

T.C.
GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

PREFABRİK BETONARME ENDÜSTRİYEL YAPILARIN
FARKLI ZEMİN ŞARTLARINDA HASAR GÖREBİLİRLİĞİ VE
DEPREM RİSK DEĞERLENDİRMESİ

ALİ YEŞİLYURT
DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

GEBZE

2021

T.C.
GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

PREFABRİK BETONARME
ENDÜSTRİYEL YAPILARIN FARKLI
ZEMİN ŞARTLARINDA HASAR
GÖREBİLİRLİĞİ VE DEPREM RİSK
DEĞERLENDİRMESİ

ALİ YEŞİLYURT
DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

DANIŞMANI
DOÇ. DR. ABDULLAH CAN ZÜLFİKAR
II. DANIŞMANI
DR. ÖĞR. ÜYESİ CÜNEYT TÜZÜN

GEBZE

2021

T.R.
GEBZE TECHNICAL UNIVERSITY
GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

SEISMIC VULNERABILITY AND RISK
ASSESSMENT OF PRECAST RC
INDUSTRIAL STRUCTURES AT
DIFFERENT SITE CONDITIONS

ALİ YEŞİLYURT
A THESIS SUBMITTED FOR THE DEGREE OF
DOCTOR OF PHILOSOPHY
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
EARTHQUAKE AND STRUCTURAL
ENGINEERING PROGRAM

THESIS SUPERVISOR
ASSOC. PROF. DR. ABDULLAH CAN ZÜLFİKAR
II. THESIS SUPERVISOR
ASSIST. PROF. DR. CÜNEYT TÜZÜN

GEBZE

2021

GTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun 21/10/2021 tarih ve 2021/51 sayılı kararıyla oluşturulan jüri tarafından 28/10/2021 tarihinde tez savunma sınavı yapılan Ali YEŞİLYURT'un tez çalışması İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Deprem ve Yapı Mühendisliği Programında DOKTORA tezi olarak kabul edilmiştir.

JÜRİ

ÜYE

(TEZ DANIŞMANI)

: Doç. Dr. Abdullah Can ZÜLFİKAR

ÜYE

: Prof. Dr. Bülent AKBAŞ

ÜYE

: Prof. Dr. Kemal BEYEN

ÜYE

: Doç. Dr. Ferit ÇAKIR

ÜYE

: Dr. Öğr. Üyesi Ercan Şerif KAYA

ONAY

Gebze Teknik Üniversitesi Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun
...../...../..... tarih ve/..... sayılı kararı.

ÖZET

Türkiye’de bulunan tek katlı prefabrik betonarme yapıların hasar görebilirlik değerlendirilmesi, analitik yöntem dikkate alınarak elde edilen kırılganlık eğrileri aracılığı ile gerçekleştirilmiştir. Türkiye’nin farklı bölgelerinden elde edilen mevcut yapı stokunu temsil edecek sınıflandırma için 100 adet yapı modeli tanımlanmıştır. Sert ve yumuşak zemin durumlarını temsil etmek üzere iki farklı deprem seti dikkate alınmış ve 200,000’nin üzerinde doğrusal olmayan artımsal dinamik analiz yapılmıştır. Yapısal hasarın değerlendirilmesinde Park ve Ang hasar indeks parametresi, deprem şiddet parametresi için ise spektral ivme dikkate alınmıştır. Artımsal dinamik analiz eğrileri sunulmuş, dikkate alınan dört farklı hasar durumu için kırılganlık eğrileri hesaplanmıştır. Devamında, sınıflandırmada dikkate alınan geometrik ve yapısal parametrelerin, kırılganlık eğrilerine olan etkileri incelenmiştir.

Yapı sınıfına ait deprem risk değerlendirmesi için Marmara bölgesinde yedi lokasyon referans alınmış ve olasılıksal sismik tehlike analizleri gerçekleştirilmiştir. 200 adet kırılganlık eğrisi dikkate alınarak, tanımlanan dokuz alt yapı sınıfı için ortalama kırılganlık eğrileri ve hasar görebilirlik eğrileri elde edilmiştir. Deprem risk değerlendirmesi; yedi farklı lokasyon, dokuz alt yapı sınıfı, beş hasar görebilirlik eğrisi ve iki farklı zemin durumu için elde edilen 630 adet kayıp eğrisi aracılığı ile karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Çalışma kapsamında gerçekleştirilen son incelemede ise farklı hasar parametreleri dikkate alınarak, havza kenar etkisi, doğrudan yapısal hasar ile ilişkilendirilmiştir.

Bu çalışmada, kırılganlık eğrileri, hasar görebilirlik eğrileri ve kayıp eğrileri kapsamlı olarak ele alınmıştır. Söz konusu yapı sınıfı için hızlı ve pratik deprem risk değerlendirmesine imkân sağlayan bu çıktılar, özellikle organize sanayi bölgelerinde, sigortacılık faaliyetleri başta olmak üzere çeşitli deprem risk azaltım/yönetimi çalışmalarına referans olacağı düşünülmektedir.

Anahtar Kelimeler: Prefabrik Yapılar, Park ve Ang Hasar İndeksi, Artımsal Dinamik Analiz, Kırılganlık Eğrileri, Kayıp Oranı.

SUMMARY

The vulnerability assessment of single-story precast RC structures in Turkey was achieved by using the fragility curves, which was obtained by the analytical method. 100 building models were defined for classification to represent the existing building stock selected from different regions of Turkey. Two different sets of earthquakes were considered to represent the stiff and soft site conditions, and over 200,000 nonlinear incremental dynamic analyses were performed. Park and Ang damage index parameter was taken into account in the evaluation of structural damage, while spectral acceleration was considered as the earthquake intensity parameter. Incremental dynamic analysis curves were presented and the fragility curves were calculated for four different damage states considered. Afterwards, the effects of structural and geometrical parameters on the fragility curves were examined.

Seven locations in the Marmara region were taken as reference and probabilistic seismic hazard analyses were carried out for the earthquake risk assessment of the building class. Considering 200 fragility curves, the mean fragility curves and vulnerability curves were obtained for the nine subclasses. The earthquake risk assessment were examined comparatively via 630 loss curves obtained by considering seven different locations, nine subclasses, five vulnerability curves, and two different site conditions. In the last examination carried out within the scope of the study, the basin edge effect was directly associated with the structural damage by considering different damage parameters.

In this study, fragility curves, vulnerability curves and loss curves were discussed in detail for the precast RC industrial buildings. It is believed that the outputs of this study will provide fast and practical earthquake risk assessment especially in the industrial zones. The outputs will be also a reference study in insurance business and in the earthquake risk mitigation / management activities.

Key Words: Precast Building, Park and Ang Damage Index, Incremental dynamic analyses, Fragility Curves, Loss Ratio.

TEŞEKKÜR

Çalışmanın gerçekleşmesinde bilgi ve tecrübesi ile süreç boyunca vermiş olduğu destek, yardım ve yol göstericiliğinden dolayı öncelikle hocam Sayın Doç. Dr. Abdullah Can ZÜLFİKAR'a teşekkürlerimi sunarım. Yine engin tecrübesi ile bu çalışmaya katkı sağlayan hocam Sayın Dr. Öğr. Üyesi Cüneyt TÜZÜN'e teşekkür ederim. Yerel zemin etkileri konusundaki engin bilgi ve tecrübesi ile bana ışık tutan Sayın Dr. Öğr. Üyesi Hadi KHANBABAZADEH'e teşekkür ederim.

Çalışmanın tüm aşamalarında, sundukları fikirler doğrultusunda çalışmanın olgunlaşmasına büyük katkı sağlayan Sayın Prof. Dr. Bülent AKBAŞ ve Sayın Prof. Dr. Kemal BEYEN'e teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca kıymetli vakitlerini ayırarak tezimi inceleyen Sayın Doç. Dr. Ferit ÇAKIR ve Sayın Dr. Öğr. Üyesi Ercan Şerif KAYA'ya teşekkür ederim. Değerli bilgi ve vakitlerini esirgemeyen Sayın Dr. Öğr. Üyesi Ülgen Mert TUĞSAL ve Sayın Dr. Öğr. Üyesi Melih SÜRMELİ'ye teşekkür ederim.

Ayrıca söz konusu çalışmanın çeşitli aşamalarında destek aldığım Sayın Seyhan OKUYAN AKCAN, Sayın Bekir Hüseyin TEKİN ve Sayın Ahmet YARDIMCI'ya teşekkür ederim.

Anlayış ve desteklerinden dolayı canım ailem, kıymetli büyüklerim ve dostlarıma sonsuz teşekkürlerimi sunuyorum.

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	v
SUMMARY	vi
TEŞEKKÜR	vii
İÇİNDEKİLER	viii
SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ	xi
ŞEKİLLER DİZİNİ	xvii
TABLolar DİZİNİ	xxiv
1. GİRİŞ	1
1.1. Tezin Amacı	4
1.2. Tezin Katkısı	5
1.3. Tezin İçeriği	6
2. LİTERATÜRDE KONU İLE İLGİLİ YAPILAN ÇALIŞMALAR VE MEVCUT HASAR GÖREBİLİRLİK İLİŞKİLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ	8
2.1. Kırılma eğrilerine Genel Bakış	9
2.1.1. Ampirik Yöntem	10
2.1.2. Analitik Yöntem	14
2.1.3. Hibrit Yöntem	17
2.2. Tek Katlı Prefabrik Betonarme Yapı Sınıfına Ait Geçmiş Depremlerde Gözlemlenen Hasarlar	18
2.3. Tek Katlı Prefabrik Betonarme Yapı Sınıfına Ait Mevcut Hasar Görebilirlik Çalışmaları	24
3. TEK KATLI PREFABRİK BETONARME YAPI TÜRÜNE AİT KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN ANALİTİK YÖNTEM İLE ELDE EDİLMESİ	31
3.1. Tek katlı Prefabrik Betonarme Endüstriyel Yapı Türünün Genel Özellikleri	32
3.1.1. Envanterde Bulunan Mevcut Yapılara Ait Yapısal ve Geometrik Parametrelerin Dağılımı	34

3.2. Deprem Yer Hareketi Kayıtlarının Seçimi	39
3.3. Yapı Modellemesi ve Analiz Yöntemi	42
3.4. Dinamik Analizlerde Dikkate Alınan Sayısal Çözümleme Hesap Yöntemlerine Genel Bakış	46
3.4.1. Zamanı Adımlama Yaklaşımları	47
3.4.1.1. Yükleminin Ara Değerlendirmesine Dayalı Yöntem	48
3.4.1.2. Merkezi Farklar Yöntemi	50
3.4.1.3. Newmark Yöntemi	52
3.4.2. Doğrusal Olmayan Dinamik Analizlerde Kullanılan Sayısal Çözümleme Yöntemi	55
3.5. Yapısal Hasar Parametresinin Tanımlanması	58
3.5.1. Hasar İndeks Parametresi	59
3.5.2. Farklı Hasar Durumları için Hasar İndeks Parametresinin Limit Değerleri	60
3.6. Artımsal Dinamik Analiz	63
4. YAPISAL HASAR DAĞILIMININ İSTATİSTİKSEL OLARAK DEĞERLENDİRİLMESİ	75
4.1. Normal ve Log-Normal Dağılım Fonksiyonlarının Değerlendirilmesi	75
4.2. Analiz Sonuçlarının Olasılıksal Değerlendirilmesi	77
4.3. Kırılganlık Eğri Parametreleri	82
5. ÇALIŞMA KAPSAMINDA ELDE EDİLEN KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ	85
5.1. Farklı Kolon En Kesit Boyutlarının Hasarın Aşılma Olasılığına Etkisi	92
5.2. Çatı Türü ve Makas Açıklığının Hasarın Aşılma Olasılığına Etkisi	94
5.3. Kolonlara Ait En Kesit Sargı Konfigürasyonunun Hasarın Aşılma Olasılığına Etkisi	95
5.4. Boyuna Donatı Oranının Hasarın Aşılma Olasılığına Etkisi	97
5.5. Çalışma Kapsamında Sunulan Kırılganlık Eğrilerinin Doğrulanması	98
5.6. Ortalama Kırılganlık Eğrilerinin Elde Edilmesi	100
6. TEK KATLI PREFABRİK BETONARME ENDÜSTRİ TÜRÜ YAPILARA AİT DEPREM RİSK DEĞERLENDİRMESİ	106
6.1. Alt Yapı Sınıflarına Ait Ortalama Kırılganlık Eğrilerinin	110

Hesaplanması	
6.2. Hasar Görebilirlik Eğrilerinin Değerlendirilmesi	116
6.2.1. Merkezi Hasar Oranları	116
6.2.2. Hasar Görebilirlik Eğrilerinin Elde Edilmesi	117
6.3. Deprem Tehlike Analizleri	120
6.3.1. Deterministik Sismik Tehlike Analizi	121
6.3.2. Olasılıksal Sismik Tehlike Analizi	122
6.3.2.1. Depremsellik ve Deprem Yenido Oluşma Modelleri	123
6.3.2.2. Yer Hareketi Tahmin Denklemleri	126
6.3.2.3. Sismik Tehlike Eğrilerinin Elde Edilmesindeki	128
Belirsizliklerin Birleştirilmesi	
6.4. Marmara Bölgesi için Olasılıksal Sismik Tehlike Analizi	130
6.5. Kayıp Eğrilerinin Elde Edilmesi	138
6.5.1. Çalışma Kapsamında Sunulan Kayıp Eğrileri	139
6.5.2. Farklı Noktalardaki Yapı Sınıflarına Ait Deprem Risk	154
Değerlendirmesi	
6.5.3. Farklı Periyot Gruplarının Deprem Riskine Olan Etkisinin	158
Değerlendirilmesi	
6.5.4. Farklı Yapı Kalite Durumunun Deprem Riskine Olan Etkisi	160
6.5.5. Zemin Durumunun Kayıp Eğrileri Üzerindeki Etkisinin	163
Değerlendirilmesi	
7. TEK KATLI PREFABRİK BETONARME YAPI SINIFI İÇİN YEREL	168
ZEMİN ETKİLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ	
7.1. Vadi Modeli ve Dikkate Alınan Deprem Yer Hareketi Seti	170
7.2. Havza Kenarı Etkisinin Sebep Olacağı Yapısal Hasarın	172
Değerlendirilmesi	
7.2.1. Havza Kenarı Etkisinin Kırılmalı Eğrileri Aracılığı ile	173
Değerlendirilmesi	
7.2.2. Havza Kenarı Etkisinin DPM Aracılığı ile Değerlendirilmesi	176
7.2.3. Havza Kenarı Etkisinin MDR Aracılığı ile Değerlendirilmesi	178
8. SONUÇLAR	181
KAYNAKLAR	189
ÖZGEÇMİŞ	202
EKLER	203

