerleşimi	43
4.4.2. Kaplama Elemanlarının Yerleşimi	43
4.4.3. Donatıların Yerleştirilmesi	43
4.4.4. Dolgu Zeminin Yerleşimi ve Sıkıştırılması	44
4.4.5. Yapım Ekipmanı	45
4.5. Zemin Donatı Etkileşimi Prensipleri	45
4.5.1. Donatı Yüzey Karakteristiklerinin Etkisi	47
4.5.2. Şev Sıklığının Etkisi	47
4.5.3. Aşılma Gerilmesinin Etkisi	47
4.6. Ölçekli Modeller Kullanılarak Yapılan Araştırmalar	48
4.6.1. İki Boyutlu Modeller	48
4.6.2. Üç Boyutlu Modeller	48
4.6.3. Merkezkaç Deneyi	49
4.6.4. Büyük Ölçekli Modeller	49
4.6.5. Tam Ölçekli Modeller	49
4.6.6. Aletlendirme	49
4.7. Avantaj ve Dezavantajları	50
5. ŞERİT DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARLARININ TASARIMI	52
5.1. Dış Stabilitenin Belirlenmesi	52
5.1.1. Kayma Tahkiki	54
5.1.2. Devrilme Tahkiki	55
5.1.3. Taşıma Gücü Tahkiki	55
5.2. İçsel Stabilitenin Belirlenmesi	55
5.2.1. Donatı Kopma Tahkiki	55
5.2.2. Donatı Sıyrılma Tahkiki	56
5.3. Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Sismik Tasarımı	57

5.3.1.	Dış Stabilité	58
5.3.2.	İç Stabilité	59
6.	İSTİNAT DUVARLARINA ETKİYEN KUVVETLERİN ÇEŞİTLİ ÜLKE DEPREM YÖNETMELİKLERİNCE İNCELENMESİ	60
6.1.	Türkiye Deprem Yönetmeliği'nde Dayanma Yapıları	60
6.1.1.	Toplam Aktif Basınç Katsayılarının Hesaplanması	60
6.1.2.	Dinamik Aktif Toprak Basınçlarının Hesaplanması	61
6.1.2.1.	Zemin Kütlesinden Ötürü Oluşan Dinamik Aktif Toprak Basıncı	61
6.1.2.2.	Düzgün Yayılı Dış Yükten Oluşan Aktif Toprak Basıncı	62
6.2.	A.B.D. Karayolları İdari Şartnamesi'ne Göre Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Tasarımı	63
6.2.1.	Dış Stabilité Tahkiki	63
6.2.1.1.	Deprem Yükleme	63
6.2.1.2.	Oturma Tahmini	67
6.2.2.	İç Stabilité Tahkiki	67
6.2.2.1.	Kritik Kayma Yüzeyinin Belirlenmesi	68
6.2.2.2.	Donatı Tabakalarında Maksimum Çekme Kuvvetinin Hesaplanması	69
6.2.2.3.	Sıyırılma Göçmesine Bağlı Olarak İçsel Stabilité	72
6.2.2.4.	Bağlantı Dayanımı	74
6.3.	Japonya Deprem Yönetmeliği'ne Göre Dayanma Yapıları	75
6.4.	Hindistan Deprem Yönetmeliği'ne Göre Dayanma Yapıları	75
6.5.	Deprem Katsayılarının Karşılaştırmalı Olarak Gösterimi	77
6.6.	Aktif Toprak Basıncı Katsayılarının Karşılaştırmalı Olarak Gösterimi	78
6.7.	Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Son Depremler Boyunca Gösterdikleri Performanslar	79
7.	YAPILAN HESAP VE ÇALIŞMALAR	82
7.1.	Hesap Kabulleri	82
7.2.	Konsol Tipli Betonarme İstinat Duvarının Hesap Adımları	82
7.3.	Şerit Donatılı Zemin İstinat Duvarının Hesap Adımları	83
7.4.	Duvara Etkiyen Kuvvetler ve Etki Noktalarının Hesaplanması	84
7.4.1.	Japon Yönetmeliği	84
7.4.2.	Hindistan Yönetmeliği	85
7.4.3.	Türk Yönetmeliği	86
7.4.4.	A.B.D. Yönetmeliği	87
7.4.5.	Türk Yönetmeliği'ne Göre Betonarme Konsol İstinat Duvarı	88

8. HESAP SONUÇLARI VE BULGULAR	89
9. SONUÇLAR	113
KAYNAKLAR	114
EKLER	117
ÖZGEÇMİŞ	132



TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 4.1. Dolgu Malzemesinin Seçiminde Mekanik Kriterler.....	34
Tablo 4.2. Dolgu Malzemesinin Seçimi için Rehber	35
Tablo 4.3. Üretim Hızının Fonksiyonu Olarak Örnek Miktarlar	41
Tablo 4.4. Grup Kabul Kriteri	42
Tablo 6.1. Deprem Katsayılarının Karşılaştırmalı Olarak Gösterimi.....	77
Tablo 6.2. Aktif Toprak Basınç Katsayılarının Karşılaştırmalı Tablosu	78
Tablo 8.1. Zemin Emniyet Gerilmesi 150 KN/m ² ve H=4 m için çözümler.....	91
Tablo 8.2. Zemin Emniyet Gerilmesi 200 KN/m ² ve H=4 m için çözümler.....	95
Tablo 8.3. Zemin Emniyet Gerilmesi 150 KN/m ² ve H=6 m için çözümler.....	99
Tablo 8.4. Zemin Emniyet Gerilmesi 200 KN/m ² ve H=6 m için çözümler.....	103
Tablo 8.5 Zemin Emniyet Gerilmesi 200 KN/m ² ve H=8 m için çözümler.....	108

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1.	: Konsol Tipli İstinat Duvarı.....	5
Şekil 3.1.	: Donatılı Zeminin Kullanıldığı Bazı Uygulamalar	14
Şekil 3.2.	: Donatılı Zeminin Kullanıldığı Bazı Uygulamalar.....	15
Şekil 3.3.	: Şerit Donatılı Duvarın Şematik Diyagramı.....	17
Şekil 3.4.	: Geogrid Donatılı Zemin Şematik Diyagramı.....	19
Şekil 3.5.	: Geotekstil Donatılı Zemin Şematik Diyagramı.....	19
Şekil 3.6.	: Donatısız Zemindeki Göçme Diyagramı.....	22
Şekil 3.7.	: Donatı Şeritlerinin Ayarlanması	22
Şekil 3.8.	: Donatının Kazandırdığı Kohezyon ve Gevreklik.....	23
Şekil 3.9.	: Coulomb Analizi.....	25
Şekil 3.10.	: Birim Elemanda Donatı Kırılması.....	27
Şekil 3.11.	: σ_r Değişkeni İçin Göçme Şartları.....	28
Şekil 3.12.	: ϕ nin ve F nin bir Fonksiyonu Olarak Sürtünme Açısı ϕ_r	29
Şekil 3.13.	: Kompozit Mohr Zarfı.....	29
Şekil 4.1.	: Donatılı Zemin İstinat Duvarlarına Örnekler.....	31
Şekil 4.2.	: Belirgin Sürtünme Sabitlerinde Donatı Yüzeyinin Etkisi.....	38
Şekil 4.3.	: Metalik Kaplama Yüzeyinin Şeması.....	39
Şekil 4.4.	: Beton Kaplama Yüzeyinin Karakteristikleri.....	40
Şekil 4.5.	: Donatı Yerleştirilmesi.....	44
Şekil 5.1.	: Donatı – Zemin ilişkisi.....	52
Şekil 5.2.	: Rankine Zemin Basıncı.....	53
Şekil 5.3.	: Colomb Zemin Basıncı.....	54
Şekil 5.4.	: Pseudostatik Sismik Analizindeki Kuvvetler ve Geometri.....	57
Şekil 6.1.	: Türk Deprem Yönetmeliği'nde Dinamik Aktif Toprak Basınçlarının Gösterimi.....	60
Şekil 6.2.	: Amerikan Karayolları İdari Şartnamesi'nde Dinamik Aktif Toprak Basınçları.....	64
Şekil 6.3.	: Amerika Karayolları İdari Şartnamesi'nde Olası Kayma Yüzeyleri.....	69

SEMBOL LİSTESİ

A	Depremde kaya zeminde oluşan ivme
a_m	Maksimum yatay ivme
A	Kesit alanı
A_c	Korozyona uğrayan kayıp çıkarıldıktan sonra kalan kesitteki donatı alanı
b	Donatı elemanının genişliği
c	Toplam gerilmeye bağlı kohezyon
c_f	Temel zemininin kohezyonu
D	Duvar yerleşimi, derinlikle uygulanan gerilme efektif genişliği
E	Young modülü
e_s	Dışmerkezlik
F*	Sıyırılma dayanım faktörü
G.S.	Güvenlik faktörü
g	Yerçekim ivmesi
h_s	Sürşarj yüksekliği
H	Duvar yüksekliği, birim donatı elemanı yüksekliği
H'	Eğimli veya üniform sürşarjı da içerecek şekilde değiştirilmiş duvar yüksekliği
K_a	İstinat dolgusunun aktif zemin basıncı
K_{ab}	Coulomb teorisine dayalı yatay zemin basınç sabiti ve en büyük içsel sürtünme açısı
K_s	Yatay geri dönüşüm sabiti
K₀	Sükunet durumunda zemin basıncı sabiti
L	Donatı uzunluğu
L_a	Donatı uzunluğu aktif bölgedeki
L_e	Sıyırılmaya karşı koyan gömülü donatı uzunluğu
L_t	İçsel stabilite için gerekli donatı uzunluğu
L'	Donatı efektif uzunluğu
M	Moment, kütle, deprem büyüklüğü
n	Donatı tabaka sayısı
N_c	Dayanım kapasitesi faktörü
N_γ	Dayanım kapasitesi faktörü
P_a	Aktif zemin basıncı bileşkesi
P_{AE}	Dinamik yatay itki
P_b	İstinat dolgusundan kaynaklanan aktif zemin basıncı bileşkesi

P_1	Yatay atalet kuvveti
P_q	Üniform sürşarjdan kaynaklanan aktif zemin basıncı bileşkesi
P_r	Uygun sıyrılma dayanımı
Q	Sürşarj yükü
Q_s	Hesapta dikkate alınan en büyük dayanım kapasitesi
Q_{ult}	Taşıma gücü dayanım kapasitesi
R	Deprem riskinin oluşmasından dolayı bileşke kuvveti
R_c	Donatı kaplama oranı
R_v	Dayanım kuvveti
S_h	Donatı şeritlerinin yatay aralıkları
S_R	Donatı rijitlik faktörü
T	Uygulanan sıyrılma kuvveti, her bir donatının göçme düzlemlerindeki kesmeden dolayı oluşan toplam çekme kuvveti, donatıdaki gerilme
T_a	Hesaba alınan birim donatı genişliği için gerilme
T_m	Duvar boyunca birim uzunluk için donatıdaki maksimum çekme kuvveti
V	Donatılı dolgudaki düşey kuvvetin toplamı
W	Dolgunun ağırlığından kaynaklanan düşey kuvvet
W'	Sürşarj ağırlığı
z, z'	Referans seviyesinin altındaki derinlik
Z	Donatı tabakası derinliği
α	Maksimum zemin ivme katsayısı
α_m	Maksimum duvar ivme sabiti
β	Zemin yüzeyi eğimi
γ	Birim ağırlık
γ_b	Dolgu için birim ağırlık
γ_r	Donatılı bölgenin birim ağırlık
ΔB	Donatı efektif genişliği
ΔL	Donatı efektif uzunluğu
ϕ	İçsel sürtünme açısı
ϕ_b	İstinat dolgusu drene durumu için içsel sürtünme açısı
ϕ_r	Donatılı dolgu için içsel sürtünme açısı
ϕ'	Efektif içsel sürtünme açısı
ϕ_u	Drene edilmemiş durum için içsel sürtünme açısı
ϕ_r	Sonuç sürtünme açısı
ε	Şekil değiştirme
λ	Yatayda istinat zemini de yatay olduğu zaman zemin basıncı eğimi

λ_b	Yatayda istinat zemini β eğimli olduğu zaman zemin basıncı eğimi
μ	Kayan yüzey boyunca sürtünme sabiti
σ_h	Yatay gerilme
σ_1'	Zeminde düşey ana gerilme
σ_3'	Zeminde yatay ana gerilme
σ_r'	Donatıdan kaynaklanan öngerilme
$\sigma_{r,max}$	Donatıdan kaynaklanan öngerilmenin maksimum değeri
σ_v	Düşey aşırı yükleme gerilmesi
τ	Donatı ve zemin arasındaki kayma gerilmesinin büyüklüğü
ξ	Geometrik ölçek katsayısı, taşıyıcı kolon ucu azaltma faktörü



DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARLARININ DEPREM DAVRANIŞLARININ ÇEŞİTLİ DEPREM YÖNETMELİKLERİNCE İNCELENMESİ

ÖZET

Bu tez kapsamında şerit donatılı zemin istinat duvarlarının deprem davranışları, Japonya, Hindistan, Türkiye ve A.B.D Deprem yönetmeliklerince incelenmiştir. Bu amaçla üç değişik yükseklikte, üç ayrı zemin ortamında, üç ayrı deprem bölgesinde boyutlandırılan bu duvarlar ülkelere göre karşılaştırılmıştır.

Tez dokuz bölümden oluşmuştur.

Birinci bölümde, çalışmanın zemin mühendisliğindeki yeri ve önemi ile problemin tanımı yapılmıştır.

İkinci bölümde, istinat duvarlarının kullanım amaçlarından, türlerinden ve bu duvarlara etkileyen kuvvetlerden kısaca bahsedilip stabilite tahkikleri anlatılmıştır.

Üçüncü bölümde, donatılı zeminin tarihçesi, mevcut donatılı zemin sistemleri ve ana prensipleri açıklanmıştır.

Dördüncü bölümde, tezin konusu olan şerit donatılı zemin istinat duvarları ayrıntılı olarak anlatılmaya çalışılmıştır. Bu bağlamda şerit donatılı zemin istinat duvarlarının genel uygulamaları, yapım malzemeleri, yapım aşamaları ve ölçekli modeller kullanılarak yapılan araştırmaları anlatılmıştır.

Beşinci bölümde, şerit donatılı zemin istinat duvarlarının dinamik durumda dış stabilite ve iç stabilite tahkikleri anlatılmıştır.

Altıncı bölümde, istinat duvarları Türk Deprem Yönetmeliği, Japonya Deprem Yönetmeliği, Hindistan Deprem Yönetmeliği ve Amerikan Karayolları İdari Şartnamesi'ne göre incelenmiştir.

Yedinci bölümde, dört ülke için yapılan hesap adımları ile duvara etkileyen kuvvetlerin büyüklükleri ve etki noktalarının hesaplanması anlatılmıştır.

Sekizinci bölümde, yapılan hesaplar sonucunda ulaşılan bulgular tablo ve grafik olarak verilmiştir.

Dokuzuncu bölümde ise bu bulgular ışığında varılan sonuçlar ile yorumlara yer verilmiştir.

STUDY OF SYSTEM BEHAVIOUR OF STRIP REINFORCED EARTH WALLS BY DIFFERENT EARTHQUAKE CODES

SUMMARY

In the scope of this study, the behavior of strip reinforced earth walls is determined by Japan, India, Turkey and U.S.A. earthquake codes. The strip reinforced earth walls of which dimensions are given with different three heights, three soil conditions and three earthquake zones are compared in accordance with the above stated countries.

This study is comprising nine sections.

In the first section, the meaning of the study of the soil engineering with it's importance and definition of the problem are described.

In the second section, the use of the retaining walls, their types and the force to the walls are briefly explained and stability investigations are made.

In the third section, the history of reinforced earth, existing reinforced earth systems and major principles are explained.

In the fourth section, strip reinforced earth retaining walls which are the subject of the study are explained in details. In connection the general applications of strip reinforced retaining walls, construction materials, the stages of construction and investigations which made use scaled models are explained.

In the fifth section, the out and inside stability of the strip reinforced earth retaining walls under the dynamic condition are examined.

In the sixth section, retaining walls are explained according to the Turkish Earthquake Codes, Japan Standards for Aseismic Civil Engineering Constructions, Indian Standard Criteria for Eartquake Resistant Design of Structures and Federal Highway Administration in United States.

In the seventh section, the method of calculation and the strength of the forces effecting the wall and the points of effection concerning these four countries are explained.

In the eight section, the results obtained after calculations mode are shown in tables and diagrams.

In the nineth section, the results obtained in the light of the inventions and comments related are stated.



1. GİRİŞ

Günümüzde dayanma yapılarının uygulanma alanları giderek artmaktadır. Bununla paralel yeni teknolojiler geliştirilmektedir. Amaç hem güvenli hem ekonomik çözümler üretebilmektir.

İstinat yapıları, zeminin seviye farklarında oluşabilecek şev kaymalarının önlenmesinde, yapıların çevresinin güvenliğinin sağlanmasında, yarma ve dolgu şevlerinin yeterince yatık yapılamaması durumunda kaymaya çalışan zeminin kaymaya karşı konulmasında, yani şev stabilitesinin sağlanması amacıyla kullanılmaktadır. Köprü ayakları için yapılan derin kazıklarda zemine iki sıra bambu kazıklar çakıp su sızıntısını durdurmak için arayı kille doldurma yöntemi Çin’de uygulanmış bir destek sistemidir. Orta Çağ’dan başlayarak derin siperlerin dayanma yapıları ile desteklenmesi askeri mühendislerin uyguladığı bir sistem olmuştur. Daha sonraları binalar yanında su yapılarında yükseklikleri 10 m ’yi geçmeyen duvarların yapılması zemin mühendisliğinde uygulama haline gelmiştir.

İstinat duvarları ani seviye farklarının bulunduğu yerlerde zemin veya yayılan maddelerin doğal şev açıları ile yayılmasını önlemek için kullanılan yapılardır. İstinat duvarları ayrıca, eğimli arazilerde araziden faydalanmak üzere toprağı tabii şev açısından daha dik açıyla tutmak, kayma, göçme ihtimali olan zeminlerin yıkılmasını engellemek, bina bodrumlarının duvarlarını oluşturmak, kıyıların erozyondan veya taşkınlardan korunmasını temin etmek, köprülerde kenar ayak görevini yapmak gibi amaçlar için de yapılmaktadır.

İstinat duvarları çok farklı tipte ve malzemeyle yapılmaktadır. Bunlardan biri de donatılı zemin istinat duvarlarıdır. Çalışma prensibi basit olarak şöyle özetlenebilir ; zeminin kritik yönlerdeki mukavemetini arttırmak amacı ile içerisine çekmeye dayanıklı ve zeminle arasında yeterli sürtünmeye sahip şerit donatılar yerleştirilerek kompozit bir malzeme elde edilir

Donatılı zemin duvarlar çoğunlukla karayolları yapımında kullanım alanı bulmaktadır. Bunun yanında dayanma yapısının kullanıldığı alanlarda, çevre ile ilgili problemlerde, dar inşaat alanlarında ve kıyı koruma yapılarında kullanılmaktadır.

Bu çalışma, şerit donatılı istinat duvarlarının deprem davranışlarını incelemek amacıyla yapılmıştır. Bu çerçevede Japonya, Hindistan, Türkiye ve A.B.D. olmak üzere dört ülkenin yürürlükte olan deprem yönetmelikleri incelenmiş ve hesaplar sonucunda elde edilen boyutlar karşılaştırılmıştır.



2. İSTİNAT DUVARLARI

2.1. İstinat Duvarlarının Kullanım Amaçları

Şev kelime anlamı ile zemin yüzeyinin yatayla yaptığı açıdır. Şev stabilitesinin bozulması, yani şevdeki zemin kitlesinin dışarı ve aşağı doğru kayması veya göçmesi konkav bir eğri üzerinde yavaşça veya aniden meydana gelebilmektedir. Şevlerin bir nedenden dolayı yeterince yatık yapılamaması durumunda kaymaya çalışan zeminin kaymasına karşı konulması, yani şev stabilitesinin sağlanması amacıyla istinat duvarlarının yapılması gerekir.

Meyilli arazilerde araziden faydalanmak üzere toprağı tabii şev açısından daha dik açıyla tutmak; kayma, göçme ihtimali olan zeminlerin yıkılmasını engellemek; bir binanın bodrum duvarlarını oluşturmak; kıyıların erozyondan veya taşkınlardan korunmasını temin etmek; köprülerde kenar ayak görevini yapmak; derin çukurların yanal duvarlarını tutmak, vb. amaçlara hizmet etmek maksadıyla inşa olunan düşey yada düşeye yakın geçişi sağlayan bu yapılara istinat yapıları denilmektedir.

Genel anlamıyla istinat duvarı, zeminin seviye farklarının korunması için kullanılan ve yanal itki kuvvetlerini kendi ağırlıkları ile dengelemeye çalışan yapılardır. Bu yapılar (zemine ankastre palplanşlar , çukur kaplama elemanları ve ankrajlı palplanş duvarlar hariç) toprak itkisi ile alt uçları etrafında ufakta olsa bir dönme yapabileceği varsayımıyla hesaplanırlar.

İstinat duvarlarının atmosferle temas halindeki yüzüne duvar önü, zeminle temas halindeki yüzüne duvar arkası denir. Duvarın imalatından sonra arkası uygun bir şekilde doldurulur. İstinat duvarı, yatay harekete karşı yeterli mesnet teşkil edecek bir taban ve buna ankastre bir gövdeden oluşur.

2.2. İstinat Duvarlarının Türleri

İstinat duvarları değişik malzeme ve geometrik şekillerde inşa edilebilirler.

İstinat Yapılarının TS7994/Şubat 1990'a göre sınıflandırılması aşağıdaki gibidir [1].

1. Rijit İstinat Yapıları : Eğilme rijitlikleri büyük olduğundan çok az deformasyon yaparlar.

- Ağırlık tipi
- Yarı ağırlık tipi
- Konsol tipi
- Eşikli konsol tipi
- Payandalı tip
- Ters payandalı tip

2. Yarı Rijit İstinat Yapıları

- Betonarme kafes tipi
- Çelik kafes tipi
- Sandık (Gabyon) tipi
- Kazıklı (Aralıklı / Teğet / Enjeksiyonlu / Kesişen)
- Diyafram tipi

3. Esnek İstinat Yapıları : Eğilme rijitlikleri düşük olduğundan rijit istinat duvarlarına kıyasla daha büyük deformasyon yaparlar.

- Palplanş tipi (Ankastre / Ankrajlı / Yarı Ankastre / Tam Ankastre)
- Donatılı zemin tipi

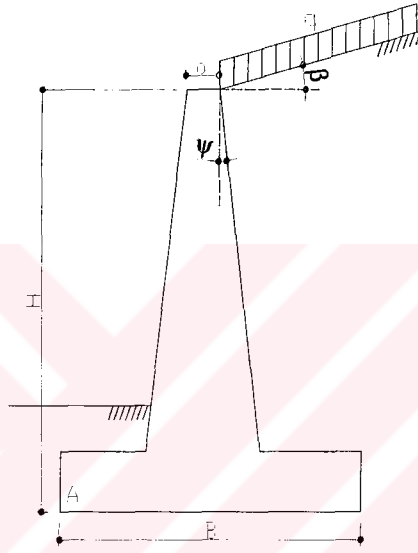
Ağırlık İstinat Duvarları : Kagir istinat duvar adıyla da anılırlar, genellikle çimento veya kireç harçlı taş duvar örgülü yada demirsiz betondan yapılırlar. Bu tür istinat duvarları genel toprak itkisini kendi ağırlıklarıyla dengelemeye çalışırlar. Bu nedenle belirli yükseklikleri aşmamalıdır (4-5m).

Kagir malzemelerde çekme dayanımı olmadığından duvar içinde çekme gerilmelerine izin verilmez.

Yarı Ağırlık İstinat Duvarları : Bunlar da masif istinat duvarlarıdır. Genelde beton malzeme miktarını azaltmak için çekme gerilmelerinin meydana geldiği kısımlara az miktarda çelik donatı yerleştirilir. Hem ağırlık hem de konsol tipli istinat duvarı gibi çalışır.

Konsol İstinat Duvarları : Betonarmenin yaygınlaşması, malzeme ve işçiliğinin pahalılaşması duvarların mümkün olan en küçük hacimde yapılmasını gerektirmiştir. Konsol istinat duvarı, betonun basınca, donatının çekmeye dayanımı nedeniyle çok narindir. Küçük ve orta yükseklikler için ekonomiktirler (7-8m). Toprak kazısının mümkün olmadığı durumlarda tabanı dışarıya doğru olan ters L biçiminde yapılırlar.

Bu tip duvarlarda koruyucu kuvvet, konsol kısım tarafından oluşturulur. Burada duvarın tuttuğu zemin tarafından kendisine uygulanan kaydırıcı kuvvetler , konsolun üstündeki zemin tarafından dengelenir.



Şekil 2.1 Konsol Tipli İstinat Duvarı [2]

Payandalı İstinat Duvarları : Basit betonarme istinat duvarlarına belirli aralıklarla kama şeklinde destek elemanları konulması ile oluşurlar. Böylelikle gövde ve taban elemanları, üç tarafından mesnetli plaklar biçiminde çalışırlar.

Eşikli Konsol İstinat Duvarları : Yüksekliği fazla olan istinat duvarlarında gövdeden yatay çıkmalar şeklinde hafifletme konsolları kullanılarak daha ekonomik istinat duvarları yapılabilir. Konsol plak altında boşluk olduğundan, üstünde de zemin ağırlığı olduğundan, gövdeye bağlandığı yerde moment dağılımını faydalı şekilde etkileyecek negatif momentler ortaya çıkar.

Kafes İstinat Duvarları : Prefabrike betonarme kiriş elemanlar istiflenir ve yanları kapalı üstü açık sandık şeklindeki bölmeler, içi taş veya toprakla doldurularak teşkil edilirler. Kendi bünyeleri içinde drenajı temin etmeleri, sökülüp takılabilir olmaları, tamamlanır tamamlanmaz yük taşıyabilir olmaları, küçük oturmalarından

etkilenmemeleri ve bakımlarının kolay olması gibi tercih edilebilecek üstünlükleri vardır.

Perde Duvarlar (Palplanşlar) : Palplanşlar geçici veya sürekli istinat yapıları olarak zemini tutmakta kullanılırlar. Ahşap, hazır beton, yada çelik elemanların zemine yan yana çakılmasından sonra perdenin bir yanının kazı, yada doldurulmasıyla oluşturulan duvar daha çok rıhtım gibi su yapılarında uygulanır. Bazı işlerde yapının bir parçası olarak sürekli işlev görürler, bazılarında ise geçici olarak çakılıp sonradan sökülürler. Örneğim rıhtım duvarı olarak sürekli, batardo inşaatı ise geçici görev gördükleri yerlerdendir.

Zeminin diğer tipleri taşıyacak gücünün olmaması, su kenarlarında yapının diğer tiplerde zor ve pahalı kurutma işlemlerini gerektirmesi, yeniden kullanılma olanağı nedeniyle ekonomi sağlaması perde duvarların tercih sebeplerindendir.

2.3. İstinat Duvarına Etkiyen Kuvvetler

Duvarın hem ekonomik hem de sağlam bir şekilde boyutlandırılması için, duvara tesir eden kuvvetlerin doğru şekilde tespit edilmesi gerekir. Bu kuvvetleri kısaca şöyle özetleyebiliriz.

Duvarın Kendi Ağırlığı : Genellikle ağırlık tipi istinat duvarlarında, yanal itkiyi önleyecek en büyük kuvvet duvarın kendi ağırlığıdır. Duvarın birim genişlik için ağırlığı, duvarın yapıldığı malzemenin birim ağırlığı ve duvar alanının çarpılması ile hesaplanır.

$$W = \gamma \times A \quad (2.1)$$

Duvar Arkasındaki Zeminin Yanal Etkisi : İstinat duvarları genellikle bu yanal toprak basıncını taşımak için inşa edilirler. Yanal basınçların hesabında ilk çalışmalar Coulomb ve Rankine tarafından yapılmış olup üzerinden yaklaşık iki asır geçmiş olmasına rağmen bu araştırmacıların geliştirdiği hipotezler kullanılmaktadır.

- **Aktif Toprak Basıncı :** Duvar, toprak itkisi ile zemin dışına doğru hareket ediyorsa, mevcut sükunetteki zemin gerilmelerinde bir azalma başlayacak, bu azalma belli sınır değeri aştıktan sonra zeminin dengesi bozularak bir kayma yüzeyi meydana gelecektir. Bu kayma yüzeyi boyunca dışarı doğru hareket etmeye çalışan zemin kaması ortaya

çıkacaktır. Bu anda duvara kamanın yapmış olduğu toprak basıncına, aktif toprak basıncı denir.

$$Pa = \frac{1}{2} \cdot Ka \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.2)$$

- **Pasif Toprak Basıncı :** Duvar, arkasındaki zemine doğru hareket ediyorsa, mevcut sükunetteki zemin gerilmelerinde bir artma başlayacak. Bu artış belli bir sınırı aştıktan sonra zemin de kabarmaya yol açacak ve bir kayma yüzeyi meydana getirecektir. Bu anda toprak kamasının duvara yapmış olduğu toprak basıncına pasif toprak basıncı denir.

$$Pp = \frac{1}{2} \cdot Kp \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.3)$$

Duvar Önündeki Toprak Basıncı : İstinat duvarının tabanı zemine gömülü olduğundan duvarın öne doğru hareketi sırasında, temel de zemine doğru hareket eder. Bu hareket duvarın stabilitesine olumlu etki yapacak basınç gerilmelerini taban üzerinde ortaya çıkaracaktır. Fakat bu kuvvet hesaplarda kullanılmaz.

Hidrostatik Basınçlar : İstinat duvarı arkasındaki yeraltı sularının drene edilmemesi halinde oluşacak su basıncı duvarın devrilmesine neden olabilir. Bu nedenle istinat duvarları arkasında uygun drenaj tedbirleri alınması gereklidir.

Deprem Kuvvetleri : Statik toprak basıncı ile depremde oluşan ek dinamik toprak basıncının toplamını hesaplamak için kullanılacak toplam aktif basınç katsayısı 1997 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'ten (2.4) bağıntısında verildiği gibi hesaplanır.

$$Kat = \frac{(1 \pm Cv) \cdot \cos^2(\varphi - \lambda - \alpha')}{\cos \lambda \cdot \cos^2 \alpha' \cdot \cos(\delta + \alpha' + \lambda)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \lambda - \beta)}{\cos(\delta + \alpha' + \lambda) \cdot \cos(\beta - \alpha')}}\right]^2} \quad (2.4)$$

Yatay eşdeğer deprem katsayısı C_h aşağıda tanımlanmıştır.

$$C_h = 0,2 (I + 1) A_o \quad (2.5)$$

Denklemlerde yer alan düşey eşdeğer deprem katsayısı C_v aşağıda tanımlanmıştır.

$$C_v = 2 C_h / 3 \quad (2.6)$$

$$\lambda = \arctan \left[\frac{Ch}{(1 \pm Cv)} \right] \quad (2.7)$$

Depremden oluşan dinamik aktif basınç katsayısı K_{at} , bağıntı (2.8) ile belirlenir.

$$K_{ad} = K_{at} - K_{as} \quad (2.8)$$

Zeminin kuru ve üniform olması durumunda depremden oluşan dinamik aktif toprak basıncının bileşkesi, bağıntı (2.9) ile hesaplanır.

$$P_{ad} = 0,5 \gamma K_{ad} H^2 \quad (2.9)$$

Zemin özelliklerinin üniform olması halinde ve deprem durumunda düzgün yayılı dış yükten oluşan aktif toprak basıncı, bağıntı (2.10) ile bulunur.

$$Q_{ad} = q_0 K_{ad} H \cos \alpha / \cos (\alpha - i) \quad (2.10)$$

Don Tesiri : Zeminde yer altı su seviyesinin yüksek veya zeminin suya doymun olduğu durumlarda, zemin soğuk mevsimlerde muayyen bir derinliğe kadar donar. Duvarın arkasında ve topuğunda meydana gelen buz merceklerinden dolayı ilkbaharda buzların erimesiyle bu kısımlar yumuşayacaktır. Bilhassa topuk kısmında gerilmelerin yüksek olmasından dolayı bu kısımlarda daha büyük oturmalar meydana gelir ve bu ters etki duvarın devrilmesine sebep olabilir. Zeminin uygun şekilde drenajı ve temelin don derinliğinin altına indirilmesi don tesirlerine karşı alınacak en uygun tedbirlerdir.

Sürşarj Etkisi : İstinat duvarı arkasındaki zemin üzerine, fonksiyonları gereği genelde ilave veya dış yükler tesir edebilir. Ulaşım araçlarının bulunması, malzeme depolanması, bir yapı yapılması gibi etkiler, uniform yük, şerit yük, tekil yük, gibi ilave yük etkisi yaparlar.

2.4. İstinat Duvarının Stabilitesi

İstinat duvarına genelde etki eden yükler ekler bölümünde betonarme konsol istinat duvarı üstünde gösterilmiştir. Burada duvar yüzünün yatayla yapmış olduğu açı $\theta = 90^\circ$, duvar arkası zemin yüzeyinin yatayla yapmış olduğu açı $\beta = 0^\circ$ ve duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısı $\delta = 0^\circ$ ise zeminin duvara yaptığı itki yataydır ve derinliğe bağlı olarak üçgen yayılı yük şeklindedir.

İstinat duvarlarının stabilite hesaplarında yapılan tahkikler şunlardır :

- Devrilme tahkiki
- Kayma tahkiki
- Zemin gerilmeleri tahkiki
- Toptan göçme tahkiki

Bu hesaplamalarda duvar önündeki zeminin yapacağı pasif itki ihmal edilir.

2.4.1. Devrilme Tahkiki

İstinat duvarı, arkasındaki zeminin ve ilave yüklerin meydana getirdiği aktif toprak itkisinden dolayı, ön topuk köşe noktası (Şekil 2.1' de görülen A noktası) etrafında dönerek devrilme eğilimindedir. Bu devrilme, duvar ağırlığı ve duvar tabanı üzerindeki zemin ağırlığı ile karşılanır. Duvar boyutlarına göre duvarın, A noktası etrafında dönmesine karşı koyan kuvvetlerin momentinin, A noktası etrafında döndüren kuvvetlerin momentinden belli bir güvenlik katsayısı kadar fazla olması gerekir. Bu güvenlik katsayısı genelde daneli zeminlerde 1.5, kohezyonlu zeminlerde ise 2' ye eşit ya da büyük olması istenir.

2.4.2. Kayma Tahkiki

Duvara gelen aktif duvar itkisi aynı zamanda, duvarı temel zemini üzerinde kaydıracaktır. Ortaya çıkan bu kayma kuvveti ; tabanla – zemin arasındaki sürtünme kuvvetiyle, tabanla zemin arasındaki adhezyon kuvvetiyle ve duvar önündeki pasif itkiyle karşılanacaktır. Duvar önünde ileride oluşabilecek erozyon, yapılabilecek kazı gibi ve buna benzer olayların duvara yapacağı olumsuz etkileri bertaraf etmek için pasif toprak itkisi genellikle ihmal edilir. Kayma kuvveti (2.11) veya (2.12) bağıntıları ile hesaplanır.

$$F_k = \mu \cdot N \quad (\text{Daneli, kohezyonsuz zeminlerde}) \quad (2.11)$$

$$F_k = c \cdot N \quad (\text{Kohezyonlu zeminlerde}) \quad (2.12)$$

Burada

μ = duvar tabanı ile zemin arasındaki sürtünme katsayısı

c = duvar tabanı ile zemin arasındaki adhezyon

ΣN = toplam düşey kuvvetler

P_h = aktif toprak basıncının yatay bileşkesi

Kayma güvenliğinin sağlanabilmesi için (2.13) bağıntısı sağlanmalıdır.

$$G_k = F_k / P_h \geq 1,5 \quad (2.13)$$

Kayma güvenliğinin sağlanamadığı durumlarda, duvar tabanında gövde altında bir dış yapılararak kaymaya karşı güvenlik istenilen değere yükseltilir.

2.4.3. Zemin Gerilmeleri Tahkiki

İstinat duvarına tesir eden yüklerden dolayı, duvarın temel tabanı altında meydana gelen zemin gerilmeleri, zemin emniyet gerilmesinden küçük olmalıdır ve zeminde çekme gerilmesi oluşmamalıdır.

Hesaplamalarda duvarın 1m uzunluğu göz önüne alınacak olursa :

ΣM_o = Duvara tesir eden yüklerin temelin orta noktasına göre toplam momenti

ΣN = Duvara tesir eden düşey yüklerin toplamı olmak üzere,

O noktasına göre dış merkezlik :

$$e = \Sigma M_o / \Sigma N \quad \text{şeklinde hesaplanır.}$$

B, taban genişliğine göre dış merkezlik aşağıda verilen şartı sağlamalıdır.

$$e \leq B / 6$$

Küçük dış merkezlik durumunda, zemin gerilmeleri (2.14) ve (2.15) bağıntılarını sağlamalıdır.

$$\sigma_1 = \Sigma N/b + 6\Sigma M_o/b^2 \leq \sigma_{zem} \quad (2.14)$$

$$\sigma_2 = \Sigma N/b - 6\Sigma M_o/b^2 \geq 0 \quad (2.15)$$

Büyük dış merkezlik durumu ancak kaya türü zeminler için geçerli olabilir, bunun dışındaki tüm zeminler için, küçük dış merkezlik durumu verecek şekilde, duvar boyutlarında değişiklik yapılarak hesaplamalara devam edilmelidir.

2.4.4. Toptan Göçme Tahkiki

Duvarın zeminle birlikte bir bütün olarak göçme ihtimali de dikkate alınmalı ve buna karşı emniyetli olacak şekilde boyutlandırılmalıdır.

Zeminin kayma yüzeyi, duvarın temelinin altından geçmediği müddetçe duvarı, toptan göçmeye karşı emniyetli sayabiliriz. Kohezyonlu zeminlerde meydana gelen dairesel kayma göçmesi toptan göçme hesaplarına uygun olmalıdır. İsveç dilim metodu ve ϕ dairesi metodu en çok kullanılan metodlardır.

Şev stabilitesi analizlerinde aranan minimum güvenlik sayıları, esas olarak projenin özelliklerine bağlı olmakla birlikte bir yaklaşım olarak aşağıda verilen minimum değerler kullanılabilir [3].

- Barajda, inşaat sonrası durum : 1.30
- Sürekli sızma hali : 1.25
- Ani su çekilmesi hali : 1.20
- Uzun süredir dengede olan tabii şev : 1.10 - 1.20
- Yapıların dahil olduğu problemler : 2.0

3. DONATILI ZEMİN KAVRAMI

3.1. Donatılı Zeminin Tarihçesi

Yeterli yoğunlukta ve su muhtevasında olan bir zemin kütlesi, basınç ve kayma bakımından belirli değerlere kadar güçlüdür, fakat çekme dayanımı yoktur. Bu yüzden zeminin çekmeye karşı dayanımını arttırmak için zemine şerit ya da grid halinde metaller, polimerler ve plastikler yerleştirilir. Bu işlem sonucunda meydana gelen yapıya donatılı zemin denir.

Donatılı zemin 1966 yılında H.Vidal tarafından ortaya atılmıştır. Uygulama süresinin kısa oluşu, uygulama kolaylığı, çok yönlü uygulanabilmesi ve ekonomik oluşu nedenleri ile kendini kabul ettirmiş bir inşaat yöntemidir [4].

Donatılı zemin ; istinat duvarları, temel zemini iyileştirmesi, su yapıları ve yol inşaatlarında uygulama alanı bulmuştur. Donatılı zeminle teşkil edilen istinat duvarlarının yapım süresinin kısa oluşu, az yer kaplaması, çevreye uygun yüzey elemanları kullanılabilmesi ve maliyetinin klasik inşaat yöntemlerinden ucuz oluşu gibi nedenlerle yaygın uygulama alanı bulmuştur [4].

Erozyon kontrolü veya ilave dayanım için zemine malzemeler eklenmesi fikri yeni değildir. Araştırmacılar, kaplama malzemesi olarak, ağaç kirişler, metal ve diğer malzemelerin kullanımı için mükemmel dökümantasyon sağlamışlardır.

Donatılı zemin tekniklerinin gelişimi aşağıdaki sistematığı izlemiştir.

- Fransız mimar ve mucit H.Vidal modern donatılı zemin gelişiminde öncülük yapmış ve USA’da donatılı zemin olarak bilinen sistemi geliştirmiştir. 1966’da Fransızca da Terre Arme , İngilizce de Reinforced Earth olarak bilinen sistemin patentini almıştır[5].
- İlk donatılı zemin istinat duvarı Pragneres’de inşaa edilmiştir (1965)[5].
- İlk grup yapılar Roquebrune-Menton otoyolunda yapılmıştır (1968-1969). Toplam yüzey alanı 5500 m² olan şevde 10 adet istinat duvarı vardır[5].

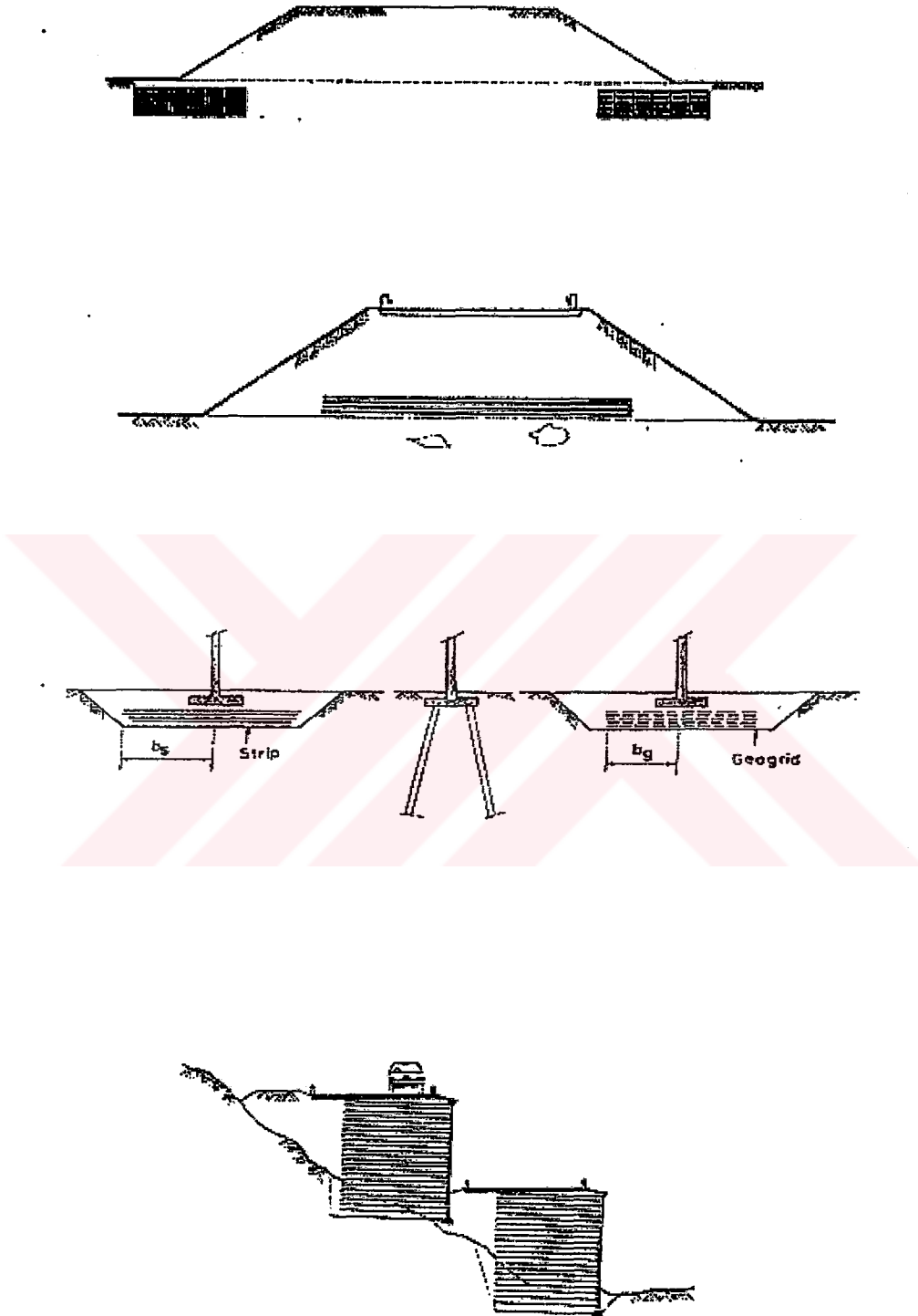
- Üst yüzeyi önemle desteklenerek sıkıştırılmış duvarlar, Dunkerque limanında yapılmıştır (1970)[5].
- Donatılı zemin olarak ilk otoyol köprüsü ayağı (14 m yükseklikte) Thionville’de yapılmıştır (1972) [5].
- Otoyol şevlerinin stabilizasyonu için Fransa’da 1974 ve California’da 1977 yıllarında donatılı zemin istinat duvarları yapılmıştır. Demiryolu şevlerinin stabilizasyonu için ise, Fransız Demiryolu İşleri İdaresi bu duvarlardan ilk olarak 1973’te yaptırmıştır [6].
- Mekanizma üzerindeki başlıca araştırmaları ve toprakarme tasarımını da kapsamak üzere, temel olarak, 15 adet tam ölçekli deney, “Laboratoire Central des Ponts et Chaussees” tarafından 1967, 1968 yılları arasında gerçekleştirilmiştir[7].
- 1972 den beri , “Laboratoire Central des Ponts et Chaussees” ve “Reinforced Earth Company” birlikte donatının dayanıklılığı ve dolgu zeminine gömülen metalin korozyonu üzerindeki çalışmaları birlikte üstlenmişlerdir. O zamandan beri büyük bir tecrübe, bu alanda yapılan laboratuvar çalışmaları sayesinde korozyon miktarları , tam ölçekli deneyler ve 1968 den beri yapılan gerçek yapılar üzerindeki gözlemlere dayalı olarak elde edilmiştir[5,7].

Donatılı zemin alanındaki teknolojik gelişmeler iki aşamada gerçekleştirilmiştir.

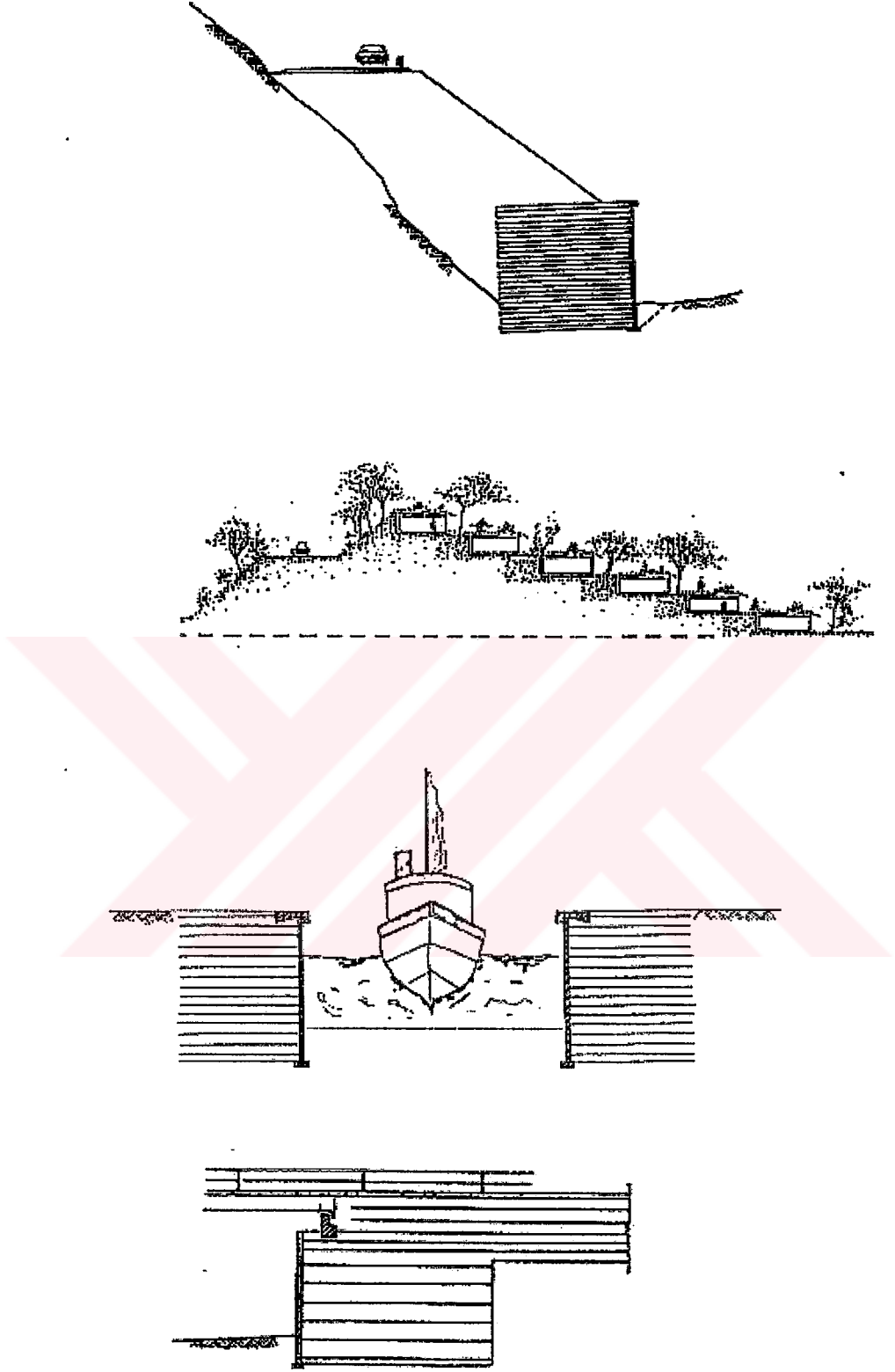
- Beton panellerle kaplama buluşu 1971 de yapılmıştır. Günümüzde yapıların çoğu, bu tarz kaplamalarla gerçekleştirilmektedir[8].
- 1975 de daha yüksek temas için damarlı donatı şeritlerinin geliştirilmesi ve üretimi yapılmıştır. Bu şeritler, 5 mm kalınlıklı, yumuşak, galvanizli çelikten imal edilmekte ve zemin-donatı arasında daha yüksek sürtünme sağlamaktadır[8].

Bundan dolayı 1963 deki buluşlardan beri, donatılı zemin teknikleri bütün dünya çapında ekonomik ve etkili bir çözüm tekniği olarak hızla kabul edilmiştir ve istinat duvarlarında, otoyol köprü taşıyıcı sistemlerinde, ekspres yollarda, demiryolu hatlarında ve diğer endüstri, inşaat mühendisliği, savunma ve su projelerinde çok sık olarak kullanılmaktadır. Donatılı zemin istinat duvarı günümüzde yaygın olarak

kullanılan bir dayanma yapısıdır. Şekil 3.1 ve 3.2’de donatılı zeminin uygulandığı yerlere örnekler gösterilmektedir.



Şekil 3.1 Donatılı Zeminin Kullanıldığı Bazı Uygulamalar [9]



Şekil 3.2 Donatılı Zeminin Kullanıldığı Bazı Uygulamalar [9]

3.2. Mevcut Donatılı Zemin Sistemleri

Donatılı zemin sistemi üç temel bileşenden oluşmaktadır:

- Donatılar
- Dolgu zemini
- Kaplama elemanları

Donatılar, kullanılan malzeme tipi ve donatı geometrisine bağlı olarak tanımlanabilir. Donatı malzemesi metalik ve metalik olmayan olarak, donatı geometrisi ise şeritler, ızgaralar, tabakalar veya fiberler olarak geniş bir alanda kategorize edilebilmektedir. Donatı ve zemin arasında iki temel gerilme mekanizması söz konusudur ve aşağıdaki şekilde adlandırılabilir:

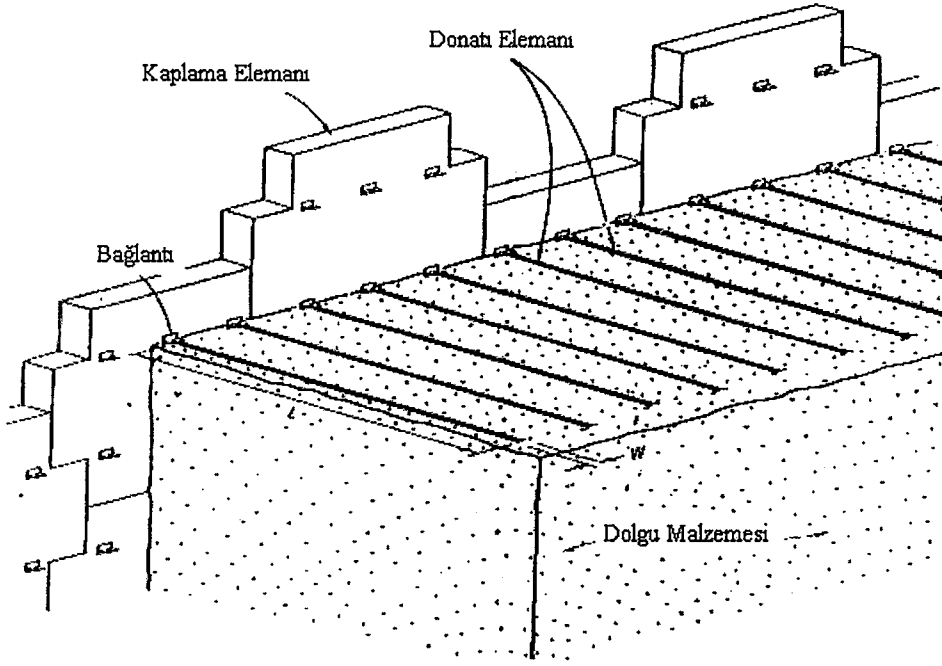
- Donatının düzlem yüzey alanı ve zemin arasındaki sürtünme
- Donatı yüzeyinde, zemin ve donatı arasındaki rölatif hareketin doğrultusu normalinde yönelen, pasif zemin dayanım direnci

Şerit, çubuk ve tabaka donatıları, zemine gerilmeyi büyük ölçüde sürtünme ile aktarırken, deforme olmuş çubuk ve ızgara donatılar gerilmeyi zemine pasif dayanım veya sürtünmeli gerilme ile iletirler [10,11].

3.2.1. Şerit Donatı

Plastik yada metal şeritler, ardışık olarak teşkil edilen dolgu zemini arasındaki yatay düzlemler arasına yerleştirilir (Şekil 3.3). Kaplama panelleri, şeritlere ya prekast beton panellerle ya da prefabrike metal elemanlarla tutturulur.

Plastik şeritlerin, zararlı çevre şartlarında korozyon problemini önlemek için ciddi çaba sarfedilir. Fakat durabilitelerinin tüm yönleri bilinmemektedir. Genellikle, ticari olarak mevcut şeritler Praweb tipi şerittir, bunlar yüksek yapışkanlı polyester veya ilave dayanım veren polyaramid püskürtülerek yada batırılarak yapılan fiberlerden ve fibratinden yapılmaktadır. Şeritler, genelde prekast beton panellerden ibaret duvar yüzlerine tutturulur. Dolgu zemini olarak genelde daneli zeminler kullanılmakta, dane çapları kumdan çakıla gitmektedir [5,12].



Şekil 3.3 Şerit Donatılı Duvarın Şematik Diyagramı [12]

3.2.2. Izgara Donatı

Izgara donatı sistemi, metalik veya polimerik çekme alan elemanların, yatay düzlemde dikdörtgen ızgaralar oluşturacak şekilde, dolgunun içinde donatılı zemin kütlelerinin dışarı verdiği harekete karşı koymak için Şekil 3.4'te görüldüğü gibi yerleştirilmesi ile elde edilir. Izgara donatı, zemindeki gerilmeleri, zeminin pasif direnciyle, ızgaranın enine donatılarına ve zemin ile ızgaranın yatay yüzeyine sürtünme olarak aktarır.

Bu sistem, donatıların ızgara şeklini oluşturacak biçimde kaynaklanarak teşkil edilen standart tel yüzeylerin zemin dolgusunun arasına yerleştirilmesi ile oluşturulur. Izgara şeklinde birbirine kaynaklanarak elde edilen bu standart tel örgü yüzeyi her bir sıranın sonunda bir üst sıraya bükülerek bağlanmaktadır. Diğer kalan tel örgüler ise, dolgu zeminini tutmak için, tel örgü boyutunu düşürmek amacıyla dış yüzeye eklenebilmektedir. Donatılı zemin dolgusu, tel örgü ile prekast yüzey panellerini birleştirmektedir.

Tel ağlar, beton döşeme donatısı için aynı şekilde yaygın olarak kullanılır.

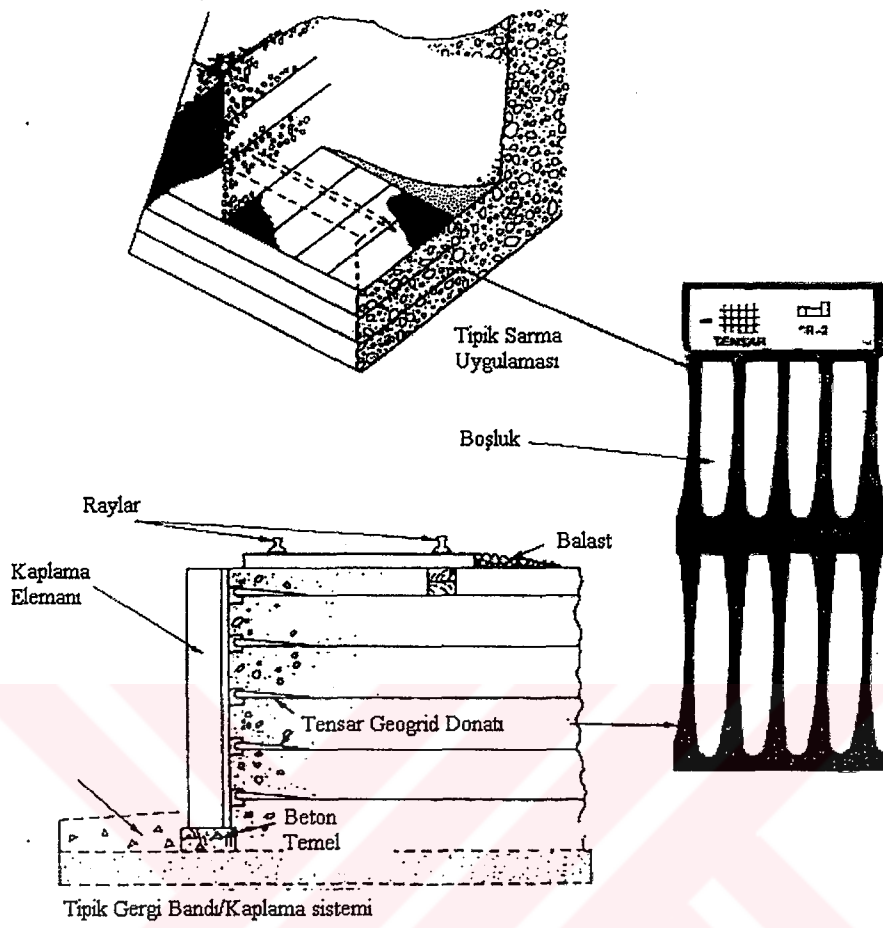
Kararlı polimer malzemeden yapılan ızgara donatılar, zararlı zemin suyu ve yer altı suyu ortamlarına karşı iyi bir direnç sağlamaktadır. Tensar geogridleri germe prosesinden geçen yoğun polietilenden üretilen dayanıklı polimer ızgaralardır. Geogridler için kaplama, yüzeyde donatıların bükülmesi veya donatı ızgaralarına gabryonlar veya beton paneller eklenmesiyle oluşturulabilir[5,13].

3.2.3. Örtü Donatı

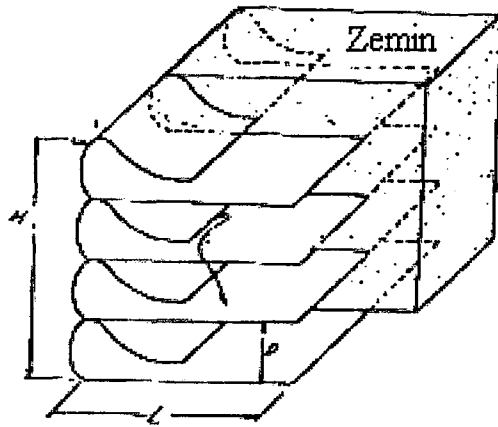
Sürekli geotekstil tabakaları bir sıra dahilinde kompozit zemin donatı malzemesi ile yatay tabakalar halinde serilerek oluşturulur Böylece zemin ve donatı tabakaları arasında hakim bir sürtünme etkisi oluşturularak gerilme iletimi mekanizması teşkil edilir (Şekil 3.5). Zemin donatısında kullanılan geotekstil kumaşının çoğunluğu ya polyester ya da polipropelin liflerden yapılır. Örgülü, örgüsüz, iğneyle delinmiş, örgüsüz ısıtıcı ve ısıtıcı reçine kumaşları mevcuttur. Dolgu malzemesi olarak granüler siltten çakıla kadar değişen zemin kullanılmaktadır. Kaplama elemanları, genellikle yüzeye çıkan zemini yüzeyde geotekstille sararak ve asfalt emülsiyon veya betonla kaplayarak inşaa edilir. Alternatif olarak, yapısal eleman olarak betonarme paneller gibi elemanlar kullanılabilir. Geotekstil tabakaları ve yapısal duvar elemanları arasındaki bağlantı, geotekstili betonun içine sürtünme, çivileme, bindirme veya diğer ısıtıcı yöntemlerle yerleştirilerek sağlanabilir[10,14].

3.2.4. Çubuk Donatı

Ankrajlı zemin, çubuk donatıların uçlarının bükülerek ankraj oluşturması ile meydana gelir. Zemin-donatı gerilme transferi, ilk olarak zeminin pasif direncine doğru olur. Aslında, ankrajlı zemin tam olarak donatılı zemin olarak sayılmayabilir. Fakat yine de ankraj çubuğu boyunca sürtünme artırılmalıdır. Bu sebeple, genellikle tasarım esnasında sürtünmeye yer verilmemesine rağmen, bu sistem bazı durumlarda donatılı zemin gibi davranabilir. Ankrajlı zemin hala süren bir araştırma konusudur ve yaygın olarak henüz kullanıma geçirilememiştir [5].



Şekil 3.4 Geogrid Donatılı Zemin Şematik Diyagramı [12]



Şekil 3.5 Geotekstil Donatılı Zemin Şematik Diyagramı [12]

3.2.5. Fiber Donatı

Gelişmiş mekanik özelliklere sahip kompozit bir inşaat malzemesinin oluşturulması zemin kütlesinin içine çekme dayanımı olan fiberlerin dahil edilmesiyle olacaktır. Zeminde fiber donatıların mühendislik kullanımı, betondaki fiber donatıların kullanımıyla benzerlik içermektedir ve henüz geliştirilme aşamasındadır. Metalik fiberler, sentetik fiberler, doğal fiberleri içeren malzemelerin muhtemel kullanımları araştırılmaktadır [10,13].

3.2.6. Hücresel Donatı

Hücresel donatılar, şev tabanında veya istinat duvarı temelinde, alttaki zayıf zeminin dayanım kapasitesini belirgin şekilde artırılması için ve şevlerin stabilitesi için kullanılmaktadır. Bu sistemlerin ilk zamanlardaki laboratuvar araştırmaları ve teorik analizleri, California , Berkeley Üniversitesinde Rea ve Mitchell tarafından gerçekleştirilmiştir. Bu tarz ızgara hücrelerin arazi testleri U.S. Army Engineering Waterways Experiment Station adlı kurumda Webster ve Alford tarafından yapılmıştır. Son zamanlarda bu sistemler daha da geliştirilmiştir ve ticari olarak GEOWEB adıyla bilinen ticari bir marka haline gelmiştir. Çünkü, bu kompozit bir donatılı zemin kütlesi olmasından daha ziyade, tekil donatı (şev tabakasındaki kalın geotekstil tabasına benzer bir analogi) tabakasıdır [5,14].

3.3. Donatılı Zeminin Ana Prensipleri

3.3.1. Temel Kavramlar

Kohezyonsuz yarı sonsuz ortamda yüzeyden h derinliğinde düşey gerilme ve buna bağlı yatay gerilme değerleri, (3.1) ve (3.2) bağıntılarında verilmiştir.

$$\sigma_v = \gamma h \quad (3.1)$$

$$\sigma_h = K_0 \gamma h \quad (3.2)$$

Burada γ zeminin birim hacim ağırlığı, h yüzeyden derinliği ve K_0 sükunetteki toprak basıncı katsayısını göstermektedir. Jacky'e göre normal olarak konsolide olmuş killer ve sıkıştırılmış zeminlerde sükunetteki toprak basıncı aşağıdaki gibi verilmiştir [15].

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (3.3)$$

Zeminin yatayda genişlemesine izin veriliyorsa, yataydaki gerilme, limitteki (veya göçmedeki) değer (3.4) bağıntısında verildiği gibi hesaplanır.

$$\sigma_h = K_a \gamma h \quad (3.4)$$

K_a , aktif zemin basıncı katsayısı aşağıdaki (3.5) bağıntısında verilmiştir.

$$K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad (3.5)$$

Diğer taraftan zemin yatayda sıkıştırılmışsa, yataydaki gerilme limit değerine yükselir.

$$K_p = \gamma h \quad (3.6)$$

Yukarıda (3.6) bağıntısında verilen pasif zemin basıncı katsayısı aşağıdaki gibi verilmiştir.

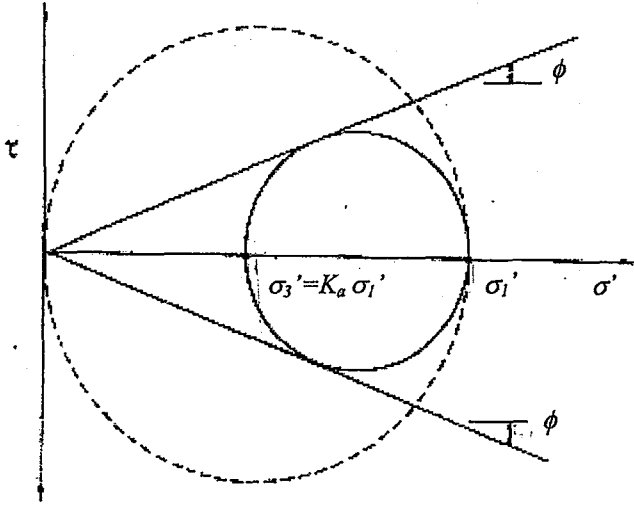
$$K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi) = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (3.7)$$

3.3.2. Henry Vidal'ın Çalışması

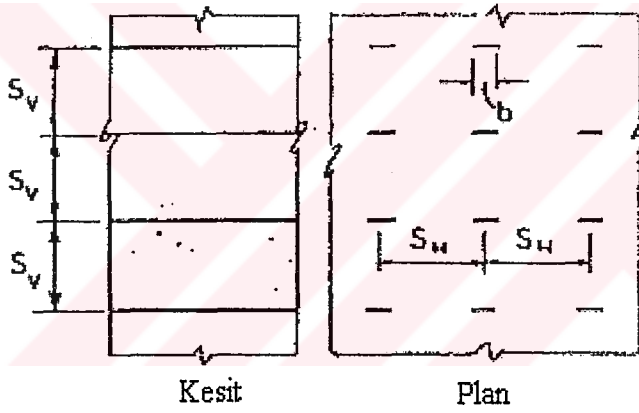
Donatılı zemin teknolojisinin başlangıcında, laboratuvar ölçeğindeki modellerin tam ölçekli yapıların davranışlarının anlaşılabilmesinde yararlı bir kazanım olduğu ispatlanmıştır. Henry Vidal, yani donatılı zeminin kaşifi, 1960'ların başında kum ve kağıt modeller kurmuş ve onların üzerinde çalışmıştır[16].

Henry Vidal ilk çalışmalarında, kesin olarak donatılı zeminin temel çalışma mekanizmasını belirlemiş ve açıklamıştır. Donatısız zeminin Mohr-Coulomb kırılma kriterine uyduğu kabul edilir. Burada kohezyonsuz zemin, normal gerilme eksenine $+\phi$ ve $-\phi$ açısı ile eğim yapan iki lineer kırılma zarfı ile rahatlıkla tanımlanabilmektedir. Eğer zemin düşeyde σ_1 gibi bir ana gerilme ile yüklenirse ve zeminde göçme olmazsa o halde aynı zamanda yatayda zemine etkiyen sınırlayıcı bir σ_3 gerilmesinin oluşması gerekmektedir. Şekil 3.6' da sınırlayıcı durum, Mohr gerilme dairesinde sürekli çizgi ile gösterilmiştir [15].

Şimdi aynı zemin kütlesi, yatayda Şekil 3.7'de görüldüğü gibi donatılandırılarak inceleme yapılmaktadır. Burada, iki bitişik donatı şeriti arasındaki tabaka dikkate alınır.



Şekil 3.6 Donatısız Zemindeki Göçme Diyagramı [15]



Şekil 3.7 Donatı Şeritlerinin Ayarlanması [15]

Eğer şeritler birbirlerine yeterince yakınsa, tüm zemin tabakası az çok sıkıştırılmış olacaktır. Maksimum şekil değiştirme ise donatı doğrultusunda gerçekleşecek ve donatının şekil değiştirmesinin kontrolünde olacaktır. Donatıların sahip oldukları Young modülü zemininkinden daha büyük olduğundan zemindeki şekil değiştirme, donatıların şekil değiştirmesinden çok daha küçük olacaktır. Zeminin sükunette olduğu ve aradaki yatay basıncın da pasif zemin basıncı olup, $K_0 \gamma h$ değerine eşit olduğu kabul edilebilir [15].

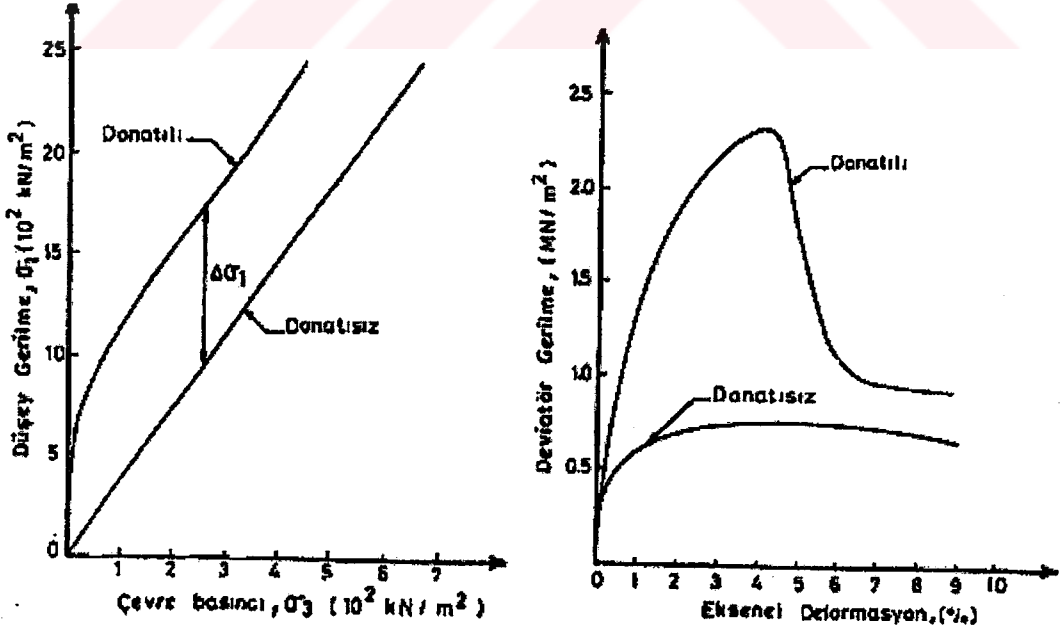
Eksenel yükü yüklenmiş olan granüler malzemelerde yanal genişlemeler oluşmakta ve buna bağlı olarak da yanal gerilmeler düşey gerilmelerin yarısından daha büyük bir şiddette ortaya çıkmaktadır. Diğer yandan, zemin içerisine uzama özelliği ihmal edilebilecek kadar düşük olan donatı elemanları yanal genişleme doğrultusuna

paralel olarak yerleştirildiklerinde donatılar, kendileriyle zemin arasında sürtünme etkisi ile yanal gerilmeyi önlemekte ve sistemin davranışı, sanki yanal bir dayanma kuvveti veya yük, zemin yüzeyine etkiyor gibi olmaktadır. Zemin yüzeyine geliyor olduğu varsayılan bu yatay yük, pasif toprak basıncına ($K_p \times \sigma_v$) eşittir. Zemin elemanlarından her biri buna eşit bir yatay basınçtan etkilenir ve bu nedenle de düşey basınçlar arttıkça bu yatay kuvvet de doğru orantılı olarak artar. Böylece içsel sürtünme açısının herhangi bir değeri için (granüler malzemelerde) Mohr gerilme dairesi, bütün noktalarda kopma eğrisinin çok altında yer alır ve dengenin bozulması (kırılma durumu), sadece zeminle donatı arasındaki sürtünmenin kaybı veya donatıların kopması nedeniyle ortaya çıkar [17].

Donatılı zemin yapılarının tasarımındaki en önemli hesaplar, donatılar tarafından karşılanması gereken yanal veya gerilme basınçlarının belirlenmesine ilişkin olanlardır. Aşırı basınçlar, donatılarda gerilme kopmalarına ve yapının tümüyle göçmesine neden olabilir.

Zemin ve donatılar arasındaki kayma direncine ilişkin hesaplar ise, donatının zemin içerisindeki hareketi, sadece basınçların yeni bir biçimde dağılmasına ve kütlelin yavaş deformasyonuna neden olacağı için daha az kritiktir [17].

Donatının zemine kazandırdığı kohezyon ve gevreklik Şekil 3.8’de gösterilmiştir.



Şekil 3.8 Donatının Zemine Kazandırdığı Kohezyon ve Gevreklik [18]

3.3.3. Kohezyon Teorileri

İçerisine donatı malzemesi yerleştirilen bir kohezyonsuz zeminde meydana gelen mukavemet artımı anizotropik kohezyon teorisi ve arttırılmış çevre basıncı teorisi olarak isimlendirilen iki farklı teori ile açıklanmaktadır [17].

Anizotropik kohezyon teorisine göre donatı ile zemin daneleri arasındaki temas kuvvetlerinin donatı normal düzlemi ile yaptığı açılar zemin ile donatı arasındaki sürtünme açısından küçük ise donatı, danelere etkiyen temas kuvvetleri farkı kadar bir kuvvet ile daneleri birbirine çekiyormuş gibi davranır. Sürtünme direnci aşılmadığı sürece, daneler birbirlerine bağlıymış ya da diğer bir ifade ile kohezyona sahipmiş gibi hareket ederler. Donatı kopması durumunda, donatılı ve donatısız kohezyonsuz numunelerin kırılma zarflarının birbirine paralel olması ve dolayısıyla kayma mukavemeti açılarının değişmemesi nedeniyle donatılı kohezyonsuz numunelerde gözlenen mukavemet artımı, görünür bir anizotropik kohezyon (c') ile açıklanmaktadır. Kısaca aynı çevre basıncına sahip donatılı zemin numunesi, donatısız zemin numunesine göre daha büyük bir düşey gerilmede kırılacaktır [17].

Anizotropik kohezyon teorisinde, yatay olarak donatılandırılmış kum numunelerine üç eksenli basınç deneylerinde uygulanan düşey ve yatay gerilmelerin (σ_1, σ_3) asal ve numune boyunca üniform oldukları varsayılmaktadır. Bu teorinin bir eleştirisi olarak numune alt ve üst başlıklarında oluşan sürtünme ve donatı boyunca doğan kayma gerilmeleri nedeniyle gerçekte (σ_1, σ_3) gerilmeleri asal olmayıp, gerilme dağılımlarının da üniform olmadığı söylenebilir. Chapuis 1977'de yaptığı bir seri deneysel çalışma neticesinde donatılı numunelerde küçük asal gerilmenin, uygulanan çevre basıncından daha büyük olduğunu ileri sürmüştür. Dolayısıyla, donatılı zemin numunelerdeki mukavemet artımı yanal gerilmedeki artımdan ileri gelmektedir [18].

Chaussees'deki Central des Ponts (LCPC) laboratuvarında geliştirilen kohezyon teorisi ile New South Wales (NSW) kohezyon teorilerine aşağıda kısaca değinilmiştir.

3.3.3.1. LCPC Kohezyon Teorisi

Donatılı zeminin kırılma zarfı ilk olarak (3.8) bağıntısı ile tanımlanmıştır.

$$\sigma_1 = K_p \sigma_3 + \Delta \sigma_1 \quad (3.8)$$

c ve ϕ parametreleri belirli bir zemin için bu ifade Rankine-Bell eşitliği ile kıyaslanırsa (3.9) bağıntısı elde edilir.