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

<u>Simgeler ve</u>	<u>Açıklamalar</u>
<u>Kısaltmalar</u>	
$[C]$	: Yapının eşdeğer viskos sönüm matrisi
c	: Sönüm katsayısı
c^*	: Kohezyon
c_{corr}	: Düzeltme katsayısı
D	: Hasar parametresi
d_i	: İlgili hasar düzeyinin limit değeri
DS	: Hasar durumu
ds_i	: İlgili <i>hasar</i> durumu
E_h	: Kesitin absorbe ettiği histerik enerji değeri
EI_{cr}	: Çatlamış eğilme rijitliği
EI_{eff}	: Etkin eğilme rijitlikleri
EI_i	: Başlangıç eğilme rijitliği
EI_{py}	: Akma sonrası eğilme rijitliği
$F_M(m)$	: Büyüklük parametresine ait birikimli dağılım fonksiyonu
$f_{M(m)}$	: Büyüklük parametresine ait olasılık yoğunluk fonksiyonu
$f_R(r)$	: Mesafe parametresine ait olasılık yoğunluk fonksiyonu
f_s	: Elastik veya elastik ötesi direnç kuvveti, eşdeğer statik yük
F_y	: Deprem yer hareketi parametresinin olasılıksal dağılım fonksiyonu
G	: Kayma modülü
g	: Yer çekimi ivmesi
ι	: Yer hareket şiddet değeri
K	: Hacimsel modülü
k	: Rijitlik veya yay sabiti
$[K_D]$	: Eşdeğer dinamik rijitlik matrisi
$[K_t]$	: Tanjant rijitlik matrisi
$\{L_h\}$	: Yatay yer ivmesi için birim vektörü
M	: Depremin büyüklüğü
m	: Kütle

$[M]$	: Yapının yığılı kütle matrisi
M_{cr}	: Çatlama anı momenti
m_{min}	: Belirli bir büyüklükten daha küçük depremler
M_y	: Akma Momenti
P	: Aşılma olasılığı
$P_{i,j}$	: Herhangi bir hasar düzeyine ulaşma veya aşılma olasılığı
P_i	: Yerel zemin özellikleri, faylanma mekanizması vb. değişkenler
$p(t)$	: Sisteme t anında etki eden kuvvet değeri
P_y	: Elemanın akma dayanımı
R	: Kaynak-saha mesafesi
$\{R\}$	: Geri yükleme kuvveti
$\{R\}'$	: Rijitlik matrisinde herhangi bir değişiklik olmaması durumunda hesaplanan geri yükleme kuvveti
s	: Log-normal değişken
$S_a(g)$	: Spektral ivme
S_{ae}	: Elastik spektral ivme
$\bar{S}_{ae,ds_i}$	: İlgili hasar düzeyinin medyan spektral ivme değeri
S_d	: Spektral yer değiştirme
T	: Doğal titreşim periyodu
T_n	: Tek serbestlik dereceli sistemin doğal periyodu
T_R	: Belli deprem büyüklüğünü aşacak olan depremin tekrarlanma periyodu
Y	: Deprem yer hareketi parametresi
y^*	: Deprem yer hareketi parametresinin belirli bir değeri
Y_{mi}	: İlgili hasar düzeyine ait deprem yer hareketi parametresinin medyan değeri
ϕ_y	: Akma Eğriliği
ϕ_u	: Nihai eğrilik
ϕ_{cr}	: Çatlama anı eğriliği
ε_{cu}	: Betonun nihai birim şekil değiştirme
ε_{su}	: Çelik elemanda oluşan nihai birim şekil değiştirme
u_0	: Başlangıçtaki yer değişimi
$\dot{u}_0$	: Başlangıçtaki hız

u_i	: i anındaki yer değişimi
$\dot{u}_i$	: i anındaki hız
$\ddot{u}_i$	: i anındaki ivme
$\ddot{u}_{(g)}$	: Yer ivmesi
Δt	: Zaman adımı
Δt_i	: i'inci zaman adımı
τ	: Kukla zaman değişkeni
ω_n	: Sönümsüz doğal frekans [rad/sn]
γ	: Newmark yönteminde bir değişken
β	: Newmark yönteminde bir değişken
$\hat{k}$	: Sistemin özellik ve değişkenlerine bağlı katsayı
$\hat{p}$	: Sistemin özellik ve değişkenlerine bağlı katsayı
$\{u\}$	: Yer değiştirme vektörü
$\{\dot{u}\}$	: Hız vektörü
$\{\ddot{u}\}$	: İvme vektörü
$\{\Delta u\}$	: Yapıya ait artımsal yer değiştirme vektörü
$\{\Delta \dot{u}\}$	: Yapıya ait artımsal hız vektörü
$\{\Delta \ddot{u}\}$	: Yapıya ait artımsal ivmenin vektörü
$\{\Delta \ddot{u}_{gh}\}$	: Yatay yer hareketindeki artım
$\{\Delta F_{err}\}$	: Yapıda dengelenmemiş artık kuvvet vektörü
$\{\Delta F_D\}$	: Yük vektörü
λ_i	: Döngüsel tepkide absorbe edilen enerji dikkate alınarak tanımlanan katkı faktörü
δ_m	: Analizde meydana gelen maksimum deformasyon
δ_y	: Akma deformasyonu
δ_u	: Nihai deformasyon kapasitesi
β^*	: Döngüsel davranışta oluşan dayanımdaki azalmayı temsil eden parametre
dE_h	: Her döngüde absorbe edilen birim enerji
θ_m	: Analiz sonrası ulaşılan maksimum dönme değeri
θ_r	: Yükleme sonrası yenilenen dönme değeri
θ_u	: Kesitin maksimum dönme kapasitesi

λ	: Rastgele bir değişken olan x parametresinin ortalaması
ξ	: Rastgele bir değişken olan x parametresinin standart sapma değeri
Φ	: Birikimli standart normal dağılım fonksiyonunu
β_i	: İlgili hasar düzeyine ait log-normal standart sapma değeri
β_{ds_i}	: İlgili hasar düzeyine ait spektral ivme değerlerinin birikimli log-normal standart sapma değeri
λ_m	: Büyüklüğü m olan depremin yılda ortalama aşılma oranı
γ^*	: Birim hacim ağırlığı
ϕ	: Kayma direnci açısı
ABYYHY	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
ATC	: Applied Technology Council
CDF	: Birikimli dağılım fonksiyonu (Cumulative Distribution Function)
CDR	: Merkezi hasar oranı (Central Damage Ratio)
Conf	: Sargı konfigürasyonu
CP	: Göçmenin Önlenmesi (Collapse Prevention)
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
DBLA	: Displacement-Based Loss Assessment
DC	: Hasarın Kontrolü (Damage Control)
DD-1	: 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem yer hareketi düzeyi
DD-2	: 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem yer hareketi düzeyi
DD-3	: 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem yer hareketi düzeyi
DD-4	: 50 yılda aşılma olasılığı %68 olan deprem yer hareketi düzeyi
DI	: Hasar indeksi (Damage Index)
$DI_{P\&A}$	: Park ve Ang hasar indeksi (Park and Ang Damage Index)
DPM	: Hasar olasılık matrisi (Damage Probability Matrix)
DR	: Hasar oranı (Damage Ratio)
DTS	: Deprem Tasarım Sınıfı
Eurocode	: Design of structures for earthquake resistance
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
GEM	: Küresel Deprem Modeli (Global Earthquake Model)
HAZUS	: Multi-hazard Loss Estimation Methodology
HP	: Yüksek periyot (High Period)
HR	: Ağır çatı (Heavy Roof)

HQ	: Yüksek kalite (High Quality)
IDA	: Artımsal dinamik analiz (Incremental Dynamic Analysis)
IDARC	: Inelastic Damage Analysis of Structures
IO	: Hemen Kullanım (Immediate Occupancy)
LP	: Düşük periyot (Low Period)
LR	: Hafif çatı (Light Roof)
LS	: Geniş açıklık (Long Span)
LQ	: Düşük kalite (Low Quality)
MDR	: Ortalama hasar oranı (Mean Damage Ratio)
M_d	: Süreye Bağlı Büyüklük
M-K	: Moment eğrilik (Moment-Curvature)
M_L	: Yerel (Lokal) Büyüklük
MMI	: Modifiye edilmiş Mercalli Şiddeti (Modified Mercalli Intensity)
MP	: Orta periyot (Moderate Period)
MSAF	: Maksimum spektral büyütme faktörü (Maximum spectral amplification factor)
MSK	: Şiddet ölçeği (Medvedev – Sponheuer – Karnik)
M_w	: Moment Büyüklüğü
MQ	: Orta Kalite (Moderate Quality)
OSB	: Organize sanayi bölgesi
PBEE	: Performansa dayalı deprem mühendisliği (Performance-Based Earthquake Engineering)
PDF	: Olasılık yoğunluk fonksiyonu (Probability Density Function)
PEER	: Pacific Earthquake Engineering Research
PGA	: Maksimum Yer İvmesi (Peak Ground Acceleration)
PGV	: Maksimum Yer Hızı (Peak Ground Velocity)
PML	: Olası maksimum kayıp (Probable Maximum Loss)
PSI	: Şiddetin parametresiz ölçeği (Parameterless Scale of Intensity)
SHA	: Sismik tehlike analizi (Seismic Hazard Analysis)
SL	: Can güvenliği (Safety Life)
SRSS	: Karelerinin toplamının karekökü
SS	: Dar açıklık (Short Span)
TBDY	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde

TSD	:	Tek serbestlik dereceli
UBC	:	Uniform Building Code
$V_{s,30}$	:	Zemin ortamının üst 30 metresi için hesaplanan ortalama kayma dalgası yayılma hızı



ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Sekil No:</u>	<u>Sayfa</u>
2.1: Kırılganlık eğrilerinin elde edilmesinin temel adımları.	10
2.2: Whitman vd. tarafından DPM için sunulan format.	11
2.3: PSI yöntemi kullanılarak yığma yapılar için elde edilen hasar görebilirlik eğrileri.	12
2.4: Kırılganlık eğrileri ve DPM'lerin analitik yöntem ile elde edilmesine ait akış diyagramı.	14
2.5: Yapılan saha çalışmalarında elde edilen inşa aşamasındaki yapı örnekleri.	19
2.6: Aktif üretim yapılan tesislerde tercih edilen tek katlı prefabrik yapı örnekleri.	20
2.7: Deprem sonrası kolonların tabanında meydana gelen plastik mafsallık örnekleri.	21
2.8: Deprem sonrası tek katlı prefabrik betonarme yapılarda sıklıkla meydana gelen hasar türleri.	22
2.9: a)Tipik betonarme prefabrik yapısı için kırılganlık eğrisi (sol), b)Tip yapının farklı kolon boyutlarının kırılganlık eğrisine etkisi (sağ).	25
2.10: T2-PC-2 ve T2-LC-7 yapı sınıflarına ait iki farklı hasar seviyesi için elde edilmiş kırılganlık eğrileri.	27
2.11: a) Çalışma kapsamında üç numaralı prefabrik betonarme yapı sınıfına ait Sa(g) (sol), b) PGA (sağ) parametrelerine göre elde edilen kırılganlık fonksiyonları.	28
2.12: PGV'nin bir fonksiyonu olan tipik betonarme prefabrik yapısı için elde edilmiş kırılganlık eğrileri; Düşük kaliteli sınıf (sol), yüksek kaliteli sınıf (sağ).	28
2.13: T2-LC-7 ve T2-CC yapı sınıflarına ait iki farklı hasar seviyesi için elde edilmiş kırılganlık eğrileri.	30
3.1: Çalışma kapsamında dikkate alınan yapı envanterinin bölgelere göre dağılımı.	33

3.2:	Çalışmada dikkate alınan yapı türünün genel özelliklerinin bulunduğu tek katlı prefabrik betonarme yapı konfigürasyonu.	34
3.3:	Envanterde bulunan yapıların sahip olduğu kolon boyutları ve yapı yüksekliklerinin dağılımı.	35
3.4:	Yapıda bulunan kolonların boyuna donatı oranı ve yapının sahip olduğu makas açıklık dağılımı.	36
3.5:	Yapı envanterinde bulunan, her yapıya ait oluk ve aşık ölçü değeri dağılımı.	37
3.6:	Çalışmada dikkate alınan kolonların sahip olduğu en kesit etriye konfigürasyonu; a) Conf1, b) Conf2, c) Conf3.	38
3.7:	Çalışmada dikkate alınan deprem yer hareketleri kayıtlarına ait ortalama ve hedef spektrumları; Sert zemin durumu (sol), Yumuşak zemin durumu (sağ).	42
3.8:	Çalışmalarda dikkate alınan örnek üç yapıya ait kapasite eğrileri.	43
3.9:	Çalışma kapsamında dikkate alınan bazı yapıların orta aksında bulunan kolonlara ait M-K ilişkileri.	44
3.10:	Çalışma kapsamında dikkate alınan bazı yapıların dış aksında bulunan kolonlara ait M-K ilişkileri.	45
3.11:	Doğrusal ara değerlendirilen yükleme için kullanılan gösterim.	48
3.12:	Sabit ortalama ivme ve doğrusal ivme yöntemi için kullanılan gösterim.	52
3.13:	Dengelenmemiş kuvvetin düzeltilmesi işlemi için kullanılan gösterim.	57
3.14:	S40, sert zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.	65
3.15:	S40, yumuşak zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.	66
3.16:	S45, sert zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.	67
3.17:	S45, yumuşak zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.	68
3.18:	S50, sert zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.	69
3.19:	S50, yumuşak zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.	70
3.20:	S55, sert zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.	71
3.21:	S55, yumuşak zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.	72
3.22:	S60, sert zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.	73

3.23:	S60, yumuşak zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.	74
4.1:	Log-normal değişkene ait olasılık yoğunluk (kesik çizgili) ve birikimli olasılık fonksiyonu (sürekli) gösterimi.	77
4.2:	S50-1.5-Conf3-LRLS yapı modeline ait sert zemin durumu için elde edilen IDA eğrisi.	78
4.3:	Farklı $S_a(g)$ değerleri için IO hasar düzeyine ait ayrıık olarak hesaplanan olasılık değerleri.	78
4.4:	Farklı $S_a(g)$ değerleri için DC hasar düzeyine ait ayrıık olarak hesaplanan olasılık değerleri.	79
4.5:	Farklı $S_a(g)$ değerleri için SL hasar düzeyine ait ayrıık olarak hesaplanan olasılık değerleri.	80
4.6:	Farklı $S_a(g)$ değerleri için CP hasar düzeyine ait ayrıık olarak hesaplanan olasılık değerleri.	81
4.7:	Ayrıık formda elde edilen olasılık dağılımı; a) S50-1.5-Conf3-LRLS, b) S60-1.5-Conf2-HRLS, c) S60-1.5-Conf3-LRLS, d) S45-1.5-Conf2-LRLS.	82
4.8:	Dört farklı hasar durumu için ayrıık formda elde edilen olasılık dağılımı ile sunulan kırılmalık eğrileri; a) S50-1.5-Conf3-LRLS, b) S60-1.5-Conf2-HRLS, c) S60-1.5-Conf3-LRLS, d) S45-1.5-Conf2-LRLS.	84
5.1:	Farklı kolon en kesit boyutlarının, hasarın aşılma olasılığına etkisi; a) LRLS-1.5-Conf3, b) LRLS-1.5-Conf2.	93
5.2:	Farklı çatı türü ve makas açıklığının yapısal hasar üzerindeki etkisi, a) Çatı türü, b) Makas açıklığı.	94
5.3:	Farklı sargı konfigürasyonun dikkate alınan hasar durumu için hasarın aşılma olasılığına etkisi, a) S45-1.5-HRLS, b) S50-1.5-HRLS.	96
5.4:	Farklı boyuna donatı oranlarının yapı hasarı üzerindeki etkisi, a) S50-Conf3-HRLS b) S50-Conf2-HRLS.	97
5.5:	1999 Mw7.6 Kocaeli depreminde ağır hasar alan örnek birinci yapıya ait kırılmalık eğrisi.	99
5.6:	İkinci örnek tek katlı prefabrik betonarme yapıya ait kırılmalık eğrileri, a) Y-doğrultusu(zayıf), b) X-doğrultusu(güçlü).	100
5.7:	Zayıf yapı sınıfı için dört farklı hasar durumu dikkate alınarak elde edilen ortalama kırılmalık eğrileri, a) IO, b) DC, c) SL, d) CP hasar	102

durumu.	
5.8: Tipik yapı sınıfı için dört farklı hasar durumu dikkate alınarak elde edilen ortalama kırılgenlik eğrileri, a) IO, b) DC, c) SL, d) CP hasar durumu.	102
5.9: Süper yapı sınıfı için dört farklı hasar durumu dikkate alınarak elde edilen ortalama kırılgenlik eğrileri, a) IO, b) DC, c) SL, d) CP hasar durumu.	103
5.10: Üç temel sınıflandırmaya ait hasar durumlarının dağılımları.	104
6.1: Deprem risk değerlendirme çalışmasında dikkate alınan yöntemin grafiksel gösterimi.	109
6.2: HP-LQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılgenlik eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.	111
6.3: HP-MQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılgenlik eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.	112
6.4: HP-HQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılgenlik eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.	112
6.5: MP- LQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılgenlik eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.	113
6.6: MP- MQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılgenlik eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.	113
6.7: MP- HQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılgenlik eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.	114
6.8: LP- LQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılgenlik eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.	114
6.9: LP- MQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılgenlik eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.	115
6.10: LP- HQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılgenlik eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.	115
6.11: Yaygın olarak kullanılan CDR değerleri; a) IO, b) DC, c) SL, d) CP hasar seviyeleri.	117
6.12: Risk değerlendirmesinde dikkate alınacak olan dokuz alt yapı sınıfına ait hasar görebilirlik fonksiyonları.	119
6.13: Kaynak geometrileri ve kaynak-saha mesafe örnekleri.	124

6.14:	Gözlemlenen tipik deprem büyüklüklerinin dağılımı, Gözlemler dikkate alınarak, Gutenberg-Richter ve sınırlandırılmış Gutenberg-Richter tekrarlanma yasası için fitlenmesi.	125
6.15:	Dikkate alınan bir azalım ilişkisi modeli için yer hareketi parametresinin belirli bir değerinin farklı mesafelerdeki aşma olasılıklarının gösterimi.	128
6.16:	Deprem risk değerlendirmesi için dikkate alınan Marmara bölgesinde belirlenen yedi lokasyon.	131
6.17:	Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için elde edilen tehlike eğrileri.	132
6.18:	Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için elde edilen tehlike eğrileri.	133
6.19:	Sert zemin durumu için 72 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(0.2$ s) dağılımı.	134
6.20:	Sert zemin durumu için 72 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(1.0$ s) dağılımı.	134
6.21:	Sert zemin durumu için 475 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(0.2$ s) dağılımı.	135
6.22:	Sert zemin durumu için 475 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(1.0$ s) dağılımı.	135
6.23:	Yumuşak zemin durumu için 72 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(0.2$ s) dağılımı.	136
6.24:	Yumuşak zemin durumu için 72 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(1.0$ s) dağılımı.	136
6.25:	Yumuşak zemin durumu için 475 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(0.2$ s) dağılımı.	137
6.26:	Yumuşak zemin durumu için 475 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(1.0$ s) dağılımı.	137
6.27:	Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için Çanakkale lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.	140
6.28:	Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için Çorlu lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.	141
6.29:	Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için Balıkesir lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.	142
6.30:	Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için Beylikdüzü lokasyonunda elde	143

edilen kayıp eğrileri.	
6.31: Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için Bursa lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.	144
6.32: Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için Tuzla lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.	145
6.33: Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için Kocaeli lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.	146
6.34: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için Çanakkale lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.	147
6.35: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için Çorlu lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.	148
6.36: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için Balıkesir lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.	149
6.37: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için Beylikdüzü lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.	150
6.38: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için Bursa lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.	151
6.39: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için Tuzla lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.	152
6.40: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için Kocaeli lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.	153
6.41: İki alt yapı sınıfı için sert zemin durumu dikkate alınarak elde edilen kayıp oranı değerlerinin farklı lokasyonlardaki değişimi.	154
6.42: İki alt yapı sınıfı için yumuşak zemin durumu dikkate alınarak elde edilen kayıp oranı değerlerinin farklı lokasyonlardaki değişimi.	155
6.43: Sert zemin durumu için DD-1 ve DD-2 deprem tehlike düzeyi dikkate alınarak elde edilen kayıp oranı değerleri.	156
6.44: Yumuşak zemin durumu için DD-1 ve DD-2 deprem tehlike düzeyi dikkate alınarak elde edilen kayıp oranı değerleri.	157
6.45: Yumuşak zemin durumu için farklı periyot gruplarında oluşan kayıp oranı değerlerindeki değişim.	158
6.46: Farklı periyot grupları için DD-1 ve DD-2 deprem tehlike düzeylerine ait kayıp oranı değerleri.	159

6.47:	Dikkate alınan farklı yapı kalite durumları için kayıp oranı değerlerindeki değişim.	161
6.48:	Dikkate alınan yapı kalite durumu için iki farklı deprem tehlike düzeyinde elde edilen kayıp oranı değerleri.	162
6.49:	LP-LQ alt yapı sınıfı için zemin etkisinin değerlendirilmesi, a) Yumuşak zemin durumu (sürekli, siyah), b) Sert zemin durumu (kesikli, kırmızı).	163
6.50:	HP-MQ alt yapı sınıfı için zemin etkisinin değerlendirilmesi, a) Yumuşak zemin durumu (sürekli, siyah), b) Sert zemin durumu (kesikli, kırmızı).	164
6.51:	DD-1 ve DD-2 deprem tehlike düzeyi için farklı lokasyonlarda, zemin sınıfının kayıp oranı değeri üzerindeki etkisinin değerlendirilmesi.	166
7.1:	Modellenen havzanın şematik geometrisi ve serbest alandaki referans noktası.	171
7.2:	S40-Conf3-1.5 yapısına ait farklı yüzey noktalarındaki kırılma eğrileri.	174
7.3:	S50-Conf2-1.5 yapısına ait farklı yüzey noktalarındaki kırılma eğrileri.	175
7.4:	Seçilen dört depremin etkisi altındaki S40-Conf3-1.5 yapısı için elde edilen DPM değerleri.	176
7.5:	Seçilen dört depremin etkisi altındaki S50-Conf2-1.5 yapısı için elde edilen DPM değerleri.	177
7.6:	Havza yüzeyinde seçilen dört hareketin etkisi altında S40-Conf3-1.5 yapısı için elde edilen MDR değerlerinin değişimi.	178
7.7:	Havza yüzeyinde seçilen dört hareketin etkisi altında S50-Conf2-1.5 yapısı için elde edilen MDR değerlerinin değişimi.	179

TABLÖLAR DİZİNİ

<u>Tablo No:</u>	<u>Sayfa</u>
3.1: Sınıflandırmada dikkate alınan parametrelerin ortalama ve yüzde değerleri.	37
3.2: Çalışmada dikkate alınacak olan yapı sınıflandırması.	39
3.3: Sert zemin durumu için dikkate alınan deprem yer hareketi seti.	40
3.4: Yumuşak zemin durumu için dikkate alınan deprem yer hareketi seti.	41
3.5: Adım aralığında ivmenin sabit ortalama ve doğrusal değişmesi yöntemleri.	53
3.6: $DI_{P\&A}$ değeri ile fiziksel olarak gözlemlenen hasar arasındaki ilişki.	61
3.7: Yapısal hasarın fiziksel gözlemine dayalı olarak belirlenen farklı hasar durumlarına ait $DI_{P\&A}$ limit değerleri.	61
3.8: Farklı hasar seviyeleri için tanımlanan drift oranı ve DI değerleri.	62
3.9: Farklı hasar durumlarına ait $DI_{P\&A}$ limit değerleri.	62
3.10: Çalışma kapsamında dikkate alınan farklı hasar durumlarına ait DI limit değerleri.	63
5.1: S40 kolon boyutu ve sert zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.	85
5.2: S40 kolon boyutu ve yumuşak zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.	86
5.3: S45 kolon boyutu ve sert zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.	86
5.4: S45 kolon boyutu ve yumuşak zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.	87
5.5: S50 kolon boyutu ve sert zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.	88
5.6: S50 kolon boyutu ve yumuşak zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.	89
5.7: S55 kolon boyutu ve sert zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.	89
5.8: S55 kolon boyutu ve yumuşak zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.	90

5.9:	S60 kolon boyutu ve sert zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.	91
5.10:	S60 kolon boyutu ve yumuşak zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.	92
5.11:	Üç temel sınıfa ait dört farklı hasar durumu için $S_a(g)$ 'nin fonksiyonu olan kırılma eğri parametre değerleri.	104
6.1:	Alt sınıflandırmaya ait log-normal dağılımın iki parametresi olan medyan ve standart sapma değerleri.	110
6.2:	Çalışmada dikkate alınan dört farklı CDR faktörleri.	118
7.1:	Çalışmada dikkate alınan zemin tabakasının geoteknik özellikleri.	171
7.2:	Yerel zemin etkisinin değerlendirilmesinde dikkate alınan deprem yer hareketi seti.	172

1. GİRİŞ

Türkiye yüzölçümünün büyük çoğunluğu aktif sismik bölgede yer almaktadır. Yakın zamanda meydana gelen birçok yıkıcı depremden sonra çok sayıda can kayıpları ve büyük sosyoekonomik kayıplar yaşanmıştır. Bölgenin sahip olduğu deprem tehlike potansiyeli ön görülebiliyorken, yaşanan bu büyük kayıpların başlıca sebebi, tasarım ve inşaa aşamalarında arzu edilen mühendislik hizmetini görmemiş, yetersiz deprem performansına sahip yapı envanter stokundan kaynaklandığı ifade edilebilir. Bu noktada yaşanan büyük kayıplar, araştırmacıların dikkatlerini hasar görebilirlik, tehlike ve risk konularına çekmiştir. Sözü edilen üç temel konu deprem mühendisliğinin çalışma alanları olup her ne kadar farklı uzmanlıklar gerektirse de esasen iç içe geçmiş konulardır. Burada belirtilmelidir ki hasar görebilirlik ve tehlike çalışmalarının temel amacı, dikkate alınan bir bölge, şehir, yapı sınıfı veya yapı için risk değerlendirmesine imkân sağlayacak çıktıların elde edilmesidir. Son 20 yılda hasar görebilirlik çalışmalarının çok yoğun şekilde çalışıldığı ve artarak devam ettiği bilinmektedir.