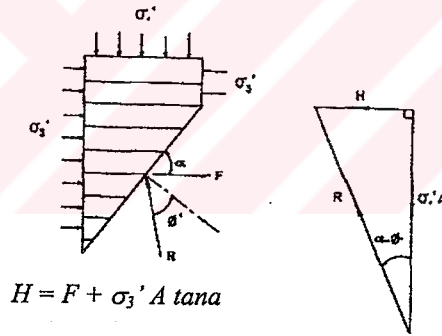
$$\sigma_1 = K_p \sigma_3 + 2 \sqrt{K_p} c \quad (3.9)$$

(3.8) ve (3.9) denklemlerinin eşitliği ile (3.10) bağıntısı yazılır.

$$c = \Delta \sigma_1 / (2 \sqrt{K_p}) \quad (3.10)$$

Schlosser&Long, daha sonra silindir şeklindeki donatılı zemin numunesinin, yatayla α açısı yapan kırılma düzlemi ile kesilmesiyle, asimetrik yüklemeye maruz kaldığındaki dengesini incelemişlerdir. Bu örnekte σ_1 ve σ_3 asal gerilmelerine ilaveten, R bileşke kuvveti ile birlikte kırılma düzlemine etkiyen ve donatılar tarafından karşılanan F çekme kuvveti de vardır (Şekil 3.9). Silindirin A kesit alanı için, üçgen kuvvet aşağıdaki hali alır.

$$F + \sigma_3 A \tan \alpha = \Delta \sigma_1 A \tan (\alpha - \phi) \quad (3.11)$$



Şekil 3.9 Coulomb Analizi [18]

Eğer kırılma, kancalamanın kopmasından kaynaklanıyorsa ve duvar yüksekliği boyunca, donatı için h aralıkları küçükse, çekme kuvveti her bir donatıdaki kırılma yüzeyi tarafından karşılanan T çekme kuvvetlerinin toplamına eşit olacaktır. Bu toplam durumu (3.12) bağıntısı ile tanımlanabilir.

$$F = A \tan \alpha \left[\frac{T}{h} \right] \quad (3.12)$$

Bağıntı (3.11) ve (3.12) birleştirilerek aşağıdaki (3.13) bağıntısını elde ederiz.

$$\sigma_1 = (\sigma_3 + T/h) \tan \alpha \cot(\alpha - \phi) \quad (3.13)$$

Elde edilen (3.13) bağıntısında, $\alpha = 45 + \phi/2$ açısı için σ_1 değerinin maksimum değerine ulaşılır. Bulunan α değeri için (3.13) bağıntısı aşağıdaki hale dönüşür.

$$\sigma_1 = K_p \sigma_3 + K_p (T/h) \quad (3.14)$$

(3.8) ve (3.14) bağıntıları da dikkate alınırsa bağıntı (3.15) elde edilir.

$$\Delta \sigma_1 = K_p (T/h) \quad (3.15)$$

Bu ifade Long ve diğerlerinin elde ettiği sonuçlarla iyi bir uyum sağlamaktadır. $\Delta \sigma_1$ in T değeri ve h değerinin tersi ile lineer olarak değiştiği düşünülmektedir. Müteakiben (3.15) bağıntısı (3.10) bağıntısında yerine konursa anizotropik kohezyon için (3.16) bağıntısı elde edilebilir

$$c' = \left[\frac{T \sqrt{K_p}}{2h} \right] \quad (3.16)$$

Teorik bulgular ve deneysel sonuçların kıyaslanması ile elde edilen sonuçlar mükemmel bir uyum sergilemektedir [18].

3.3.3.2. NSW Kohezyon Teorisi

LCPC çalışmasından tamamen bağımsız olarak Hausmann, daha birleşik bir anizotrop kohezyon teorisini ortaya koymuştur [19]. Bu teori Donatılı kohezyonsuz zeminlerde donatı kopması ile meydana gelen göçme durumunda zeminin yanal genişlemesi, değeri statik olarak zemin ile donatı arasındaki sürtünme kuvvetine eşit bir σ_r ön gerilmesi doğurmakta ve bu öngerilmenin maksimum değeri ise, donatı malzemesinin çekme mukavemeti ile tayin olmaktadır.”demektedir. Hausmann küçük ana gerilmeyi aşağıdaki gibi eşitleyerek ilerlemiştir [16].

$$\sigma_3 + \sigma_r = K_a \sigma_1 \quad (3.17)$$

Buradan;

$$\sigma_1 = K_p \sigma_3 + K_p \sigma_r \quad (3.18)$$

(3.18) ve (3.9) bağıntılarının eşitliğinden hareketle bağıntı (3.19) elde edilir.

$$c_r = \sigma_r (\sqrt{K_p} / 2) \quad (3.19)$$

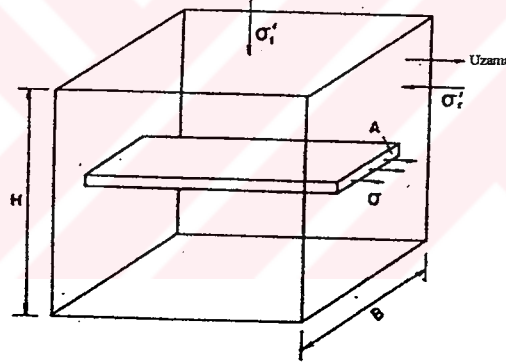
Şekil 3.10'da A kesit alanına sahip, en büyük çekme gerilmesi σ olan, şerit donatılı bir zemin kesiti görülmektedir. Donatıdaki kuvvet, σ_A değerinde kırılma oluşturur. Bu ise zeminde, (3.20) bağıntısı ile verilen bir gerilme yaratır.

$$\sigma_r = (\sigma A / BH) \quad (3.20)$$

(3.20) bağıntısındaki σ_r , (3.19) bağıntısında yerine konursa bağıntı (3.21) elde edilir.

$$c_r = (\sigma A \sqrt{K_p} / 2BH) \quad (3.21)$$

Burada birim genişlikli donatı elemanı için, B genişlik, H ise yüksekliktir.



Şekil 3.10 Birim Elemanda Donatı Kırılması [18]

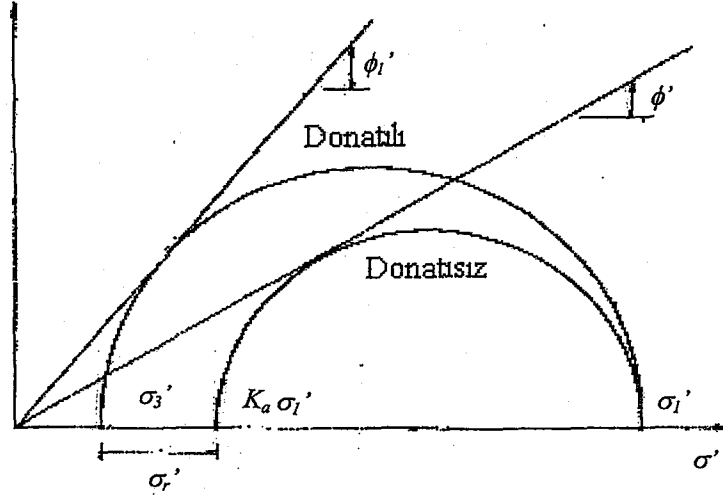
Zemin ve donatı arasındaki bir kayma kırılması için, donatı boyunca sürtünmenin düşey gerilme ile doğru orantılı olduğu kabul edilmektedir. Bunun sonucunda (3.22) bağıntısında verilen büyüklükte bir öngerilme oluşur.

$$\sigma_r = F \sigma_1 \quad (3.22)$$

Bu öngerilme Şekil 3.11'de görüldüğü gibi, (ϕ_1') donatılı zeminin sürtünme açısının artmasıyla artmaktadır. (3.22) bağıntısı (3.17) bağıntısında yerine konursa bağıntı (3.23) elde edilir.

$$\sigma'_3 / \sigma'_1 + F = K_a \quad (3.23)$$

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} + F = K_a$$



Şekil 3.11 σ_r Değişkeni İçin Göçme Şartları [18]

Donatılı durum için r indisini kullanırsak denklemini aşağıdaki gibi yazmak uygun olacaktır.

$$\sigma'_3 / \sigma'_1 = K_{ar} = ((1 - \sin \phi_r) / (1 + \sin \phi_r)) \quad (3.24)$$

Bağıntı (3.23) ve (3.24) birleştirildiğinde (3.25) bağıntısı elde edilir.

$$\sin \phi_r = (K_a - F - 1) / (F - K_a - 1) \quad (3.25)$$

Bu sonuç, zemin ve donatı arasındaki kayma gerilmesinin, donatının yatayda genişlemeye karşı sürtünme dayanımını nasıl arttırdığını göstermektedir. Bu kayma gerilmesinin büyüklüğü, zemin ile donatı arasındaki sürtünme açısı δ 'ya bağlıdır ve statik eşitlik aşağıdaki ifadeyi verir.

$$BH\sigma_r = 2\tau BL \quad (3.26)$$

Buraki B efektif genişlik ve L ise efektif boydur.

$$\sigma_{r,max} = \sigma_1 \tan \delta (2BL) / (S_v Sh) \quad (3.27)$$

Burada S_v yatayda ve Sh düşeyde mevcut donatılar arasındaki mesafedir. Aynı bağıntıda e_s donatı etkinliğini de ilave edersek (3.28) bağıntısı elde edilir.

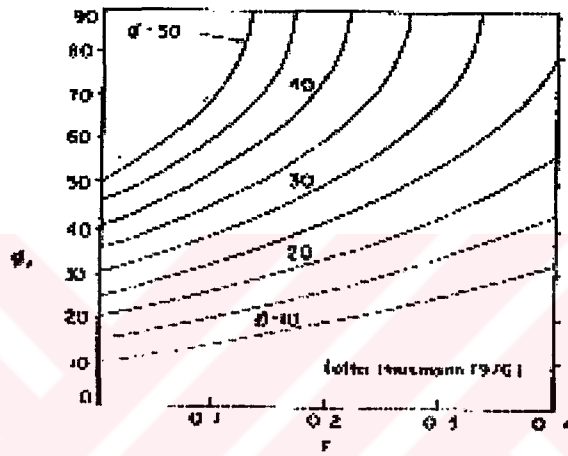
$$\sigma_r = e_s \sigma_1 \tan \delta (2BL) / (S_v Sh) \quad (3.28)$$

Sürtünme faktörü bağıntı (3.29)'da verildiği gibi hesaplanır.

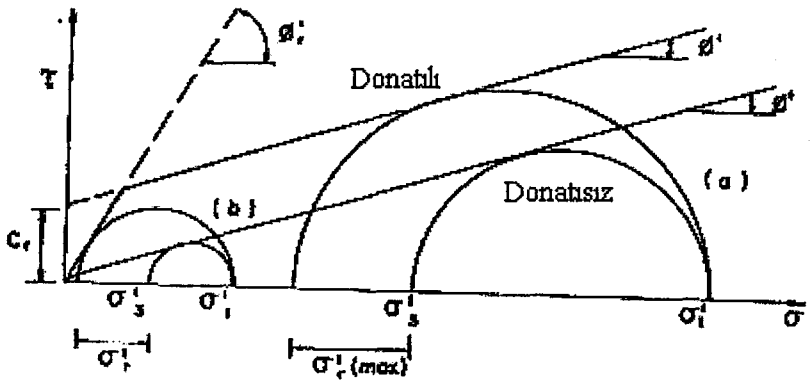
$$F = e_s \tan \delta (2BL) / (S_v Sh) \quad (3.29)$$

Bağıntı (3.25) deki ϕ_r değişimi Şekil 3.13'te ifade edilmiştir

Düşük gerilme seviyesinde donatılı zemin kütlesinin kırılmasının kayma etkisi ile olacağı açıktır. Bu durumun aksine yüksek seviyedeki gerilme durumunda oluşan kırılma ise donatının kopması ile oluşur. $F=K_a$ eşitliğinin gerçekleşmesi $\phi_r=90^\circ$ limit değerinin oluşmasına yol açar (Şekil 3.12) [18,19].



Şekil 3.12 ϕ nin ve F nin bir Fonksiyonu Olarak Sürtünme Açısı ϕ_r [18]



Şekil 3.13 Kompozit Mohr Zarfı [18]

4. ŞERİT DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARLARI

4.1. Şerit Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Genel Uygulamaları

Son yıllarda istinat duvarı yapımında yeni malzemelerin üretilmesi ile birlikte yeni uygulamalar, (donatılı zemin, gabyon, geosentetik malzemelerin kullanılması, vb.) hızla yaygınlaşmış ve klasik istinat duvarlarına alternatif olmuşlardır. Bunlardan biri olan şerit donatılı zemin istinat duvarları, betonarme veya ağırlık türü geleneksel dayanma yapılarının kullanıldığı tüm uygulamalar için ekonomik alternatiflerdir. Şerit donatılı zemin istinat duvarları ayrıca köprü taşıyıcısı olarak da yapılabilmektedir.

Şerit donatılı zemin istinat duvarları, betonarme istinat duvarlarına göre zemin emniyet gerilmesi düşük olan zeminlerde belirgin teknik avantajlar sağlamaktadır. Bu gibi durumlarda betonarme istinat duvarıyla, donatılı zemin istinat duvarının maliyetleri kıyaslandığında, betonarme istinat duvarı için gerekli ilave zemin iyileştirmeleri için gereken imalatlar elimine edilir. Geleneksel yapılarda bu tip ilave zemin iyileştirmeleri tüm proje maliyetinin yüzde ellisinin üzerinde bir maliyet gerektirmektedir. Yine emniyet gerilmesi düşük bir zeminde inşaa edilmiş, klasik tipli betonarme istinat duvarı yerine donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında maliyet kazancı % 70'lerde hatta bazı durumlarda daha da fazla olabilmektedir. Donatılı zemin kullanımı bazı ilave avantajlar içermektedir:

- Ana otoyolların yeniden yapımı projelerinde, geçici yol yapılırken donatılı zemin yapıları özellikle maliyet konusunda efektif olmaktadır.
- Donatılı zemin bentleri, pis su ve yakıt atıkları ile sıvı doğal gaz depolama tankları için yapılan kuşatma yapılarında kullanılırlar. Donatılı zemin kuşatma bentleri sadece ekonomik değildir. Hem düşey ya da yanlamasına kullanıldıklarından aynı zamanda alan kazanımı da sağlarlar. İmalat süreleri de klasik tipli dayanma yapılarına oranla çok kısadır.
- Baraj ve deniz duvarlarında, mevcut duvarın yüksekliğinin arttırılmasında kullanılırlar.

Donatılı zemin istinat duvarları arkalarında daha az eğim kullanılmasına olanak sağlar. Duvar arkası zemininin, duvarın kenarına yakın kısımlarında dahi ağır sıkıştırma araçları ile kontrollü olarak sıkıştırıldığı zaman, şev açısı azaltılır ve böylece yüzeyin kendi kendine durmasına imkan verir. Şekil 4.1’de şerit donatılı sistemlerin değişik uygulamalarına ilişkin resimler gösterilmiştir.



Şekil 4.1 Donatılı Zemin İstinat Duvarlarına Örnekler

4.2. Yapım Malzemeleri

Şerit donatılı zemin istinat duvarlarının 3 temel bileşeni vardır. Bunlar;

- Donatılar
- Zemin dolgusu
- Kaplama elemanları

Bu ara bileşenlere ait detaylı yapısal ve fiziksel özellikler aşağıda tanıtılmıştır [12].

4.2.1. Duvar Zemininin Dolgusu

Donatılı zemin istinat duvarlarında genelde kohezyonsuz zemin dolgusu kullanılmaktadır. Ancak duvarın dışındaki dolguda tamamen sürtünmeli veya kohezif sürtünmeli zemin dolgusu kullanılabilir. Birbirini izleyen tabakalı sürtünmeli zemin dolgusu veya kohezif malzeme günümüzde pek kullanılmamaktadır. Yumuşak kireçtaşı, yanmamış kömür şisti ve uygun olmayan malzeme kullanımına izin verilmemektedir. Tozlaştırılmış yakıt külü ise özel önlemler alınmak kaydıyla dolgu malzemesi olarak kullanılabilir.

Kohezyonsuz zemin dolgusunun avantajları; stabildir (sünme yapmaz), drenaj gerektirmez, donmaya karşı hassas değildir ve göreceli olarak donatıyı korozyona uğratmaz. Kohezyonsuz zemin dolgusunun en önemli dezavantajı, taşınmasının getirdiği maliyettir. Kohezif zeminin en büyük avantajı ise uygunluğu ve düşük maliyetidir. Uzun dönem dezavantajı ise dayanıklılık (durabilite) probleminin olması (korozyon ve/veya donma) ve yapının şekil değiştirmesidir(zemin dolgusunun sünmesinden dolayı).

Dolgu ve donatı elemanının malzemesinin seçimi, (tasarım için adapte edilebilir) şantiyenin yerine ve çevredeki zemin koşullarına ait bilgileri de içeren çok sayıda faktöre bağlıdır. Buna paralel olarak saha incelemeleri donatılı zemin istinat duvarına katkısı olabilecek dolgu malzemesinin seçimini belirleyecek ilave zemin deneylerini de içermelidir. Aşağıdaki zemin özelliklerinin dikkate alınması gerekmektedir:

- Yoğunluk
- Sınıflandırma

- Benzerlik katsayıları
- PH değeri
- Klorid içeriği
- Toplam SO₃ içeriği
- Dayanım
- Redox içeriği
- İçsel sürtünme açısı
- Dolgu ve donatı elemanları arasındaki sürtünme katsayısı

Kohezif, sürtünmeli dolgu için bakılması gerekli ilave zemin özellikleri aşağıdadır.

- Kohezyon
- Dolgu ve donatı elemanlar arasındaki aderans
- Likit limit
- Plastik indeks
- Konsolidasyon parametreleri [13,20].

Donatılı zemin istinat duvarlarında kullanılan dolgu malzemesinin kalitesi, doğal veya endüstriyel olmasına bakılmaksızın aşağıdaki gibi iyi belirlenmiş kriterlere göre belirlenmelidir.

Mekanik Kriter: Birlikte çalışma özelliği yüksek olan donatılar için hızlı kesme şartları altında ölçülen doymuş malzemenin içsel sürtünme açısı 25°'ye eşit veya daha yüksek olmalıdır. Yumuşak donatılar için aynı koşullar altında ölçülen zemin-donatı sürtünme açısı 22°'ye eşit veya daha yüksek olmalıdır.

Pratik nedenler için bu sürtünme kriteri genellikle dolgu malzemesinin parçacık boyut sınıflandırması kriteri ile yer değiştirir. Baskın olan etken, parçacık ağırlık yüzdesi 80µm'den küçük olması ve parçacıkların 15µm'den küçük olmasıdır. Pratik sebepler Tablo 4.1'de şematize edilmiştir [8,13].

Kurulum ve Uygulama Kriterleri: Bu kritere göre elemanların en büyük boyutu 250 mm'yi aşmamalıdır. Küçük tabakaların kalınlıkları (0,33 veya 0,375mm) dikkate alınmaktadır. Aynı zamanda malzemelerin suya duyarlı olan Recommendation for Roads Earthworks'e (RTR)(Yol Toprak İşleri için Tavsiyeler) göre sıkıştırma süresince oluşabilecek zorlukları engellemek için malzemenin nem içeriğinin sınırlandırılması gerekmektedir. RTR belgelerinde verilen zemin sınıflandırmalarına göre dolgu zemini 3 kategoriye ayrılabilir:

- Donatılı zemin istinat duvarlarında doğrudan kullanılabilir zeminler
- Doğal durumda yetersiz zeminler
- Mekanik kriterleri değiştirildiğinde kullanılabilir zeminler

Bu kategoriler Tablo 4.2’de sunulmuştur. Burada dolgu malzemesinin seçimi için bir rehber verilmektedir. Bu tabloda donatılı zemin istinat duvarlarında kullanılamayacak malzemeler gösterilmiştir.

- Tablo 4.2’de “h” indexi ile sembolize edilen çok nemli olan suya duyarlı zemin sınıfları verilmiştir.
- A₃ ve A₄’ü ilgilendiren zemin sınıfları killidir. Bu zeminler için mekanik kriter genellikle sağlanamaz.

Tablo 4.1 Dolgu Malzemesinin Seçiminde Mekanik Kriterler

< 80µm	≤ % 15	Sağlayan mekanik kriter			
	> % 15	< 15 µm	≤ % 10	Sağlayan mekanik kriter	
			Sert donatılar	İçsel sürtünme açısı ≥ %25	Sağlayan mekanik kriter
				İçsel sürtünme açısı < %25	Yeterli malzeme
			Yumuşak donatılar	İçsel sürtünme açısı ≥ %22	Sağlayan mekanik kriter
				İçsel sürtünme açısı < %22	Yeterli malzeme
			≥ % 20	Yeterli malzeme	

Tablo 4.2 Dolgu Malzemesinin Seçimi İçin Rehber

RTR sınıflandırmasıyla ayrılmış zemin sınıfları		Donatılı zemin istinat duvarlarında doğrudan kullanılabilen zemin	Mekanik kriterlerinin değiştirilmesi gereken zemin	Doğal durumda yetersiz zemin
<u>A sınıfı zemin</u> D 50 mm 80 µm nin üzerinde > %35	A _{1m} :A _{1s} A _{2m} :A _{2s}		X	
	A _{1h} :A _{1s} A ₃ :A ₄			X
<u>B sınıfı zemin</u> D<50 mm 80 µm nin üzerinde % 5 ila %35	B ₁ :B ₃ B _{2m} :B _{2s} B _{4m} :B _{4s}	X		
	B _{5m} :B _{5s} B _{6m} :B _{6s}		X	
	B _{2h} :B _{4h} B _{5h} :B _{6h}			X
<u>C sınıfı zemin</u> 50 mm yi geçen 80 µm > %5	C _{2m} :C _{2s}	X		
	C _{1m} :C _{1s}		X	
	C ₃ : C _{2h} : C _{1h}			X
<u>D sınıfı zemin</u> 50 mm yi geçen 80 µm < %5	D ₁ ; D ₂ ; D ₃	X		
	D ₄			X
<u>E sınıfı zemin</u> Kaya olarak değerlendirilir	C _{ra} : C _{rb} : E ₂	X		
	E ₃		X	
	C _{rc} : C _{rd}			X

- C_3 ve D_3 'ü ilgilendiren zemin sınıflarında 250 mm den daha büyük malzemeler bulunmaktadır. Bu tip zeminler için kurulum ve uygulama kriterleri tatminkar değildir.
- F sınıfına ait zeminlerin kullanımı özellikle endüstriyel atıklar içindir. Bu malzemeler özel bir çalışmanın konusu olmalıdır [5,21].

Kimyasal ve Elektrokimyasal Kriter: Donatıların durabilitesi ile ilgili olarak dolgu malzemesinin dayanımına, su-zemin ilişkisi 20^0 nin altında suya doygün olarak 1 saat bekletildikten sonra ölçülerek karar verilmelidir. Bu dayanım değeri aşağıda verilen değerlerden daha yüksek olmalıdır:

- 1000 ohm-santimetre (Ωcm) , suyun dışındaki yapılar için,
- 3000 ohm-santimetre (Ωcm) , yumuşak suyun içindeki yapılar için.

Zemindeki hidrojen iyonlarının aktivitesi (zemin-su karışımından su ayrılarak ölçülür) donatı ve kaplama panelleri üzerinde tehlikeli etkilerinden dolayı 5 ila 10 aralığında olmalıdır.

Sadece doğal dolgu malzemeleri için başta çözünebilir tuz içeriği belirlenir. Dayanım 1000 Ωcm ila 5000 Ωcm aralığında olmalıdır ve dolgu malzemesinin endüstriyel orijini için belirlenmelidir. Klorin $[\text{Cl}^-]$ konsantrasyonunu belirlemek amacı için ölçüm yapılır. Konsantrasyon değerleri aşağıdaki eşitlikleri sağlamalıdır.

- Su dışındaki yapılarda : $[\text{Cl}^-] \leq 200 \text{ mg/kg}$ ve $[\text{SO}_4] \leq 1000 \text{ mg/kg}$
- Yumuşak su içindeki yapılarda : $[\text{Cl}^-] \leq 100 \text{ mg/kg}$ ve $[\text{SO}_4] \leq 500 \text{ mg/kg}$

Dolgu malzemesi organik maddeler içermemelidir. Fakat suya batırılan yapılar için şüpheli durumlarda bazı kimyasal deneyler yapılarak organik içerik tespit edilebilir. Deney sonuçlarından bulunan, izin verilen limit 100 p.p.m.dir [8,21].

4.2.2. Donatı Elemanı Malzemesi

İdeal olarak donatılı zemin istinat duvarlarında kullanılan donatılar aşağıdaki karakteristikleri taşımalıdır.

- Yüksek çekme gerilmesine sahip olmalıdır. Göçme modu gevrek değildir ve çok sınırlı sünme hassasiyeti vardır.
- Dolgu malzemesi ile belirgin bir sürtünme katsayısını sağlamalıdır.

- İşletme yükleri altında düşük şekil değiştirmeler sergilemelidir.
- Kolay ve hızlı imalatı sağlamak için şekil değiştirme aralıkları yeterince esnek olmak durumundadır.
- Yüksek durabiliteye sahip olmalıdır.
- Ekonomik olmalıdır.

Şerit donatılar aşağıdaki malzemelerden birinden ibaret olmalıdır.

- Alüminyum alaşım
- Bakır
- Galvanize karbonlu çelik
- Paslanmaz çelik
- Özel malzeme [5,20]

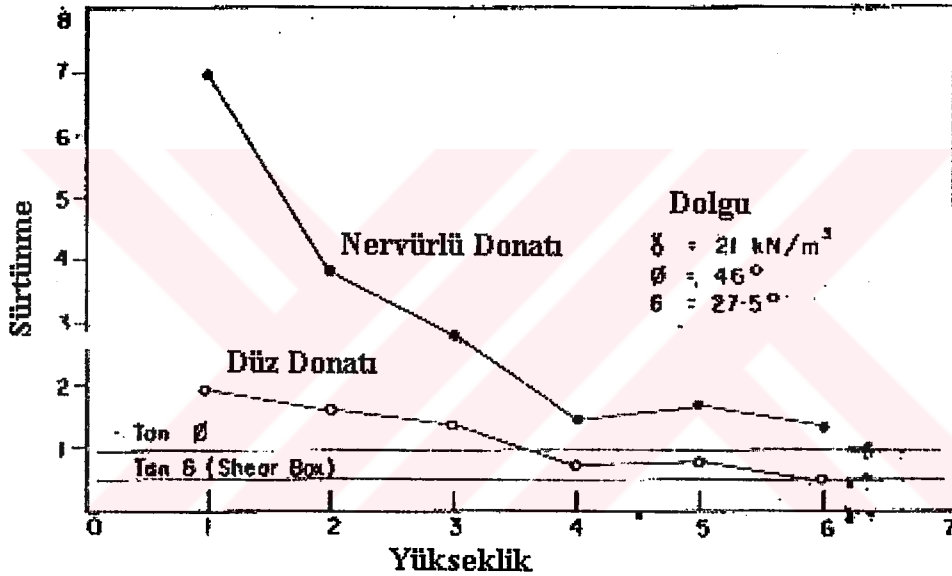
Günümüzde yumuşak, galvanize çelik sıklıkla kullanılmaktadır. Donatı şeritleri genelde lineer formda, birkaç milimetre kalınlıkta ve birkaç santimetre genişliktedir. Donatılı zemin istinat duvarlarında en yaygın kullanım alanına sahip, iki tip için donatı karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

- Metal kaplamalar için kullanılacak donatı şeritleri, kaplama elemanlarının yapıldığı tabakadan kesilmelidir. Genelde 3 mm kalınlıklı yumuşak galvanize çelikten yapılırlar. Genişlikleri ise 50,60 veya 90 mm aralığındadır.
- Beton panel kaplamalar için donatı şeritleri, yumuşak galvanize çelikten yapılmaktadır. Kesitleri 40 mm veya 50 mm olup, yüzeyleri gerekli zemin-donatı sürtünmesini sağlamak için nervürlü yapılır. Bu nervürlü şeritler yüksek temas donatıları (Highly Adherent Reinforcement) olarak adlandırılırlar. Nervürlerin boyutları ve aralıkları ise gerekli sürtünme katsayısını maksimize edecek şekilde tasarlanır(Şekil 4.2) [8,22].

Dolgu malzemesinin içine yerleştirilen metalik donatı şeritleri en çok korozyona duyarlıdırlar. Genelde en koroziv zeminler, yüksek çözünürlüklü tuz konsantrasyonu içermektedirler. Bunlar, özellikle sülfatlar, kloridler ve bikarbonatlar formunda olup asitik veya yüksek pH (alkali) değerindedirler. Killi ve siltli zeminler, (yüksek su alma kapasiteli ve bundan dolayı zayıf havalandırma ve yetersiz drenaj ile karakterize edilen ince doku) kum ve çakıllı (doğal hava sirkülasyonu olan ve ancak

atmosferik tipte korozyonun belirlediği doğal zeminler) zeminlerden daha çok korozyon potansiyeline sahiptirler. Buna ilaveten donatılı zemin içine yerleştirilmiş olan metaller, farklı havalandırma veya bakteriyel aktivitelerden dolayı belirgin şekilde korozyona uğrayabilirler. Fakat bu tip davranış genellikle ince daneli zeminlerde oluşmaktadır[12].

Fransa'daki toprakarme şirketi ve Laboratoire des Ponts et Chausees (LCPC) Kurum'u, klorid ve sülfatların, kullanılan galvanize şeritlerdeki etkisine karar vermek için yoğun laboratuvar deneyleri yapmışlardır. Sonuçlar milyonda 200 parçaya dek klorit konsantrasyonu ve milyonda 1000 parçaya dek sülfatın belirgin bir etkisinin olmadığını göstermektedir[8].



Şekil 4.2 Belirgin Sürtünme Sabitlerinde Donatı Yüzeyinin Etkisi [18]

4.2.3. Kaplama Panelleri

İlk donatılı zemin istinat duvarları, temel kaplama elemanları olarak metalik silindir veya yarı eliptik kesitlere sahiptiler. Bunlar esnektirler ve bununla ilişkili olarak zemin dolgusuna sokularak kullanılırlardı. 1971 den beri düzlem kesitli beton paneller metalik kaplamalardan daha fazla kullanılmaktadır.

İkinci tip kaplamalar, planda kıvrılabilen duvarların yapımına imkan verirken, kentsel alanlarda istinat yapılarının kolayca uygulanabilmesine de olanak sağlarlar. Bununla birlikte metalik kaplamalar, kolay işlenebilen hafif kaplamaların gerekli olduğu yapılarda hala kullanılmaktadır.

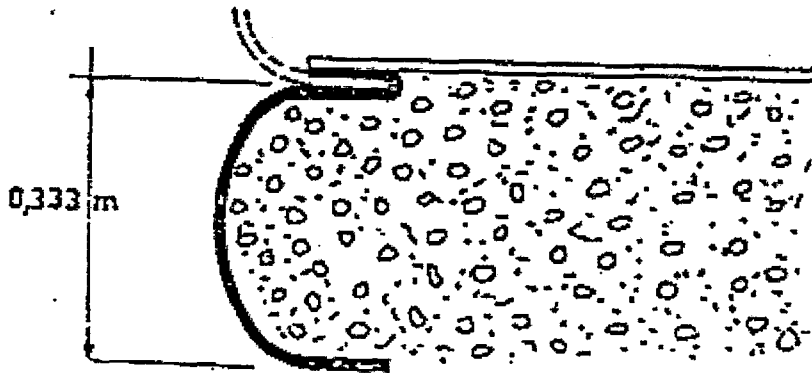
Günümüzde, gelişen malzeme biliminin de yardımıyla kaplama panelleri aşağıdaki gibi yazılabilir.

- Betonarme (yerinde dökme veya prefabrik)
- Galvanize karbon çelik paneller
- Paslanmaz çelik paneller
- Özel malzeme
- Metal kaplama [23]

Metal Panellerle Kaplama: Metal kaplama elemanları ve donatı şeritleri galvanize çelik tabakalardan üretilmektedir. Bir kaplama elemanının boyu 33,3 cm (iki donatı seviyesi arasındaki boşluğun mesafesi ile ilgili olarak) ve 3 mm kalınlığındadır. İki eleman arasındaki bağlantı iç yüzde basitçe ayarlanmış, üst üste gelen düğüm noktasının yardımıyla sağlanır (Şekil 4.3). Bu bağlantı, zeminin sıyrılarak uzaklaşmasını engelleyerek duvarın güvenliği sağlar. Aynı zamanda, enine doğrultuda elemanın üst üste gelen düğüm noktalarında kaplamanın kayarak şekil değiştirmesini de engeller [8,13].

Beton Panellerle Kaplama: Standart prefabrik beton kaplama elemanların kesitinin ebatları 1.50 m'ye 1.50 m olup donatısız veya donatılı betondan yapılabilir (Şekil 4.4). Panellerin kalınlıkları 18 cm ila 26 cm arasındadır ve ağırlıkları 1.1 ila 1.65 ton arasında değişmektedir.

Herbir panel normalde 4 donatı şeriti için bağlantı sağlar. Bağlantılar, betona gömülmüş düğüm-şerit tarzında ve donatı şeriti ile aynı metalden yapılmalıdır.



Şekil 4.3 Metalik Kaplama Yüzeyinin Şeması [13]

4.3. Üretim Kontrolü

Donatılı zemin istinat duvarlarının bileşenleri için üretim kalitesi kontrolü, Federal Highway Administration tarafından belirlenmiştir. En önemli özellikler aşağıda tanımlanmıştır.

4.3.1. Betonarme Kaplama Elemanlar

Çimentonun normal olarak AASHTO M-85'i sağlaması ve betonun minimum basınç dayanımının 28 günde 4000 psi olması beklenir. Herhangi bir klorid içeren katkının hızlandırma vasıtası olarak kullanılması genelde söz konusu değildir.

Beton kaplama panellerinin basınç dayanımına bağlı olarak kabulü, normalde çok sayıda numune üzerinde yapılan deneylere dayalı olarak yapılır. Bu numuneler üretim ünitelerinden ibaret olup (partiler halinde beton veya paneller) bir hafta içinde veya 7 günlük üretim programıyla, Tablo 4.4'te belirtilen miktarlarda ve günlük numunelerin boyutlarına bağlı olarak rastgele seçilirler.

Tablo 4.3 Üretim Hızının Fonksiyonu Olarak Örnek Miktarlar

Günlük üretim miktarları	Örnek miktarları
0-35 cu.yds (0-50 panel)	3 silindirlik 1 set
36-70 cu.yds (51-100 panel)	3 silindirlik 2 set
71-106 cu.yds (101-150 panel)	3 silindirlik 3 set
106 nın üzerinde cu.yds (+151 panel)	3 silindirlik 5 set

Basınç deneyleri, standart 6 inç çapında, 12 inç boyunda AASHTO T-23'de belirtilen şekilde (deney numuneleri üzerinde yapılır) veya çekirdekten elde edilen numuneler üzerinde AASHTO T-24'de belirtildiği gibi yapılır. Basınç dayanım deneyleri ise AASHTO T-22'de belirtildiği gibi yapılır.

6 inç'e 12 inç deney numuneleri kullanıldığında her üretim birimi için en az dört silindir numune hazırlanır. Bu numunelerin ikisi panellerle aynı koşullar altında kür şartlarına maruz bırakılır ve 7 günlük deneye tabi tutulur. Kalan iki numune ise

AASHTO T-23’de belirtilen kür şartları altında bulundurulur ve 28 günlük deneye tabi tutulur. Deney değerleri olarak, her iki silindir grubunun ortalama basınç dayanımları dikkate alınır. Kabul edilen deneylerde, grup için basınç değerlerinin 4500 psi’den yüksek olmalıdır. Tekil numunelerde ise 28 günlük basınç deneyinin sonuçları 4000 psi’nin altına düşmemeli ve grubun ortalama basınç dayanımı, Tablo 4.4’de verilen değerlere eşit yada büyük olmalıdır.

Tablo 4.4 Grup Kabul Kriteri

Grup Kabul Değerleri Sayısı	Tüm Grup Kabul Deneyleri Ortalaması Aşağıdaki Değerlere Eşit veya Yüksek Olmalıdır
3-7	$400+0.33 R^*$
8-16	$400+0.44 R^*$
16	$400+0.46 R^*$

* (aralık) Kabul edilen deney sonuçlarının en büyük ve küçükleri arasındaki fark

4.3.2. Çelik Kaplama Elemanları

Çelik kaplama panel elemanları, soğukta haddelenmiş galvanize çelikten ve ASTM A-446 yönetmeliğindeki minimum gereksinimleri karşılayan, C sınıfı ya da diğer kabul edilebilir metallerden imal edilir. Paneller ASTM A-525 deki minimum gereksinimleri karşılayacak şekilde G90 kaplama sınıfı ile galvanize edilir.

4.3.3. Donatı ve Bağ-Şeritleri

Donatı şeritlerinin duvara bağlantısı için yapılan bağ şeritleri, sıcakta haddelenmiş olarak, ASTM A-123’deki minimum gereksinimleri karşılayacak şekilde üretilirler. Donatı şeritleri ise istenen şekil ve boyutları elde etmek için sıcakta haddelenmiş olarak, fiziksel ve mekanik kriterleri ASTM A-36 daki gereksinimleri karşılayacak şekilde üretilirler. Bunlar, sıcakta daldırma işlemi ile ASTM A-123’deki gibi sıcakta daldırma işlemi ile galvanize edilmiş ve plandaki uzunlukları dikkate alınarak kesilmişlerdir. Civata boşlukları delinerek açılır. Tüm donatılar ve bağ-şeritleri

istenen ebatların elde edildiğini ve hataların oluşmadığını ispatlayacak şekilde kontrol edilirler[8,22].

4.4. Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Yapım Aşamaları

4.4.1. Seviye Tamponlarının Yerleşimi

Seviye tamponları, kaplama panellerinin altında, seviyelendirme amacıyla konumlandırılan donatılı veya donatısız beton temellerdir. Burada amaç derinlik seviyesi kontrolüdür, yapı temeli teşkil etmek değildir. Seviye tamponlarının görevleri, panellerin birinci sırası için seviyenin uygun bir hizada olduğunu doğru bir şekilde belirlemek ve tüm kaplamanın yerleşimini kolaylaştırmaktır.

4.4.2. Kaplama Elemanlarının Yerleşimi

Panellerin işlemler sırasında hasar görmemiş olması çok önemlidir. Panel eğer hasar görmüşse, bu elemanın kullanılıp kullanılmaması kararı iyi verilmelidir. Zira hasar gördüğü halde kullanılan panel, dolgu malzemesi yerleştirildikten sonra değiştirilirse, yapının o kısmının komple sökülmesine ve bu nedenle oldukça fazla zaman kaybına sebep olacaktır.

Birinci sıradaki panellerin, dolgu zemininin yerleştirilmesi işlemi süresince stabil kalması için duvarın dış yüzeyine geçici destekler yerleştirilir. Destek malzemesi için ahşap takozlar veya vidalı kısıkaçlar kullanılır. Beton paneller, Şekil 4.5'te gösterildiği gibi birleştirilir.

Üç panel arasındaki tolerans düz kenarda 15 foot boyunda olmalıdır. Herhangi bir doğrultuya karşı en az iki panel yerleştirilmeli ve Reinforced Earth şirketi özelliklerine göre bunlar 1 inch mesafeyi aşmamalıdır [8,24].

4.4.3. Donatıların Yerleştirilmesi

Donatılar sıkıştırılmış dolgu üzerine düz olarak yerleştirilir. Donatıların sayısı, bağlantı şeritlerinin sayısına bağlı olarak kolaylıkla kontrol edilebilir. Donatıların üzerine dolgu zemini serilmeden önce, tüm donatılar bağlantı şeritlerine cıvatarla bağlanmalıdır. İstenirse korozyon önlemleri alınabilir. Şekil 4.5' te tipik donatı yerleştirilmesi gösterilmiştir.