Herhangi bir bölgedeki yapı veya yapı sınıfının, hasar görebilirliğinin değerlendirilmesinde; hasar olasılık matrisleri (DPM), kırılma eğrileri, hasar görebilirlik eğrileri ve kayıp eğrileri sıklıkla kullanılmaktadır. Kırılma eğrileri dikkate alınan yapının, herhangi bir hasar durumunun, belli bir deprem şiddet değeri için yapı oluşan hasarın aşılma olasılığını ifade eden son derece kullanışlı eğrilerdir. Genel anlamda kırılma eğrilerinin elde edilmesi beş temel adımda özetlenebilir. Dikkate alınacak olan yapı türünün belirlenmesi, deprem yer hareketi parametresinin tayin edilmesi, hasar düzeylerinin tanımı, söz konusu eğrinin elde edilmesinde dikkate alınacak olan yöntemin belirlenmesi ve son olarak elde edilen sonuçların istatistiksel değerlendirilmesi şeklinde açıklanabilir. Kırılma eğrilerinin elde edilmesi aşamasında sırasıyla ampirik, analitik ve hibrit yöntemlerinin yaygın olarak kullanıldığı ifade edilebilir.

Sismik hasar görebilirlik değerlendirmesinin yapılmasında kullanılan yöntemlerden ilki olan ampirik kırılma eğri fonksiyonları; ilk olarak 1970'lerin başlarında makro-sismik şiddetin bir fonksiyonu olarak geliştirilmiştir. Kırılma eğrilerinin ampirik olarak elde edilmesi işleminde, deprem sonrası yapılan saha araştırmaları sonucu gözlemlenen hasarların değerlendirilmesi yaygın olarak

kullanılmaktadır. Ayrıca, saha verisi olmadan, uzman görüş ve kararları ile de ampirik kırılgenlik eğrileri elde edilebilmektedir.

Günümüzde kırılgenlik eğrilerinin elde edilmesinde, hesaplama açısından son derece yoğun ve zaman alıcı olan analitik yöntem yaygın olarak kullanılmaktadır. Dikkate alınan yapı türü için analitik yöntem ile elde edilecek olan kırılgenlik eğrileri her ülkeye, yapı özelliğinin değıştiğı her bölgeye göre ayrı ayrı elde edilmelidir. Analitik yöntem ile hasar görebilirliğin değeriendirilmesinde, doğrusal olmayan statik analiz (itme analizi), doğrusal olmayan dinamik analiz veya yer değıştirme esaslı değeriendirme yaygın olarak kullanılmaktadır. Yapıya ait yapısal ve geometrik özellikler dikkate alınarak ait olduğı yapı sınıfı içinde, inşa yılı, yönetmelik ve standartlar dikkate alınarak alt sınıfa indirgenmesi sonucu, her alt sınıfa ait kırılgenlik eğrileri analitik yöntem ile elde edilebilmektedir.

Deprem sonrası yapılarda meydana gelen hasar bilgilerinin yetersiz olduğı bazı durumlarda, ampirik yöntem kullanılarak elde edilecek olan hasar görebilirlik ilişkilerinin yanıltıcı olabileceğı ifade edilmektedir. Bu noktada hibrit yöntem tercih edilmektedir. Ampirik ve analitik yöntemlerin beraber kullanılması sonucu kırılgenlik eğrilerinin elde edilmesinden dolayı hibrit ismini alan bu yöntem oldukça dikkat ve özen isteyen bir yöntemdir.

Deprem hasar görebilirlik değeriendirmelerinde yaygın olarak çalışılan diğeri bir konu ise hasar görebilirlik eğrileridir. Kırılgenlik eğrileri ve merkezi hasar oranları (CDR) dikkate alınarak elde edilen bu eğriler, belli bir deprem şiddet değeri için dikkate alınan yapıda, hasar oranının oluşma olasılığını ifade eder. Kırılgenlik eğrilerinde olduğı gibi uygulamada yapılacak hızlı deprem ön risk değeriendirmesi için son derece kullanışlı ve pratik eğrilerdir. Kırılgenlik ve hasar görebilirlik eğrileri aracılığı ile yapılacak olan deprem risk değeriendirmelerinde, söz konusu yapıya ait deprem talep değeri, dikkate alınan deprem tehlike düzeyi için hesaplanması gerekmektedir. Dolayısıyla bahsi geçen iki eğrinin kullanılmasında, mühendislik bilgi ve birikiminin gerekliliğı açıkça görölmektedir. Bu noktadan hareketle, deprem mühendisliğinde uzman olmayan kişilerin dahi kolaylıkla kullanabileceğı, daha hızlı deprem risk değeriendirmelerin yapılmasına imkân sağlayacak kayıp eğrileri çalışmaları yapılmaktadır. Kayıp eğrileri, hasar görebilirlik eğrileri ve farklı deprem tehlike düzeyleri dikkate alınarak hesaplanan kayıp oranı değeriilerine dayalı olarak elde edilmektedir. Hedef yapı için elde edilen kayıp eğrileri, dikkate alınan herhangi

bir deprem tehlike düzeyi için söz konusu yapıda oluşacak kayıp oranı değerini ifade eder.

Süreç içinde edinilen kazanımlar sonucu, günümüzde deprem felaketleri gerçekleşmeden önce risk çalışmaları yapılarak deprem öncesi ve sonrası eylem planları geliştirilmektedir. Şu ana kadar açıklanan eğrilerin, bir bölgede bulunan yapı sınıfları için var olması, bölgesel deprem risk değerlendirmesine imkân tanımakla beraber, asıl hedefin bu olduğu belirtilmelidir. Bununla beraber kayıp eğrilerinin sigortacılık faaliyetlerinde kullanılması, hızlı ve rasyonel değerlendirmelere imkân sağlayacaktır.

Ülkemizin farklı bölgelerinde, farklı yapısal ve geometrik özelliklere sahip birçok parametre dikkate alınarak, betonarme konut türü yapılar için çok sayıda hasar görebilirlik çalışmaları yapılmıştır. Buna karşılık, tek katlı prefabrik betonarme sanayi türü yapılar için çok daha az sayıda çalışma bulunmaktadır. Tek katlı prefabrik betonarme yapılar, ülkemizde ve özellikle Marmara bölgesinde bulunan organize sanayi bölgelerinde (OSB) yaygın olarak tercih edilmektedir. Geçmiş depremlerden sonra yapılan saha araştırmalarından elde edilen sonuçlar dikkate alındığında, bu yapı sınıfının yüksek hasar görebilirlik potansiyeline sahip olduğu ifade edilmektedir. Bu noktadan hareketle, meydana gelebilecek olası yıkıcı bir depremden sonra oluşacak maddi kayıpların detaylı olarak değerlendirilmesi gerekmektedir. Dolayısıyla söz konusu yapı sınıfı için yukarı açıklanan yöntemlerden herhangi birisi için yapılacak güncel, kapsamlı hasar görebilirlik ve risk çalışmalarının son derece önemli olduğu düşünülmektedir. Bununla beraber, söz konusu yapıların inşa edildiği bölgeler dikkate alındığında, yerel zemin etkilerinin, yapısal hasar üzerindeki etkisi de araştırılması gereken önemli konulardandır. Dolayısıyla hasar görebilirlik değerlendirmeleri için dikkate alınacak olan eğrilerde, yerel zemin etkilerinin de göz önünde tutulması için yapılacak örnek çalışma ve araştırmaların da son derece kritik öneme haiz olduğu düşünülmektedir.

Deprem sonrası kayıpların en aza indirilmesi amacıyla hasar görebilirlik ve risk çalışmalarının kapsamı genişletilerek, dikkate alınan herhangi bir OSB için mevcut yapı stokunun deprem risk değerlendirmesi yapılarak, örnek afet eylem planları geliştirilmelidir. Söz konusu deprem risk çıktıları dikkate alınarak akıllı sanayi bölgeleri oluşturulmalıdır. Akabinde üniversite ve OSB'ler arasında yapılacak iş birliği protokolleri kapsamında, pilot bölge referans alınarak söz konusu deprem risk çalışmalarının ülke genelinde bulunan OSB'lerde yayılması teşvik edilmelidir.

1.1. Tezin Amacı

Öncelikle, ülkemizdeki OSB’lerde yaygın olarak kullanılan, tek katlı prefabrik betonarme endüstri türü yapıların hasar görebilirliğinin, birçok yapısal ve geometrik parametre dikkate alınarak değerlendirilmesidir. Bu amaçla, sahadan elde edilen yapı envanteri dikkate alınarak sunulan sınıflandırma için söz konusu değerlendirme analitik yöntem ile elde edilecek olan kırılğanlık eğrileri aracılığı ile yapılmasıdır. Sismik açıdan son derece yüksek deprem tehlike potansiyeline sahip, OSB sayısı ve sanayi faaliyetleri dikkate alındığında Türkiye’nin en yoğun bölgesi olan Marmara bölgesi için deprem risk değerlendirmesi hedeflenmiştir. Bu amaçla, Marmara bölgesinin sismik tehlike analizi (SHA) için olasılıksal yöntem kullanılmış olup, kaynak model ve yer hareketi modellerindeki belirsizlikler dikkate alınarak OpenQuake yazılımı aracılığı ile gerçekleştirilmiştir. Zemin bağımlı ve zemin bağımsız olasılıksal sismik tehlike analizlerine bağlı olarak, iki farklı zemin durumu için kayıp eğrilerinin elde edilebilmesinin ön şartının gerçekleştirilmesi hedeflenmiştir.

Yapılacak olan deprem risk değerlendirmesinde elde edilecek çıktıların uygulamada kullanışlı olması ve değerlendirmelerin rasyonel şekilde yapılabilmesi amacıyla tek katlı prefabrik betonarme endüstri türü yapı sınıfı için dokuz alt yapı sınıfı tanımlamasına gidilmiştir. Dört farklı CDR dikkate alınarak, dokuz alt yapı sınıfı için elde edilen hasar görebilirlik eğrileri ve söz konusu eğrilerin ortalamalarının deprem risk değerlendirmesinde dikkate alınması, çalışmanın diğer hedeflerindendir.

Dikkate alınan dokuz alt yapı sınıfı için yapılacak risk değerlendirmesinde, Marmara bölgesinde sanayi faaliyetlerinin de yoğun olduğu yedi farklı lokasyonda kayıp eğrilerinin, iki farklı zemin durumu için elde edilmesi hedeflenmiştir.

Havza kenar etkisinde, yer hareketinin frekans içeriğinin vadi yüzeyi boyunca değişime uğraması, yapıda oluşan maksimum hasar ile maksimum spektral büyütme faktör (MSAF) eğrilerindeki büyütme faktörlerinin aynı periyotlarda oluşmamasından dolayı, 2B dinamik davranışın söz konusu eğriler ile değerlendirilmesinde bazı noksanlıkların oluşabileceği düşünülmektedir. Bu noktada, daha düşük MSAF değerlerinde, çok daha yüksek yapısal hasarların oluşabilmesi söz konusudur. Bu noktadan hareketle, tez kapsamında dikkate alınan son çalışma olarak farklı hasar

parametreleri dikkate alınarak, havza kenar etkisi, doğrudan yapısal hasar ile ilişkilendirilmesi hedeflenmiştir.

1.2. Tezin Katkısı

Çalışma kapsamında dikkate alınan tek katlı prefabrik betonarme endüstri türü yapılara ait deprem risk değerlendirmesi için uygulamada kullanılmak üzere kapsamlı bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla, Türkiye'nin farklı bölgelerinde bulunan 273 adet mevcut yapıya ait detaylı yapı bilgisi elde edilmiştir. Mevcut yapı stoku göz önüne alınarak sunulan sınıflandırma için farklı zemin durumları da dikkate alınarak 200,000 üzerinde doğrusal olmayan dinamik analiz gerçekleştirilmiştir. Analizlerde artımsal dinamik analiz (IDA) yöntemi kullanılmış olup, yapısal hasarın değerlendirilmesi noktasında Park ve Ang hasar indeks parametresi dikkate alınmıştır. Gerçekleştirilen analizler sonucunda her yapı modeli için hasar indeks (DI)- spektral ivme ($S_a(g)$) dağılımları için IDA eğrileri elde edilmiştir. Çalışma kapsamında dikkate alınan yapı türü için sunulan kırılma eğrileri, $S_a(g)$ 'nin bir fonksiyonu olarak elde edilmiştir. Devamında kırılma eğrileri dikkate alınarak hasar görebilirlik eğrileri elde edilmiştir. Bu eğriler ve Marmara bölgesi için gerçekleştirilen olasılıksal deprem tehlike analiz sonuçlarına bağlı olarak kayıp eğrileri elde edilmiştir. Mevcut yapılara ait hızlı deprem risk değerlendirmesi için uygulamada pratik şekilde kullanılmak üzere 200 adet kırılma eğrisi, 45 adet hasar görebilirlik eğrisi ve son olarak 630 adet kayıp eğrisi elde edilmiştir.

Son olarak, havza kenar etkisinin doğrudan yapısal hasar ile ilişkilendirilmesi amacıyla referans bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Ayrıca yapıda oluşan hasarın değerlendirilmesinde, farklı hasar parametreleri dikkate alınarak kapsamlı bir değerlendirme yapılmıştır. Söz konusu örnek çalışma, yerel zemin etkilerinin doğrudan yapısal hasar ile ilişkilendirilmesi noktasında gerçekleştirilecek olan araştırmalara referans olacağı düşünülmektedir.

1.3. Tezin İçeriği

Bu çalışmada tek katlı prefabrik betonarme sanayi tr yapılar için hızlı risk değerlendirmesine imkân sağlayacak kırılganlık, hasar görebilirlik ve kayıp eğri çalışmaları sunulmuştur. Söz konusu çalışma sekiz ana başlık altında düzenlenmiştir.

Çalışmanın ikinci bölümünde, literatürde sunulan hasar görebilirlik çalışmalarına değinilmiş devamında tek katlı prefabrik betonarme yapı türü için yapılmış olan çalışmaların detayları açıklanmıştır. nc bölümde, sırasıyla kırılganlık eğrilerinin analitik yöntem ile elde edilmesi detayları, deprem yer hareketi kayıtlarının seçimi, yapı envanterine ait yapısal ve geometrik parametrelerin dağılımı, dinamik analizlerde kullanılan sayısal çözümlleme hesap yöntemlerine genel bakış, deprem talep parametresinin tanımlanması, hasar dağılımının belirlenmesinde dikkate alınan yapı modellemesi ve son olarak doğrusal olmayan dinamik analizler sonucu elde edilen IDA eğrilerine yer verilmiştir.

Dördüncü bölümde ise doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda elde edilen hasar parametresine ait dağılımın olasılıksal değerlendirmesi için normal ve log-normal dağılım fonksiyonlarının detayları açıklanmış ve kırılganlık eğri parametrelerine değinilmiştir.

Çalışmanın beşinci bölümünde, öncelikle tüm yapı modelleri için farklı zemin durumları da dikkate alınarak elde edilen, kırılganlık eğrilerine ait medyan ve standart sapma değerleri tablolar halinde sunulmuştur. Devamında yapısal ve geometrik parametrelerin kırılganlık eğrilerinde dikkate alınan herhangi bir hasar durumu için aşılma olasılıklarına olan etkisi, her parametre için ayrı ayrı değerlendirilmiştir. Akabinde yıkıcı depremlerden sonra söz konusu yapılarda oluşan hasar ile sunulan kırılganlık eğrileri için elde edilen sonuçlar değerlendirilerek sunulan eğrilerin doğruluğu teyit edilmiştir. Ayrıca bu bölümde, literatürde ülkemizde bulunan söz konusu yapı türü için referans olması noktasında üç temel alt yapı sınıfı dikkate alınarak ortalama kırılganlık eğrileri sunulmuştur.

Altıncı bölümde, tek katlı prefabrik betonarme endüstri türü yapılara ait deprem risk değerlendirmesi için dikkate alınan yöntem açıklanmıştır. Sonrasında, SHA için yaygın olarak dikkate alınan yöntemlerin detayları açıklanmış ve Marmara bölgesi için elde edilen olasılıksal SHA sonuçlarına yer verilmiştir. Aynı bölümde,

Çalışma kapsamında dikkate alınan CDR faktörleri ve Marmara bölgesinde bulunan yedi farklı noktada, iki farklı zemin durumu için dokuz alt yapı sınıfına ait kayıp eğrileri sunulmuştur.

Çalışmanın yedinci bölümünde ise farklı hasar parametreleri dikkate alınarak, havza kenar etkisi, doğrudan yapısal hasar ile ilişkilendirilmiştir. Havza kenar etkisi, dikkate alınan referans noktasından vadi ortasına doğru belirlenen farklı noktalarda, söz konusu yapıda sebep olacağı hasar değişiminin değerlendirilmesine dayanan çalışmaya yer verilmiştir.

Son olarak sekizinci blmde, çalışma kapsamında elde edilen tüm sonuçların detaylı olarak değerlendirilmesi yapılmıştır.



2. LİTERATÜRDE KONU İLE İLGİLİ YAPILAN ÇALIŞMALAR VE MEVCUT HASAR GÖREBİLİRLİK İLİŞKİLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Tarih boyunca, dünyanın farklı ülkelerinde meydana gelen depremler, çok sayıda can ve sosyoekonomik kayıplara sebep olmuştur. Oluşan bu kayıpların önceden tahmin edilebilmesi düşüncesi araştırmacıları deprem risk çalışmalarına yönlendirmiştir. Gerçekçi deprem risk değerlendirmelerinin yapılabilmesi, hesaplanan SHA'ya bağlı olarak, dikkate alınan bölgedeki mevcut yapı stokunun rasyonel şekilde değerlendirilmesinden geçmektedir. Sismik risk değerlendirmesi ve kayıp tahmini, depremin sebep olacağı kayıpların en aza indirilmesinde etkin rol oynamaktadır. Deprem tehlikesinin yüksek olduğu kritik şehir veya bölgelerde yapılacak olan risk değerlendirmesi ve kayıp tahmini çalışmaları; bütçe planlaması, felaketlere karşı toplumsal farkındalık, afet sonrası öncelikli müdahale edilmesi gereken ilk yardım noktaları ve ilk yardım yönetim planlamasının yapılabilmesi gibi benzeri eylemlerin başarıyla sonuçlanması noktasında önem arz etmektedir.

Türkiye, sismik açıdan oldukça aktif bir bölgede yer almaktadır. Geçmiş depremlerde meydana gelen kayıplar, gelecekte meydana gelebilecek olası afetlere karşı ne denli risk altında olduğumuzun ispatı niteliğindedir. 17 Ağustos 1999 Mw7.6 Kocaeli depremi sonucu hasar alan toplam bina sayısının yaklaşık 250.000 dolaylarında olduğu belirtilmektedir [Holzer, 2000]. İstanbul'da, söz konusu bu depremin merkez üssüne uzaklığı 85 km olmasına rağmen, toplamda 3.073 konut ağır, 13.339 konut orta, 12.455 konut ise hafif hasara uğramıştır. Ayrıca bu felaket sonucunda 454 kişi ölmüş ve 1.880 kişi yaralanmıştır [Özmen, 2000]. Fiziki ve sosyoekonomik toplam kaybın 16-20 milyar dolar aralığında olduğu belirtilmektedir [Erdik, 2001].

Depremin yaratacağı zararların en aza indirilmesi amacı ile her geçen gün sismik risk değerlendirmesi ve kayıp tahmini çalışmalarının artarak devam ettiği görülmektedir. Risk değerlendirme faaliyeti çok çeşitli olup birçok farklı yöntem ile gerçekleştirilebilmektedir. Genel bir risk tanımı yapılacak olursa; deprem tehlikesi, bu tehlikeye maruz kalacak yapı stoku ve bu yapı stokunun hasar görebilirliği şeklinde üç ana öğeden oluştuğu ifade edilebilir. Depremsellik, depremlerin alansal ve zamana bağlı olarak dağılımı şeklinde açıklanabilir. Türkiye'nin sismik açıdan

oldukça aktif bir bölgede yer aldığı daha önceden de belirtilmiştir. Genel durumda Türkiye, güneyde Arap Levhası, kuzeyde Avrasya Levhası ve Anadolu Levhasının etkisi ile batıya doğru (her yıl yaklaşık olarak 2,5 cm) hareketi söz konusudur. Ayrıca Kuzey Anadolu Fay Hattı, Doğu Anadolu Fay Hattı ve Batı Anadolu graben bölgesi bölgede bulunan başlıca aktif sismik kaynaklardır. SHA, risk değerlendirmesinin ön şartı olup, belirli bir sahadaki yer sarsıntı tehlikesinin nicel olarak hesaplanmasıdır. Senaryo bazlı veya depremin doğasında olan birtakım belirsizliklerin dikkate alındığı olasılıksal yöntem ile değerlendirilebilmektedir.

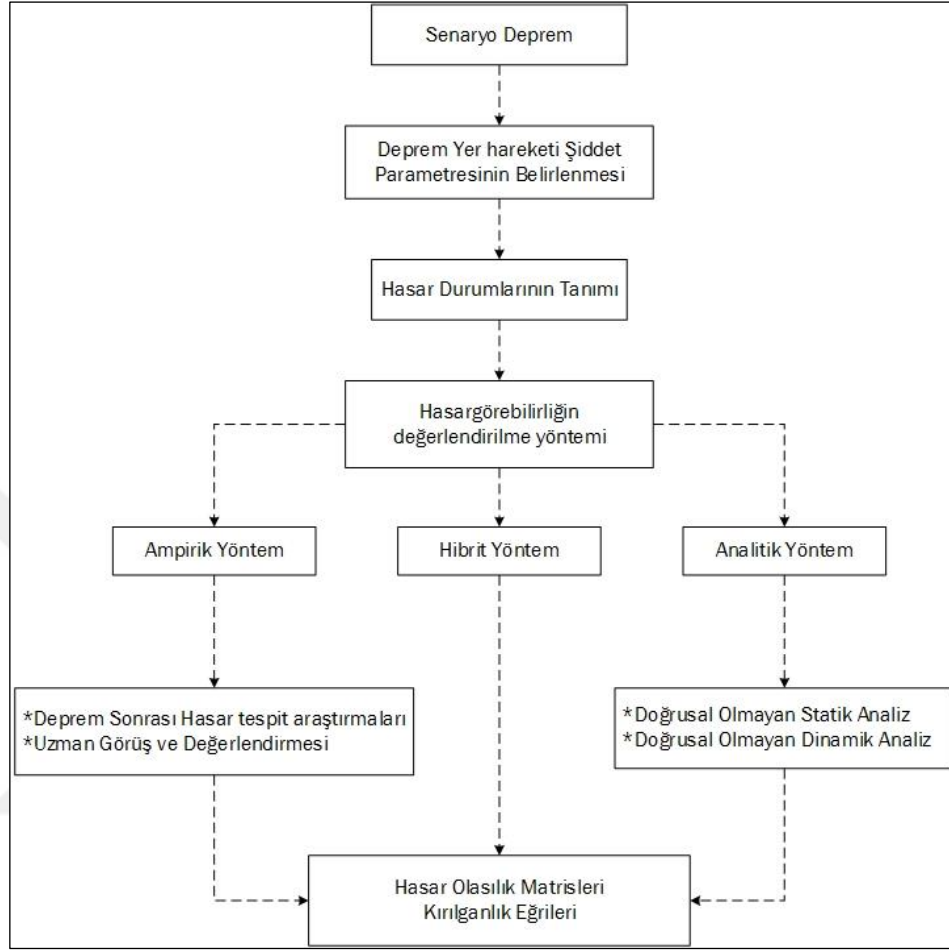
Sismik hasar görebilirliğin temel amacı, yukarıda belirtilen yöntemlerden herhangi birisi sonucunda hesaplanmış olan bir deprem tehlikesi için dikkate alınan herhangi bir hasar düzeyi için farklı türdeki yapı veya yapı gruplarında meydana gelebilecek hasar oranı (DR) dağılımının olasılıksal olarak belirlenmesine yardımcı olacak çıktıların elde edilmesidir. Kırılgenlik ve hasar görebilirlik eğrileri deprem risk değerlendirilmesinde yaygın olarak kullanılan araçların başında gelmektedir.

2.1. Kırılgenlik Eğrilerine Genel Bakış

Hasar görebilirliğin değerlendirilmesi hakkında yapılan çalışmalar incelendiğinde kırılgenlik eğrilerinin sıklıkla tercih edildiği görülmektedir. Dikkate alınan olasılıksal değerlendirmeye bağlı olarak elde edilen kırılgenlik eğrileri, belli bir deprem yer hareketi şiddet değeri için elde edilen hasarın, dikkate alınan herhangi bir hasar düzeyine erişmesi veya aşılma olasılığını ifade etmektedir. Bu bölümde kırılgenlik eğrileri hakkında yapılan çalışmalara değinilecek olup sonraki bölümlerde detaylı değerlendirmelerde bulunulacaktır.

Kırılgenlik eğrilerinin elde edilmesinde dikkate alınan temel adımların bulunduğu akış şeması Şekil 2.1’de ifade edilmiştir [Calvi et al., 2006]. Genel anlamda kırılgenlik eğrilerinin elde edilmesi beş temel adımda özetlenebilir. Dikkate alınacak olan yapı türünün belirlenmesi, deprem yer hareketi parametresinin tayin edilmesi, hasar görebilirlik fonksiyonuna bağlı olarak hasar düzeylerinin tanımı, analiz yönteminin belirlenmesi ve son olarak elde edilen sonuçların istatistiksel değerlendirilmesi şeklinde açıklanabilir. Genel anlamda söz konusu adımlar veya bazıları dikkate alınarak, yapılarda meydana gelen hasar görebilirlik seviyelerinin

değerlendirilmesinde üç temel yaklaşım, ampirik, analitik ve hibrit yöntem yaygın olarak kullanılmaktadır.



Şekil 2.1: Kırılma eğrilerinin elde edilmesinin temel adımları.

Bu yöntemlerden hangisinin tercih edileceği ise deprem sonrası yapı hasar bilgileri veya dikkate alınan yapıya ait malzeme ve geometrik özelliklerine ait verilerin yeterliliğine bağlı olarak belirlenmektedir.

2.1.1. Ampirik Yöntem

Sismik hasar görebilirlik değerlendirmesinin yapılmasında kullanılan yöntemlerden ilki olan ampirik hasar görebilirlik ilişkileri; ilk olarak 1970'lerin başlarında makro-sismik şiddetin bir fonksiyonu olarak geliştirilmiştir. Şekil 2.1'de de açıklandığı üzere ampirik hasar görebilirlik ilişkisi; deprem sonrası hasar tespit

araştırmaları, uzman görüş ve düşünceleri temel alınarak iki farklı şekilde ifade edilebilmektedir [Calvi et al., 2006].

- Bunlardan ilki DPM olup; belirli bir deprem şiddet değerine bağlı olarak, yapıda meydana gelen hasarın, tanımlanmış herhangi bir hasar seviyesine ulaşması veya aşılması durumlarının, olasılıksal olarak ayırık formda ifade edilmesidir. Matematiksel olarak ifade edilirse; yer hareketi şiddeti i dan dolayı oluşan hasar seviyesi j $P[D=j|i]$.
- İkincisi ise kırılma eğrileri olup; deprem sonrası yapıda meydana gelen hasarın, dikkate alınan herhangi bir hasar seviyesine ulaşılması veya aşılmasının, herhangi bir deprem şiddet parametresinin sürekli fonksiyonu olarak ifade edilmesidir.