Şekil 4.5 Donatı Yerleştirilmesi

4.4.4. Dolgu Zemininin Yerleştirilmesi ve Sıkıştırılması

Dolgu zemininin donatı tabakası üzerine yerleştirilmesine, ocaktan ulaşan ilk dolgu malzemesinin gelmesinden itibaren başlanmalıdır. Ekipman, açıkta bırakılan donatıların üzerine direkt olarak basmamalı, donatıları deforme etmemelidir. Donatı şeritleri, dolgunun sıkıştırılmasının ardından uygun şekilde sıralanmalıdır. Dolgu tabakasının kalınlığı, metal kaplama durumunda ortalama 12 inch, beton kaplama durumunda ise 15 inch kalınlığında olmalıdır. Oluşması muhtemel oturmaları minimize etmek ve iyi bir zemin-donatı gerilme transferini sağlamak için dolgu zemini uygun şekilde sıkıştırılmalıdır.

Her dolgu tabakası, sıkıştırılma sonrası tüm donatıların zeminle teması alt yüzeyinin tamamı boyunca gerçekleşecek şekilde seviyelendirilmelidir. Bu işlem, donatının panellerle bağlantısında girişin güç olduğu bazı bölgelerde ve bu yerlerin yakınlarında bazen elle doldurma ve bastırma gerektirebilir.

Dolgu zemini suya duyarlı ise, kaplamanın üzerinde su akımını kesecek veya yağmur suyunun göllenmesini engelleyecek tedbirler alınmalıdır. Buna ilaveten alttaki panellerin sırasında gömülmüş kısmının önünde yapı yüksekliği 10 ft mesafeye ulaşmadan önce dolgu yapılır [5,24].

4.4.5. Yapım Ekipmanı

Toprak işleri ekipmanına ilaveten donatılı zemin yapıların imalatında aşağıdaki ekipmanlar gereklidir.

- Küçük titreşimli sıkıştırıcı, kaplamadan 3 veya 5 ft mesafedeki zeminin sıkıştırılmasında (ağır sıkıştırma ekipmanının kaplama panellerinde hasar yapmasını önlemek için) kullanılır.
- Panellerin depolandığı alandan alınarak yerine yerleştirilmelerini sağlamak amacıyla yaklaşık 2 ton kapasiteli kaldırma ekipmanı gereklidir[8].

4.5. Zemin-Donatı Etkileşimi Prensipleri

Şerit donatılı zemin istinat duvarında, yumuşak donatılar kullanılması durumunda zeminden donatıya gerilme transferi mekanizmasında asıl olarak zemin ve donatı yüzeyleri arasındaki sürtünme rol oynamaktadır. Diğer taraftan, nervürlü donatılar kullanıldığında gerilme transferi, nervürler üzerindeki pasif dayanım sayesinde aktarılır.

Toprakarmede gerilme transferi bilgisi, küçültülmüş ölçekli modeller üzerinde veya gerçek gerilmeye maruz donatılar üzerinde yapılan çeşitli sıyrılma deneylerinden elde edilmiştir. Bu deneyler gerçek koşulları tamamen temsil edememekle birlikte, zemin-donatı gerilme transferini etkileyen faktörlerin hassasiyetinin belirlenmesi için yeterli yaklaşıklıkta sonuçlar vermektedirler[13,18].

Sıyrılma deneylerinde donatılar, donatılı zemin kütesinden çekip çıkarılarak sıyrılma kuvveti-yerdeğiştirme eğrisi kaydedilir. Zemindeki genişlemeden dolayı donatı yüzey gerilmesi artar, yüzeye uygulanan gerçekteki normal gerilme bilinmemektedir.

Bu sıyrılma deneyleri, bir oran şeklinde olan μ sürtünme sabitini vermektedir.

$$\mu = \tau/\sigma_v = T/(2bL\sigma_v) \quad (4.1)$$

Burada

τ = donatı boyunca ortalama kayma gerilmesi

σ_v = aşırı yükleme gerilmesi

T = uygulanan sıyrılma kuvveti

b = donatı genişliği

L = donatı uzunluğu

Belirgin sürtünme katsayısı, yüzey kayma gerilmesi ve toplam iletim gerilmesi dayanımı katkılarını içermektedir [10].

İnce daneli zeminlerde, μ değeri genellikle direkt kesme deneylerinden elde edilen değerlerden belirgin olarak daha büyüktür. Bunun asıl nedeni olarak ince daneli zeminlerde, kesme süresince, donatı çevresinin hacmi artırmaya yöneltmesidir. Hacimdeki artış donatının çevre zemini tarafından sınırlandırılmaktadır. Bu sarma etkisinin sonucu olarak, donatıya uygulanan normal gerilmede bir artış oluşur ve sonuçta sürtünme katsayısı artar. Buna ilaveten nervürlü donatı kullanıldığında yerel kırılma bölgesi, nervür yüzüne karşı gelişecektir ve böylece sıyrılma dayanımına ilave olacaktır.

Sürtünme katsayısına (μ) etkiyen faktörlerle ilgili uygun bilgi, Schlosser an Elias, McKittrick, ve Mitchell ve Schlosser tarafından gözden geçirilmiş ve özetlenmiştir. Sağlanan bilgi, μ katsayısının en büyük ve reizüdüel değerlerinin aşağıdaki parametrelerin fonksiyonu olduğunu açık şekilde ifade etmiştir.

- Zeminin özelliği (derecelendirmesi ve danelerin açısallığı)
- Zeminin sürtünme karakteristiği
- Zemin yoğunluğu
- Efektif aşılma gerilmesi
- Geometrik faktörler ve donatı yüzeyinin pürüzlülüğü
- Donatı rijitliği
- Donatının içindeki ince malzeme miktarı(bu faktör en kritik olanlardan biridir)[13].

4.5.1. Donatı Yüzey Karakteristiklerinin Etkisi

Tüm sıyrılma deneyleri yumuşak ve nervürlü donatılar üzerinde gerçekleştirilmiştir (aynı zamanda yüksek yapışkanlıklı veya H.A. ile de gösterilirler). Yumuşak donatı durumunda, küçük bir yer değiştirme için eğri üzerinde ciddi bir tepe elde edilir ve μ 'nın reizüdüel değeri yaklaşık olarak tepe noktası değerinin yarısı kadardır.

Nervürlü donatı durumunda ise, μ değeri eğrinin maksimumundadır ve reizüdüel değer sadece küçük bir değişiklik arzeder. Maksimum değer büyük bir yerdeğiştirme ile elde edilir.

Bu eğrinin şekli, donatılı zemin istinat duvarlarının tasarımında kullanılan μ 'nün yaklaşık değerinin, nervürlü donatı ve yumuşak donatının reizüdüel değeri için maksimum değer olması gerektiğini belirtir[6,13].

4.5.2. Şev Sıkılığının Etkisi

Laboratuarda çalışılan küçük ölçekli modeller, gevşek durumdaki şevlerde sürtünme katsayısının gerçek sürtünme katsayısına eşit veya yakın olduğunu göstermiştir. Bunun tersine eğer şev sıkı durumdaysa, bu daima gerçek yapı durumundadır hatta çok az sıkıştırılmış olsa bile sürtünme katsayısının gerçek sürtünme katsayısından çok daha fazla olduğunu gösterir. Bu sonuçlar dilatans olayı ile açıklanabilir. Yüksek sıkılık altında, kayma gerilmesi, mevcut donatı çevresindeki artış, yerel olarak zemin hacminde bir artış oluşturur. Bu genişleme, çevre zeminin düşük sıkıştırılabilirliği ile sınırlandırılmıştır. Sonuç olarak, donatı yüzeyine uygulanan normal gerilmede artış olur ve bundan dolayı μ değeri gerçek sürtünme katsayısı değerinden daha yüksek çıkar [13,18].

4.5.3. Aşılma Gerilmesinin Etkisi

Sıkı kum kullanılarak yapılan sıyırılma deneyinde, gerçek gerilmeye maruz donatıda, düşey aşılma gerilmesi arttığında sürtünme katsayısının değerinin azaldığı görülmüştür . Yüksek aşılma gerilmesi altında μ katsayısı aşağıdaki gibi belirlenir.

- $\tan \phi$ değeri, ϕ zeminin içsel sürtünme açısı olmak üzere, nervürlü donatılar içindir.
- $\tan \delta$ değeri, δ zeminden donatı yüzeyine etkiyen sürtünme açısı olmak üzere, yumuşak donatılar içindir.

Sıkı granüler zeminde artan dilatans etkisi, nervürlü donatının sıyırılma dayanımı için çok önemli bir etkidir. Bunu göstermek için, kayma deneyleri, yoğun sıkıştırılmış sabit hacim şartları altında yapılmıştır. Bu etkiler ekstrem bir durumu temsil etmektedir ve dilatans etkisi engellendiğinde normal gerilmede maksimum artış elde edilebilir. Bu sonuçlar normal gerilmede çok büyük bir artış olduğunu

göstermektedir. μ sürtünme katsayısının ilgili değerleri, uygulanan ortalama kayma gerilmesi arasındaki orandan hesaplanır. μ değerleri, laboratuvar modellerinde sabit hacim deneylerinde ölçülmüştür ve bazı hacim artışlarının olduğu tam-ölçekli deneylerde belirgin aralıklarda artabildiği görülmüştür[6,22].

4.6. Ölçekli Modeller Kullanılarak Yapılan Araştırmalar

Donatılı zemin teknolojisinin geliştirilmesinden bu yana, laboratuvar ölçekli modeller, tam ölçekli yapıların davranışlarının anlaşılmasında yararlarını ispatlamışlardır. Donatılı zeminin kurucusu Henry Vidal, 1960'ların başında kum ve kağıttan modeller kurmuş ve bunlar üzerinde çalışmıştır. 1962 ile 1982 arasında, donatılı zemin grubunun işletim ve mali destekleriyle, dünya çapında bağımsız laboratuvarlar ve bir düzinenin üzerinde ölçekli modeller içeren araştırmalar yapmışlardır.

4.6.1. İki Boyutlu Modeller

Paris deki Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), iki boyutlu çelik modeller ve alüminyum tabakalar yaparak sıyrılma veya donatı şeridindeki kırılma sebebiyle oluşan hasarları ayırmayı mümkün kılmıştır.

4.6.2. Üç Boyutlu Modeller

Daha sonraları, LCPC ve Institute National des Sciences Appliquées (INSA) tarafından yapılan üç boyutlu kum modellerin kullanımıyla, yüzey göçme şeklinin gözlemlenmesi mümkün olmuştur. Hesap modelleri laboratuvarda yapılan bu ölçekli deneylerden çıkarılmıştır.

4.6.3. Merkezkaç Deneyi

Maalesef, gerilme ve diğer kuvvet modelleri kendi başına çok küçüktürler ve bundan dolayı direkt ölçümleri zordur. Merkezkaç deneyinde, 100g ivme ve 20 cm modelde üretilen ile 20 m yüksekliğindeki duvarda aynı seviyede eşit şekil değiştirme bulunmuştur. Bu yükler sensörler ve şekil değiştirme sayaçlarının kullanımı ile ölçülebilir. Bu deney, İngiltere'de, Manchester'da, Transport and Road Research Laboratory (TRRL)'de, donatı şeritlerinde çekme gerilmesinin ölçülmesinde ve model duvarının temelindeki basınç modelinde kullanılmıştır

4.6.4. Büyük Ölçekli Modeller

Daha sonra, LCPC tarafından bir metre yüksekliğinde “statik” modellerde deneyler yapılmıştır. Donatı şeritleri boyunca çekme kuvveti seviyelerindeki değişim konusunda, derinliğin fonksiyonu olarak ve temelden zemine iletilen basınç konusunda uyumlu sonuçlar elde edilmiştir. Benzer yöntemler, Fransa da Ecole Nationales des Ponts et Chaussees (ENPC) tarafından eğimli ve çok fazla şürşarlı yapıları incelemek için de kullanılmıştır.

Fakat , büyük ölçekli modeller duvar kaplamasının esnekliğini, sıkıştırma etkisini, dolgunun dilatansını aynen gerçekteki gibi üretemezler. Tam ölçekli deneyler, yapılardaki başlangıç gelişmeleri incelemek için vazgeçilmezdir ve bugünde öyle kalmaktadır.

4.6.5. Tam Ölçekli Deneyler

Duvarların veya şevlerin davranışında güvenilir bilgi edinmek için en iyi yöntem, yapıyı normal arazi şartları altında aletlendirmektir. Bu yöntem, dünya çapında çeşitli sayıda şantiyede ilk donatılı zemin istinat duvarlarında yapılmıştır. Grubun şirketleri, bu deneylerin çoğunu kısmen veya tamamen finanse etmiştir. Günümüzde, 20 gerçek yapıdan sonuçlar elde edilmiştir ve dokuz deneysel yapı, analiz için hazırdır [13,15].

4.6.6. Aletlendirme

Donatılı zemin istinat duvarlarının aletlendirme süreci aşağıdaki gibidir.

- Şekil değiştirme sayacı, daha önceden belirlenmiş bir aralıkta, tekil bir düşey kesit içinde donatı şeritlerinin yoğunluğu boyunca yerleştirilir. Her bir noktada hem üst hem de alt yüzeyde bir sayaç gereklidir böylece yerel eğilme etkisi ortadan kaldırılır.
- Dolgudaki gerilme seviyelerini ölçmek için, özellikle duvar kaplamasının arkasında ve yapının tabanında, toplam basınç hücreleri kullanılır.
- Yapının hareketi için oturma göstergesi, eğilme ölçer kullanılır.

Doğal olarak, görüntülenen tüm donatılı zemin duvarların tamamen aletlendirilmesi mümkün değildir. Fakat, yeterli sayıda deneysel ve aletlendirilmiş yapı kullanılarak

kesit kontrolü ile, bu yapıların mekanizmaları ve davranışlarını ilgilendiren tatminkar ve kesinlik arz eden sonuçlar elde edilmiştir[16,25].

4.7. Avantaj ve Dezavantajlar

Donatılı zemin istinat duvarları, geleneksel betonarme ve ağırlık duvarları ile kıyaslandığında çok sayıda avantaja sahiptirler.

- Çok fazla alet gerektirmeden, basit ve hızlı bir şekilde inşa edilebilirler.
- İnşaat için tecrübeli ve özel nitelikli işçilere gerek duyulmaz.
- Diğer alternatiflere oranla daha az şantiye hazırlığına ihtiyaç vardır.
- Yapım işlemleri için yapının önünde az miktarda boşluk yeterlidir.
- Yapım veya daha az eğim için kazıya, azaltılmış irtifa hakkı elde verilir.
- Rijit, mukavim temel mesnedine ihtiyaç yoktur, çünkü betonarme yapı, şekil değiştirmeleri tolere edebilir.
- Donatılı zemin istinat duvarları, esnek olmalarından dolayı farklı oturmalara karşı daha toleranslıdır. Taşıma gücü hesabında kullanılan güvenlik sayıları rijit yapılara oranla daha küçüktür.

Göreceli olarak daha az miktarda üretilmiş malzemeye gereksinim duyulmaktadır. Hızlı yapım ve farklı tescilli sistemlerin geliştiricileri arasındaki rekabetin sonucu olarak geleneksel istinat duvarı sistemlerine oranla maliyet düşmektedir. Donatılı zemin duvarları 3 m den daha yüksek, konvansiyel tip duvarlarda özel temel gerekebileceği için diğer duvar sistemlerine oranla daha ekonomik görünmektedir. Donatılı zemin duvarların en büyük avantajlarından biri de bunların esneklikleri ve temelde zemin koşullarının zayıf olmasından kaynaklanan büyük deformasyon ihtiyaçlarını kendi içinde absorbe edebilmeleridir. Sismik olarak aktif bölgelerde yapılan gözlemlere dayalı olarak, bu yapılar rijit yapılara kıyasla sismik yüklere karşı daha yüksek bir dayanım göstermişlerdir. Yığma birimler, ahşap ve toprak dolgu çevre ile kombinasyon oluşturularak kullanılabilir.

Göreceli olarak hızlı bir yapım için daha az miktarda malzemeye ihtiyaç vardır ve buna ek olarak farklı patentli sistemlerin geliştiricileri arasındaki rekabet, geleneksel tipteki istinat yapılarına kıyasla maliyeti azaltmaktadır. 4,6 m den daha yüksek veya

özel temel sistemleri gerektiren geleneksel istinat yapıları ile kıyaslandığında donatılı sistemler daha ekonomik olabilmektedir.

Donatılı zemin istinat duvarlarının en önemli avantajlarından biri de esneklikleri ve temeldeki zayıf zemin koşullarından dolayı oluşabilecek şekil değiştirmeleri tolere edebilme kapasiteleridir

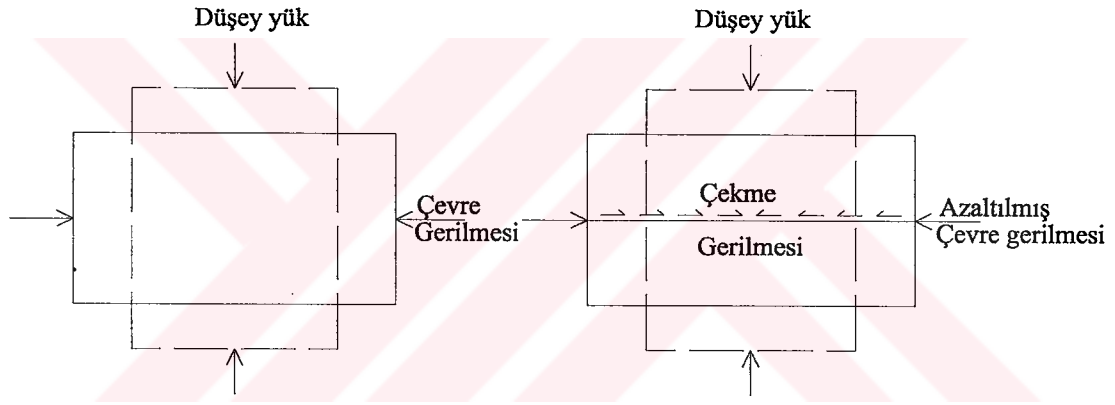
Dengeleyici zemin yapıları için prefabrik beton kaplama elemanları, estetik kaygılarla değişik şekillerde ve dokuda (biraz daha ek maliyetle) yapılabilir. Yığma birimler, ahşap ve set aynı zamanda bazı avantajlarla kullanılabilir.

Donatılı zemin duvarlarının bazı genel dezavantajları da söz konusudur.

- İç ve dış stabiliteyi sağlamak amacıyla yeterli duvar kalınlığını elde etmek için duvar kaplamasının arkasında büyük bir alan gerekmektedir.
- Donatılı zemin istinat duvarları, granüler dolgu seçimi gerektirmektedir. (Granüler malzemenin olmadığı şantiye alanında, dolgu malzemesinin buraya taşınması sistemi ekonomik olmayan hale getirebilir).
- Çelik donatı elemanlarının korozyonu, belirli tipteki kumaş veya plastik kaplama elemanlarının bozulması ve zemindeki plastik donatının bozulması gibi doğması muhtemel sorunlardan dolayı her bir proje, uygun tasarım kriterlerini bünyesinde barındırmalıdır[5,10]. Geosentetik gibi açığa çıkan elemanların, ultraviyole ışınları ile bozulması ve polimer esaslı zemin içindeki donatının ayrışması potansiyeli ortaya çıkmaktadır.
- Tüm donatılı sistemlerin tasarım ve yapım pratikliklerinin hala gelişmemesinden dolayı özellikleri ve yapım sözleşme nitelikleri tamamen standardize edilememiştir.

5. ŞERİT DONATILI İSTİNAT DUVARLARININ DEPREMLİ TASARIMI

Basit bir model, donatılı zemin kavramını ve donatının etkisini açıklayabilir. Şekil 5.1’de düşey yükü yüklenmiş yarı sonsuz bir zemin elemanı görülmektedir. Verilen yük zemini deforme edecek, yana doğru genişlemesine neden olacak ve yatay çevre gerilmesi oluşturacaktır. Aynı eleman ortasından bir donatı ile takviye edildiğinde, zemin donatı etkileşimi donatıda çekme gerilmesi meydana getirecektir. Donatının aldığı gerilme, çevre gerilmesini dolayısıyla deformasyonu azaltacaktır. Bu durumda zemin “ kohezyonlu zemin ” gibi davranacaktır [4].



Şekil 5.1 Donatı - Zemin İlişkisi [4]

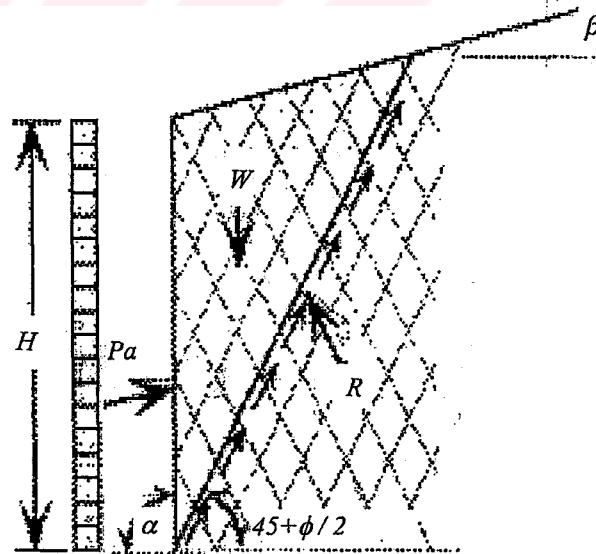
5.1. Dış Stabilitenin Belirlenmesi

Dış stabilite tahkikleri; donatı, dolgu ve yüzey elemanlarının kapladığı hacim, masif bir istinat duvarı gibi gözönüne alınarak klasik istinat duvarları için yapılan tahkiklerin aynısı yapılır. Bu tahkikler,

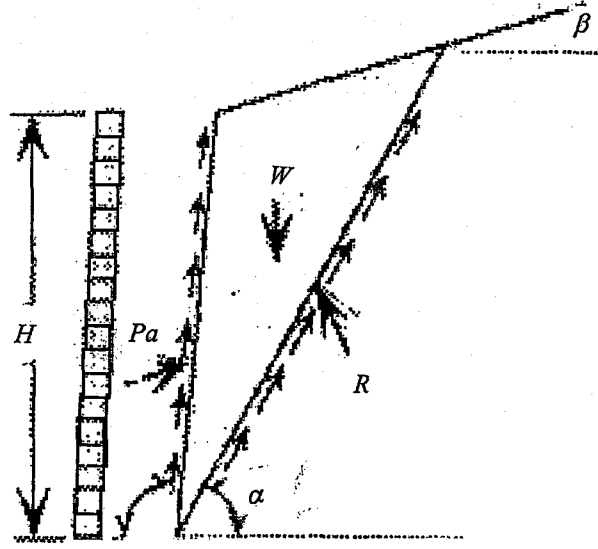
- Kayma tahkiki
- Devrilme tahkiki
- Taşıma gücü tahkiki
- Toptan göçme tahkikidir.

Zemin basıncının hesabı için genel olarak kabul edilmiş iki yöntem vardır. Bunlar, Coulomb ve Rankine Teorileridir. Rankine, minimum aktif ve maksimum pasif zemin dayanımının hesabı için basit bir metod geliştirmiş, bunu duvarın arkasındaki gerilme durumu ve zemin dayanımı hakkında kabul yaparak gerçekleştirmiştir. Rankine, yatay zemin basıncı problemini çözmeyi başarabilmiş ve direkt olarak istinat duvarı üzerindeki statik basıncı hesaplayabilmiştir. Coulomb, kuvvetin zemin kamasının ağırlığı sonucunda istinat duvarının arkasına, plandaki göçme yüzeyinin üzerinde etkidiğini kabul etmiştir. Şekil 5.2 ve Şekil 5.3’de her iki teoriye ait şekiller verilmiştir.

Rankine Teorisi, duvarın düz ve dik olduğunu ve aynı zamanda pürüzsüz olduğunu kabul etmektedir (Şekil 5.2). Gerçekte durum böyle değildir. Ancak duvarla zemin arasındaki sürtünme aktif toprak basıncını azaltırken pasif toprak basıncını arttırmaktadır. Şekil 5.3’te Coulomb teorisine göre istinat duvarı arka dolgusundaki kayma kaması ve duvar ile zemin arasındaki sürtünme gözönüne alınmaktadır. Bu durumda kayma kamasına etki eden kuvvetlerin dengesi dikkate alınarak duvarın karşı koyduğu kuvvetler hesaplanır. Kayma yüzeyinin doğrusal olduğu kabul edilirse toplam pasif basınç daha düşük ve toplam aktif basınç daha büyük olarak tahmin edilmiş olacağından emniyetli tarafta kalınmış olur.



Şekil. 5.2 Rankine Zemin Basıncı



Şekil 5.3 Coulomb Zemin Basıncı

Rankine Teorisi'ne ait aktif basınç katsayısı ve aktif toprak basıncının hesaplanması bağıntı (5.1) ve (5.2)'de verilmiştir. Coulomb Teorisi'ne ait aktif basınç katsayısı ve aktif toprak basıncı ise bağıntı (5.3) ve (5.4)'de verilmiştir.

$$K_a = \cos \beta \left[\frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}} \right] \quad (5.1)$$

$$P_a = 0.5 \gamma H^2 K_a \cos \beta \quad (5.2)$$

$$K_a = \left[\frac{\sin^2(\alpha + \beta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \beta) + \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta))}{(\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta))}} \right]^2} \right] \quad (5.3)$$

$$P_a = 0.5 \gamma H^2 K_a \cos(\delta - (90 - \alpha)) \quad (5.4)$$

5.1.1. Kayma Tahkiki

Donatının ve temel zemininin kaymaya karşı dayanımı, dış yük ve dolgu zemini tarafından donatı bloğuna uygulanan yatay gerilmelere dayanacak kadar büyük olmak zorundadır. Duvar boyunca kayma göçmesine (FS_s) karşı güvenlik katsayısı aşağıdaki gibi verilmiştir.

$$FS_s = \frac{\sum \text{kaymaya karşı koyan kuvvetler}}{\sum \text{kaydırıcı kuvvetler}} \geq 1.5 \quad (5.5)$$

Uzayabilen donatıda, donatı boyunun yeterli olduğu kontrolü için yapılacak olan kayma analizi, ilk donatı tabakasında, gerçekleştirilmelidir. Bu analizi yapabilmek için, zemin/donatı etkileşiminin dikkate alınması mecburidir [26].

5.1.2. Devrilme Tahkiki

Duvar topuğu etrafındaki devrilme göçmesine karşı güvenlik katsayısı (FS_o), zemin ağırlığı, sürşarj yükü ve dolgudan kaynaklanan itme kuvveti dikkate alınarak hesaplanmalıdır.

$$FS_o = \frac{\sum \text{devrilmeye karşı koyan momentler}}{\sum \text{deviren momentler}} \geq 2 \quad (5.6)$$

5.1.3. Taşıma Gücü Tahkiki

Taşıma gücü için güvenlik katsayısı (FS_b), Meyerhoff Dağılım Teorisi'ne göre hesaplanır. Tabanda oluşacak nihai taşıma gücü, gereken minimum taşıma gücünün iki katına eşit ya da büyük olmalıdır. Bu teori, tabandaki gerilmenin, duvar tabanındaki "e" eksantrisitesinden dolayı efektif uzunluk boyunca üniform dağıldığını kabul etmektedir. Efektif uzunluk " L_e " bağıntı (5.7)'de görüldüğü gibi hesaplanır.

$$L_e = L - 2e \quad (5.7)$$

Taşıma gücü güvenliği iki şartı sağlamalıdır. Meyerhoff dağılımına bağlı olarak duvar tabanında oluşan maksimum düşey gerilmenin, temel zemininin emniyet gerilmesini aşmaması ve minimum düşey gerilmenin de sıfırdan büyük olması gerekmektedir [27].

$$FS_b = \frac{q_{nihai}}{q_{gerekli}} \geq 2.0 \quad (5.8)$$

5.2. İçsel Stabilitenin Belirlenmesi

İçsel stabilite analizi, iki adet göçme tipi için analiz yapılmasına dayanır.

5.2.1. Donatı Kopma Tahkiki

Donatıdaki çekme kuvveti arttığında buna bağlı olarak donatıdaki uzama da artar. Bu artış, sınır değerini aşınca donatının kopmasına ve zeminde büyük bir hareket oluşmasına sebep olur. Bu da yapının göçmesi ihtimalini doğurur.

Uzun dönemde donatının izin verilen tasarım dayanımı, (LTADS) (özellikle geosentetik malzemelerde) bu çekme kuvveti için analiz edilmelidir[26].

$$LTADS=(T_{ult-max})/(RF \times FS) \quad (5.9)$$

$T_{ult-min}$: Taşıma gücü çekme dayanımının minimum ortalama değeri.

Tipik olarak T_{ult} değerinden yüzde 5 ila 15 daha azdır.

RF : Uygulanabilecek azaltma katsayısı, $RF=RFCR \times RFD \times RIFID$.

$RFCR$: Kısmi sünme deformasyonu.

Toplam şekil değiştirmenin yüzde onunu aşmamalı.

RFD : Durabilite azaltma katsayısı (Minimum 1.1 alınır).

$RIFID$: Yerleştirme hasar katsayısı.

FS : Güvenlik katsayısı (Minimum 1.5 alınır).

5.2.2. Donatı Sıyırılma Tahkiki

Donatıdaki çekme kuvveti arttığında, donatı-zemin arasındaki sürtünme yetersiz kalır ve donatı sıyırılır. Bu durum, çevre zeminde kayma gerilmesini artırır, büyük hareketlere sebep olur ve yapının göçmesi ihtimalini doğurur [27].

Donatının, sıyırılmaması için aşağıdaki stabilite şartlarının sağlanması gereklidir.

$$T_{max}=1/FS_{po} \times F^* \times \gamma \times Z_p \times L_e \times R_e \times \alpha \quad (5.10)$$

Burada:

FS_{po} : Sıyırılmaya karşı güvenlik katsayısı (1.5 değerinden büyük olmalı):

T_{max} : Donatının karşılayabileceği maksimum çekme kuvveti.

C : Izgara ve tabaka tipli donatılar için katsayı (2 alınır).

α : Ölçek düzeltme katsayısı.

F^* : Sıyırılma dayanım katsayısı.

R_c : Kaplama oranı.

AxZ_p : Yayılı ölü yük ve sürşarj yükünü de içeren aşırı yükleme basıncı.

L_c : Çalışan donatı uzunluğu.

5.3. Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Sismik Tasarımı

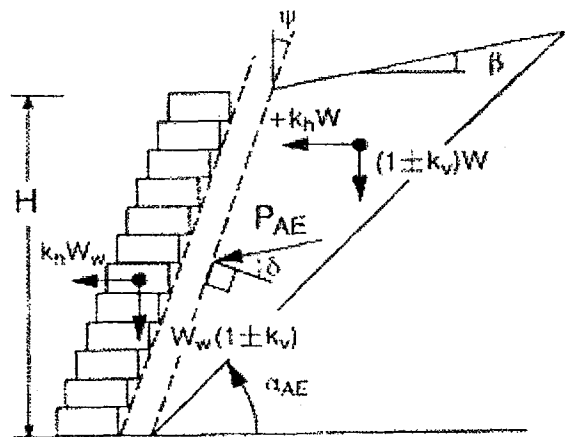
En basit tipteki istinat duvarının bile dinamik tepkisi çok karmaşıktır. Duvar hareketleri ve toprak basıncı, duvarın oturduğu zeminin özelliklerine bağlıdır. Dolgunun atalet ve eğilme davranışları, zeminin özelliklerine ve titreşim hareketinin doğasına bağlıdır.

İstinat duvarlarının sismik tasarımında genel bir yaklaşım, deprem boyunca etkiyen yükün tahmin edilmesi ve daha sonra duvarın bu yüke kesin olarak dayanabileceğine emin olunmasıdır. Deprem boyunca istinat duvarına etkiyen gerçek yükleme aşırı karmaşıktır, bu nedenle istinat duvarına etkiyen sismik yük basitleştirilmiş yöntemler kullanılarak belirlenmeye çalışılır. Donatılı zemin istinat duvarlarına etkiyen dinamik basınç pseudostatik yöntemler kullanılarak tahmin edilir [28].

Mononobe-Okabe yöntemi, istinat duvarına etkiyen sismik toprak basıncının pseudostatik analizi esasına dayanır. Toplam aktif toprak basıncı (P_{AE}) için aşağıdaki formül verilmiştir.

$$P_{AE}=0.5.K_{AE}.\gamma.H^2.(1-k_v) \quad (5.11)$$

Pseudostatik sismik analizindeki kuvvetler ve geometrileri Şekil 5.4'te gösterilmiştir.



Şekil. 5.4 Pseudostatik Sismik Analizindeki Kuvvetler ve Geometri [26]

Burada γ zeminin birim hacim ağırlığı, H duvar yüksekliği, ϕ zeminin içsel sürtünme açısı, Ψ duvarın düşeyle yaptığı açı, δ duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısı, β duvar arkası zemininin yatayla yaptığı şev açısıdır.

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 + k_v} \right) \quad (5.12)$$

Bağıntıda görülen k_h ve k_v yatay ve düşey eşdeğer deprem katsayıları, θ ise bu katsayılarla bağlı açıdır. Bunlar deprem bölgelerine bağlı olarak hesaplanır. Dinamik durumdaki muhtemel kritik göçme yüzeyi, statik durum için hesaplanan kritik göçme yüzeyinden daha az eğimlidir.

$$\alpha_{AE} = \phi - \theta + \tan^{-1} \left[\frac{-A + D}{E} \right] \quad (5.13)$$

Toplam aktif kuvveti P_{AE} bağıntı (5.14)'de gösterilmiştir.

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (5.14)$$

Duvara etkiyen yanal kuvvetlerin bileşkesi, statik durumda duvar tabanından $H/3$ kadar yukarda etki ederken, dinamik durumda yaklaşık olarak yine tabandan $0.6H$ kadar yukarda etmektedir. Sonuç olarak, toplam zemin kuvvetinin uygulama noktasının normalize edilmiş konumu $1/3 < H < 0.6$ aralığında değişmektedir.

Deprem süresince, donatılı zemin istinat duvarı, statik kuvvetlere ilaveten dinamik kuvvetlere de maruz kalmaktadır. Buna göre duvar, önce statik durumda dış stabilite (kayma, devrilme, zemin gerilmeleri ve toptan göçme tahkikleri) ve iç stabilite (donatının kopma ve sıyrılma tahkikleri) tahkiklerini sağlamalı, daha sonra duvar dinamik kuvvetler etkisi altında iken aynı tahkikleri sağlamalıdır.

5.3.1. Dış Stabilite

Dış stabilite hesaplarında, donatılandırılmış bölgenin kendi ağırlığı 'W' ve statik durumdaki yanal toprak basıncı P_A 'nın etkidiği kabul edilir. Deprem yükü, pseudostatik olarak temsil edilen dinamik itki ΔP_{AE} ve P_{IR} atalet kuvvetleri ile dikkate alınır. Bağıntı (5.15)'den donatı bölgesinin merkezinde oluşacak muhtemel ivme bulunduktan sonra, ΔP_{AE} ve P_{IR} hesabına devam edilir.

$$a_c = \left(1.45 - \frac{a_{max}}{g} \right) a_{max} \quad (5.15)$$

Donatılı kısma etkiyen statik kuvvetler olan ΔP_{AE} ve P_{IR} eklenerek, kayma ve devrilme tahkiki yapılır(P_{IR} nin azaltılmış değerine izin verilir çünkü ΔP_{AE} ve P_{IR} in maksimum değerlerinin aynı zamanlarda gerçekleşmesi ihtimal dahilinde değildir). Sismik tasarım için, kayma ve devrilmeye karşı güvenlik katsayısı, minimum kabul edilebilen statik yükleme durumundaki güvenlik katsayısının % 75 ine eşit veya daha büyük olmalıdır [28].

5.3.2: İç Stabilité

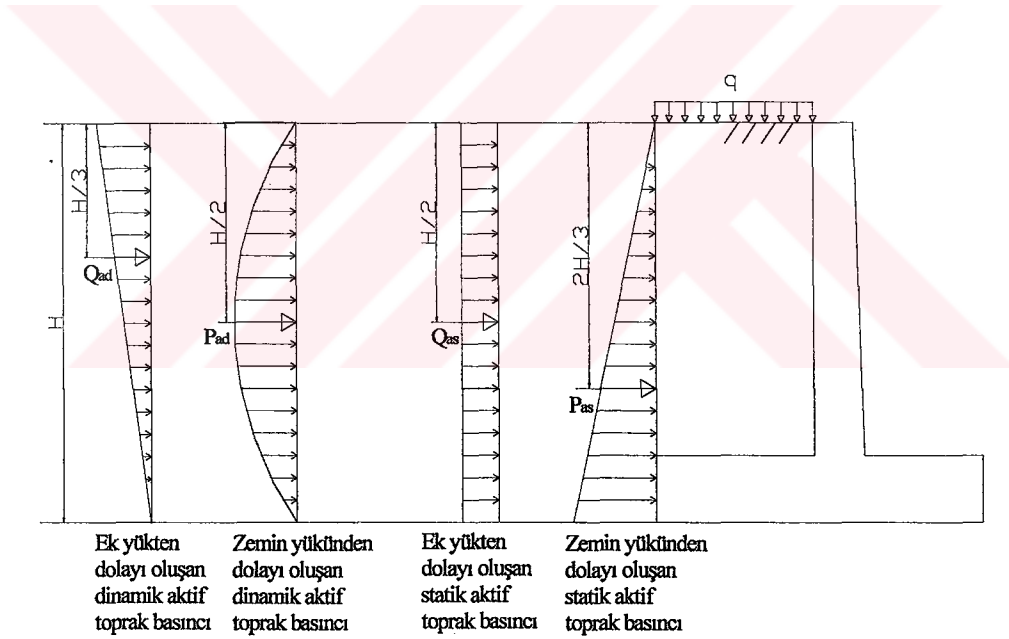
İç stabilite tahkikleri, uzayabilen ve uzayamayan donatılar için olası kayma yüzeylerinin farklı olmasından dolayı, donatının doğasına bağlıdır. Olası kayma yüzeyinin geometrisi, uzayamayan donatı için trapezoidal şeklinde iken, uzayabilen donatı için üçgen şeklindedir.

Her bir donatı tabakası için çekme kuvvetinin dinamik bileşeni oluşur, potansiyel göçme stabil olmayan göçme yüzeyine etkiyen P_{IA} , pseudostatik içsel kuvvetinin dağılımı, her bir donatı tabakasındaki çalışan alanın dayanımı ile orantılıdır(Çalışan donatı alanı kritik göçme yüzeyinin dışında kalan uzunluğudur). Her bir donatı tabakası için toplam çekme kuvveti, çekme kuvvetinin dinamik bileşeni, çekme kuvvetinin statik bileşenine eklenerek hesaplanır. Dinamik durumda aynı yöntemle, donatının izin verilen çekme dayanımının toplam çekme kuvvetinin en az yüzde yetmiş beşine eşit olduğu kontrol edilmelidir. Aynı zamanda sıyrılma dayanımında, her bir donatı tabakası kontrol edilerek kritik göçme yüzeyinin sıyrılma göçmesini önleyecek güvenlik katsayısının, toplam yük uygulandığında minimum statik güvenlik katsayısının en az yüzde yetmiş beşi kadar olduğu gösterilmelidir.

6. İSTİNAT DUVARLARINA ETKİYEN KUVVETLERİN ÇEŞİTLİ ÜLKE DEPREM YÖNETMELİKLERİNCE İNCELENMESİ

6.1. Türkiye Deprem Yönetmeliği'nde Dayanma Yapıları

1 Ocak 1998 yılında yürürlüğe giren yeni yönetmeliğimizin 12.4 maddesinde, deprem durumunda oluşacak aktif toprak basınçları ve istinat yapıları için gerekli açıklamalar yapılmıştır. Burada verilen bağıntılara göre Şekil 6.1'de statik aktif toprak basınçları ile dinamik aktif toprak basınçları şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 6.1 Türk Deprem Yönetmeliği'ne Göre Aktif Toprak Basınçlarının Gösterimi

6.1.1: Toplam Aktif Basınç Katsayılarının Hesaplanması

Statik toprak basıncı ile depremden oluşan ek dinamik toprak basıncının toplamını hesaplamak için kullanılacak toplam aktif basınç katsayısı, emniyetli yönde kalmak üzere zeminin kohezyonu ihmal edilerek bağıntı (6.1) ile verilmiştir.

$$Kat = \frac{(1 \pm C_v) \cdot \cos^2(\varphi - \lambda - \alpha')}{\cos \lambda \cdot \cos^2 \alpha' \cdot \cos(\delta + \alpha' + \lambda)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \lambda - \beta)}{\cos(\delta + \alpha' + \lambda) \cdot \cos(\beta - \alpha')}}\right]^2} \quad (6.1)$$

Denklemlerde yer alan yatay eşdeğer deprem katsayısı C_h aşağıda tanımlanmıştır.

- Düşeyde serbest konsol olarak çalışan zemin dayanma yapılarında (6.2),

$$C_h = 0,2 (I + 1) A_o \quad (6.2)$$

- Yatay doğrultuda bina döşemeleri veya ankrajlarla mesnetlenmiş zemin dayanma yapı ve elemanlarında ise (6.3) formülündeki gibi hesaplanır.

$$C_h = 0,3 (I + 1) A_o \quad (6.3)$$

Denklemlerde yer alan düşey eşdeğer deprem katsayısı C_v ve eşdeğer deprem katsayılarına bağlı λ açısı aşağıda tanımlanmıştır. Ancak yatay doğrultuda bina döşemeleri ile mesnetlenmiş bodrum duvarlarında $C_v = 0$ alınacaktır.

$$C_v = 2 C_h / 3 \quad (6.4)$$

$$\lambda = \arctan \left[\frac{C_h}{(1 \pm C_v)} \right] \quad (6.5)$$

6.1.2. Dinamik Aktif Toprak Basınçlarının Hesaplanması

Depremden oluşan dinamik aktif basınç katsayısı K_{at} , denklem (6.6) ile belirlenir.

$$K_{ad} = K_{at} - K_{as} \quad (6.6)$$

6.1.2.1. Zemin Kütlesinden Ötörü Oluşan Dinamik Aktif Toprak Basıncı

Statik toprak basıncına ek olarak deprem durumunda zemin kütlesinden ötüre oluşan ek dinamik aktif toprak basıncının dağılımı parabol şeklinde olup zemin yüksekliği boyunca değişimi bağıntı (6.7) ile tanımlanmıştır.

$$P_{ad}(z) = 3 K_{ad} (1-z/H) p_v(z) \quad (6.7)$$

Zeminin kuru ve üniform olması durumunda $p_v(z) = \gamma z$ alınarak bağıntı (6.7)'nin zemin yüksekliği boyunca entegre edilmesi ile statik basınca ek olarak depremden oluşan dinamik aktif toprak basıncının pozitif değerli bileşkesi bağıntı (6.8) ile elde edilir.

$$P_{ad} = 0,5 \gamma K_{ad} H^2 \quad (6.8)$$

Bileşke kuvvetin yeri zemin üst yüzünden itibaren $H/2$ dir.

6.1.1.2. Düzgün Yayılı Dış Yükten Oluşan Aktif Toprak Basıncı

Statik toprak basıncına ek olarak deprem durumunda düzgün yayılı dış yükten oluşan aktif toprak basıncının zemin yüksekliği boyunca değişimi bağıntı (6.9) ile tanımlanmıştır.

$$q_{ad}(z) = 2 q_0 K_{ad} (1-z/H) \cos \alpha / \cos (\alpha - i) \quad (6.9)$$

Zemin özelliklerinin üniform olması durumunda bağıntı (6.9)'un zemin yüksekliği boyunca entegre edilmesi ile statik basınca ek olarak oluşan dinamik aktif toprak basınçlarının bileşkesi bağıntı (6.10) ile tanımlanmıştır.

$$Q_{ad} = q_0 K_{ad} H \cos \alpha / \cos (\alpha - i) \quad (6.10)$$

Bileşke kuvvetin yeri zemin üst yüzeyinden itibaren $H/3$ tür.

Statik toprak basınçlarına ek olarak dinamik toprak basınçları da göz önüne alınarak yapılan hesapta, kaymaya karşı güvenlik sayısı en az 1,1 ve devrilmeye karşı güvenlik katsayısı en az 1,3 olarak alınacaktır [30].

6.2. A.B.D. Karayolları İdari Şartnamesine Göre Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Tasarımı

6.2.1. Dış Stabilite Tahkiki

6.2.1.1. Deprem Yükleme

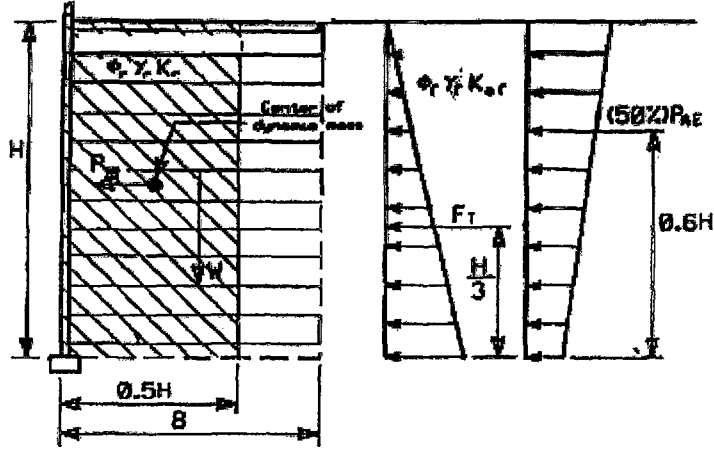
Deprem süresince, istinat duvarın, statik itkiye ilaveten P_{AE} dinamik yatay itkiye de maruz kalır. Bunların yanında donatılı zemin kütlesi yatay atalet kuvveti olan $P_{IR}=M.A$ etkisine maruz kalır. Burada M , donatılı zemin istinat duvarının (tabandan $0.5H$ kalınlığındaki kesiti) kabul edilen aktif kısmının kütlesi ve A_m duvardaki maksimum yatay ivmedir. Şekil 6.2’de donatılı zemin istinat duvarına etkiyen statik ve dinamik aktif toprak basınçları gösterilmiştir.

P_{AE} kuvveti, Mononobe-Okabe Yöntemi ile bulunur ve duvar üzerine etkiyen statik kuvvetlere (ağırlık, sürşarj ve statik itki) ilave edilir.

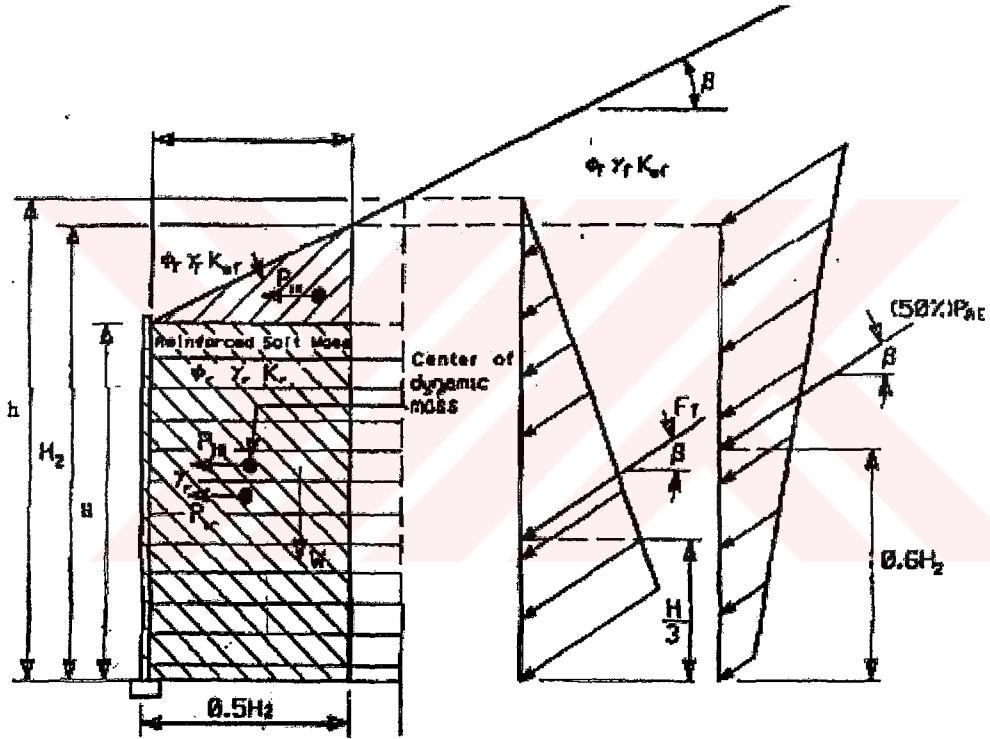
Dinamik durumda izin verilen minimum güvenlik katsayıları, statik durumdaki güvenlik katsayılarının %75 i olarak alınır. P_{AE} hesaplanırken dolgu zemininin yatay olduğu ve içsel sürtünme açısının da 30° olduğu kabul edilir. Deprem durumunda dış stabilite değerlendirmesi aşağıdaki gibi yapılır.

- Tasarım yüküne bağlı olarak, en büyük zemin ivmesi seçilir. Zemin ivme sabiti, AASHTO Bölüm 1A da , A ivme sabitinin verildiği kısımdan elde edilebilir.
- Duvarda gelişen maksimum ivme hesaplanır.

$$A_m = (1.45 - A) A \quad (6.11)$$



a) Düz Dolgu Durumunda



b) Eğimli Dolgu Durumunda

Şekil 6.2 Amerikan Karayolları İdari Şartnamesi'nde Dinamik Aktif Toprak Basınçları

Burada ;

A: Maksimum zemin ivme sabiti, AASHTO, Bölüm 1.A

A_m : Duvar kütlesinin merkezindeki maksimum duvar ivme sabiti

Yatay atalet kuvveti P_{IR} ve dinamik yatay itki P_{AE} aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$P_{IR} = 0.5A_m\gamma_r H^2 \quad (\text{zemininin yatay olması durumu}) \quad (6.12)$$

$$P_{AE} = 0.375A_s\gamma_f H^2 \quad (\text{zemininin yatay olması durumu}) \quad (6.13)$$

- Yapıya etkiyen statik kuvvetlere ilave olarak, P_{AE} sismik itkisinin % 50'si ve P_{IR} atalet kuvvetinin tamamı alınır. P_{AE} kuvveti azaltılarak kullanılır çünkü bu iki kuvvetin aynı anda, en büyük değerlerinde olması pek mümkün değildir.
- Eğimli dolgu durumunda, atalet kuvveti (P_{IR}) ve dinamik yatay itki (P_{AE}), bağıntı (6.14)'de verilen H_2 yüksekliğine bağlı olarak hesaplanır.

$$H_2 = H + (\tan\beta \cdot 0.5H)/(1-0.5\tan\beta) \quad (6.14)$$

- Eğimli dolgu durumunda P_{IR} , bağıntı (6.15)'te verildiği gibi P_{ir} ve P_{is} 'ye bağlı olarak hesaplanır. P_{ir} donatılandırılmış zemin kütlelerinin atalet kuvveti, P_{is} ise üst kısımdaki eğimli dolgunun atalet kuvvetidir (Şekil 6.2). P_{AE} yi hesaplamak için bağıntı (6.18) kullanılır.

$$P_{IR} = P_{ir} \cdot P_{is} \quad (6.15)$$

$$P_{ir} = 0.5A_s\gamma_s H_2 H \quad (6.16)$$

$$P_{is} = 0.125A_s\gamma_f(H_2)^2 \tan\beta \quad (6.17)$$

$$P_{AE} = 0.5\gamma_f(H_2)^2 \Delta K_{AE} \quad (6.18)$$

P_{IR} ile ilgili olarak masif kütlelerin genişliği $0.5H_2$ ye eşit alınmaktadır. Bu kuvvetin etki noktası ise Şekil 6.2'de gösterildiği gibi, P_{ir} ve P_{is} 'nin birleşik merkezidir. Deprem durumunda oluşacak toprak basıncını bulmak için önce, toplam aktif basınç katsayısı K_{AE} , Mononobe – Okabe genel ifadesine dayalı olarak bağıntı (6.19) ile hesaplanır.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \xi - 90 + \theta)}{\cos \xi \cos^2(90 - \theta) \cos(I + 90 - \theta + \xi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + I) \sin(\phi - \xi - I)}{\cos(I + 90 - \theta + \xi) \cos(I - 90 + \theta)}} \right]^2} \quad (6.19)$$

Burada

I = Duvar arkası zemininin şev açısı, β (Şekil 6.2'ye bakınız).

$\xi = \text{Arc tan}(K_h/1.K_v)$

ϕ = Zeminin içsel sürtünme açısı

θ = Duvarın düşeyle yaptığı açı.

Ayrıca ΔK_{AE} için iki durum söz konusudur.

$\Delta K_{AE} = K_{AE} \quad k_h > 0$ için

$\Delta K_{AE} = -K_{AE} \quad k_h = 0$

Bunların dışında tasarımı tamamlamak için,

- Kayma tahkiki, devrilme tahkiki ve zemin gerilmeleri tahkiki, önceki bölümlerde anlatıldığı gibi yapılır.
- Hesaplanan güvenlik katsayılarının minimum güvenlik katsayılarının %75'ine eşit veya büyük olup olmadığı kontrol edilir. Duvarın dış merkezliğinin $L/34$ içine düşüp düşmediğine bakılır.

Göreceli olarak büyük deprem titreşimi (örneğin $A \geq 0.29$), limit denge kriteri karşılanmış olsa bile belirgin miktarda kalıcı yatay ve düşey deformasyonlara neden olabilir. Deprem sel olarak aktif bölgelerde yani güçlü titreşimler mevcutsa bir uzman, yapının şekil değiştirme tepkisini de dikkate alarak istinat yapısını tasarlamalıdır.

- Duvar tarafından desteklenen herhangi bir yapı, yapının kayması sonucu oluşan yatay hareketi tolare edecekse,

- Duvar temeli, zemin sürtünmesi ve minimum pasif zemin dayanımından farklı olarak, kayma kabiliyetiyle ilgili olarak tutulmuş değilse,

daha önce AASHTO Bölüm 1-A'daki hesaplamalarda anlatıldığı üzere, deprem yüklerinin azaltılması durumu, söz konusu olamaz.

Genelde bu durum sadece ağırlık veya yarı ağırlık duvarlarında uygulanabilir. Bu konuyla ilgili olarak AASHTO Bölüm 1-A'daki özellikler yapısal ağırlık ve yarı ağırlık duvarlarına yönlendirilmiş olup bu özellikler yukarıda yazılan iki durumun karşılanması sağlanarak aynı zamanda diğer tiplerdeki ağırlık duvarlarına da uygulanabilir.

6.2.1.2. Oturma Tahmini

Oturma analizi, ani konsolidasyondan emin olunacak şekilde yapılmalı ve duvarın ikincil oturması projede belirtilenden daha az olmalıdır (FHWA'ya bakınız). Yapımın sonunda belirgin toplam oturma, duvar yüksekliğinin tepesinde ayarlama yapılması gereksinimine işaret eder. Bu sorun, tasarım esnasında duvar yüksekliğinde kademe kademe belirli artışlar yaparak çözülebilir. Daha sonra oluşması muhtemel oturmalar göz önüne alınarak, (izin verilen kriterlere uygun olmak şartı ile) gerekli en üst sıra yüksekliğine tasarım esnasında karar verilmelidir. Önemli büyüklükte farklı oturmaların oluşmaması için, bitişik prefabrik panellerin bağımsız düşey hareketine kolaylık sağlayacak kayma noktalarına ihtiyaç vardır.

Bekllenen oturmalar ve bu oturmaların süreleri, ölçümlerle uyumlu hale getirilemez. Dolayısı ile istenmeyen bir durumun oluşmaması için gerekli tüm önlemlerin (fıtil drenleri, dinamik sıkıştırma yöntemleri veya hafif ağırlıklı dolgu gibi zemin geliştirme teknikleri) alınması gerekmektedir.

6.2.2. İç Stabilitate Tahkiki

Donatılı zemin istinat duvarlarında içsel göçme iki yolla meydana gelmektedir.

- Çekme kuvvetlerinin (ve rijit donatı olması durumunda kesme kuvvetlerinin) çok büyük hale gelmesi, donatıda boyuna uzamayı çok fazla artırır ve donatıyı koparır. Büyük yer değiştirmelere ve yapıda muhtemel göçmelere yol açar. Bu göçme tipi, donatı kopması olarak adlandırılır.

- Donatılardaki çekme kuvveti arttığında, zemin ile donatı arasındaki sürtünme yetersiz kalır ve donatı sıyrılır. Bu durum, çevre zeminde kayma gerilmelerini artırır, büyük hareketlere yol açar ve yapının göçmesine neden olur.

İçsel göçmeyi engellemek için boyutlandırma ve tasarım aşaması şu şekilde olmalıdır. Maksimum çekme kuvvetlerinin belirlenmesi, kritik kayma yüzeyinin tespit edilmesi ve donatıların hem sıyrılma kapasitelerinin hem de çekme dayanımlarının bu kuvvetlere karşı koyması gerekmektedir.

Şematik olarak aşağıdaki gibi de gösterilebilir.

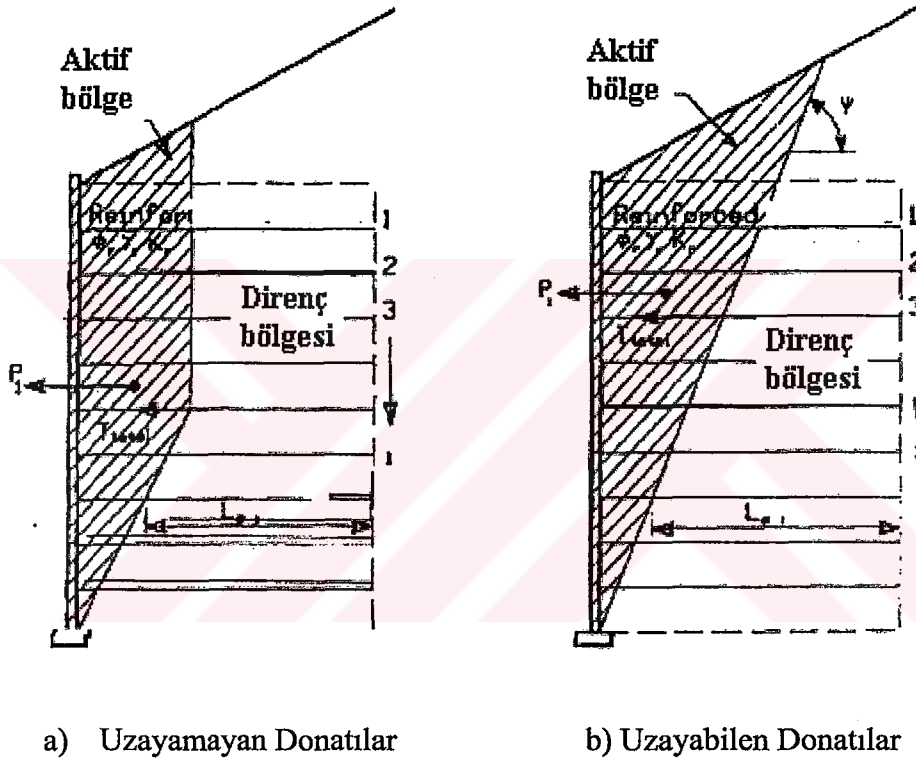
- Bir donatı tipi seçilir (uzayabilen veya uzayamayan).
- Kritik göçme yüzeyi belirlenir.
- Kaplamaya uygun donatı aralığı seçilir.
- Statik ve dinamik durumda her bir donatı seviyesinde max. çekme kuvveti hesaplanır.
- Kaplama bağlantısındaki maksimum çekme kuvveti hesaplanır.
- Her bir donatı seviyesindeki sıyrılma kapasitesi hesaplanır.

6.2.2.1. Kritik Kayma Yüzeyinin Belirlenmesi

Basit bir donatılı zemin istinat duvarında en kritik kayma yüzeyinin, maksimum çekme kuvveti ile çakıştığı kabul edilir (Örneğin, her bir donatı tabakasındaki maksimum çekme kuvveti T_{max} ın yeri). Bu çizginin konumunun ve şeklinin, (basit yapılar için çok sayıda deneysel ve teorik çalışmaların sonucu olarak) bilindiği kabul edilmektedir.

Uzayamayan donatıların olması durumunda, kritik göçme yüzeyinin yaklaşık olarak bilineer olduğu kabul edilmektedir, uzamalı donatılar durumunda ise durum yaklaşık olarak lineerdir ve her iki durumda da bu göçme yüzeyi duvarın topuğundan geçmektedir (Şekil 6.3).

Göçme ilerlediği zaman donatılar uzayabilir ve kayma yüzeyi ile kesiştikleri zaman şekil değiştirebilirler. Sonuç olarak donatıdaki çekme kuvveti artabilir ve dönme oluşabilir. Bu nedenle göçme yüzeyi doğrultusundaki bileşen artabilir. Buna bağlı olarak normal bileşen de artabilir veya azalabilir. Donatıların uzaması veya dönmesi, çelik şeritler gibi rijit uzayamayan donatılarda ihmal edilebilir. Fakat geosentetik donatılarda ihmal edilemeyecek kadar belirgin hale gelebilir.



a) Uzayamayan Donatılar

b) Uzayabilen Donatılar

Şekil 6.3 Amerika Karayolları İdari Şartnamesi'nde Olası Kayma Yüzeyleri

6.2.2.2. Donatı Tabakalarında Maksimum Çekme Kuvvetinin Hesaplanması

Son çalışmalar, maksimum çekme kuvvetinin, kullanılacak donatının tipine, elastisite modülüne ve donatı yoğunluğuna bağlı olduğunu göstermektedir. Bu çalışmalara dayalı olarak, donatı tipi ve aşılma gerilmesi arasındaki bir bağıntı geliştirilmiştir. Bu bağıntı uzayamayan donatılar için K/K_a oranı kadar olup, duvarın en üst noktasından sabit bir değer olan 6 m'nin altına doğru etkisi azalmaktadır.

Burada basitleştirilmiş yaklaşımlar geliştirilmiş ve uygun metodların bazı kompleks saflaştırmaların pratik değerlendirmelerinin (örneğin koherent ağırlık yöntemi AASHTO, 1994 Interims ve yapı rijitlik yöntemi FHWA RD 89-043) sonucu olarak iteratif tasarım prosedüründen kaçınılmıştır.

Grafikler, donatılardaki gerilmelerin arazide ölçülmesinden, yatay gerilme oranı K 'nın analizi ile hazırlanmış olup aktif toprak basıncı katsayısı K_a 'nın bir fonksiyonu olarak normalize edilmiştir. Özel donatı sistemlerini temsil eden ilgili değerlerin bunların yatay gerilmelerinin ağırlığına (γH) eşit alınması kabulü yapılarak tatmin edici sonuçlar verdiği bilinmektedir. Bu durum tüm kohezyonsuz donatılı zemin duvarları için basitleştirilmiş değerlendirme yöntemi sağlamaktadır. Gelecek datalar değişikliklere yol açabilir. Bu durum, yeni geliştirilen donatı tipleri için, tüm panel yüksekliği etkisi gibi ilişkileri de içermektedir.

Yatay zemin basıncı katsayısı K , aktif zemin basıncı katsayısına bir çarpan uygulayarak elde edilir. Aktif zemin basıncı katsayısı, Coulomb Teorisi kullanılarak, duvar sürtünmesinin olmadığı ve β açısının sıfır olduğu kabulü yapılarak belirlenmektedir. Yanal basınca maruz düşey duvar için Rankine eşitliği verilmiştir.

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi'/2) \quad (6.20)$$

Düşeyde 10 dereceyi aşan duvar kaplaması için meyil, bağıntı (6.21)'de basitleştirilmiş Coulomb denklemi kullanılarak elde edilebilir:

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi')}{\sin^3 \left[1 + \frac{\sin \phi'}{\sin \theta} \right]^2} \quad (6.21)$$

Burada θ açısı, duvar kaplamasının yatayla yaptığı açıdır.

Yanal basınç, (γH) zemin öz ağırlığından elde edilen ağırlık kuvveti ve donatılı zemin istinat duvarının dolgusunun hemen üzerindeki sürşarj yüküdür. Hesaplamalar aşağıdaki gibi yapılmaktadır.

- Muhtemel göçme yüzeyi boyunca , istinat dolgusu ağırlığı $\gamma_r Z$ eklenmesi ile herbir donatı seviyesindeki yatay gerilme σ_H hesaplanır, eğer mevcutsa düzgün yayılı q sürşarj yükü , konsantre sürşarj yükleri $\Delta\sigma_v$ ve $\Delta\sigma_h$ bulunur.

$$\sigma_H = K\sigma_v + \Delta\sigma_h \quad (6.22)$$

Burada

$$\sigma_v = \gamma_r Z + \sigma_2 + q + Au, \quad (6.23)$$

Burada: $K=K(z)$ ve Z duvarın en üst noktasından itibaren derinliktir, σ_2 ve eklentiler ile duvar tepesi hariç tutulmaktadır.

$\Delta\sigma_v$ konsantre düşey yüklerden dolayı, $2V$ kullanılarak, düşey gerilmelerdeki artışlardır.

$\Delta\sigma_h$ konsantre sürüşardan oluşan yatay gerilmedeki artışlardır .

Trafik bariyerlerindeki statik eşdeğer yükler , AASHTO , Bölüm 5.8 e dayalı olarak dikkate alınmalıdır.

- Duvarın birim genişliği için düşey aralık S_v ye dayalı olarak, her bir donatı seviyesindeki T_{max} maksimum gerilmesinin hesaplanması gerekmektedir.

$$T_{max} = \sigma_H \cdot S_v \quad (6.24)$$

T_{max} , tanımlanan duvar yüzü birim uzunluğu için, her bir ayrı donatı (metal şeritler, şerit matları, geogridler) seviyesi için hesap yapılmalıdır.

- Donatının kırılması ile ilgili olarak içsel stabilite hesaplanır. Donatının kırılması ile ilgili stabilite gereksinimi bağıntı (6.25)'te verilmiştir.

$$T_a \geq T_{max} / R_c \quad (6.25)$$

Burada R_c kaplama oranı, b/S_H , donatı elemanı tam genişliği, S_H donatıların arasındaki merkezden merkeze aralıktır. T_a donatı birim genişliği için izin verilen çekme kuvvetidir. Kaplamalarla donatıların bağlantısı T_{max} için tasarlanmalıdır.

6.2.2.3. Sıyırılma Göçmesine Bağlı Olarak İçsel Stabilite

Sıyırılma donatısı gereksinimine bağlı olarak içsel stabilite izleyen kriterleri sağlamalıdır.

$$T_{\max} \leq 1/FS_{PO} F^* \gamma Z_p L_e C R_c \alpha \quad (6.26)$$

Burada

FS_{PO} = Sıyırılmaya karşı güvenlik faktörü ≥ 1.5

$T_{\max}$ = Maksimum donatı çekmesi.

C = Şerit ve ızgara tipi donatılar için 2 alınır.

α = Ölçek düzeltme faktörü.

F^* = Sıyırılma dayanım faktörü .

R_c = Kaplama faktörü.

γZ_p = Aşılma basıncı(yayılı ölü yük, sürşarj dahil trafik yükü hariçtir).

L_e = Dayanım bölgesindeki donatı uzunluğu.

Karşı koyan ve aktif bölgeler arasındaki sınırlar, konsantre yüklerle değiştirilebilir.

Bundan dolayı dayanım bölgesinde gerekli donatı uzunluğu bağıntı (6.27)'deki gibi hesaplanır.

$$L_e \geq \frac{1.5T_{\max}}{CF^* \gamma Z_p R_c \alpha} \geq 1m \quad (6.27)$$

Sıyırılma hesaplamalarında trafik yükleri dahil edilmemiştir.

Eğer bu kriter her bir donatı seviyesinde sağlanmıyorsa, donatı uzunluğu ve/veya her bir birim genişlik için donatı sıyırılma dayanımı ile arttırılmalıdır.

L toplam donatı boyu içsel stabilite için aşağıdaki gibi belirlenmelidir.

$$L=L_a+L_e \quad (6.28)$$

Burada L_a , köprü taşıyıcıları gibi konsantre dış yüklerle desteklenmeyen basit yapılar için elde edilebilmektedir. Bu şekle dayalı olarak L_a için aşağıdaki ilişki elde edilebilir.

Uzayabilen donatılarla, düşey kaplama ve yatay dolguda L_a bağıntı (6.29) ile hesaplanır.

$$L_a = (H - Z) \tan(45 - \phi'/2) \quad (6.29)$$

- Yatayda donatılara etkiyen toplam maksimum statik yük T_{max} , aşağıdaki gibi hesaplanmalıdır.

K katsayısını kullanarak (daha önce geliştirilen), yatay gerilme σ_H hesaplanır.

$$\sigma_H = K\sigma_v + \Delta\sigma_h = K\gamma Z + \Delta\sigma_v K + \Delta\sigma_h \quad (6.30)$$

Birim genişlik için maksimum çekme kuvveti, bağıntı (6.31) ile hesaplanır.

$$T_{max} = S_v \sigma_H \quad (6.31)$$

- Donatılardaki P_I atalet kuvveti tarafından direkt sevk edilen dinamik artım, P_I dağılımı farklı donatılarda dayanım alanı L_e ile birim duvar genişliğine dayalı orantıya bağlı olarak hesaplanır.

$$T_{md} = P_I \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1} (L_{ei})} \quad (6.32)$$

Burada i. seviyede donatı dayanım boyu tüm donatı seviyeleri için toplam donatı dayanım boyları toplamına bölünmektedir.

- Maksimum çekme kuvveti bağıntı (6.33)'teki gibi hesaplanır.

$$T_{total} = T_{max} + T_{md} \quad (6.33)$$

Donatıdaki kırılma ve sıyrılma dayanımı, statik güvenlik faktörünün % 75'i kadar olmalıdır. Çelik donatının tasarımı için aşağıdaki bağıntı verilmiştir.

$$T_{total} < T_a/0.75 \quad (6.34)$$

Geosentetik donatı için, donatılar yüklerin statik ve dinamik bileşenlerine karşı koyabilecek şekilde aşağıdaki gibi tasarlanmalıdır.

Statik bileşen için (6.35) bağıntısı verilmiştir.

$$T_{max} \leq \frac{S_{rs} \cdot x R_c}{RF \cdot x FS} \quad (6.35)$$

Dinamik bileşen için (6.36) bağıntısı verilmiştir.

$$T_{md} \leq \frac{S_{rt} \cdot x R_c}{FS \cdot RF_D \cdot RF_{ID}} \quad (6.36)$$

Geosentetik donatı taşıma dayanımı için ise (6.37) bağıntısı kullanılır.

$$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt} \quad (6.37)$$

Burada S_{rs} yükün statik bileşenine karşı koymak için gereken donatı dayanımıdır. S_{rt} ise yükün dinamik bileşenine karşı koymak için gereken donatı dayanımıdır.

Sismik yükler altında sıyrılma için, tüm donatılarda, sürtünme katsayısı F^* , statik değer % 80 i kadar azaltılmalıdır:

$$T_{total} \leq \frac{P_r R_c}{0.75 FS_{PO}} = \frac{C \cdot (0.8 F^*)}{0.75 \cdot 1.5} \cdot \gamma Z' \cdot L_e R_c a \quad (6.38)$$

Tavsiye edilen tasarım yöntemi , sismik yükleme ile ilgili olarak uzayamayan donatılar için geliştirilmiştir fakat bu aynı zamanda uzayabilen donatılar içinde uygulanabilir. Donatının uzama durumu duvarın toplam rijitliğini etkilemektedir. Uzamalı donatı toplam rijitliği azaltırken, sismik yükleme tarafından sevk edilen yatay zemin basıncının tasarım diyagramının da etkisinin olması beklenmektedir. Tüm rijitlik azalırken , sönüm artabilir ve büyütme aynı zamanda artabilir. Böylece sonuç atalet kuvveti, uzayamayan donatı için olandan çok farklı olmayabilir.

6.2.2.4. Bağlantı Dayanımı

MSE sistemleri için metalik donatıların parçalı prefabrik panellerine bağlanması şu şekilde olur. Yapısal olarak kaplamalar hem donatıda uzatma şerit kalıbı ile panellere

bağlanır hemde uygun ankraj elemanları ile çubuk bağlantılı olarak yapılır. Şev konnektörlerinin ankraj olarak kapasiteleri kontrol edilmelidir. AASHTO 192 Bölüm 8.31'de her bir geometri için gerekli testleri gösterilmiştir. Tasarım yükü T_o ya eşit alınmış ve bu bölümde geliştirilmiştir.

6.3. Japonya Deprem Yönetmeliği'ne Göre Dayanma Yapıları

Depremli durumda kumlu zeminler için yanal toprak basınçları Mononobe- Okabe formülü ile hesaplanır.

- Aktif toprak basıncı bağıntı (6.39)ile hesaplanır.

$$P = \gamma \cdot z \cdot K_{at} - 2 \cdot C \cdot (K_{at})^{1/2} + q' \cdot K_{at} \quad (6.39)$$

$$K_{at} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \alpha)}{\cos \lambda \cdot \cos^2 \alpha' \cdot \cos(\delta + \alpha' + \lambda)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \alpha - \lambda')}{\cos(\delta + \alpha' + \lambda) \cdot \cos(\alpha - i)}}\right]^2} \quad (6.40)$$

$$\lambda = \text{Atan } k_h \quad (6.41)$$

Yatay eşdeğer deprem katsayısı bağıntı (6.42) ile hesaplanır.

$$k_h = C_1 \cdot C_z \cdot C_T \cdot C_G \cdot 0,2 \quad (6.42)$$

$$C_1 = 0,8 \text{ (Yapı önem katsayısı)}$$

$$C_z = 1 / 0,85 / 0,70 \text{ (Deprem bölgesi A / B / C için)}$$

$$C_T = 1 \text{ (Yapısal davranış faktörü)}$$

$$C_G = 0,8 / 1 / 1,2 \text{ (Zemin tipi 1 / 2 / 3 için)}$$

Düşey eşdeğer deprem katsayısı genelde sıfır olarak alınır.

6.4. Hindistan Deprem Yönetmeliği'ne Göre Dayanma Yapıları

Deprem süresince dayanma yapısının arkasında zemin yükünden dolayı oluşan aktif toprak basıncı bağıntı (6.43)'te verildiği gibi hesaplanır.

$$P_{ad} = 0,5 \gamma K_{ad} H^2 \quad (6.43)$$

Formülde adı geçen parametrelere aşağıda değinilmiştir.

$$K_{at} = \frac{(1 \pm C_v) \cdot \cos^2(\varphi - \lambda - \alpha')}{\cos \lambda \cdot \cos^2 \alpha' \cdot \cos(\delta + \alpha' + \lambda)} \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \lambda - \beta)}{\cos(\delta + \alpha' + \lambda) \cdot \cos(\beta - \alpha')}}\right]^2} \quad (6.44)$$

$$\lambda = \text{Atan}(\alpha_h / 1 + \alpha_v) \quad (6.45)$$

$$\alpha_h = I \cdot B \cdot \alpha_0 \quad (6.46)$$

$$\alpha_v = 1/2 \cdot \alpha_h \quad (6.47)$$

$$\alpha_0 = 0,08/0,05/0,04/0,02/0,01 \quad (\text{Deprem bölgesi V / IV / III / II / I için})$$

$$B = 1 / 1,2 / 1,5 \quad (\text{Zemin tipi 1 / 2 / 3 için})$$

$$I = 1 \quad (\text{Dayanma yapıları için bina önem katsayısı})$$

- **Uygulama Noktası :** Statik aktif basınç katsayısı yukarıda verilen toplam aktif basınç katsayısı formülünde α_h , α_v , λ , değerleri sıfır alınarak hesaplanır. Dinamik aktif basınç katsayısı ise toplam basınç katsayısından statik aktif basınç katsayısının çıkartılmasıyla elde edilir. Zemin yükünden oluşan aktif toprak basıncı kuvveti statik durumda tabandan $h/3$ yüksekliğinde, dinamik durumda ise $h/2$ yüksekliğinde etkimektedir.

Statik toprak basıncına ek olarak deprem durumunda düzgün yayılı dış yükten oluşan aktif toprak basıncının zemin yüksekliği boyunca değişimi denklem (6.48) ile tanımlanmıştır.

$$q_{ad}(z) = q_0 K_{ad} H \cos \alpha / \cos(\alpha - i) \quad (6.48)$$

- **Uygulama Noktası :** Düzgün yayılı ek yükten dolayı oluşan aktif basınç kuvveti tabandan $0,66h$ yüksekliğinde etkimektedir.

6.5. . Deprem Katsayılarının Karşılaştırmalı Olarak Gösterimi

Toplam aktif toprak basıncı katsayısı hesabına esas olacak katsayılar, Tablo 6.1’de karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Yukarıda anlatılanların özeti şeklinde olan bu tablodan da görüleceği gibi Hindistan ve Japonya’da zemin tipi bir katsayı olarak hesaplara girerken, Türkiye ve A.B.D.’de zemin tipi hesaplara girememektedir. Bir diğer farklılık ise üç ülkede de düşey eşdeğer deprem katsayısı varken Japonya’da böyle bir katsayının olmamasıdır. Toplam aktif toprak basıncı katsayısı hesabında kullanılacak olan yatay eşdeğer deprem katsayısı ; Japonya’da, deprem bölgesine, zemin tipine, yapı önem ve yapı davranış katsayılarına bağlı iken , Hindistan’da deprem bölgesine, zemin tipine ve yapı önem katsayısına bağlı, Türkiye ve A.B.D ‘de ise sadece deprem bölgesi ile yapı önem katsayısına bağlı olarak zemin tipinden bağımsız olarak hesaplanmaktadır.