Ampirik hasar görebilirlik fonksiyonlarının çoğunluğu, geçmiş depremlerden sonra meydana gelen hasar verilerine bağlı olarak yapılan değerlendirme, DPM veya kırılma eğrisi ile ifade edilmektedir. Literatürdeki çalışmalar dikkate alındığında, ilk hasar görebilirlik değerlendirme yöntemi Whitman vd. tarafından 1973 yılında geliştirilmiştir.

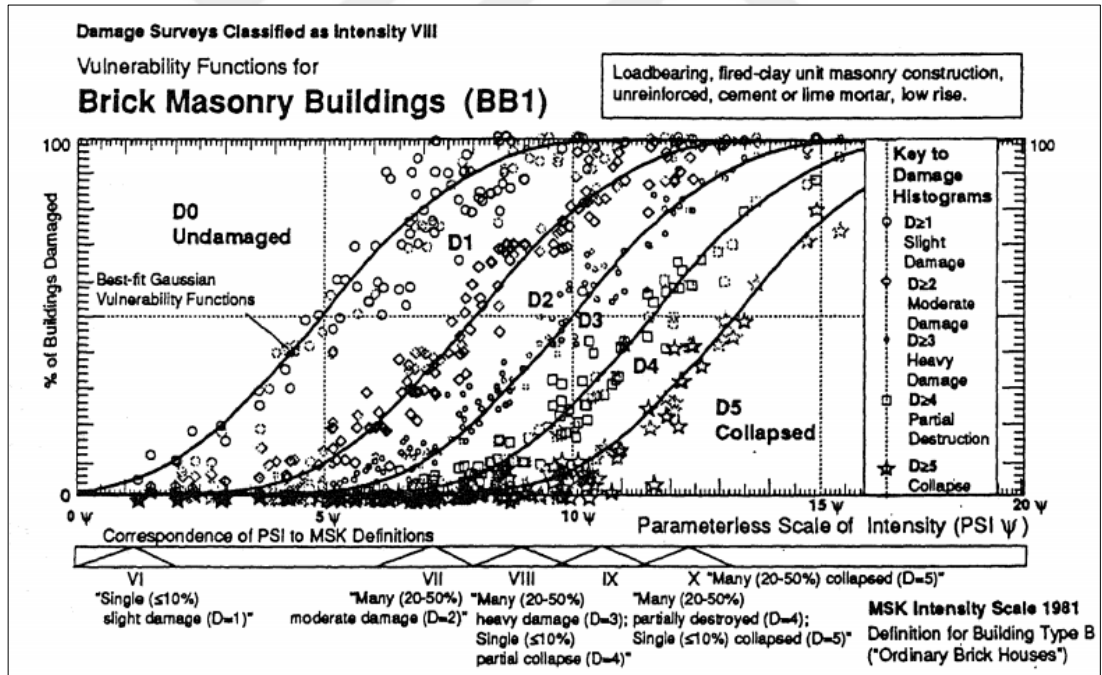
Damage State	Structural Damage	Non-structural Damage	Damage Ratio (%)	Intensity of Earthquake				
				V	VI	VII	VIII	IX
0	None	None	0-0.05	10.4	-	-	-	-
1	None	Minor	0.05-0.3	16.4	0.5	-	-	-
2	None	Localised	0.3-1.25	40.0	22.5	-	-	-
3	Not noticeable	Widespread	1.25-3.5	20.0	30.0	2.7	-	-
4	Minor	Substantial	3.5-4.5	13.2	47.1	92.3	58.8	14.7
5	Substantial	Extensive	7.5-20	-	0.2	5.0	41.2	83.0
6	Major	Nearly total	20-65	-	-	-	-	2.3
7	Building condemned		100	-	-	-	-	-
8	Collapse		100	-	-	-	-	-

Şekil 2.2: Whitman vd. tarafından DPM için sunulan format.

Bu çalışmada, farklı deprem şiddetlerine maruz kalmış, çeşitli yapı türlerinde meydana gelen hasarlar, yapılan saha çalışmaları ile elde edilmiş ve DPM aracılığı ile yapıların hasar görebilirliği değerlendirilmiştir [Whitman et al., 1973]. Söz konusu çalışmada, 1971 San Fernando depremi sonrası hasar alan 5 katlı veya daha yüksek yapıların; %40'ı yapı kodlarının özellikle depreme dayanıklı tasarımın gerek

duyulmadığı dönem olan 1933 öncesi, yaklaşık olarak %56'sının da 1947 sonrası yani daha modern kodlar dikkate alınarak inşa edildiği ifade edilmektedir. Yaklaşık olarak 1600 yapının dikkate alındığı çalışmanın sonuçları, 9 farklı hasar düzeyi için DPM formunda elde edilmiştir Şekil 2.2.

Deprem sonrası hasar alan yapıların, sürekli fonksiyon olan kırılabilirlik eğrileri ile istatistiksel değerlendirilmesine imkân tanıyan çalışma Spence vd. tarafından 1992 yılında gerçekleştirilmiştir. Yapılan bu çalışmada, sürekli olmayan Makro-sismik şiddetin yerine önerilen “Şiddetin parametresiz ölçeğinin” kullanılması durumunda (PSI- Parameterless Scale of Intensity), sahada deprem sonrası gözlemlenen yapı hasarlarının MSK (Medvedev – Sponheuer – Karnik) şiddet ölçeğine göre değerlendirilmesi ile sürekli olan kırılabilirlik eğrilerinin türetilebileceği ifade edilmiştir. Önerilen bu yöntem (PSI) kullanılarak, 13 farklı depreme maruz kalmış 70,000 yapı üzerinde yapılan çalışmalar neticesinde, tipik yapı türlerine ait kırılabilirlik eğrileri türetilmiştir.



Şekil 2.3: PSI yöntemi kullanılarak yığma yapılar için elde edilen hasar görülebilirlik eğrileri.

Bu çalışmada betonarme olmayan yığma yapıların deprem sonrası hasar dağılımları, D1'den D5 e kadar tanımlanan farklı hasar seviyeleri için hasar görülebilirlik fonksiyonları sunulmuştur Şekil 2.3 [Spence et al., 1992].

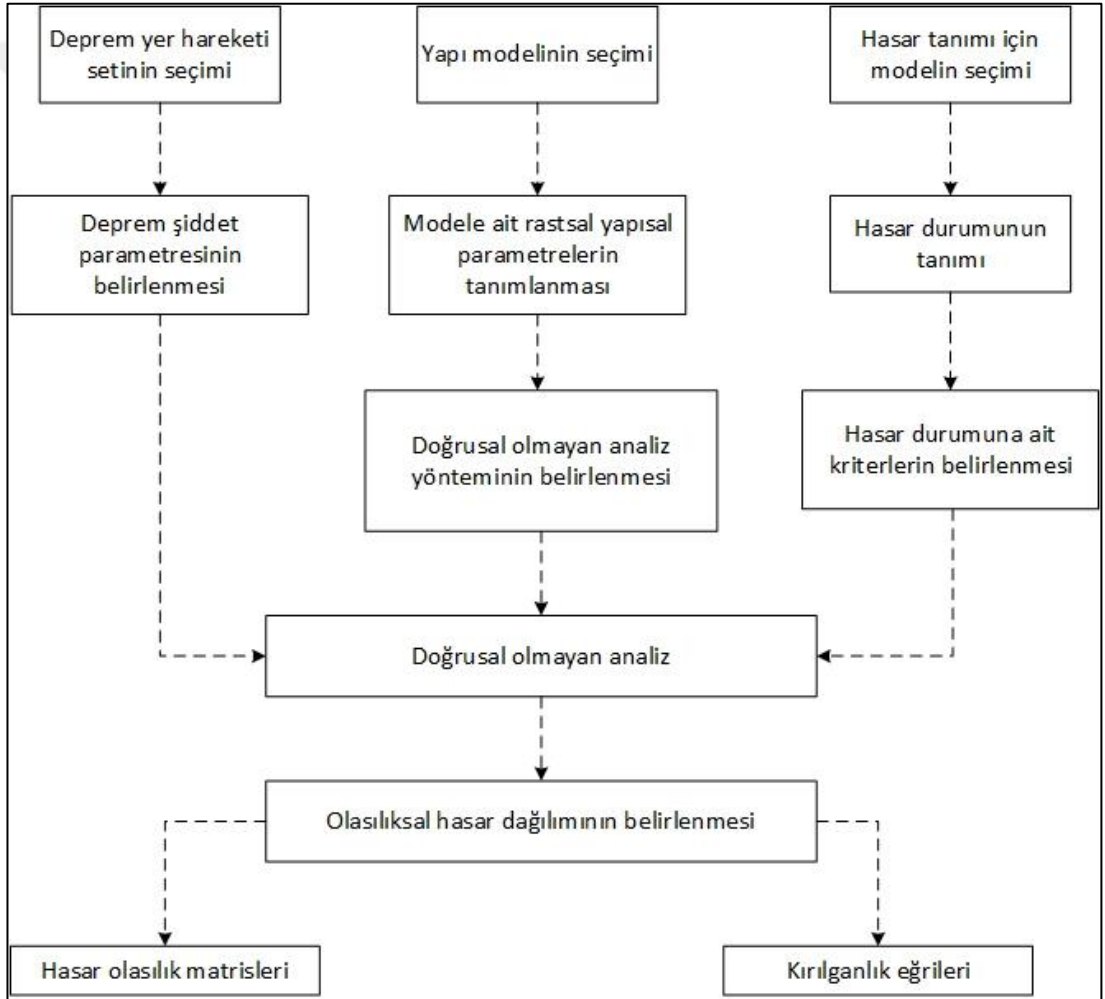
Sabetta vd. tarafından İtalya’da meydana gelen yıkıcı depremler sonucunda yaklaşık olarak 50,000 yapıda meydana gelen hasar durumlarını, kırılabilirlik eğrileri elde etmek için değerlendirmişlerdir. İncelenen yapı stoku üç sınıfa ayrılmış ve MSK makro-sismik şiddet ölçeği dikkate alınarak altı farklı hasar düzeyi tanımlanmıştır. Düşeyde ortalama DI dikkate alınmış olup her yapı sınıfı için tüm hasar düzeylerine ait ortalama ağırlıklı frekans değerleri hesaplanmıştır. Binomial dağılıma sahip kırılabilirlik eğrileri, PGA, arias şiddet değeri ve etkin en büyük ivme değerlerinin bir fonksiyonu olarak elde edilmiştir [Sabetta et al., 1998].

Detaylı açıklanan çalışmalara ek olarak dünyanın çeşitli bölgeleri ve ülkemizde bulunan yerel yapı sınıfları için sunulmuş benzer kırılabilirlik eğrileri mevcuttur [Giovinazzi and Lagomarsino, 2004], [Lagomarsino and Giovinazzi, 2006], [Omidvar et al., 2012], [Yakut et al., 2006]. Makro-sismik şiddet ve PGA parametrelerinden farklı olarak, elastik titreşimlerin hâkim frekansı ile ilişkili olan $S_a(g)$ ve spektral yer değiştiriminin (S_d) fonksiyonu olan normal veya log-normal dağılıma sahip alternatif kırılabilirlik eğrilerinin de çalışıldığı ifade edilmelidir [Rossetto and Elnashai, 2003], [Scawthorn et al., 1981], [Shinozuka et al., 1997].

Ampirik hasar görebilirliğin değerlendirilmesinde, deprem sonrası yapılan saha araştırmaları sonucu gözlemlenen hasar çalışmalarının çoğunluğu teşkil ettiği daha önceden ifade edilmiştir. Ayrıca saha verisi olmadan, uzman görüş ve kararları ile de ampirik kırılabilirlik eğrileri ve DPM’lerin elde edilebileceği Şekil 2.1’de ifade edilmiştir. Uzman görüş ve değerlendirmesi dikkate alınarak DPM çalışmaları ilk olarak Applied Technology Council’de (ATC-13) sunulmuştur [ATC-13, 1985]. 50 den fazla üst düzey deprem mühendisliği uzmanı tarafından, 36 farklı yapı sınıfı için, Modified Mercalli Şiddet (MMI) ölçeği dikkate alınarak 6’dan 12’ye kadar olan şiddet aralığı için kayıp oranının yeniden yapım maliyetine oranının yüzde olarak ifadesi olan hasar faktörünün, düşük, iyi, yüksek şeklinde tahminleri sunulmuştur. Uzmanların deneyim ve güven seviyelerine bağlı olarak, yapılan uzman tahminlerinin ağırlıklı ortalaması alınmıştır. Bu çalışmaya, ATC-13 dokümanının Ek G bölümünde yer verilmiştir.

2.1.2. Analitik Yöntem

Önceki bölümde ifade edildiği üzere, hasar görebilirliğin değerlendirilmesi, deprem sonrası fiziksel gözlemler sonucu elde edilebildiği gibi gerçekleştirilen son çalışma ve öneriler doğrultusunda, kırılgnlık eğrileri ve DPM'lerin, analitik yöntem ile elde edilmesi durumunda da birtakım belirsizliklerin giderileceği yönündedir. Calvi vd. tarafından, kırılgnlık eğrileri ve DPM'lerin analitik yöntem ile elde edilmesinin temel adımlarının özetlendiği akış şeması, yeniden düzenlenerek Şekil 2.4'de paylaşılmıştır [Calvi et al., 2006].



Şekil 2.4: Kırılgnlık eğrileri ve DPM'lerin analitik yöntem ile elde edilmesine ait akış diyagramı.