Tablô 6.1 Deprem Katsayılarının Karşılaştırmalı Olarak Gösterimi

	Japonya Yönetmeliği	Hindistan Yönetmeliği	Türkiye Yönetmeliği	A.B.D. . . Yönetmeliği
Yatay Eşdeğer Deprem Katsayısı	$k_h = C_z * C_G * C_1 * C_T * k_o$	$\alpha_h = \beta * I * \alpha_o$	$c_h = 0,2 * (I+1) * A_o$	$c_h = 0,2 * (I+1) * A_o$
Yapı Önem Katsayısı	$C_1 = 0,8$	$I = 1$	$I = 1$	$I = 1$
Deprem Bölge Katsayısı	C_z 1.00 (A) 0.85 (B) 0.70 (C)	α_o 0.08 (V) 0.05 (IV) 0.04 (III) 0.02 (II) 0.01 (I)	A_o 0.40 (1) 0.30 (2) 0.20 (3) 0.10 (4)	A_o 0.40 (1) 0.30 (2) 0.20 (3) 0.10 (4)
Zemin Tipi Katsayısı	C_G 0.8 (1.grup) 1.0 (2.grup) 1.2 (3.grup)	β 1.0 (kaya) 1.2 (orta sert) 1.5 (yumuşak)		
Yapı Davranış Katsayısı	$C_T = 1$			
Düşey Eşdeğer Deprem Katsayısı		$\alpha_v = \alpha_h / 2$	$c_v = 2/3 * c_h$	$c_v = 2/3 * c_h$
Eşdeğer Deprem Katsayılarına Bağlı Açısı	$\theta_o = \arctan (k_h)$	$\lambda = \arctan \frac{\alpha_h}{(1+\alpha_v)}$	$\lambda = \arctan \frac{c_h}{(1+c_v)}$	$\lambda = \arctan \frac{c_h}{(1+c_v)}$

6.6. Aktif Toprak Basıncı Katsayılarının Karşılaştırmalı Olarak Gösterimi

Tablo 6.2’de tablolastırılan aktif toprak basınç katsayıları hesaplanırken zeminin içsel sürtünme açısı 30° alınmış ve duvarla zemin arasında sürtünme olmadığı kabul edilmiştir. Japonya ve Hindistan’da bir diğer parametre olan zemin tipinin, her iki ülke için de 2.tip, yani orta sert zemin olduğu varsayılmıştır. Tablodan da açıkça görüleceği üzere statik durumda aktif toprak basıncı dört ülke için de aynı olup 30° için 0.333 tür. Toplam aktif basınç katsayısına göre bir sıralama yaparsak Türkiye’yi Japonya, A.B.D. ve Hindistan izlemektedir. Buna göre diğer üç ülkenin 1° deprem bölgeleri bizim 2° deprem bölgemize denk düşmektedir.

Tablo 6.2 Aktif Toprak Basıncı Katsayılarının Karşılaştırmalı Tablosu

		1.Derece	2.Derece	3.Derece	4.Derece	5.Derece
JAPONYA	λ	9.090	7,740	6,390		
	Kat	0,441	0,422	0,405		
	Kas	0,333	0,333	0,333		
	Kad	0,107	0,089	0,072		
HİNDİSTAN	λ	5,230	3,330	2,680	1,360	0,680
	Kat	0,410	0,380	0,370	0,351	0,342
	Kas	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333
	Kad	0,077	0,047	0,037	0,018	0,009
TÜRKİYE	λ	8,230	6,340	4,340	2,230	
	Kat	0,475	0,437	0,401	0,366	
	Kas	0,333	0,333	0,333	0,333	
	Kad	0,142	0,104	0,068	0,033	
A.B.D.	λ	8,230	6,340	4,340	2,230	
	Kat	0,429	0,404	0,380	0,357	
	Kas	0,333	0,333	0,333	0,333	
	Kad	0,096	0,071	0,047	0,024	

6.7. Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Son Depremlerde Gösterdikleri Performanslar

Donatılı zemin istinat duvarlarının performanslarının, USA, Japonya ve Türkiye de yapılan çok sayıdaki niteliksel gözlemleri, bu yapıları su tablasının üzerinde yerleştirilmek suretiyle, sismik olaylar sırasında iyi bir performans gösterdiklerini ispatlamıştır. Göreceli olarak donatılı zemin istinat duvarlarının doğasındaki esneklikten dolayı, bu yapıların sismik olaylar sırasında iyi bir performans gösterdikleri belirtilmektedir [29]

Aşağıda, Loma Prieta 1989 USA, Northridge 1994 USA, Grand Hanshin 1995 Kobe, Ji-Ji 1999 Tayvan, Kocaeli 1999 Türkiye, depremlerinde bu duvarların performansları, araştırmacıların gözlemlerinden yararlanılarak gözden geçirilmiştir.

Loma Prieta , 1989 depreminde, beş adet donatılı zemin istinat duvarının davranışları Collin ve diğerleri tarafından değerlendirilmiştir. Bunların ikisi şöyle özetlenmiştir: 3 m yükseklikte geogrid sarma kaplamalı, 4H:1V'li eğimde dolgusu olan duvar, depremin merkezinden 11 km uzaktadır ve zeminde tahmin edilen ivme 0.4 g dir. Bu yapının tasarımında dikkate alınan maksimum yatay ivme 0.1 g – 0.2 g arasında olmasına rağmen, duvarın tepe noktasında herhangi bir çatlak gözlenmemiştir. Bunun yakınlarında 15 m yüksekliğinde geogrid donatılı, 1H:1V'li eğimde dolgusu olan duvar, depremin merkezinden 26 km uzaktadır. Yamacın kaplamasında herhangi bir bozulma veya hasar gözlenmemiştir. Loma Prieta , 1989 depremine maruz beş adet donatılı yamaç göstermiştir ki bu yapılar çok şiddetli yer hareketlerine bile dayanabilmektedirler .

White ve Holtz, 1997 de yedi adet geosentetik donatılı duvarın , 1994 Northridge , California depreminde orta ve belirgin titreşime maruz kaldıktan sonraki performansını rapor etmişlerdir. Yedi adet geosentetik donatılı duvarın Northridge , California depremindeki performanslarının, özellikle benzer durumlarda diğer yapılarla kıyaslandığında yeterli olduğu gözlenmiştir. Northridge, California depreminde uzayabilen donatılı zemin duvarlarda benzer performansın gözlemlendiği Frankenberger tarafından da rapor edilmiştir. Tren yolları, otoyollar, caddeler, rafineriler, yakıt tankları, konut geliştirme ve köprü taşıyıcılarının desteklenmesinde kullanılan, 21 adet donatılı zemin istinat duvarı incelenmiştir.

Duvarların depremin merkezine olan uzaklığı 13 km ile 83 km arasında değişmektedir. Bu bölgede zemin ivmesi, yatayda 0.46 g ile 0.66 g arasında , düşeyde ise 0.1 g ile 0.29 g arasında değişmektedir. Duvarların tamamı hasarsızdır[29].

1995 deki Grand Hanshin depreminde geogrid toprakarme duvarların performansı, Tatsuoka, Koseki ve Tateyama tarafından gözlenmiştir. Basınç altındaki diğer dayanma yapıları, yığma ve ağırlık tipi donatısız beton duvarlar, güçlü deprem hareketi karşısında oldukça düşük bir stabilite göstermişlerdir. Buna karşın 1992 de inşaa edilen geogrid donatılı Tanata donatılı zemin istinat duvarının, çok ciddi hasar gören, en yıkıcı titreşimler altındaki bölgede olmasına rağmen, yıkılmadığı tespit edilmiştir. Duvarın toplam uzunluğu 305 m ve maksimum yüksekliği 6 m'dir. Tanata alanı çevresindeki alanda, duvarın maruz kaldığı sismik olarak en büyük yükün şiddeti, diğer modern istinat duvarları arasında tecrübe edilen en yüksek şiddet olan, 7 şiddetindedir [26].

Aynı zamanda Nishimura ve diğer meslektaşlarının yer aldığı araştırmacılar, Kobe depremine maruz kalan geogrid toprakarme duvarların yerinde inceleme sonuçlarını bildirmişlerdir. Buna göre depremin merkezine yakın ve büyüklüğü 6 ile 7 arasında bildirilen, on adet donatılı zemin istinat duvarının incelemesi yapılmıştır. Depremin bazı oturmalara neden olduğu tespit edilmiş ve temellerinde çatlaklar gözlenmiş olmasına rağmen çok büyük şekil değiştirmeler meydana gelmemiştir [26].

Otani ve meslektaşları, 1995 Hyogoken Nambu depremi gibi, maksimum sismik ivmenin kaydedildiği yerde bile, donatılı zemin istinat duvarlarının ve donatılı doğal zemin yapılarının gözlemlenmesi sonucunda yapısal fonksiyonu tehdit eden yıkıcı bir durum olmadığını raporlamışlardır.

1999'da, Tayvan daki Ji-Ji depreminde fayın yakınlarında bulunan, bazı donatılı zemin istinat duvarlarının performansları, Ling, Leschinsky ve Chou tarafından değerlendirilmiştir. Bu duvarlar, yamaçlarda ve tepelik kısımlarda yer alan büyük yapılanma ve endüstriyel gelişim alanlarında kullanıldıklarından Tayvan'da son yıllarda büyük popülerite kazanmıştır. Kuzey Amerika ile kıyaslandığında, Tayvan, çok farklı, daha zorlu şartların olduğu, daha fazla çaba gerektiren geoteknik koşullara sahiptir. Yazarlar raporlarında, duvarların arkasında oluşan çatlaklara ve az

sayıda da olsa bazı duvarlardaki kırılma ve hasarlara dikkat çekmişlerdir. Sismik tasarım özelliklerinin dikkate alınmaması duvarlarda büyük göçmelere neden olmuştur .

Ağustos, 1999 Kocaeli depreminde ($M_w=7.4$) yazarlar Martin ve Olgun, depremden etkilenen bölgelerde yaptıkları çalışmalarla, geliştirilen zemin alanlarının ve mekanik olarak stabilize edilen şevlerin performanslarını gözlemlemişlerdir. Arifiye Köprüsü Üstgeçidindeki donatılı zemin sistemi, çelik şeritlerden imal edilmiş olup dolgu zemini sıkıştırılmıştır. Donatılı zemin istinat duvarı, yatay atımı 350 cm ve zemin ivmesi 0.3 g'den fazla olan fay hattına neredeyse bitişik olmasına rağmen iyi bir performans sergilenmiştir. Kaplama panellerinin maksimum yatay hareketi yaklaşık 10 cm civarındadır ve bu hareket duvar yüksekliğinin üçte birinde oluşmuştur. Double duvar sisteminin merkezi boyunca oturma yaklaşık 25-30 cm civarında tahmin edilmektedir ve birincil sebep olarak sistemin yatay eğilmesi gösterilmektedir. Bu duvardan yaklaşık 250 m uzakta olan, klasik tipte inşaa edilmiş betonarme istinat duvarı ise çok ağır hasar görmüş, 1 m'den fazla oturma yapmıştır. Önerilen sonuçlar, çok iyi tasarlanmış ve iyi bir zemine sahip olan donatılı zemin istinat duvarlarının, güçlü yer hareketi karşısında iyi bir performans gösterdiği yönündedir .

7 . YAPILAN HESAP VE ÇALIŞMALAR

7.1. Hesap Kabulleri

Yapılan hesaplarda tek tabakalı zemin model olarak alınmıştır. Kohezyon ihmal edilip, zeminin üniform olduğu kabul edilmiştir. Dayanma yapılarının arkasında çok iyi drenaj yapılması zorunlu olduğundan, hidrostatik basınç göz önüne alınmamıştır.

Aktif basınç katsayısı K_a , Coulomb Teorisi'ne göre hesaplanmış olup, duvara etki eden dinamik aktif toprak basınçlarının hesaplanmasında ise Mononobe-Okabe metodu kullanılmıştır.

Hesaplar Excel programında basit bir düzenek şeklinde hazırlanmıştır. Duvarın verilen boyutlarda önce statik durumda, daha sonra dinamik durumda stabilitesi tahkik edilmiştir. Her ülkeye ait bir tane hesap, örnek teşkil etmek açısından Ekler bölümünde sunulmuştur.

Üç farklı zemin ortamında ve üç ayrı duvar yüksekliğinde yapılan çözümlerden bulunan sonuçlar bir tablo halinde gösterilmiştir.

Donatılı zemin istinat duvarlarında taban basıncı tahkiki yapılırken büyük dışmerkezlik durumuna izin verilmiş, buna göre bazı durumlarda $e > b/6$ olmuştur.

Deprem güvenlik sayıları kaymaya karşı 1,1 devrilmeye karşı 1,3 alınmıştır.

7.2. Konsol Tipli Betonarme İstinat Duvarının Hesap Adımları

Hesaplarda veri olarak girilen parametrelerden bazıları şunlardır: İstinat duvarına ait geometrik bilgilerden yükseklik, genişlik, ve tepe kalınlığı ile betonun birim hacim ağırlığı girilir. Zemine ait bilgilerden ise deprem bölgesi, zemin emniyet gerilmesi, dolgu zemininin birim hacim ağırlığı ile zeminin içsel sürtünme açısı girilir. Varsa ek

yük ve yine varsa duvar arkası zemininin şev açısı girildikten sonra program tüm tahkikleri yapıp olumlu ya da olumsuz sonucu yazmaktadır.

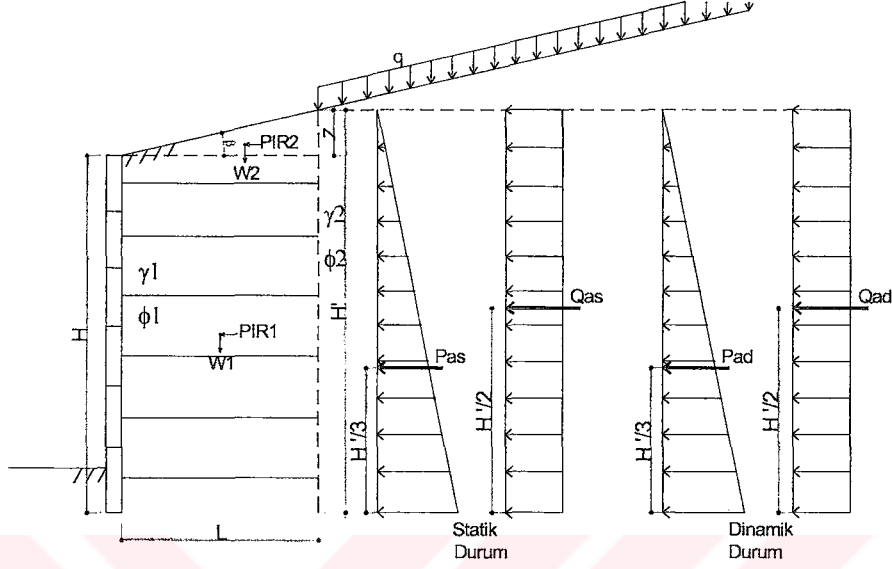
Hesaplar 1m genişlik için yapılır. Duvara etkiyen kuvvetler ve bunların ön topuk köşe noktasına göre oluşturdukları momentler program tarafından hesaplanır. Bulunan bu değerlere göre stabilite tahkikleri yapılır. Sistem, önce statik olarak çözülür. Eğer verilen ön boyutlara göre statik yükler altında duvar stabil ise dinamik yükler altında duvarın stabilitesi tekrar tahkik edilir. Ön boyutları girilen konsol tipli istinat duvarının güvenliğinin sağlanıp sağlanamadığı program tarafından yazılır.

7.3. Şerit Donatılı Zemin İstinat Duvarının Hesap Adımları

Hesaplar'da şerit donatılı zemin istinat duvarına ait geometrik bilgiler kısmında, yükseklik, şerit donatının uzunluğu, duvar dolgusunun birim hacim ağırlığı ve içsel sürtünme açısı girilir. Zemine ait bilgiler kısmında ise deprem bölgesi, zemin emniyet gerilmesi, dolgu malzemesinin birim hacim ağırlığı ve dolgu zemininin içsel sürtünme açısı girilir. Varsa ek yük ve yine varsa duvar arkası zemininin şev açısı girildikten sonra program dış stabilite tahkiklerini yapar. İç stabilite tahkikleri için şerit donatının kalınlığı, genişliği, tahmini korozyon miktarı ile emniyetli çekme gerilmesi değerleri veri olarak girilir. Bu değerlere göre önce statik sonra dinamik yüklere göre her sıra donatı için program kopma ve sıyrılma tahkiklerini yapar. Verilen güvenlik sayılarına göre gerekli olan minumum donatı boyu program tarafından hesaplanır. Hesaplanan bu donatı boyu aynı zamanda bizim duvarımızın genişliği olmaktadır.

7.4. Duvara Etkiyen Kuvvetler Ve Etki Noktalarının Hesaplanması

7.4.1. Japon Yönetmeliği



$$\lambda = A \tan k_h$$

$$k_h = C_1 \cdot C_z \cdot C_T \cdot C_G \cdot 0,2$$

$$C_1 = 0,8 \quad (\text{Yapı önem katsayısı})$$

$$C_z = 1 / 0,85 / 0,70 \quad (\text{Deprem bölgesi A / B / C için})$$

$$C_T = 1 \quad (\text{Yapı davranış katsayısı})$$

$$C_G = 0,8 / 1 / 1,2 \quad (\text{Zemin tipi 1 / 2 / 3 için})$$

Hesaplamalara giren yükler ve moment kolları aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$W_1 = \gamma \cdot H \cdot L \quad (L / 2)$$

$$Q_{as} = q \cdot H \cdot K_{as} \quad (H / 2)$$

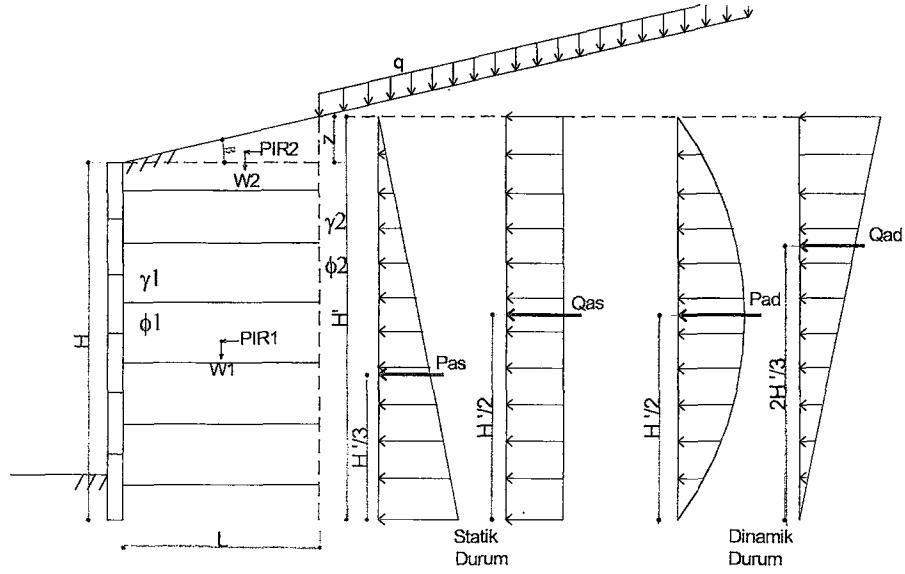
$$P_{as} = 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{as} \quad (H / 3)$$

$$Q_{ad} = q \cdot H \cdot K_{ad} \quad (H / 2)$$

$$P_{ad} = 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{ad} \quad (H / 3)$$

$$P_{IR} = W_1 \cdot k_h \quad (H / 2)$$

7.4.2. Hindistan Yönetmeliği



$$\lambda = \text{Atan} (\alpha_h / 1 + \alpha_v)$$

$$\alpha_h = I \cdot B \cdot \alpha_0$$

$$\alpha_v = 1/2 \cdot \alpha_h$$

$$\alpha_0 = 0,08 / 0,05 / 0,04 / 0,02 / 0,01 \quad (\text{Deprem bölgesi V / IV / III / II / I için})$$

$$B = 1 / 1,2 / 1,5 \quad (\text{Zemin tipi 1 / 2 / 3 için})$$

$$I = 1 \quad (\text{Dayanma yapıları için bina önem katsayısı})$$

Hesaplamalara giren yükler ve moment kolları aşağıda yazıldığı gibidir.

$$W_1 = \gamma \cdot H \cdot L \quad (L / 2)$$

$$Q_{as} = q \cdot H \cdot K_{as} \quad (H / 2)$$

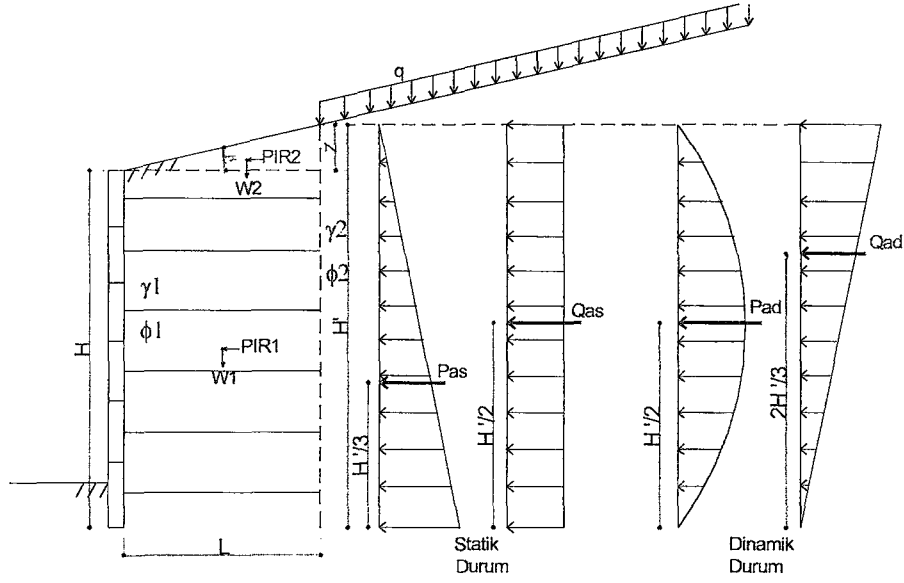
$$P_{as} = 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{as} \quad (H / 3)$$

$$Q_{ad} = q \cdot H \cdot K_{ad} \cdot \cos \alpha' / \cos (\alpha' - B) \quad (2 / 3 H)$$

$$P_{ad} = 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{ad} \quad (H / 2)$$

$$P_{IR} = W_1 \cdot \alpha_h \quad (H / 2)$$

7.4.3. Türk Yönetmeliği



$$\lambda = \text{Atan} (C_h / 1 + C_v)$$

$$C_h = 0,2 \cdot (I + 1) \cdot A_0$$

$$C_v = 2/3 \cdot C_h$$

$$A_0 = 0,4 / 0,3 / 0,2 / 0,1 \text{ (Deprem bölgesi 1 / 2 / 3 / 4 için)}$$

$$I = 1 \text{ (Dayanma yapıları için bina önem katsayısı)}$$

Hesaplamalara giren yükler ve moment kolları aşağıda yazıldığı gibidir.

$$W_1 = \gamma \cdot H \cdot L \quad (L / 2)$$

$$Q_{as} = q \cdot H \cdot K_{as} \quad (H / 2)$$

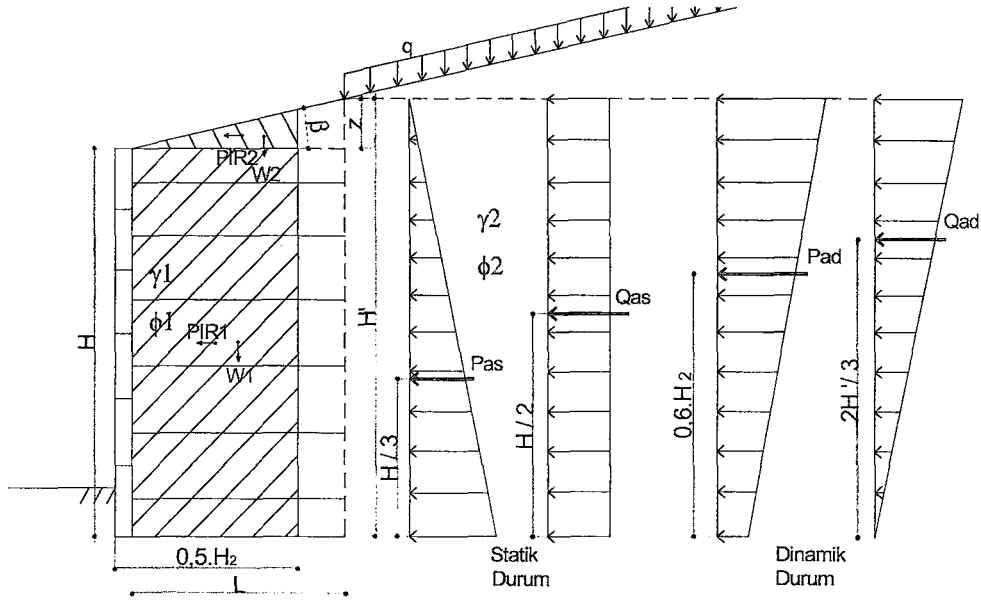
$$P_{as} = 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{as} \quad (H / 3)$$

$$Q_{ad} = q \cdot H \cdot K_{ad} \cdot \cos \alpha' / \cos (\alpha' - B) \quad (2 / 3 H)$$

$$P_{ad} = 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{ad} \quad (H / 2)$$

$$P_{IR} = W_1 \cdot C_h \quad (H / 2)$$

7.4.4. A.B.D. Yönetmeliği



$$\lambda = \text{Atan} (C_h / 1 + C_v)$$

$$C_h = 0,2 \cdot (I + 1) \cdot A_0$$

$$C_v = 2/3 \cdot C_h$$

$$A_0 = 0,4 / 0,3 / 0,2 / 0,1 \quad (\text{Deprem bölgesi } 1 / 2 / 3 / 4 \text{ için})$$

$$A_m = (1,45 - A_0) \cdot A_0$$

$$I = 1 \quad (\text{Dayanma yapıları için bina önem katsayısı})$$

Hesaplamalara giren yükler ve moment kolları aşağıda yazıldığı gibidir.

$$W_1 = \gamma \cdot H \cdot L \quad (L / 2)$$

$$Q_{as} = q \cdot H \cdot K_{as} \quad (H / 2)$$

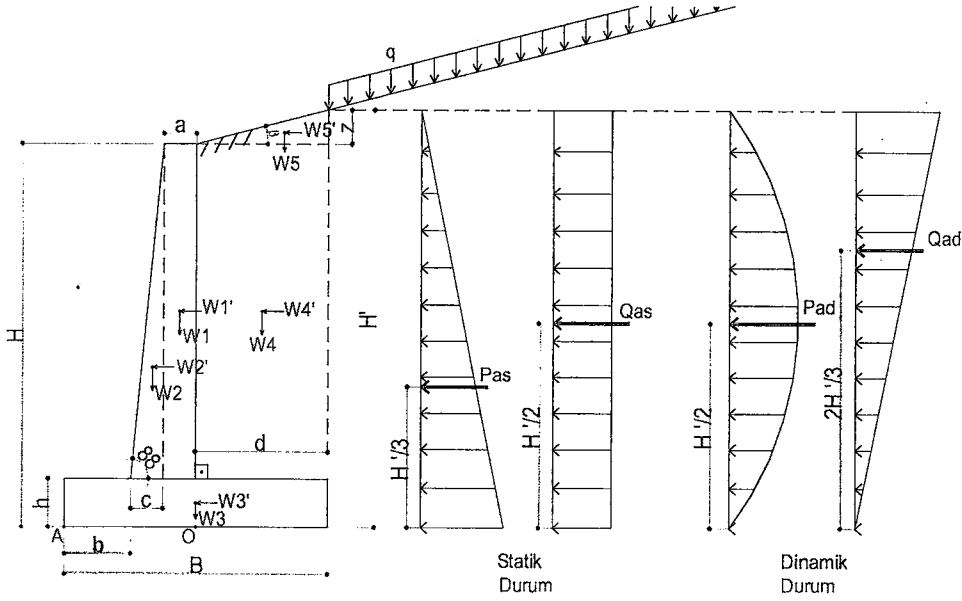
$$P_{as} = 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{as} \quad (H / 3)$$

$$Q_{ad} = q \cdot H \cdot K_{ad} \cdot \cos \alpha' / \cos (\alpha' - B) \quad (2 / 3 H)$$

$$P_{ad} = 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{ad} \quad (0,6 H)$$

$$P_{IR} = 0,5 \cdot A_m \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (H / 2)$$

7.4.5. Türk Yönetmeliği'ne Göre Betonarme Konsol İstinat Duvarı



Hesaplamalara giren yükler ve moment kolları aşağıda yazıldığı gibidir.

$$W_1 = \gamma \cdot (H - h) \cdot a \quad (b+c+a) / 2$$

$$W_2 = \gamma \cdot (H - h) \cdot c \cdot 1/2 \quad (b+2c) / 3$$

$$W_3 = \gamma_b \cdot h \cdot B \quad (B/2)$$

$$W_4 = \gamma \cdot (H - h) \cdot d \quad (B-d/2)$$

$$Q_{as} = q \cdot H \cdot K_{as} \quad (H/2)$$

$$P_{as} = 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{as} \quad (H/3)$$

$$W_1' = W_1 \cdot C_h \quad (H-h)/(2+h)$$

$$W_2' = W_2 \cdot C_h \quad (H-h)/(3+h)$$

$$W_3' = W_3 \cdot C_h \quad (h/2)$$

$$W_4' = W_4 \cdot C_h \quad (H-h)/(2+h)$$

$$Q_{ad} = q \cdot H \cdot K_{ad} \cdot \cos \alpha' / \cos (\alpha' - B) \quad (2/3 H)$$

$$P_{ad} = 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{ad} \quad (H/2)$$

8 . HESAP SONUÇLARI VE BULGULAR

Şerit donatılı zemin istinat duvarlarının, Japonya, Hindistan, Türkiye ve A.B.D. olmak üzere dört ayrı ülkede deprem davranışlarını incelemek için yapılan hesaplar aşağıda hem tablo olarak hem de grafik olarak derlenmiştir. Gevşek kum, orta sıkı kum ve sıkı kum olmak üzere üç ayrı zemin ortamı içinde , yani birim hacim ağırlıkları ve içsel sürtünme açıları birbirinden farklı üç ayrı zemin ortamında çözüm yapılmıştır. Her bir ortamda 4m, 6m ve 8m yükseklik için duvarlar ayrı ayrı boyutlandırılmıştır. Dört ülke yönetmeliğinden ilk üç deprem bölgesi için analiz yapılmış ve tüm bu hesaplar, iki farklı zemin emniyet gerilmesi için tekrarlanmıştır. Buna göre,

Üç farklı zemin ortamında

- 1.Ortam : Gevşek kum
- 2.Ortam : Orta sıkı kum
- 3.Ortam : Sıkı kum

Üç farklı yükseklikte

- 4 metre, 6 metre, 8 metre

Dört ayrı ülke için ;

- Japonya
- Hindistan
- Türkiye
- A.B.D

Üç ayrı deprem bölgesi için

- 1° Deprem bölgesi
- 2° Deprem bölgesi
- 3° Deprem bölgesi

İki ayrı zemin emniyet gerilmesi için;

- 150 KN / m²
- 200 KN / m²

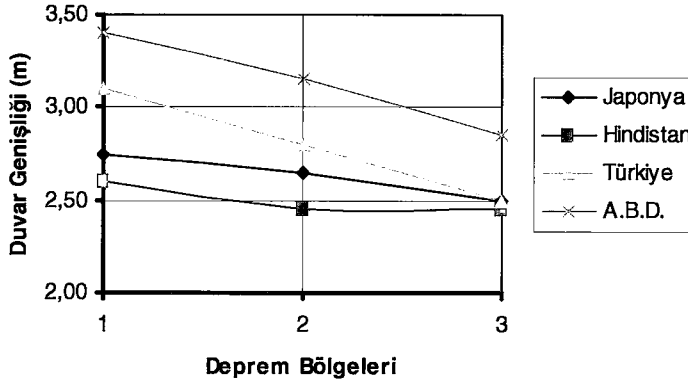
çözümler yapılmış ve bu hesaplar sonucunda aşağıda verilmiş olan tablolar elde edilmiştir. Tablolarda ilk satırda adı geçen L şerit donatının uzunluğu olup diğer bir ifadeyle duvar genişliğidir. İkinci satırda Sv düşey donatı aralığı, sonraki satırda ise m² ye düşen birim donatı uzunluğu verilmiştir. Son olarak duvarın bu boyutların dışında yapılması durumunda oluşması muhtemel göçme sebebi verilmiştir. Tablolardan da okunacağı gibi tüm yüksekliklerde, ortamlarda ve deprem bölgelerinde bazı durumlarda depremsiz, bazı durumlarda depremli olmak üzere zemin emniyet gerilmesinin aşılması kritik göçme sebebi olmaktadır.

Tablo 8.1’de zemin emniyet gerilmesi 150 KN/m² iken 4 m yüksekliğindeki duvar için yukarıda belirtilen sınıflarda hesap sonuçları verilmiştir. Donatıların, düşey aralıkları 0,50 m olacak şekilde yerleştirilirken, yatay aralıkları ise gereken minimum güvenlik sayısını elde edebilmek için her sırada farklı alınmıştır. Bu yerleşime göre birim alana düşen donatı miktarları hesaplanmıştır. Önce 1.ortamda ve 1° deprem bölgesinde gerekli duvar genişlikleri ve birim donatı miktarları hesaplanmıştır. Yine Tablo 8.1’de görülüyor ki, 4 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı zemin emniyet gerilmesi 150 KN/m² alındığında Japonya’da 3 ortamda da 1° ve 2° deprem bölgelerinde depremli durumda zemin emniyet gerilmesi aşılrken 3° deprem bölgesinde elverişsiz yük depremsiz durum olmaktadır. A.B.D.ve Türkiye’de muhtemel kritik göçme sebebi her durumda depremli durumda oluşurken, Hindistan’da tüm ortamların 1° deprem bölgeleri hariç diğer bölgelerde, depremsiz durumda zemin emniyet gerilmesi aşılrıyor.

Tablo 8.1 Zemin Emniyet Gerilmesi 150 KN/m² ve H= 4 m İçin Çözümler.

özem=150 4 Metre			JAPONYA	HİNDİSTAN	TÜRKİYE	A.B.D.
1.ORTAM γ =18 Ø=30	1.DERECE	L	2,75	2,60	3,10	3,40
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	17,29	18,67	20,52	17,09
		Kritik	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225
	2.DERECE	L	2,65	2,45	2,80	3,15
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	17,05	17,37	19,42	16,29
		Kritik	D'li σ ₁ > 225	D'siz σ ₁ > 150	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225
	3.DERECE	L	2,50	2,45	2,50	2,85
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	17,02	16,73	18,54	15,74
		Kritik	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225
2.ORTAM γ =19 Ø=32,5	1.DERECE	L	2,75	2,55	3,05	3,40
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	14,23	15,33	16,95	13,96
		Kritik	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225
	2.DERECE	L	2,60	2,45	2,75	3,15
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	14,18	14,08	16,03	13,25
		Kritik	D'li σ ₁ > 225	D'siz σ ₁ > 150	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225
	3.DERECE	L	2,45	2,45	2,45	2,85
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	14,16	13,53	15,24	12,74
		Kritik	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150	D'li σ ₁ > 225
3.ORTAM γ =19 Ø=37,5	1.DERECE	L	2,60	2,40	2,85	3,25
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	10,38	10,92	12,08	9,81
		Kritik	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225
	2.DERECE	L	2,45	2,20	2,55	3,05
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	10,28	10,40	11,49	9,23
		Kritik	D'li σ ₁ > 225	D'siz σ ₁ >150	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225
	3.DERECE	L	2,30	2,20	2,25	2,70
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	10,26	9,99	11,09	8,94
		Kritik	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225

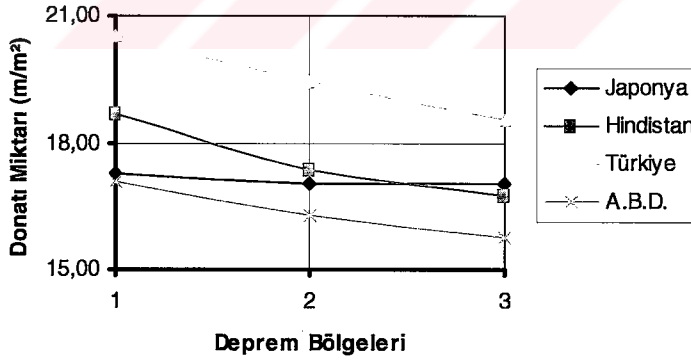
$$H = 4 \text{ m} - 1.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 150 \text{ KN/m}^2$$



şekil 8.1 1.Ortamda deprem bۆlgeleri ile duvar genişlikleri arasındaki ilişki eğrileri

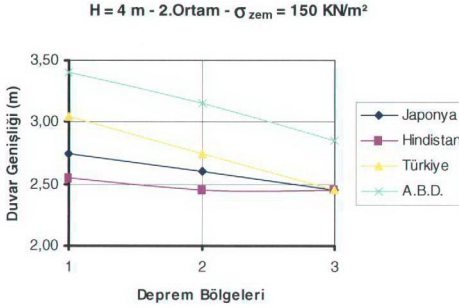
şekil 8.1’de gۆrۆldۆęő gibi zemin emniyet gerilmesi 150 KN/m^2 iken 1.ortamda 4 m yۆkseklięinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en geniş duvar A.B.D. de, en dar duvar ise Hindistan’da yapılmaktadır. Bununla birlikte grafikte de çok açık olarak gۆrőnen bir diğer husus 3^o deprem bۆlgesinde Hindistan, Tۆrkiye ve Japonya’da yapılan duvar genişliklerinin birbirine yakın değerlerde olmalarıdır.

$$H = 4 \text{ m} - 1.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 150 \text{ KN/m}^2$$



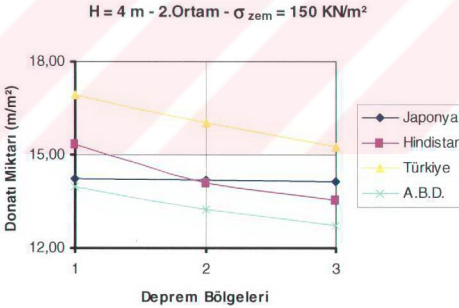
şekil 8.2 1.Ortamda deprem bۆlgeleri ile birim donatı miktarları arasındaki ilişki eğrileri

şekil 8.2’de gۆrۆldۆęő gibi aynı ortamda birim alana dۆřen donatı miktarı en az A.B.D.’de hesaplanmaktadır. şu halde denilebilir ki boyut olarak A.B.D.de yapılan donatılı zemin istinat duvarı en geniş duvar olmakla birlikte m^2 ye dۆřen donatı miktarı bakımından en az donatı gerektiren duvardır. Japonya’da gerekli donatı miktarı deprem bۆlgesinin değişmesi ile ۆnemli ۆlőde değişmemektedir.



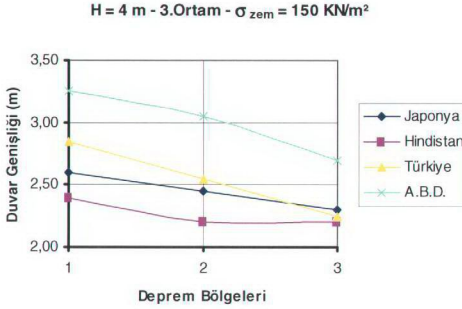
Şekil 8.3 2.Ortamda deprem bölgeleri ile duvar genişliği arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.3'te görüldüğü gibi zemin emniyet gerilmesi 150 KN/m^2 iken ve 2.ortamda 4 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında 1.ortamda olduğu gibi yine en geniş duvar A.B.D. de, en dar duvar ise Hindistan'da yapılmaktadır. Hindistan, Türkiye ve Japonya'da 3° deprem bölgesinde yapılan duvar genişlikleri birbirine yakın değerlerdedir.



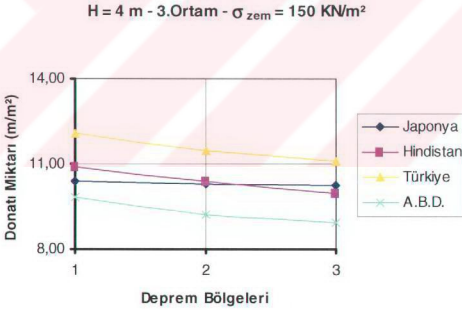
Şekil 8.4 2.Ortamda deprem bölgeleri ile birim donatı miktarı arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.4'te görüldüğü gibi aynı ortamda birim alana düşen donatı miktarı en fazla Türkiye'de, en az donatı miktarı ise A.B.D.'de ortaya çıkmaktadır. Yine aynı grafikten Japonya'da deprem bölgesinin değişmesi ile birim alana düşen donatı miktarının çok fazla değişmediği görülmektedir.



Şekil 8.5 3.Ortamda deprem bölgeleri ile duvar genişliği arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.5'te görüldüğü gibi zemin emniyet gerilmesi 150 KN/m^2 iken 3.ortamda 4 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en geniş duvar yine A.B.D. de, en dar duvar ise Hindistan'da yapılmaktadır. Duvar genişliklerinde, A.B.D. ve Türkiye'de deprem bölgesi değişikçe, duvar genişliklerinde de ciddi bir değişim görülürken, aynı şey Hindistan ve Japonya için söylenememektedir.



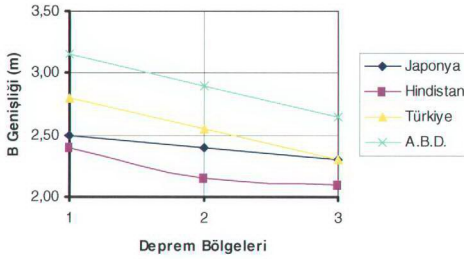
Şekil 8.6 3.Ortamda deprem bölgeleri ile birim donatı miktarı arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.6'da görüldüğü gibi aynı ortamda birim alana düşen donatı miktarı en fazla Türkiye'de, en az donatı miktarı ise A.B.D.'de ortaya çıkmaktadır. Japonya ile Hindistan birim alana düşen donatı miktarları bakımından birbirlerine çok yakın sonuçlar vermişlerdir.

Tablo 8.2 Zemin Emniyet Gerilmesi 200 KN/m² ve H= 4 m İçin Çözümler.

özem=200 4 Metre		JAPONYA	HİNDİSTAN	TÜRKİYE	A.B.D.	
1.ORTAM γ=18 Ø=30	1.DERECE	L	2,50	2,40	2,80	3,15
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	18,46	19,75	21,74	17,72
		Kritik	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300
	2.DERECE	L	2,40	2,15	2,55	2,90
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	18,36	19,54	20,69	17,02
		Kritik	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300
	3.DERECE	L	2,30	2,10	2,30	2,65
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	18,27	19,30	19,86	16,44
		Kritik	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300
2.ORTAM γ=19 Ø=32,5	1.DERECE	L	2,45	2,35	2,75	3,10
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	15,47	16,40	18,00	14,57
		Kritik	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300
	2.DERECE	L	2,35	2,10	2,50	2,90
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	15,32	16,16	17,11	13,85
		Kritik	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300
	3.DERECE	L	2,20	2,00	2,25	2,60
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	15,24	16,01	16,38	13,51
		Kritik	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300
3.ORTAM γ=19 Ø=37,5	1.DERECE	L	2,30	2,15	2,55	3,00
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	11,41	12,34	13,02	10,21
		Kritik	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300
	2.DERECE	L	2,20	1,90	2,30	2,75
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	11,29	12,30	12,52	9,78
		Kritik	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300
	3.DERECE	L	2,05	1,85	2,05	2,50
		Sv	0,50	0,50	0,50	0,50
		Dnt	11,21	12,25	12,28	9,44
		Kritik	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300

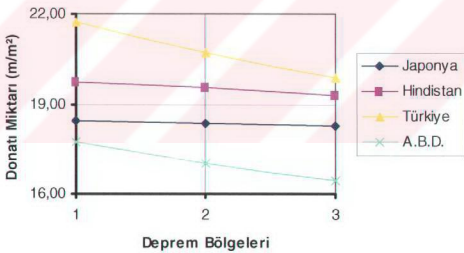
$$H = 4 \text{ m} - 1.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 200 \text{ KN/m}^2$$



şekil 8.7 1.Ortamda deprem bۆlgeleri ile duvar genişliği arasındaki ilişki eğrileri

şekil 8.7’de zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m² iken 1.ortamda 4 m yۆkseklięinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en geniş duvar sırasıyla, A.B.D., Tۆrkiye, Japonya ve Hindistan’da yapılmaktadır. 3^o deprem bۆlgesinde Tۆrkiye ve Japonya’da yapılan duvarların genişlikleri eşit çıkmaktadır.

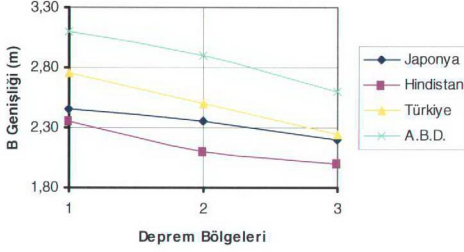
$$H = 4 \text{ m} - 1.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 200 \text{ KN/m}^2$$



şekil 8.8 1.Ortamda deprem bۆlgeleri ile birim donatı miktarı arasındaki ilişki eğrileri

şekil 8.8’de aynı ortamda birim alana dۆřen donatı miktarı en fazla Tۆrkiye’de çıkmaktadır. Onu sırasıyla, Hindistan, Japonya ve A.B.D.’de izlemektedir. Deprem bۆlgesinin değişmesi, A.B.D.’de ve Tۆrkiye’de donatı miktarlarında çok etkili bir parametre olurken, Hindistan ve Japonya için aynı durum sۆylenemez.

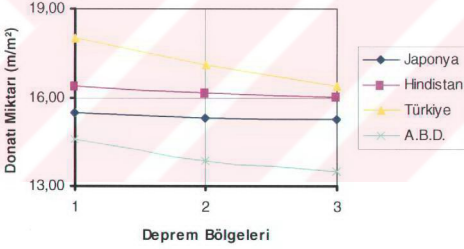
$$H = 4 \text{ m} - 2.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 200 \text{ KN/m}^2$$



şekil 8.9 2.Ortamda deprem bۆlgeleri ile duvar genişliği arasındaki ilişki eğrileri

şekil 8.9'da zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m² iken 2.ortamda 4 m yۆkseklięinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en geniş duvar sırasıyla, A.B.D., Tۆrkiye, Japonya ve Hindistan'da yapılmaktadır.

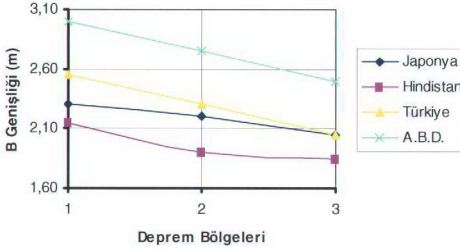
$$H = 4 \text{ m} - 2.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 200 \text{ KN/m}^2$$



şekil 8.10 2.Ortamda deprem bۆlgeleri ile birim donatı miktarı arasındaki ilişki eğrileri

şekil 8.10'da zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m² iken 2.ortamda 4 m yۆkseklięinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında, yukarıdaki grafiklerde olduğu gibi birim alana dۆřen donatı miktarı en fazla Tۆrkiye'de çıkmakta, onu sırasıyla Hindistan, Japonya ve A.B.D. izlemektedir.

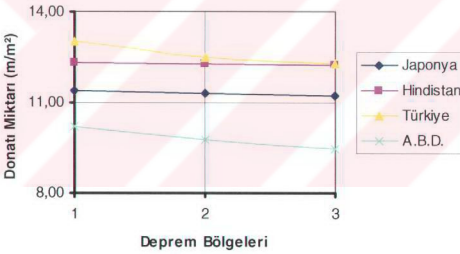
H = 4 m - 3.Ortam - $\sigma_{zem} = 200 \text{ KN/m}^2$



şekil 8.11 3.Ortamda deprem bۆlgeleri ile duvar genişliği arasındaki ilişki eğrileri

şekil 8.11'de zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 iken ve 3.ortamda 4 m yۆkseklięinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en geniş duvar sırasıyla, A.B.D., Tۆrkiye, Japonya ve Hindistan'da yapılmaktadır.

H = 4 m - 3.Ortam - $\sigma_{zem} = 200 \text{ KN/m}^2$



şekil 8.12 3.Ortamda deprem bۆlgeleri ile birim donatı miktarı arasındaki ilişki eğrileri

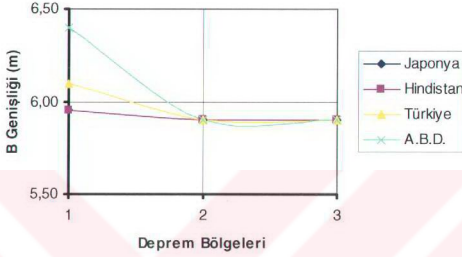
şekil 8.12'de zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 iken ve 3.ortamda 4 m yۆkseklięinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında birim alana dۆřen donatı miktarı en fazla Tۆrkiye ile Hindistan'da, en az donatı miktarı ise A.B.D.'de olmaktadır. Hindistan ve Japonya'da, deprem bۆlgesinin değişmesi donatı miktarları ۆzerinde etkin bir değişikliğe sebep olmamıştır.

Tablo 8.3 Zemin Emniyet Gerilmesi 150 KN/m² ve H= 6 m İçin Çözümler

özem=150 6 Metre		JAPONYA	HİNDİSTAN	TÜRKİYE	A.B.D.	
1.ORTAM γ=18 Ø=30	1.DERECE	L	5,95	5,95	6,10	6,40
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	8,92	9,25	11,24	9,63
		Kritik	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225
	2.DERECE	L	5,90	5,90	5,90	5,90
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	8,61	8,32	10,16	9,11
		Krtik	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ >150	D'siz σ ₁ >150
	3.DERECE	L	5,90	5,90	5,90	5,90
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	8,27	8,01	8,99	8,33
		Krtik	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150
2.ORTAM γ=19 Ø=32,5	1.DERECE	L	6,20	6,20	6,30	6,50
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	7,29	7,45	9,13	7,86
		Krtik	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ >150	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225
	2.DERECE	L	6,20	6,20	6,30	6,30
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	6,99	6,73	8,12	7,29
		Krtik	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ >150	D'siz σ ₁ >150	D'siz σ ₁ >150
	3.DERECE	L	6,20	6,20	6,30	6,30
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	6,64	6,53	7,17	6,65
		Krtik	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150
3.ORTAM γ=19 Ø=37,5	1.DERECE	L	5,60	5,60	5,90	6,30
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	5,30	5,27	6,43	5,48
		Krtik	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ >150	D'li σ ₁ > 225	D'li σ ₁ > 225
	2.DERECE	L	5,60	5,60	5,60	5,80
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	5,05	4,67	5,80	5,14
		Krtik	D'siz σ ₁ >150	D'siz σ ₁ >150	D'siz σ ₁ >150	D'li σ ₁ > 225
	3.DERECE	L	5,60	5,60	5,60	5,60
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	4,81	4,48	5,08	4,71
		Krtik	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150	D'siz σ ₁ > 150

Tablo 8.3'te de görüldüğü gibi 6 m yüksekliğindeki duvarın zemin emniyet gerilmesi 150 KN/m² iken Hindistan ve Japonya'daki kritik göçme sebebi her ortamda ve her deprem bölgesinde depremsiz durumda oluşmaktadır. Türkiye ve A.B.D.'de 3 ortamda da sadece 1^o deprem bölgesinde depremsiz durumda kritik göçme oluşmaktadır.

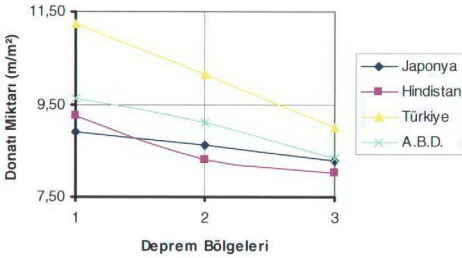
$$H = 6 \text{ m} - 1.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 150 \text{ KN/m}^2$$



Şekil 8.13 1.Ortamda deprem bölgeleri ile duvar genişliği arasındaki ilişki eğrileri

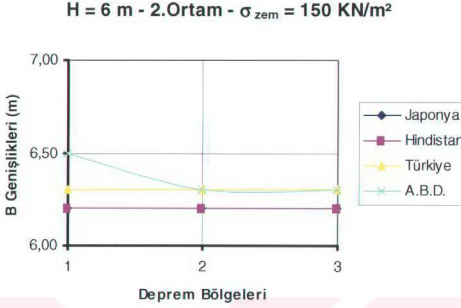
Şekil 8.13'de zemin emniyet gerilmesi 150 KN/m² iken ve 1.ortamda 6 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında 1^o Deprem bölgesinde en geniş duvar A.B.D.'de yapılmaktadır. Japonya ile Hindistan'da duvar genişlikleri eşittir. Diğer deprem bölgelerinde duvar genişliği her ülke için aynı çıkmıştır.

$$H = 6 \text{ m} - 1.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 150 \text{ KN/m}^2$$



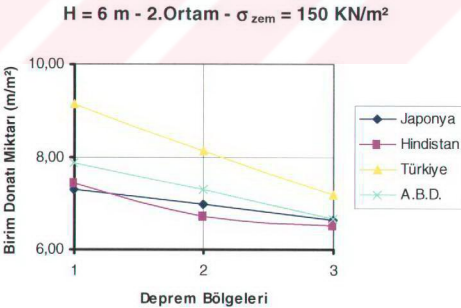
Şekil 8.14 1.Ortamda deprem bölgeleri ile birim donatı miktarı arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.14'te zemin emniyet gerilmesi 150 KN/m^2 iken 1.ortamda 6 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en fazla donatı sırasıyla Türkiye, A.B.D., Japonya ve Hindistan'da, hesaplanmaktadır.



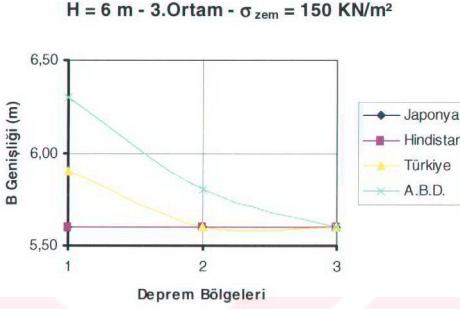
Şekil 8.15 2.Ortamda deprem bölgeleri ile duvar genişlikleri arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.15'de zemin emniyet gerilmesi 150 KN/m^2 iken 2.ortamda 6 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında 1^o Deprem bölgesi için en geniş duvar A.B.D.'de çıkmaktadır. Japonya ve Hindistan'da duvar genişlikleri birbirine eşit ve her deprem bölgesi için de sabit genişlikte çıkmıştır.



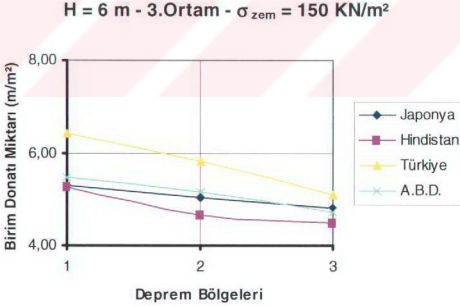
Şekil 8.16 2.Ortamda deprem bölgeleri ile birim donatı miktarı arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.16'da zemin emniyet gerilmesi 150 KN/m^2 iken 2.ortamda 6 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en fazla donatı sırasıyla, Türkiye, A.B.D., Japonya ve Hindistan'da hesaplanmaktadır.



Şekil 8.17 3.Ortamda deprem bölgeleri ile duvar genişliği arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.17'de zemin emniyet gerilmesi 150 KN/m^2 iken 3.ortamda 6 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı için en geniş duvar A.B.D'de hesaplanmaktadır. En dar Japonya ve Hindistan'da duvar genişlikleri sabit ve birbirlerine eşit çıkmaktadır.



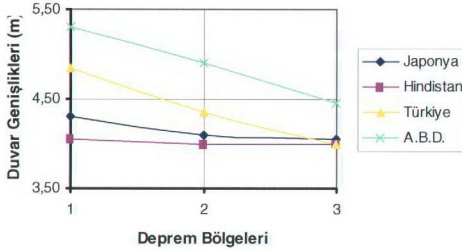
Şekil 8.18 3.Ortamda deprem bölgeleri ile birim donatı miktarı arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.18'de zemin emniyet gerilmesi 150 KN/m^2 iken 3.ortamda 6 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en fazla donatı sırasıyla, Türkiye, A.B.D., Japonya ve Hindistan'da ortaya çıkmaktadır.

Tablo 8.4 Zemin Emniyet Gerilmesi 200 KN/m² ve H= 6 m İçin Çözümler.

özem=200 6 Metre		JAPONYA	HİNDİSTAN	TÜRKİYE	A.B.D.	
1.ORTAM γ=18 Ø=30	1.DERECE	L	4,30	4,05	4,85	5,30
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	10,34	11,15	12,36	10,31
		Kritik	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300
	2.DERECE	L	4,10	4,00	4,35	4,90
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	10,23	10,03	11,69	9,83
		Krtik	D'siz σ ₁ > 200	D'siz σ ₁ > 200	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300
	3.DERECE	L	4,05	4,00	4,00	4,45
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	9,90	9,65	10,86	9,43
		Krtik	D'siz σ ₁ > 200	D'siz σ ₁ > 200	D'siz σ ₁ > 200	D'li σ ₁ > 300
2.ORTAM γ=19 Ø=32,5	1.DERECE	L	4,30	4,05	4,80	5,30
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	8,56	9,09	10,18	8,47
		Krtik	D'li σ ₁ > 300	D'siz σ ₁ > 200	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300
	2.DERECE	L	4,10	4,05	4,30	4,85
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	8,44	8,09	9,62	8,00
		Krtik	D'siz σ ₁ > 200	D'siz σ ₁ > 200	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300
	3.DERECE	L	4,05	4,05	4,05	4,45
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	8,16	7,77	8,78	7,68
		Krtik	D'siz σ ₁ > 200	D'siz σ ₁ > 200	D'siz σ ₁ > 200	D'li σ ₁ > 300
3.ORTAM γ=19 Ø=37,5	1.DERECE	L	4,05	3,70	4,50	5,10
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	6,22	6,59	7,25	5,93
		Krtik	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300
	2.DERECE	L	3,80	3,65	4,00	4,75
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	6,18	5,86	6,87	5,59
		Krtik	D'siz σ ₁ >200	D'siz σ ₁ > 200	D'li σ ₁ > 300	D'li σ ₁ > 300
	3.DERECE	L	3,65	3,65	3,65	4,25
		Sv	0,75	0,75	0,75	0,75
		Dnt	5,99	5,62	6,41	5,35
		Krtik	D'siz σ ₁ > 200	D'siz σ ₁ > 200	D'siz σ ₁ > 200	D'li σ ₁ > 300

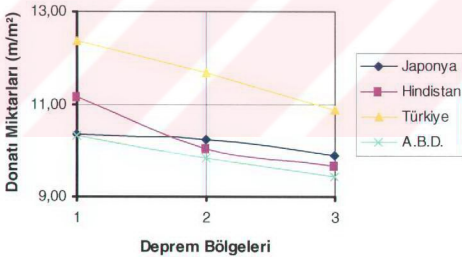
$$H = 6 \text{ m} - 1.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 200 \text{ KN/m}^2$$



Şekil 8.19 1.Ortamda deprem bölgeleri ile duvar genişlikleri arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.19'da zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 iken 1.ortamda 6 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en geniş duvar A.B.D.'de en dar duvar ise Hindistan'da yapılmaktadır. Hindistan'da duvar genişlikleri deprem bölgesinin değişmesiyle pek değişmemektedir.

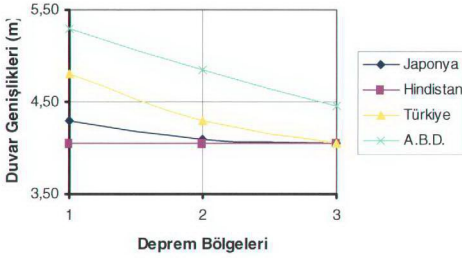
$$H = 6 \text{ m} - 1.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 200 \text{ KN/m}^2$$



Şekil 8.20 3.Ortamda deprem bölgeleri ile birim donatı miktarı arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.20'de zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 iken 1.ortamda 6 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında birim alana düşen donatı miktarı en fazla Türkiye'de, en az A.B.D.'de hesaplanmaktadır. 2° ve 3° deprem bölgelerinde Japonya ve Hindistan'da birim donatı miktarları, birbirlerine yakın değerlerde çıkmaktadır.

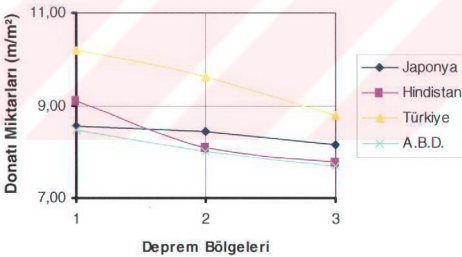
$$H = 6 \text{ m} - 2.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 200 \text{ KN/m}^2$$



Şekil 8.21 2.Ortamda deprem bölgeleri ile duvar genişlikleri arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.21’de zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 iken 2.ortamda 6 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en geniş duvar sırasıyla, A.B.D., Türkiye, Japonya ve Hindistan’da hesaplanmıştır. Hindistan’da duvar genişlikleri üç deprem bölgesi için de aynı çıkmaktadır.

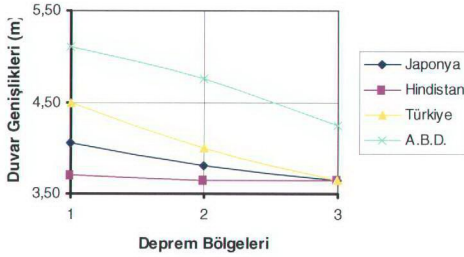
$$H = 6 \text{ m} - 2.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 200 \text{ KN/m}^2$$



Şekil 8.22 2.Ortamda deprem bölgeleri ile birim donatı miktarı arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.22’de zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 iken 2.ortamda 6 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında 1.ortamdaki gibi birim alana düşen donatı miktarı en fazla Türkiye’de en az A.B.D.’de hesaplanmaktadır. 2° ve 3° deprem bölgelerinde Japonya ve Hindistan’da birim donatı miktarları, birbirlerine yakın değerlerde çıkmaktadır.

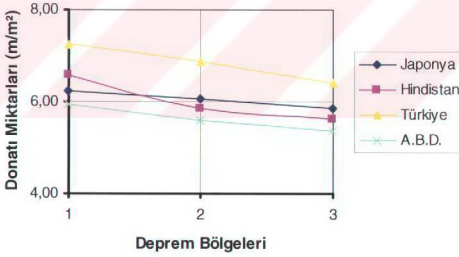
$$H = 6 \text{ m} - 3.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 200 \text{ KN/m}^2$$



Şekil 8.23 3.Ortamda deprem bölgeleri ile duvar genişlikleri arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.23'te zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 iken 3.ortamda 6 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en geniş duvar sırasıyla A.B.D.,Türkiye, Japonya ve Hindistan'da hesaplanmaktadır.

$$H = 6 \text{ m} - 3.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 200 \text{ KN/m}^2$$



Şekil 8.24 3.Ortamda deprem bölgeleri ile birim donatı miktarı arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.24'te zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 iken 3.ortamda 6 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en fazla donatı sırasıyla Türkiye, Japonya, Hindistan ve A.B.D.'de ortaya çıkmaktadır. Hindistan ve Japonya birbirlerine yakın değerler vermişlerdir.

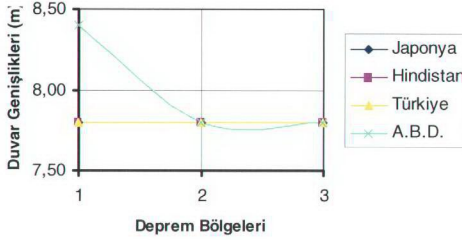
Zemin emniyet gerilmesi 150 KN/m^2 iken, 8 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı, depremsiz durumda zemin emniyet gerilmesi aşıldığından hiçbir ülkede yapılamamaktadır.

Zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 olduğunda ise Tablo 8.5'de görüldüğü gibi bu duvarı yapmak mümkün olmaktadır. Kritik göçme sebebi, Japonya ve Hindistan'da üç ortamda ve üç deprem bölgesinde de depremsiz durumda zemin emniyet gerilmesinin aşılması olurken, Türkiye'de aynı sebep 2° ve 3° deprem bölgelerinde ortaya çıkmaktadır. Depremsiz durumda zemin gerilmesinin aşılması A.B.D.'de sadece 1. ve 2. ortamların 3° deprem bölgesinde kritik göçme sebebi olmaktadır.

Tablo 8.5 Zemin Emniyet Gerilmesi 200 KN/m² ve H= 8 m İçin Çözümler.

özem=200 8 Metre		JAPONYA	HİNDİSTAN	TÜRKİYE	A.B.D.	
1.ORTAM $\gamma=18$ $\emptyset=30$	1.DERECE	L	7,80	7,80	7,80	8,40
		Sv	1,00	1,00	1,00	1,00
		Dnt	6,45	6,69	8,21	6,96
		Kritik	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'li $\sigma_1 > 300$	D'li $\sigma_1 > 300$
	2.DERECE	L	7,80	7,80	7,80	7,80
		Sv	1,00	1,00	1,00	1,00
		Dnt	6,21	6,00	7,32	6,57
		Kritik	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'li $\sigma_1 > 300$
	3.DERECE	L	7,80	7,80	7,80	7,80
		Sv	1,00	1,00	1,00	1,00
		Dnt	5,97	5,77	6,48	6,01
		Kritik	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$
2.ORTAM $\gamma=19$ $\emptyset=32,5$	1.DERECE	L	8,20	8,20	8,30	8,65
		Sv	1,00	1,00	1,00	1,00
		Dnt	5,27	5,38	6,60	5,67
		Kritik	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'li $\sigma_1 > 300$	D'li $\sigma_1 > 300$
	2.DERECE	L	8,20	8,20	8,20	8,25
		Sv	1,00	1,00	1,00	1,00
		Dnt	5,05	4,81	5,90	5,28
		Kritik	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$
	3.DERECE	L	8,20	8,20	8,20	8,25
		Sv	1,00	1,00	1,00	1,00
		Dnt	4,84	4,62	5,20	4,82
		Kritik	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$
3.ORTAM $\gamma=19$ $\emptyset=37,5$	1.DERECE	L	7,40	7,40	7,80	8,35
		Sv	1,00	1,00	1,00	1,00
		Dnt	3,83	3,81	4,64	3,95
		Kritik	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'li $\sigma_1 > 300$	D'li $\sigma_1 > 300$
	2.DERECE	L	7,40	7,40	7,40	7,70
		Sv	1,00	1,00	1,00	1,00
		Dnt	3,65	3,37	4,19	3,71
		Kritik	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'li $\sigma_1 > 300$
	3.DERECE	L	7,40	7,40	7,40	7,40
		Sv	1,00	1,00	1,00	1,00
		Dnt	3,47	3,23	3,67	3,40
		Kritik	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$	D'siz $\sigma_1 > 200$

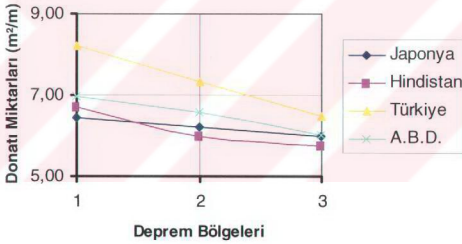
$$H = 8 \text{ m} - 1.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 200 \text{ KN/m}^2$$



Şekil 8.25 1.Ortamda deprem bölgeleri ile duvar genişlikleri arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.25'te zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 iken 1.ortamda 8 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında 1^odeprem bölgesi hariç dört ülkede de duvar genişlikleri birbirine yakın değerlerde çıkmaktadır.

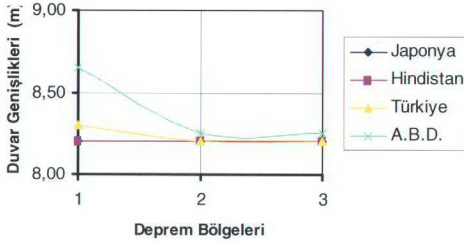
$$H = 8 \text{ m} - 1.\text{Ortam} - \sigma_{\text{zem}} = 200 \text{ KN/m}^2$$



Şekil 8.26 1.Ortamda deprem bölgeleri ile birim donatı miktarları arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.26'da zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 iken 1.ortamda 8 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en fazla donatı sırasıyla Türkiye, A.B.D., Japonya ve Hindistan'da hesaplanmaktadır. Japonya ve Hindistan birbirlerine çok yakın sonuçlar vermişlerdir.

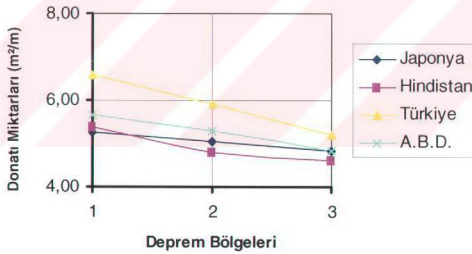
H = 8 m - 2.Ortam - $\sigma_{zem} = 200 \text{ KN/m}^2$



Şekil 8.27 2.Ortamda deprem bölgeleri ile duvar genişlikleri arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.27’de zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 iken 2.ortamda 8 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en geniş duvar 1^odeprem bölgesi için A.B.D.’de hesaplanmış olup diğer bölgelerde tüm ülkeler için genişlikler birbirine yakın çıkmaktadır.

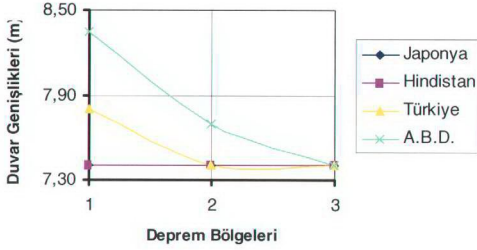
H = 8 m - 2.Ortam - $\sigma_{zem} = 200 \text{ KN/m}^2$



Şekil 8.28 2.Ortamda deprem bölgeleri ile birim donatı miktarları arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.28’de zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 iken 2.ortamda 8 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında yukarıdaki grafiklerde olduğu gibi en fazla donatı Türkiye, A.B.D., Japonya ve Hindistan’da hesaplanmaktadır.

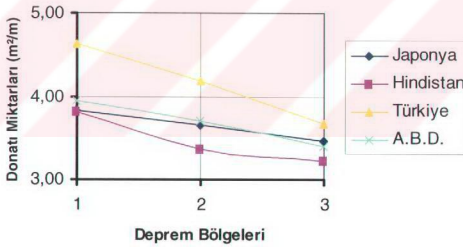
H = 8 m - 3.Ortam - $\sigma_{zem} = 200 \text{ KN/m}^2$



Şekil 8.29 3.Ortamda deprem bölgeleri ile duvar genişlikleri arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.29'da zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 iken 3.ortamda 8 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en geniş duvar yine A.B.D.'de çıkmaktadır. Japonya ve Hindistan'da duvar genişlikleri eşit sabit olmaktadır. 3^üdeprem bölgesinde dört ülkede de genişlikler eşitlenmektedir.

H = 8 m - 3.Ortam - $\sigma_{zem} = 200 \text{ KN/m}^2$



Şekil 8.30 3.Ortamda deprem bölgeleri ile birim donatı miktarları arasındaki ilişki eğrileri

Şekil 8.30'da zemin emniyet gerilmesi 200 KN/m^2 iken 3.ortamda 8 m yüksekliğinde donatılı zemin istinat duvarı yapıldığında en fazla donatı, Türkiye, A.B.D., Japonya ve Hindistan'da hesaplanmaktadır. A.B.D. ve Japonya, birim alana düşen donatı miktarları bakımından birbirlerine çok yakın sonuçlar vermişlerdir.

9. SONUÇLAR

Bu çalışma, şerit donatılı zemin istinat duvarlarının deprem davranışlarını, Japonya, Hindistan, Türkiye ve A.B.D. olmak üzere dört ayrı ülkede incelemek için yapılmıştır. Bu bağlamda, adı geçen dört ülkenin yürürlükte olan deprem yönetmelikleri incelenmiştir. A.B.D.'de FHWA (Karayolları İdari Şartnamesi) donatılı zemin istinat duvarlarını ayrı ve ayrıntılı anlatırken diğer ülkelerde sadece yanal toprak basınçları açıklanmıştır. Bu çalışmam esnasında vardığım sonuçlar bulgu sırasına göre aşağıda anlatılmıştır.

Japonya'da düşey eşdeğer deprem katsayısı hesaplanmazken, diğer ülke yönetmeliklerinde hem yatay hem de düşey eşdeğer deprem katsayısı hesaplanmaktadır. Aktif toprak basıncı katsayısı hesabında, Japonya ve Hindistan zemin tipini bir parametre olarak kullanırken, Türkiye ve A.B.D.'de bu katsayı zemin tipinden bağımsız hesaplanmaktadır.

Depremsiz durumda aktif toprak basıncı katsayısı her ülkede eşit bulunmaktadır.

Hindistan deprem bölgesi olarak beş bölgeye ayrılırken, Japonya üç, Türkiye ve A.B.D. dört bölgeye ayrılmaktadır. Bu çalışmada her ülkenin ilk üç bölgesi birbirleriyle karşılaştırılmıştır. Toplam aktif basınç katsayıları sıralamasında yaparsak en yüksek değere sahip ülke Türkiye'dir. Onu Japonya, A.B.D. ve Hindistan bir derece geriden takip etmektedir. Şöyle ki Japonya, Hindistan ve A.B.D.'nin birinci derece deprem bölgelerine ait toplam aktif toprak basıncı katsayısı, Türkiye'nin ikinci derece deprem bölge katsayısı değerine yakındır.

Ek 1'de çizim olarak görüleceği gibi tüm ülkelerde depremsiz durumda oluşan yanal toprak basınçlarının geometrik şekli ve kuvvetin etki noktası birbiriyle aynı olup, zemin yükünden doğan yanal toprak basıncı ters üçgen, ek yükten doğan yanal toprak basıncı ise dikdörtgen şeklindedir. Depremlili durumda oluşacak yanal toprak basınçlarının geometrisi ise Japonya'da statik durumdaki ile aynı olup, zemin yükünden dolayı oluşan dinamik yanal itkinin geometrisi ters üçgen ve ek yükten

dolayı oluşan dinamik yatay itkinin geometrisi dikdörtgendir. A.B.D.'de ise zemin yükünden doğan dinamik yanal itki geometrisi yamuk, ek yükten dolayı oluşan dinamik yanal itki geometrisi ise ters üçgen şeklindedir. Türkiye ve Hindistan depremli durumda aynı yanal toprak basıncı geometrilerine sahip olup zemin yükünden dolayı oluşan dinamik toprak basıncı geometrileri parabol, ek yükten dolayı oluşan dinamik toprak basıncı geometrileri ise ters üçgen şeklindedir.

Yapılan hesaplara göre donatılı zemin istinat duvarlarının boyutlandırılmasında şöyle bir genelleme yapılabilir. En geniş duvar boyutu tüm bölge ve ortamlarda A.B.D.'de çıkmaktadır. Sıralama Türkiye, Japonya ve Hindistan diye devam etmektedir. Bununla birlikte metrekareye düşen gerekli donatı miktarı sıralamasında gereken en fazla donatı miktarı Türkiye'de çıkmaktadır. Japonya ve Hindistan'da genel olarak duvar genişliği ve metrekareye düşen birim donatı miktarları birbirlerine yakın değerlerde hesaplanmaktadır. Hatta öyle ki 6 m ve 8 m'lik duvar yapımında iki ülke için her ortamda ve her deprem bölgesinde kritik göçme durumunun depremsiz durumda ortaya çıkması sebebiyle aynı duvar genişliği elde edilmiştir. Türkiye ve A.B.D.'de deprem bölgesinin değişmesi, duvar genişliğini ve birim alana düşen donatı miktarını önemli ölçüde değiştirirken aynı durum Hindistan ve Japonya'da büyük bir değişime sebep olmamaktadır.

Zemin emniyet gerilmesi 150 KN/m^2 olan bir zeminde, 8 m yükseklikte donatılı zemin istinat duvarı, depremsiz durumda zemin emniyet gerilmesinin aşılması sebebiyle hiçbir ülkede inşa edilememektedir. Fakat gerilme, 150 KN/m^2 değerinden 200 KN/m^2 'ye çıktığında 8 m yüksekliğindeki duvarlar dört ülkede de güvenlikle yapılabilmektedir. Zemin emniyet gerilmesi değeri donatılı zemin istinat duvarlarını ülkeler bazında şu şekilde etkilemektedir. 4 m yüksekliğinde duvar yapımında zemin emniyet gerilmesinin artmasıyla duvar genişliğindeki azalmalar, ortalama olarak Japonya'da % 90, Hindistan'da % 87, Türkiye'de % 91 ve A.B.D.'de % 92 verilebilir. 6 m'lik duvarda bu oranlar ortalama Japonya'da % 69 ve Hindistan'da % 66, Türkiye'de % 72 ve A.B.D.'de % 79 olmaktadır. Buradan da açıkça görüleceği gibi donatılı zemin istinat duvarlarının genişliği her ülkede zemin emniyet gerilmesinin artmasıyla büyük ölçüde azalmaktadır.