Analitik yöntem ile kırılgnlık eğrilerinin elde edilmesinin temel dezavantajları, yöntemin hesaplama açısından son derece yoğun ve zaman alıcı

olmasıdır. Dolayısıyla bu yöntem ile her bölgeye, yapı özelliğinin değiştiği her ülkeye göre ayrı ayrı kolaylıkla elde edilemez. Analitik yöntem ile hasar görebilirliğin değerlendirilmesi; doğrusal olmayan statik analiz (itme analizi), doğrusal olmayan dinamik analiz veya yer değiştirme esaslı değerlendirme şeklinde üç alt başlığa indirgenebilir. Analitik yöntem ile hasar görebilirliğin değerlendirilmesi; matematiksel bir model, analizler sonucu dikkate alınan hasar parametresinin değeri ve bu sonuçların istatistiksel değerlendirilmesi şeklinde ifade edilebilir. Yapı modellerinin genel yapı ve geometrik özellikleri dikkate alınarak belli sınıflara atanması, devamında yapım yılı, yönetmelik ve standartlar dikkate alınarak alt sınıflara indirgenmesi sonucu her alt yapı sınıfına ait kırılma eğrileri elde edilebilmektedir. Aslında her yapı sınıfına ait kırılma eğrilerinin var olması, kentsel risk değerlendirmesine imkân tanımakla beraber asıl hedefin bu olduğu belirtilmelidir. Bu noktada birçok yapı sınıfının dikkate alındığı çok kapsamlı bir çalışma olan HAZUS (Multi-hazard Loss Estimation Methodology/Earthquake Model/Technical Manual), Amerika’da yaygın olarak kullanılmakta olup bünyesinde barındırdığı kapasite eğrileri ve kırılma eğrilerinin farklı ülkelerde de uygun hale getirilerek kullanıldığı bilinmektedir. Yapıların kapasite eğrilerinin uzman görüşleri ile belirlendiği, analitik çalışmalarla yapıların hasar durumunun eşik değerleri ve hasar dağılımları belirlenerek elde edilmiş çok sayıda kırılma eğrilerinin bulunduğu kapsamlı bir çalışmadır [FEMA H.M.M., 2010].

Betonarme yapı stokunun sismik değerlendirilmesi için analitik yer değiştirme esaslı kırılma eğrilerinin elde edilmesi için Rosetto ve Elnashai tarafından hesap ve güvenilirlik arasında optimum yaklaşımı sağlayan yeni bir prosedür önerilmiştir. Söz konusu çalışmada, artan yer hareketi şiddet değerine bağlı olarak, yapı modellerine ait performans değerlendirmesi, kapasite spektrum yöntemi çerçevesinde itme analizi ile gerçekleştirilmiştir. Önerilen bu yöntem ile depreme dayanıklılık açısından yetersiz, düşük katlı dolgu duvarlı betonarme çerçeve yapılara ait kırılma eğrileri elde edilmiştir. Çalışma kapsamında sunulan bu eğrilerin, sahada deprem sonrası yapılan araştırmalar neticesinde elde edilen hasar verileri ile son derece uyumlu olduğu ifade edilmektedir [Rosetto and Elnashai, 2005]. Türkiye’de bulunan farklı yapı sınıfları için analitik yöntem dikkate alınarak elde edilen bazı çalışmalar sırasıyla açıklanmıştır.

Kırçıl ve Polat İstanbul’daki orta yükseklikteki betonarme çerçeve yapıların hasar görebilirliğini değerlendirdikleri çalışmada, Afet Bölgelerinde Yapılacak

Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY(1975)) esas alınarak tasarlanmış mevcut binaları temsil edecek üç, beş ve yedi katlı betonarme çerçeve yapı modellemiştir. IDA yönteminin kullanıldığı bu çalışmada, 12 adet yapay ivme kaydı kullanılmıştır. Farklı hasar seviyeleri için elde edilen kırılma eğrileri, maksimum yer ivmesi (PGA), $S_a(g)$ ve S_d parametrelerinin bir fonksiyonu olarak ifade edilmiştir. Ayrıca çalışma kapsamında yapılan regresyon analizleri ile kat sayısına bağlı olarak ampirik formüller geliştirilmiştir [Kırçıl and Polat, 2006].

Tüzün, Türkiye’de bulunan düşük ve orta katlı mevcut betonarme yapıların hasar görebilirliğinin analitik yöntem ile değerlendirilmesi için Bolu ilinin merkezinde bulunan ve 1999 Mw7.2 Düzce depreminde ağır hasara uğramayan mevcut betonarme bina stokunu dikkate almıştır. Söz konusu çalışmada, detaylı geometrik ve malzeme bilgilerinin bulunduğu 120 adet betonarme yapı, kat sayısına bağlı olarak iki ile yedi arasında gruplandırılmıştır. Deprem yönetmeliğinde bulunan bölgeye ait spektrum ile uyumlu 20 adet deprem yer hareketi kaydının kullanıldığı çalışmada, doğrusal olmayan IDA yöntemi tercih edilmiştir. Deprem hasar parametresi için DI’nın dikkate alındığı bu çalışmada, elde edilen kırılma eğrileri, dört farklı hasar seviyesi için, $S_a(g)$ ve S_d parametrelerinin bir fonksiyonu olarak sunulmuştur [Tüzün, 2008].

Erberik, Mw7.6 1999 Kocaeli ve Mw7.2 1999 Düzce depremi sonucu Düzce ilinde hasar alan yapı stokunu referans alarak, az ve orta katlı betonarme yapılar için kırılma eğrileri sunmuştur. Ayrıca, hasar limit değerlerinin tayini, örnekleme tekniği, örnekleme boyutu ve farklı histerik eğri modellerinin kırılma eğrileri üzerindeki etkilerini değerlendirmiştir. Sunulan eğriler aracılığı ile elde ettiği hasar dağılımının, söz konusu depremlerden sonra meydana gelen gerçek hasar dağılımları ile uyumlu olduğunu belirtmektedir [Erberik, 2008].

Ceran ve Erberik tarafından, Türkiye’de bulunan mevcut yığma yapıların hasar görebilirliği, plan doğrultusu ve plan doğrultu dışı davranış dikkate alınarak, kırılma eğrileri aracılığı ile değerlendirilmiştir. Elde edilen sonuçların 1995 Dinar ve 2010 Elazığ depremleri sonucu meydana gelen hasar dağılımları ile uyumlu olduğu dolayısıyla elde edilen sonuçların deprem risk azaltma çalışmalarında referans olacağı ifade edilmektedir [Ceran and Erberik, 2013].

Bilgin tarafından 1975 deprem yönetmeliği esas alınarak inşa edilmiş betonarme okul ve hastane yapılarının hasar görebilirliği, farklı kat sayıları, beton kalitesi ve sargı durumu dikkate alınarak değerlendirilmiştir. Analitik yöntemin

dikkate alındığı bu çalışmada, 100 adet deprem yer hareketi kullanılarak elde edilen kırılgenlik eğrileri, maksimum yer hızının (PGV) fonksiyonu olarak sunulmuştur [Bilgin, 2013].

Hancılar ve Çaktı tarafından gerçekleştirilen, 2017 Türk Deprem Yönetmeliğine uygun betonarme yapıların dikkate alındığı parametrik çalışmada, farklı dayanım azaltma katsayıları (2, 4 ve 6) için 5, 10, 15 ve 20 katlı düzenli, moment dayanımlı çerçeveler tasarlanmıştır. Devamında, 734 adet deprem yer hareketi kaydı kullanılarak, doğrusal olmayan dinamik analizler tamamlanmıştır. Çalışma kapsamında elde edilen kırılgenlik eğrileri, $S_a(g)$, PGV ve arias şiddet parametrelerinin bir fonksiyonu olarak elde edilmiştir [Hancılar and Caktı, 2015].

Benzer şekilde, farklı bölgelerde bulunan konut türü betonarme yapılara ait analitik yöntem dikkate alınarak; dolgu duvar etkisi, farklı döşeme türleri, yapıların bulunduğu zemin, maruz kaldıkları depremler veya yapısal diğer parametreler için elde edilmiş birçok kırılgenlik eğri çalışmaları mevcuttur [Khaloo et al., 2016], [Melani et al., 2016], [Tuğsal, 2016], [Masi, 2003], [Akkar et al., 2005], [Erberik and Elnashai, 2004].

2.1.3. Hibrit Yöntem

Deprem sonrası yapılarda meydana gelen hasar bilgilerinin yetersiz olduğu bazı durumlarda, ampirik yöntem kullanılarak elde edilecek olan hasar görebilirlik ilişkilerinin yanıltıcı olabilirliği ifade edilmektedir. Dolayısıyla sahada eksik olan bir takım veri düşünüldüğünde hasar görebilirlik ilişkilerinin en akılcı yöntem ile tahsis edilmesi çalışmaları yapılmıştır. Bu noktadan hareketle, hibrit yöntem tanımlanmaktadır. Bu yöntemde, öncelikle deprem sonrası oluşan hasarlar dikkate alınarak ampirik yöntem ile hasar görebilirlik ilişkileri tanımlanır. Fakat eksik olan verilerin bu fonksiyonlarda tanımlanabilmesi için analitik yönetime başvurulur. Uzman görüş ve düşünceleri de dikkate alınarak bütüncü bir değerlendirme yapılmasına olanak sağlanır. Ampirik ve analitik yöntemlerin beraber kullanılması sonucu kırılgenlik eğrilerinin elde edilmesinden dolayı hibrit ismini alan bu yöntem oldukça dikkat ve özen isteyen haliyle özü itibari ile daha az uygulanan bir yöntemdir. Bu yöntem Kappos vd. tarafından Yunanistan'ın Selanik şehrinde

bulunan betonarme yapı stoku için ekonomik kayıp tahmini değerlendirme çalışmalarının gerçekleştirilmesinde kullanılmıştır [Kappos et al., 1995].

2.2. Tek Katlı Prefabrik Betonarme Yapı Sınıfına Ait Geçmiş Depremlerde Gözlemlenen Hasarlar

Bu aşamaya kadar analitik olarak sismik hasar görebilirlik metodolojisi detaylı olarak incelenmiş, tarihsel gelişim süreci ve bu süreç içinde Türkiye’de bulunan yapı envanteri ağırlıklı olmak üzere yapılan çalışmalar paylaşılmıştır. Geline nokta, çalışma konusu olan betonarme prefabrik sanayi türü yapıların hasar görebilirliğinin değerlendirilecek olmasından dolayı bu bölümde sırasıyla tek katlı prefabrik betonarme yapı sınıfının genel özellikleri ve bu yapılarda deprem sonrası meydana gelen hasarlar incelenecektir. Sonraki bölümde ise söz konusu yapı sınıfı için gerçekleştirilmiş, hasar görebilirliğin değerlendirilmesi, risk çalışmaları için elde edilmiş kırılma eğrileri ve benzeri çalışmalar üzerinde durulacaktır.

Türkiye’de bulunan sanayi yapıları incelendiğinde, imalat ve kullanımda sağladığı avantajlardan dolayı tek katlı prefabrik betonarme sanayi yapılarının kullanımı oldukça yaygındır. Bu yapılar genellikle dikdörtgen formda olup farklı açıklıklara sahiptirler Şekil 2.5. Bu yapılar, tabanda sabit olan kolonların tepe noktasında ise ön üretimli veya ön germeli kiriş ve olukların mafsallı bağlanması sonucu meydana gelmektedir. Dolayısıyla yapının yatay rijitliği kolonlar tarafından sağlanmaktadır. Tek katlı prefabrike betonarme yapıları teşkil eden elemanlar, fabrika, atölye vb. yerlerde, hazırlanmış kalıplarda seri olarak üretilen, inşaat yerine taşınan ve vinç vb. kaldırma araçları ile yerinde montajı yapılan, bu işlemler dolayısı ile de özel olarak projelendirilen hazır yapı elemanlarıdır [TSE9967, 1992].



Şekil 2.5: Yapılan saha çalışmalarında elde edilen inşa aşamasındaki yapı örnekleri.

OSB'ler başta olmak üzere, birçok üretim sektöründeki üretim mekânları için yaygın şekilde tercih edilen bu yapılarda, deprem sonrası meydana gelebilecek hasar kayıpları, doğrudan veya dolaylı olarak bulunduğu bölgenin ekonomisi üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. Doğrudan hasarlar, yapısal elemanlarda meydana gelen kalıcı deformasyonlar ve donanım, mekanik, elektrik, tesisat gibi sistemlerde

meydana gelen kayıplar olarak listelenebilir. Dolaylı yoldan meydana gelecek ekonomik kayıp ise iş süreksizliği buna bağlı olarak üretimdeki aksamalar şeklinde oluşabilecek sosyoekonomik kayıplardır. Tek katlı betonarme prefabrik yapıların inşa edilmesindeki sürenin, geleneksel betonarme yapılara nazaran daha kısa olması, yapı malzemelerinin fabrikalarda ön üretim ile elde edilmesi, sağladığı geniş iç hacim ve daha ekonomik olmasından dolayı her geçen gün, birçok sektörde bu yapı türüne olan rağbeti artırmıştır Şekil 2.6 [Palanci et al., 2017], [Posada, 2001].



Şekil 2.6: Aktif üretim yapılan tesislerde tercih edilen tek katlı prefabrik yapı örnekleri.