KAYNAKLAR

- [1]TS 7994/ Şubat 1990
- [2]Tunç Argun, 2002, *Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları*
- [3]Özüdoğru K.,Tan O.,Aksoy İ.H., 1996, *Çözümlü Problemlerle Zemin Mekaniği, İstanbul.*
- [4]Sağlamcı A., Aygıt R., 1987, *Donatılı Zemin İstinat Duvarları*, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği İkinci Ulusal Kongresi.
- [5]Mithcel, J. K., 1987, *Reinforcement of Earth Slopes and Embankments*, National Cooperative Highway Research Board, Washington D.C
- [6]Juran, *Reinforced Soil Systems- Applications in Retaining Structures*, Soil Mechanics Research Center- Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris, France.
- [7]Lee, K. L., Adams, B. D. and Vaneron, J.M., ASCE Members, 1973, *Reinforced Earth Retaining Walls*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.
- [8]French Ministry of Transport, 1980, *Reinforced Earth Structures, Recommendations and Rules of Art.*
- [9]Tezcan, S. S., and Buket Z. S., 1999, *Design of Reinforced Soil Retaining Walls Including Seismic Performance Principles*, Turkish Earthquake Foundation.
- [10]Bowles, J. E., 1988, *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill Book Company.
- [11]Whitcomb, W., and Bell, J.R., 1979, *Analysis Techniques for Low Reinforced Soil Retaining Walls and Comparison of Strip and Sheet Reinforcements*, Proceedings of the 17th Engineering Geology and Soil Engineering Geology and Soil Engineering Symposium, Moscow, Idaho.
- [12]American Society of Civil Engineers, 1994, *Retaining and Flood Walls Technical Engineering and Design Guides*, ASCE Press, NewYork.
- [13]NCHRP Project 24-2, 1984, *Reinforcement of Earth Slopes and Embankments*, Draft Report, Appendix I.A., Reinforced Earth.

- [14]Gourc, J.P., Jones, H.W. and Baraize, 1992, *Cellular Walls Associated with Geosynthetics: A laboratory Model Study*, Earth Reinforcement Practice, A.A. Balkema, Rotterdam.
- [15]Jaky, J., 1944, *The coefficients of Earth Pressure at Rest*, J. Soc. Hungarian Architects and Engineers.
- [16]Reinforced Earth Company, 1998, *Reinforced Earth Retaining Walls*.
- [17]Yetimoğlu T., Donatlı Kohezyonsuz Zeminlerde Kırılma Zarfı, Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği Üçüncü Ulusal Kongresi.
- [18]Ingold, T.S., 1982, *Reinforced Earth*, Thomas Telford Ltd. London.
- [19]Hausmann, M. R., 1990, *Engineering Principles of Ground Modification*, McGraw-Hill.
- [20]Department of Transport Highways and Traffic, 1987, *Reinforced and Anchored Earth Retaining Walls and Bridge Abutments for Embankments*, Technical Memorandum B. E. 3778, Department of Transport.
- [21]Jones, C.J.F.P., 1985, *Reinforced Earth and Soil Structures*, Butterworths.
- [22]Vidal H., 1969, *The Principle of Reinforced Earth*, High Research Record, No. 282.
- [23]Christopher, B.R., Gill, S.A., Giroud J.P., Juran, I., Francois, S., Mitchell, J.K., Dunnicliff, J., *Reinforced Soil Structures, Design and Construction Guidelines*, Vol. 1, U.S. Department of Transportation, FHWA.
- [24]VSL. Corporation, 1984, *Design Procedure for Standart Walls*.
- [25]Baquelin F., 1978, *Construction and Instrumentation of Reinforced Earth Walls in French Highway Administration*, Proceedings of a Symposium Sponsored by the Committee on Placement and Improvement of Soils of the Geotechnical Engineering Division of the ASCE, Pittsburg, Pennsylvania.
- [26]Tasuoka, F., 1999, *Manual on Design and Consteruction of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Wall*, <http://www.civilcolumbia.edu/ling/jr/cover.html>.
- [27]Elias V., and Christopher, B.R., 1996, *Mechanically Stabilized Earth and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*, FHWA, Demonstration Project 82, Washington DC, USA.
- [28]Kramer, S.L., 1996, *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall Inc., New Jersey.

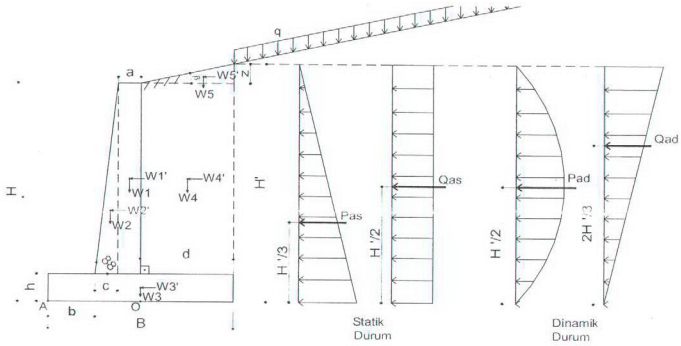
[29]Bathurst, R.J. and M.C. Alfaro, 1997, *Review of Seismic Design, Analysis and Performance of Geosynthetic Walls, Slopes and Embankments*, Proceedings of the International Symposium on Earth reinforcement on Earth reinforcement, Fukuoka Kyushu, Japan, Rotherdam, Balkema.

[30]Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik

A large, stylized pink geometric pattern consisting of multiple overlapping 'X' or chevron shapes, creating a sense of movement and depth. The pattern is centered horizontally and occupies the middle third of the page.

EKLER

TÜRK YÖNETMELİĞİ'NE GÖRE ÇÖZÜM



Duvar özellikleri :				
H=	4,00	m	d=	2,21 m
B=	3,45	m	$\gamma_b =$	24 kN/m ³
a=	0,25	m	$\alpha' =$	0
b=	0,86	m	$\alpha =$	90
c=	0,13	m	$\delta =$	0
h=	0,40	m	$\beta =$	0
z=	0,00	m		

Zemin Özellikleri :				
D.B.	1		$C_h =$	0,16
$\sigma_{zem} =$	150	kN/m ²	$C_v =$	0,11
$\gamma =$	18	kN/m ³	$\lambda =$	8,23
$\phi =$	30		$K_{at} =$	0,475
q =	5	kN/m ²	$K_{as} =$	0,333
l =	1		$K_{ad} =$	0,141
$A_0 =$	0,40			

	Yükün Adı	Kuvvet (kN/m)	Moment Kolu A nok.göre (m)	Moment A nok.göre (kNm/m)
DÜŞEY	W1	21,6	1,11	24,0
	W2	5,4	0,95	5,1
	W3	33,1	1,73	57,1
	W4	143,3	2,34	336,0
	W5	0,0	2,71	0,0
		203,5		422,3
YATAY	Q_{as}	6,7	2,00	13,3
	P_{as}	48,0	1,33	64,0
	W1'	3,5	2,20	7,6
	W2'	0,9	1,60	1,4
	W3'	5,3	0,20	1,1
	W4'	22,9	2,20	50,4
	W5'	0,0	4,00	0,0
	Q_{ad}	2,8	2,67	7,5
	P_{ad}	20,3	2,00	40,7
	Depremsiz	54,7	Depremsiz	77,3
	Depremlil	110,4	Depremlil	186,0

Stabilite tahkikleri

A) Depremsiz durumda

1) Devrilme tahkiki

$$\begin{aligned} M_D^A &= 77,3 \text{ kNm/m} \\ M_{DK}^A &= 422,3 \text{ kNm/m} \\ G.S. &= 5,5 > 1,5 \end{aligned}$$

Duvar, devrilmeye karşı güvenlidir.

2) Taban kayma tahkiki

$$\begin{aligned} F_K &= 54,7 \text{ kN/m} \\ F_{KK} &= 117,5 \text{ kN/m} \\ G.S. &= 2,1 > 1,5 \end{aligned}$$

Duvar, kaymaya karşı güvenlidir.

3) Taban basıncı tahkiki

$$\begin{aligned} e &= 0,03 < 0,58 \\ \sigma_1 &= 62,0 \text{ kN/m}^2 < 150 \\ \sigma_2 &= 55,9 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{aligned}$$

Bileşke kuvvet, çekirdek bölgesinin içindedir.
Zemin, taşıma gücü bakımından emniyetlidir.
Zeminde çekme gerilmesi oluşmamaktadır.

B) Depremlı durumda

1) Devrilme tahkiki

$$\begin{aligned} M_D^A &= 186,0 \text{ kNm/m} \\ M_{DK}^A &= 422,3 \text{ kNm/m} \\ G.S. &= 2,3 > 1,3 \end{aligned}$$

Duvar, devrilmeye karşı güvenlidir.

2) Taban kayma tahkiki

$$\begin{aligned} F_K &= 110,4 \text{ kN/m} \\ F_{KK} &= 117,5 \text{ kN/m} \\ G.S. &= 1,1 < 1,1 \end{aligned}$$

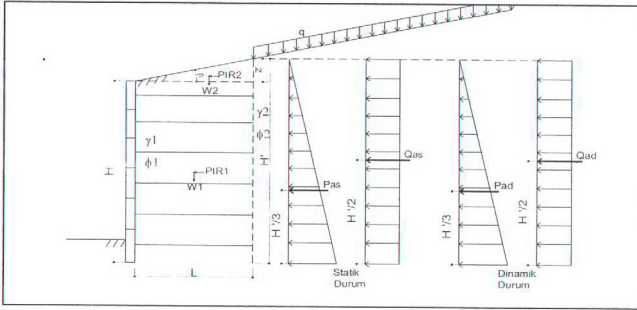
Taban kayma tahkiki sağlanamamıştır.

3) Taban basıncı tahkiki

$$\begin{aligned} e &= 0,56 < 0,58 \\ \sigma_1 &= 116,8 \text{ kN/m}^2 < 225 \\ \sigma_2 &= 1,1 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{aligned}$$

Bileşke kuvvet, çekirdek bölgesinin içindedir.
Zemin, taşıma gücü bakımından emniyetlidir.
Zeminde çekme gerilmesi oluşmamaktadır.

JAPON YÖNETMELİĞİNE GÖRE ÇÖZÜM



Duvar özellikleri :			
H=	4,00 m	$\alpha' =$	0
L=	2,75 m	$\alpha =$	90
z=	0,00 m	$\delta =$	0
$\gamma_1 =$	18 kN/m ³	$\beta =$	0
$\phi_1 =$	30		

Zemin Tipi: 2 Grup Zemin			
Zemin Özellikleri :			
D.B.=	A	$k_B =$	0,16
$\sigma_{zem} =$	150 kN/m ²	$C_T =$	1,00
$\gamma_2 =$	18 kN/m ³	$C_G =$	1,00
$\phi_2 =$	30	$\theta_0 =$	9,09
q	5 kN/m ²	$K_{st} =$	0,399
C ₁	0,8	$K_{as} =$	0,333
C _z	1,00	$K_{ad} =$	0,066

	Yükün Adı	Kuvvet (kN/m)	Moment Kolu A nok.göre (m)	Moment A nok.göre (kNm/m)
DÜŞEY	W1	198,0	1,38	272,3
	W2	0,0	1,83	0,0
		198,0		272,3
YATAY	Q _{as}	6,7	2,00	13,3
	P _{as}	48,0	1,33	64,0
	P _{IR1}	31,7	2,00	63,4
	P _{IR2}	0,0	4,00	0,0
	Q _{ad}	1,3	2,00	2,6
	P _{ad}	9,5	1,33	12,7
	Depremli	54,7	Depremli	77,3
	Depremli	97,2	Depremli	156,0

GENEL STABİLİTE TAHKİKLERİ

A) Depremli Durum

1) Devrilme tahkiki

$$M_D^A = 77,3 \text{ kNm/m}$$

$$M_{DK}^A = 272,3 \text{ kNm/m}$$

$$G.S. = 3,5 > 1,5 \quad \text{Duvar devrilmeye karşı güvenlidir.}$$

2) Taban kayma tahkiki

$$F_K = 54,7 \text{ kN/m}$$

$$F_{KK} = 114,3 \text{ kN/m}$$

$$G.S. = 2,1 > 1,5 \quad \text{Duvar kaymaya karşı güvenlidir.}$$

3) Taban basıncı tahkiki

$$e = 0,39 < 0,46$$

$$\sigma_1 = 133,4 < 150 \quad \text{Bileşke kuvvet çekirdek bölgesinin içindedir.}$$

$$\sigma_2 = 10,6 > 0 \quad \text{Zemin taşıma gücü bakımından emniyetlidir.}$$

$$c = 0,98 \quad \text{Zeminde çekme gerilmesi oluşmamaktadır.}$$

$$\sigma_{\max} = 134,1 < 150$$

JAPON YÖNETMELİĞİ'NE GÖRE ÇÖZÜM

B) Depremlı Durum

1) Devrilme tahkiki

$$M_D^A = 156,0$$

$$M_{DK}^A = 272,3$$

$$G.S. = 1,7 > 1,3 \quad \text{Duvar devrilmeye karşı güvenlidir.}$$

2) Taban kayma tahkiki

$$F_K = 97,2 \quad 65,5$$

$$F_{KK} = 114,3 \quad 114,3$$

$$G.S. = 1,2 > 1,1 \quad \text{Duvar kaymaya karşı güvenlidir.}$$

3) Taban basıncı tahkiki

$$e = 0,79 > 0,46$$

$$\sigma_1 = 195,8 < 225 \quad \text{Bileşke kuvvet çekirdek bölgesinin dışındadır.}$$

$$\sigma_2 = -51,8 < 0 \quad \text{Zemin taşıma gücü bakımından emniyetlidir.}$$

$$c = 0,59 \quad \text{Zeminde çekme gerilmesi oluşmuştur.}$$

$$\sigma_{zmax} = 224,9 < 225$$

İÇ STABİLİTE TAHKİKLERİ

Donatı Özellikleri :

Donatı tipi : Şerit Donatı

et kalınlığı = 0,25 cm

genişliği = 10 cm

$\sigma_d = 14,40 \text{ kN/cm}^2$

$\mu = 0,58$

A) Depremsiz Durum

Donatı kopma tahkiki

Donatı sıra no	L (m)	S _v (m)	S _h (m)	Donatı derinliği (m)	Ta oç.en.boy (kN)	Ti p _z .K _s .S _v .S _h (kN)	G.S.
1	2,75	0,50	0,31	0,25	36,00	0,49	73,34
2	2,75	0,50	0,49	0,75	36,00	1,50	24,07
3	2,75	0,50	0,57	1,25	36,00	2,59	13,90
4	2,75	0,50	0,63	1,75	36,00	3,80	9,47
5	2,75	0,50	0,76	2,25	36,00	5,78	6,23
6	2,75	0,50	0,96	2,75	36,00	8,74	4,12
7	2,75	0,50	1,18	3,25	36,00	12,53	2,87
8	2,75	0,50	1,44	3,75	36,00	17,39	2,07

Donatı sıyırılma tahkiki

Donatı sıra no	L (m)	S _v (m)	S _h (m)	Donatı derinliği (m)	Ti p _z .Ka.Sv.Sh (kN)	La (m)	Le (m)	L (m)	Tf 2.b.l.e.p _z .μ (kN)	G.S.
1	2,75	0,50	0,31	0,25	0,49	1,20	1,42	2,62	0,74	1,50
2	2,75	0,50	0,49	0,75	1,50	1,20	1,44	2,64	2,24	1,50
3	2,75	0,50	0,57	1,25	2,59	1,20	1,50	2,70	3,88	1,50
4	2,75	0,50	0,63	1,75	3,80	1,20	1,57	2,77	5,70	1,50
5	2,75	0,50	0,76	2,25	5,78	1,01	1,85	2,86	8,67	1,50
6	2,75	0,50	0,96	2,75	8,74	0,72	2,29	3,01	13,11	1,50
7	2,75	0,50	1,18	3,25	12,53	0,43	2,78	3,22	18,80	1,50
8	2,75	0,50	1,44	3,75	17,39	0,14	3,35	3,49	26,08	1,50

JAPON YÖNETMELİĞİNE GÖRE ÇÖZÜM

B) Depremlı Durum

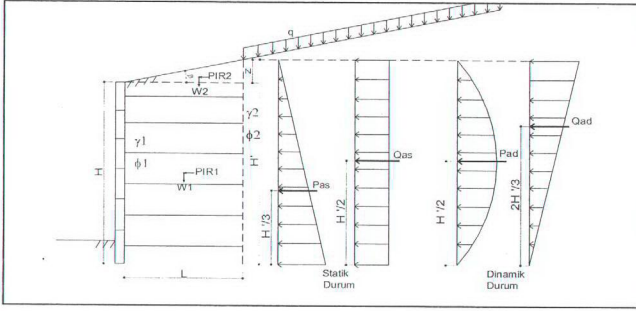
Donatı kopma tahkiki

Donatı sıra no	L (m)	S _v (m)	S _h (m)	Donatı derinliği (m)	Ta ölç.en.boy (kN)	Ti (statik) p ₂ .K _{av} .S _v .S _h (kN)	Ti (dinamik) p ₂ .K _{av} .S _v .S _h (kN)	Ti (toplam) (kN)	G.S.
1	2,75	0,50	0,31	0,25	36,00	0,49	0,23	0,72	50,24
2	2,75	0,50	0,49	0,75	36,00	1,50	0,66	2,15	16,72
3	2,75	0,50	0,57	1,25	36,00	2,59	0,99	3,58	10,04
4	2,75	0,50	0,63	1,75	36,00	3,80	1,21	5,02	7,18
5	2,75	0,50	0,76	2,25	36,00	5,78	1,45	7,23	4,98
6	2,75	0,50	0,96	2,75	36,00	8,74	1,57	10,31	3,49
7	2,75	0,50	1,18	3,25	36,00	12,53	1,36	13,89	2,59
8	2,75	0,50	1,44	3,75	36,00	17,39	0,63	18,02	2,00

Donatı sıynılma tahkiki

Donatı sıra no	L (m)	S _v (m)	S _h (m)	Donatı derinliği (m)	Ti (toplam) (kN)	La (m)	Le (m)	L (m)	Tf 2.b.Le.p ₂ . μ (kN)	G.S.
1	2,75	0,50	0,31	0,25	0,72	1,20	1,55	2,75	0,81	1,125
2	2,75	0,50	0,49	0,75	2,15	1,20	1,55	2,75	2,42	1,125
3	2,75	0,50	0,57	1,25	3,58	1,20	1,55	2,75	4,03	1,125
4	2,75	0,50	0,63	1,75	5,02	1,20	1,55	2,75	5,64	1,125
5	2,75	0,50	0,76	2,25	7,23	1,01	1,74	2,75	8,13	1,125
6	2,75	0,50	0,96	2,75	10,31	0,72	2,03	2,75	11,60	1,125
7	2,75	0,50	1,18	3,25	13,89	0,43	2,31	2,75	15,63	1,125
8	2,75	0,50	1,44	3,75	18,02	0,14	2,60	2,75	20,27	1,125

HİNT YÖNETMELİĞİ'NE GÖRE ÇÖZÜM



Duvar özellikleri :			
H=	4,00 m	$\alpha' =$	0
L=	2,60 m	$\alpha =$	90
z=	0,00 m	$\delta =$	0
$\gamma_1 =$	18 kN/m ³	$\beta =$	0
$\phi_1 =$	30		

Z.Tipi: 2 Orta sert zemin			
Zemin Özellikleri :			
D.B. =	V	kN/m ²	$\alpha_0 =$ 0,08
$\sigma_{zem} =$	150	kN/m ²	$\alpha_B =$ 0,10
$\gamma_2 =$	18		$\alpha_v =$ 0,05
$\phi_2 =$	30	kN/m ²	$\lambda =$ 5,23
q =	5		$K_{at} =$ 0,410
I =	1		$K_{as} =$ 0,333
$\beta =$	1,2		$K_{ad} =$ 0,076

	Yükün Adı	Kuvvet (kN/m)	Moment Kolu A nok.göre (m)	Moment A nok.göre (kNm/m)
DÜŞEY	W1	187,2	1,30	243,4
	W2	0,0	1,73	0,0
		187,2		243,4
YATAY	Q _{as}	6,7	2,00	13,3
	P _{as}	48,0	1,33	64,0
	P _{IR1}	18,0	2,00	35,9
	P _{IR2}	0,0	1,33	0,0
	Q _{ad}	1,5	2,67	4,1
	P _{ad}	11,0	2,00	21,9
	Depremsiz	54,7	Depremsiz	77,3
	Depremlı	85,1	Depremlı	139,3

GENEL STABİLİTE TAHKİKLERİ

A) Depremsiz Durum

1) Devrilme tahkiki

$$M_D^A = 77,3 \text{ kNm/m}$$

$$M_{DK}^A = 243,4 \text{ kNm/m}$$

$$G.S. = 3,1 > 1,5 \quad \text{Duvar devrilmeye karşı güvenlidir.}$$

2) Taban kayma tahkiki

$$F_K = 54,7 \text{ kN/m}$$

$$F_{KK} = 108,1 \text{ kN/m}$$

$$G.S. = 2,0 > 1,5 \quad \text{Duvar kaymaya karşı güvenlidir.}$$

3) Taban basıncı tahkiki

$$e = 0,41 < 0,43$$

$$\sigma_1 = 140,6 < 150 \quad \text{Bileşke kuvvet çekirdek bölgesinin içindedir.}$$

$$\sigma_2 = 3,4 > 0 \quad \text{Zemin taşıma gücü bakımından emniyetlidir.}$$

$$c = 0,89 \quad \text{Zeminde çekme gerilmesi oluşmamaktadır.}$$

$$\sigma_{zmax} = 140,7 < 150$$

HİNT YÖNETMELİĞİ'NE GÖRE ÇÖZÜM

B) Depremlı Durum

1) Devrilme tahkiki

$$M_D^A = 139,3$$

$$M_{DK}^A = 243,4$$

$$G.S. = 1,7$$

> 1,3 Duvar devrilmeye karşı güvenlidir.

2) Taban kayma tahkiki

$$F_K = 85,1$$

$$67,2$$

$$F_{KK} = 108,1$$

$$108,1$$

$$G.S. = 1,3$$

> 1,1 Duvar kaymaya karşı güvenlidir.

3) Taban basıncı tahkiki

$$e = 0,74$$

$$> 0,43$$

$$\sigma_1 = 195,6$$

$$< 225$$

$$\sigma_2 = -51,6$$

$$< 0$$

$$c = 0,56$$

$$\sigma_{zmax} = 224,5$$

$$< 225$$

Bileşke kuvvet çekirdek bölgesinin dışındadır.

Zemin taşıma gücü bakımından emniyetlidir.

Zeminde çekme gerilmesi oluşmuştur.

İÇ STABİLİTE TAHKİKLERİ

Donatı Özellikleri :

Donatı tipi : Şerit Donatı

et kalınlığı = 0,25 cm

genişliği = 10 cm

$\sigma_a = 14,40 \text{ kN/cm}^2$

$\mu = 0,58$

A) Depremsiz Durum

Donatı kopma tahkiki

Donatı sıra no	L (m)	S _v (m)	S _h (m)	Donatı derinliği (m)	Ta oç.en.boy (kN)	Ti p _r .K _a .S _v .S _h (kN)	G.S.
1	2,60	0,50	0,27	0,25	36,00	0,42	85,48
2	2,60	0,50	0,42	0,75	36,00	1,29	28,00
3	2,60	0,50	0,49	1,25	36,00	2,25	16,03
4	2,60	0,50	0,55	1,75	36,00	3,32	10,86
5	2,60	0,50	0,68	2,25	36,00	5,12	7,03
6	2,60	0,50	0,87	2,75	36,00	7,90	4,56
7	2,60	0,50	1,10	3,25	36,00	11,59	3,11
8	2,60	0,50	1,35	3,75	36,00	16,31	2,21

Donatı sıyırma tahkiki

Donatı sıra no	L (m)	S _v (m)	S _h (m)	Donatı derinliği (m)	Ti p _r .K _a .S _v .S _h (kN)	La (m)	Le (m)	L (m)	Tf 2.b.Le.p _r .μ (kN)	G.S.
1	2,60	0,50	0,27	0,25	0,42	1,20	1,22	2,42	0,63	1,50
2	2,60	0,50	0,42	0,75	1,29	1,20	1,24	2,44	1,93	1,50
3	2,60	0,50	0,49	1,25	2,25	1,20	1,30	2,50	3,37	1,50
4	2,60	0,50	0,55	1,75	3,32	1,20	1,37	2,57	4,97	1,50
5	2,60	0,50	0,68	2,25	5,12	1,01	1,64	2,65	7,68	1,50
6	2,60	0,50	0,87	2,75	7,90	0,72	2,07	2,80	11,85	1,50
7	2,60	0,50	1,10	3,25	11,59	0,43	2,57	3,01	17,38	1,50
8	2,60	0,50	1,35	3,75	16,31	0,14	3,14	3,28	24,47	1,50

HİNT YÖNETMELİĞİ'NE GÖRE ÇÖZÜM

B) Depremli Durum

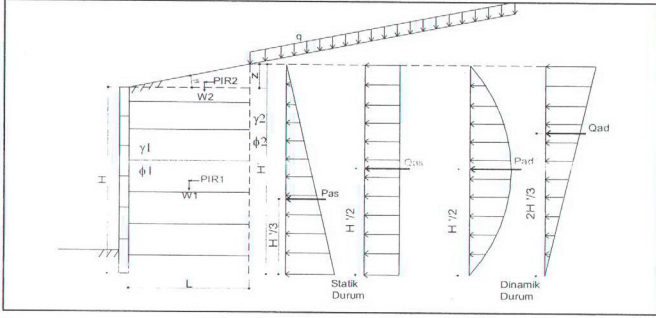
Donatı kopma tahkiki

Donatı sıra no	L (m)	S _v (m)	S _h (m)	Donatı derinliği (m)	Ta ölç.en.boy (kN)	Ti (statik) p ₂ .K _{av} .S _v .S _h (kN)	Ti (dinamik) p ₂ .K _{av} .S _v .S _h (kN)	Ti (toplam) (kN)	G.S.
1	2,60	0,50	0,27	0,25	36,00	0,42	0,22	0,64	55,86
2	2,60	0,50	0,42	0,75	36,00	1,29	0,65	1,94	18,58
3	2,60	0,50	0,49	1,25	36,00	2,25	0,99	3,24	11,11
4	2,60	0,50	0,55	1,75	36,00	3,32	1,22	4,54	7,94
5	2,60	0,50	0,68	2,25	36,00	5,12	1,48	6,60	5,46
6	2,60	0,50	0,87	2,75	36,00	7,90	1,64	9,54	3,77
7	2,60	0,50	1,10	3,25	36,00	11,59	1,45	13,04	2,76
8	2,60	0,50	1,35	3,75	36,00	16,31	0,68	17,00	2,12

Donatı sıyrılma tahkiki

Donatı sıra no	L (m)	S _v (m)	S _h (m)	Donatı derinliği (m)	Ti (toplam) (kN)	La (m)	Le (m)	L (m)	Tf 2.b.Le.p ₂ . μ (kN)	G.S.
1	2,60	0,50	0,27	0,25	0,64	1,20	1,40	2,60	0,73	1,125
2	2,60	0,50	0,42	0,75	1,94	1,20	1,40	2,60	2,18	1,125
3	2,60	0,50	0,49	1,25	3,24	1,20	1,40	2,60	3,65	1,125
4	2,60	0,50	0,55	1,75	4,54	1,20	1,40	2,60	5,10	1,125
5	2,60	0,50	0,68	2,25	6,60	1,01	1,59	2,60	7,42	1,125
6	2,60	0,50	0,87	2,75	9,54	0,72	1,88	2,60	10,74	1,125
7	2,60	0,50	1,10	3,25	13,04	0,43	2,17	2,60	14,67	1,125
8	2,60	0,50	1,35	3,75	17,00	0,14	2,45	2,60	19,12	1,125

TÜRK YÖNETMELİĞİNE GÖRE ÇÖZÜM



Duvar özellikleri :				
H=	4,00	m	$\alpha' =$	0
L=	3,10	m	$\alpha =$	90
Z=	0,00	m	$\delta =$	0
$\gamma_1 =$	18	kN/m ³	$\beta =$	0
$\phi_1 =$	30			

Zemin Özellikleri :				
D.B.=	1		$C_h =$	0,16
$\sigma_{zem} =$	150	kN/m ²	$C_v =$	0,11
$\gamma_2 =$	18	kN/m ³	$\lambda =$	8,23
$\phi_2 =$	30		$K_{at} =$	0,475
$q =$	5	kN/m ²	$K_{as} =$	0,333
$I =$	1		$K_{ad} =$	0,141
$A_0 =$	0,40			

	Yükün Adı	Kuvvet (kN/m)	Moment Kolu A nok.göre (m)	Moment A nok.göre (kNm/m)
DÜŞEY	W1	223,2	1,55	346,0
	W2	0,0	2,07	0,0
YATAY		223,2		346,0
	Q_{as}	6,7	2,00	13,3
	P_{as}	48,0	1,33	64,0
	P_{IR1}	35,7	2,00	71,4
	P_{IR2}	0,0	1,33	0,0
	Q_{ad}	2,8	2,67	7,5
	P_{ad}	20,3	2,00	40,7
	Depremli	54,7	Depremli	77,3
	Depremli	113,5	Depremli	197,0

GENEL STABİLİTE TAHKİKLERİ

A) Depremsiz Durum

1) Devrilme tahkiki

$$M_D^A = 77,3 \text{ kNm/m}$$

$$M_{DK}^A = 346,0 \text{ kNm/m}$$

$$G.S. = 4,5 > 1,5 \quad \text{Duvar devrilmeye karşı güvenlidir.}$$

2) Taban kayma tahkiki

$$F_K = 54,7 \text{ kN/m}$$

$$F_{KK} = 128,9 \text{ kN/m}$$

$$G.S. = 2,4 > 1,5 \quad \text{Duvar kaymaya karşı güvenlidir.}$$

3) Taban basıncı tahkiki

$$e = 0,35 < 0,52$$

$$\sigma_1 = 120,3 < 150$$

$$\sigma_2 = 23,7 > 0$$

$$c = 1,20$$

$$\sigma_{zmax} = 123,6 < 150$$

Bileşke kuvvet çekirdek bölgesinin içindedir.

Zemin taşıma gücü bakımından emniyetlidir.

Zeminde çekme gerilmesi oluşmamaktadır.

TÜRK YÖNETMELİĞİNE GÖRE ÇÖZÜM

B) Depremlı Durum

1) Devrilme tahkiki

$$M_D^A = 197,0$$

$$M_{DK}^A = 346,0$$

$$G.S. = 1,8 > 1,3 \quad \text{Duvar devrilmeye karşı güvenlidir.}$$

2) Taban kayma tahkiki

$$F_K = 113,5 \quad 77,8$$

$$F_{KK} = 128,9 \quad 128,9$$

$$G.S. = 1,1 > 1,1 \quad \text{Duvar kaymaya karşı güvenlidir.}$$

3) Taban basıncı tahkiki

$$e = 0,88 > 0,52$$

$$\sigma_1 = 195,0 < 225 \quad \text{Bileşke kuvvet çekirdek bölgesinin dışındadır.}$$

$$\sigma_2 = -51,0 < 0 \quad \text{Zemin taşıma gücü bakımından emniyetlidir.}$$

$$c = 0,67$$

$$\sigma_{zmax} = 222,9 < 225 \quad \text{Zeminde çekme gerilmesi oluşmuştur.}$$

İÇ STABİLİTE TAHKİKLERİ

Donatı Özellikleri :

Donatı tipi : Şerit Donatı

et kalınlığı = 0,25 cm

genişliği = 10 cm

$\sigma_e = 14,40 \text{ kN/cm}^2$

$\mu = 0,58$

A) Depremsiz Durum

Donatı kopma tahkiki

Donatı sıra no	L (m)	S_v (m)	S_h (m)	Donatı derinliği (m)	Ta ölç.en boy (kN)	Ti p_z, K_v, S_v, S_h (kN)	G.S.
1	3,10	0,50	0,28	0,25	36,00	0,44	81,20
2	3,10	0,50	0,44	0,75	36,00	1,36	26,54
3	3,10	0,50	0,53	1,25	36,00	2,41	14,96
4	3,10	0,50	0,60	1,75	36,00	3,65	9,86
5	3,10	0,50	0,75	2,25	36,00	5,65	6,37
6	3,10	0,50	0,96	2,75	36,00	8,72	4,13
7	3,10	0,50	1,23	3,25	36,00	13,02	2,77
8	3,10	0,50	1,57	3,75	36,00	18,97	1,90

Donatı sıyırılma tahkiki

Donatı sıra no	L (m)	S_v (m)	S_h (m)	Donatı derinliği (m)	Ti pz,Ka,Sv,Sh (kN)	La (m)	Le (m)	L (m)	Tf 2.b.le,pz, μ (kN)	G.S.
1	3,10	0,50	0,28	0,25	0,44	1,20	1,28	2,48	0,67	1,50
2	3,10	0,50	0,44	0,75	1,36	1,20	1,31	2,51	2,04	1,50
3	3,10	0,50	0,53	1,25	2,41	1,20	1,39	2,59	3,61	1,50
4	3,10	0,50	0,60	1,75	3,65	1,20	1,51	2,71	5,48	1,50
5	3,10	0,50	0,75	2,25	5,65	1,01	1,81	2,82	8,47	1,50
6	3,10	0,50	0,96	2,75	8,72	0,72	2,29	3,01	13,08	1,50
7	3,10	0,50	1,23	3,25	13,02	0,43	2,89	3,32	19,53	1,50
8	3,10	0,50	1,57	3,75	18,97	0,14	3,65	3,80	28,46	1,50

TÜRK YÖNETMELİĞİNE GÖRE ÇÖZÜM

B) Depremlİ Durum

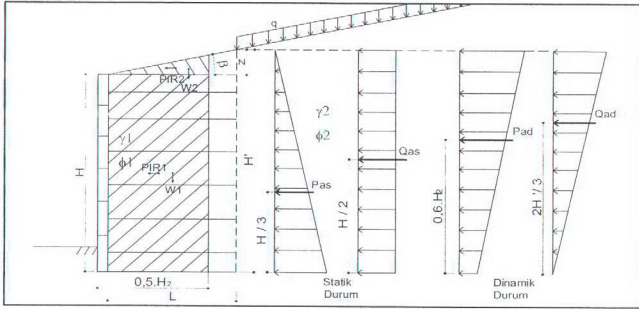
Donatı kopma tahkiki

Donatı sıra no	L (m)	S _v (m)	S _h (m)	Donatı derinliği (m)	Ta aç.en.boy (kN)	Ti (statik) p _z .K _s .S _v .S _h (kN)	Ti (dinamik) p _z .K _s .S _v .S _h (kN)	Ti (toplam) (kN)	G.S.
1	3,10	0,50	0,28	0,25	36,00	0,44	0,44	0,88	40,96
2	3,10	0,50	0,44	0,75	36,00	1,36	1,27	2,63	13,68
3	3,10	0,50	0,53	1,25	36,00	2,41	1,98	4,38	8,22
4	3,10	0,50	0,60	1,75	36,00	3,65	2,49	6,14	5,86
5	3,10	0,50	0,75	2,25	36,00	5,65	3,03	8,68	4,15
6	3,10	0,50	0,96	2,75	36,00	8,72	3,36	12,08	2,98
7	3,10	0,50	1,23	3,25	36,00	13,02	3,02	16,04	2,24
8	3,10	0,50	1,57	3,75	36,00	18,97	1,47	20,44	1,76

Donatı sıyrılma tahkiki

Donatı sıra no	L (m)	S _v (m)	S _h (m)	Donatı derinliği (m)	Ti (toplam) (kN)	La (m)	Le (m)	L (m)	Tf 2.b.Le.p _z .μ (kN)	G.S.
1	3,10	0,50	0,28	0,25	0,88	1,20	1,90	3,10	0,99	1,125
2	3,10	0,50	0,44	0,75	2,63	1,20	1,90	3,10	2,96	1,125
3	3,10	0,50	0,53	1,25	4,38	1,20	1,90	3,10	4,93	1,125
4	3,10	0,50	0,60	1,75	6,14	1,20	1,90	3,10	6,91	1,125
5	3,10	0,50	0,75	2,25	8,68	1,01	2,09	3,10	9,76	1,125
6	3,10	0,50	0,96	2,75	12,08	0,72	2,38	3,10	13,59	1,125
7	3,10	0,50	1,23	3,25	16,04	0,43	2,67	3,10	18,04	1,125
8	3,10	0,50	1,57	3,75	20,44	0,14	2,95	3,10	23,00	1,125

AMERİKAN YÖNETMELİĞİ'NE GÖRE ÇÖZÜM



Duvar özellikleri :			
H=	4,00 m	$\alpha' =$	0
L=	3,40 m	$\alpha =$	90
z=	0,00 m	$\delta =$	0
$\gamma_1 =$	18 kN/m ³	$\beta =$	0
$\phi_1 =$	30		

Zemin Özellikleri :			
D.B.=	1	$C_h =$	0,16
$\sigma_{zem} =$	150 kN/m ²	$C_v =$	0,11
$\gamma_2 =$	18 kN/m ³	$\lambda =$	8,23
$\phi_2 =$	30	$K_{at} =$	0,429
q =	5 kN/m ²	$K_{as} =$	0,333
I =	1	$K_{ad} =$	0,095
$A_{\phi} =$	0,40	$A_m =$	0,42

	Yükün Adı	Kuvvet (kN/m)	Moment Kolu A nok.göre (m)	Moment A nok.göre (kNm/m)
DÜŞEY	W1	244,8	1,70	416,2
	W2	0,0	2,27	0,0
		244,8		416,2
YATAY	Q _{as}	6,7	2,00	13,3
	P _{as}	48,0	1,33	64,0
	PIR ₁	60,5	2,00	121,0
	PIR ₂	0,0	4,00	0,0
	Q _{ad}	1,9	2,67	5,1
	P _{ad}	13,7	2,40	33,0
	Depremsiz	54,7	Depremsiz	77,3
	Depremlı	130,8	Depremlı	236,4

GENEL STABİLİTE TAHKİKLERİ

A) Depremsiz Durum

1) Devrilme tahkiki

$$M_D^0 = 77,3 \text{ kNm/m}$$

$$M_{DK}^0 = 416,2 \text{ kNm/m}$$

$$G.S. = 5,4 > 1,5$$

Duvar devrilmeye karşı güvenlidir.

2) Taban kayma tahkiki

$$F_K = 54,7 \text{ kN/m}$$

$$F_{KK} = 141,3 \text{ kN/m}$$

$$G.S. = 2,6 > 1,5$$

Duvar kaymaya karşı güvenlidir.

3) Taban basıncı tahkiki

$$e = 0,32 < 0,57$$

$$\sigma_1 = 112,1 < 150$$

$$\sigma_2 = 31,9 > 0$$

$$c = 1,38$$

$$\sigma_{zmax} = 117,9 < 150$$

Bileşke kuvvet çekirdek bölgesinin içindedir.

Zemin taşıma gücü bakımından emniyetlidir.

Zeminde çekme gerilmesi oluşmamaktadır.

ÖZGEÇMİŞ

Yasemin Karalı, 01 Nisan 1977 tarihinde İstanbul'da doğdu. Ortaöğrenimini 1994 yılında İnSA Lisesi'nde, yüksek öğrenimini 1998 yılında Trakya Üniversitesi Çorlu Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde tamamladı. 1999 yılında İ.T.Ü. Fen Bilimleri İnşaat Fakültesi Geoteknik Mühendisliği yüksek lisans programına kayıt oldu.

Şu an halen Gök Yapı ve Tic. A.Ş. de teklif mühendisi olarak çalışmaktadır.