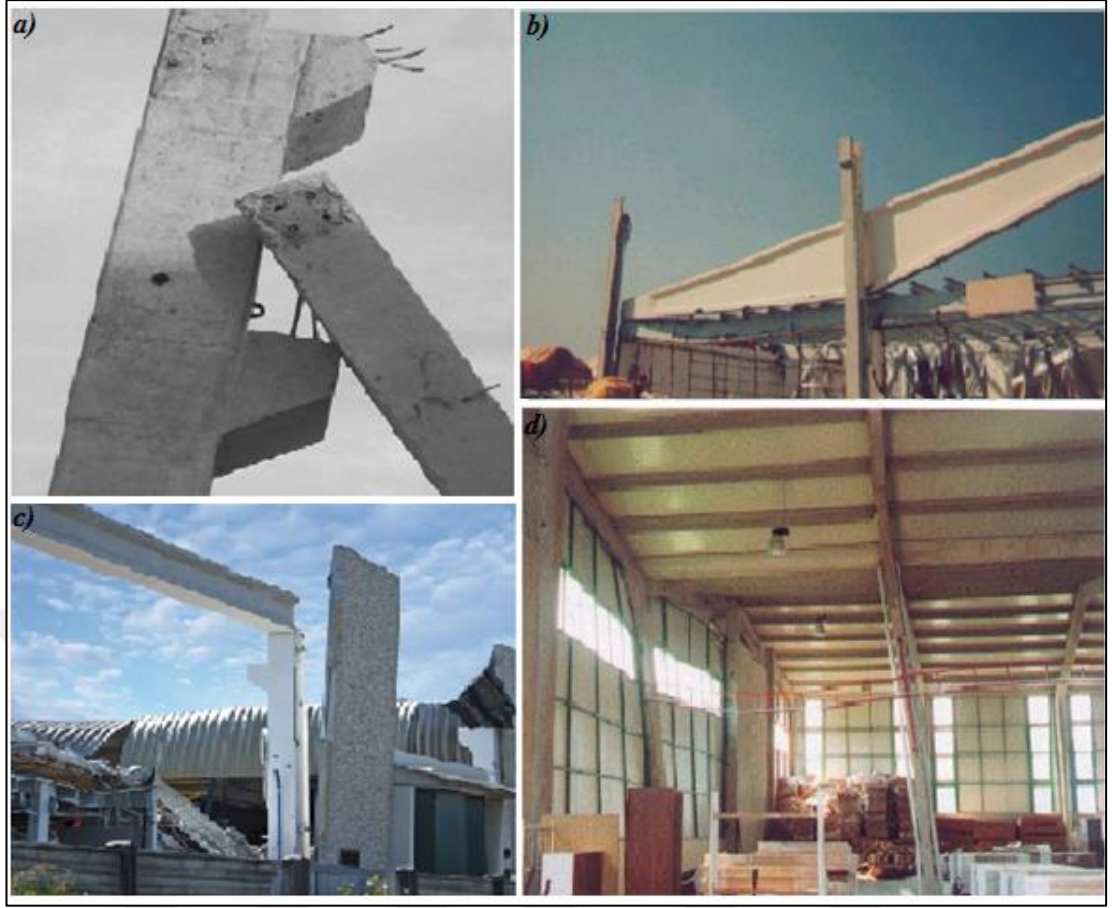
Geçmişte meydana gelen 2011 Mw7.1 Van Depremi, 1999 Mw7.6 Ağustos Kocaeli ve 1999 Kasım Mw7.2 Düzce Depremleri sonrasında, diğer yapı sınıflarında olduğu gibi tek katlı prefabrik betonarme sanayi yapılarında da ağır hasarların meydana geldiği tespit edilmiştir [Ozden et al., 2013], [Sezen, 2006]. Deprem sonrası yapılan araştırmalarda, bu yapıların aldığı yaygın hasarlar bazı başlıklar

altında toplanmaya çalışılmıştır [Saatcioglu et al., 2001]. Yaygın hasarlardan ilki, konsol kolon davranışında bulunan prefabrik kolonların, temelde bulunan soketlerdeki birleşim bölgesinde plastik mafsallın oluştuğu gözlemlenmiştir Şekil 2.7.



Şekil 2.7: Deprem sonrası kolonların tabanında meydana gelen plastik mafsall örnekleri.

Diğer bir hasar türü ise kolonların tepe noktası mafsallı bağlantılı olmasından dolayı kolonun kalıcı dönme yapması ve yüksek görelî yer değiştirmesi sonucu yetersiz bağlantı elemanlarından dolayı yapıda hasarın oluşmasıdır Şekil 2.8a. Ayrıca yetersiz bağlantı elemanından dolayı deprem sonrası uzun açıklığa sahip prefabrik kirişlerin düşmesi de gözlemlenen diğer hasar türlerindendir Şekil 2.8b. Benzer şekilde yatay ve düşey olarak kullanılan panellerin de yetersiz bağlantı elemanı kusurundan dolayı düştüğü gözlemlenen yapısal olmayan hasar türüne örnek gösterilebilir Şekil 2.8c. Yapıların yanal rijitliğinin yetersiz olmasından dolayı yapının tepe noktasındaki yer değiştirmenin sınırlandırılmamasından dolayı oluşan diğer bir yaygın hasar türü Şekil 2.8d’ de ifade edilmiştir [Ozden et al., 2014],[Belleri et al., 2015],[Karadogan et al., 2013].



Şekil 2.8: Deprem sonrası tek katlı prefabrik betonarme yapılarda sıklıkla meydana gelen hasar türleri.

Türkiye’de yakın zamanda meydana gelen depremlerin ardından, sanayi yapılarının yoğunlukta bulunduğu OSB’lerde incelemelerde bulunulmuştur. Elde edilen veriler, daha önceden ifade edilen hasar türlerinin oluştuğu ve bu hasarların büyük tesislerin yıkılması, iş süreksizliği, üretimin durmasından dolayı büyük ekonomik kayıplara sebep olduğu tespit edilmiştir [Adalier and Aydingun, 2001], [Saatcioglu et al., 2001], [Sezen and Whittaker, 2006], [Ozden et al., 2014].

Son yıllarda meydana gelen depremlerin betonarme prefabrik yapılarda meydana getirdiği hasara dikkat çeken Arslan vd., deprem sonrası söz konusu yapılarda meydana gelen hasarları incelemiştir. Devamında bu yapılar için birtakım güçlendirme tavsiyelerinde bulunmuşlardır. Hasara sebep olan kusurların pratik değerlendirilmesinin yanında 1999 Marmara depremi sonrası ağır hasar almış örnek bir yapı üzerinde ABYYHY 1998, Uniform Building Code (UBC97) ve Design of structures for earthquake resistance (Eurocode-8-98) standartları dikkate

alınarak değerlendirilmiştir. Ayrıca örnek bina dikkate alınarak, söz konusu standartları kendi içlerinde karşılaştırmalı olarak incelemiştir [Arslan et al., 2006].

23 Ekim 2011 yıkıcı Van depremi($M_w=7.1$) akabinde gerçekleşen 9 Kasım 2011 Van depremi($M_w=5.6$) sonucunda hasar alan betonarme prefabrik yapılar, yerinde yapılan çalışmalar ile incelenmiştir. Araştırmacılar, bölgede yaptıkları detaylı çalışmalar sonucu elde ettikleri bulguları, 1999 yılında Türkiye'nin kuzeybatısında meydana gelen deprem sırasında benzer prefabrik betonarme yapıların deprem davranışları ile karşılaştırmışlardır [Özden et al., 2014].

Betonarme taşıyıcı sisteme sahip konut türü yapıların deprem davranışları ile karşılaştırıldığında daha esnek olan tek katlı prefabrik betonarme yapılar, daha önceden de ifade edildiği üzere, sanayi tesislerinde sağladığı avantajlardan dolayı oldukça tercih edilmektedir. Yapılan saha araştırmaları sonucunda, söz konusu yapılar, çoğunlukla dikdörtgen simetrik formda olup farklı açıklıklara sahiptirler. Yaygın olarak kullanılan geometrik konfigürasyonu ise eşit mesafelerde; çatı makası düzlemi doğrultusunda tek veya çok açıklı olup, çatı makası düzlemine dik yönde ise çok açıklığa sahiptirler. Yapı, tabanında sabit olan konsol kolonların, çatı seviyesinde prefabrik çatı kirişi (çatı makasları) ile mafsallı bağlanması sonucu meydana gelmektedir. Bu tarz inşa edilmiş yapıların davranışında rijit diyafram etkisi çok nadir görülmektedir [Senel and Kayhan, 2010].

Tek katlı betonarme prefabrik yapıların tasarımında önemli gelişmeler olmasına rağmen, İtalya'nın kuzeyinde bulunan Emilia bölgesinde, yakın zamanda meydana gelen Mayıs 2012, ML5.9 ve ML5.8 Emilia depremlerinde, bağlantı elemanları ve yetersiz kolon boyutlarından dolayı zayıf deprem performansının sergilendiği görülmüştür. Liberatore vd. söz konusu depremlerin etkilediği sanayi bölgelerinde yaptıkları çalışmada, kolon tabanında kalıcı deformasyondan dolayı oluşan plastik mafsallı, kirişlerin mesnetlik yapan guseden ayrılarak düşmesi, kısa kolon hasarı ve kiriş-kolon bağlantı elemanlarında meydana gelen hasarların başlıca yaygın yapısal hasar türleri olduğunu ifade etmektedirler [Liberatore et al., 2013]. Benzer şekilde aynı bölge için yapılan diğer bir çalışmada, Belleri vd. benzer hasar türleri ve tasarım hatalarını vurgulamışlardır [Belleri et al., 2015]. İtalya'da bulunan mevcut yapı davranışını araştıran Brunesi vd., dış cephesi panelli ve panelsiz prefabrik iki yapı modelini ölçeklendirerek dikkate aldıkları deneysel çalışmada, bu yapıların sismik yapısal davranışları araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar doğrultusunda, paneller ile kolonların uyumsuz yer değiştirme davranışından dolayı

panellerin bağlantı elemanlarında hasarların oluştuğu gözlemlenmiştir [Brunesi et al., 2015].

Benzer hasar durumları Türkiye’de bulunan tek katlı prefabrik yapılarda da gözlemlenmiştir. Geçmişte meydana gelen 1998 Mw6.2 Adana-Ceyhan, 1999 Mw7.6 Kocaeli, 1999 Mw7.2 Düzce ve 2011 Mw7.1 Van Depremleri sonrasında Türkiye’de bulunan başlıca OSB’lerde saha araştırmaları yapılmıştır. Özellikle prefabrik betonarme sanayi yapılarında, geometrik tasarım ve malzeme özelliklerinden kaynaklanan eksikliklerden dolayı yapıların yetersiz deprem performansı sergilediği ve ağır hasarların oluştuğu gözlemlenmiştir [Korkmaz and Karahan, 2010], [Öztürk ve Öztürk,2008], [Saatçioğlu et al., 2001], [Ozden et al., 2014].

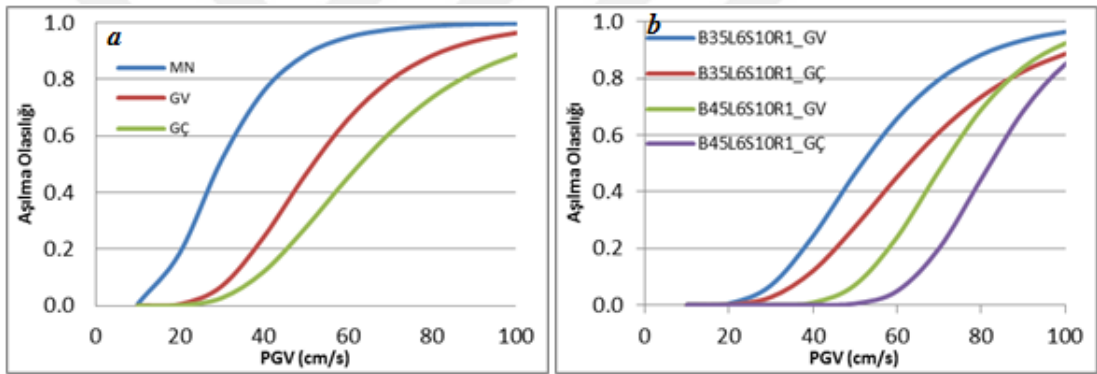
Posada, 1999 Kocaeli depremi sonrası hasar alan prefabrik yapıların değerlendirilmesi noktasında, prefabrik yapıların performansını değerlendirdiği parametrik bir çalışma gerçekleştirmiştir. Farklı zemin türü ve kolon boyutlarının dikkate alındığı çalışmada, farklı senaryo depremleri için yapıda meydana gelen hasar seviyeleri değerlendirilmiştir. Kolon boyutları ve bağlantı elemanlarının yetersizliğine dikkat çekilen bu çalışmada, elde edilen veriler doğrultusunda birtakım tavsiyelerde bulunulmuştur[Posada, 2001].

Posada ve Wood, Türkiye’de son zamanlarda meydana gelen depremlerin, tek katlı sanayi türü yapılara olan etkilerini, yaptıkları saha araştırmaları ile incelemişler. Bu incelemeler sonucunda kolon rijitliğinin deprem performansı açısından çok önemli bir parametre olduğu tespit edilmiş ve farklı kolon boyutlarını dikkate alarak yaptıkları analitik çalışma ile bu husus tekrar vurgulanmıştır [Posada and Wood, 2002].

2.3. Tek Katlı Prefabrik Betonarme Yapı Sınıfına Ait Mevcut Hasar Görebilirlik Çalışmaları

Tek katlı betonarme prefabrik sanayi türü yapılarına ait gerçekleştirilmiş hasar görebilirlik çalışmaları incelendiğinde, betonarme konut türü yapılara nazaran daha az çalışma bulunduğu tespit edilmiştir. Bununla beraber, tek katlı betonarme prefabrik sanayi türü yapı sınıfına artan talep ve deprem sonrası yüksek hasar potansiyeline sahip olmasından dolayı, söz konusu yapı türü için yapılan araştırmaların artarak devam ettiği bilinmektedir.

Kayhan vd., tek katlı betonarme prefabrik sanayi yapılarının deprem performansı ve hasar görebilirliği üzerinde yapısal parametrelerin etkisini değerlendirmek amacıyla Denizli OSB'sinde bulunan tek katlı prefabrik sanayi yapılarını dikkate almışlardır. Yapılan analitik çalışmada, kolon en kesit boyutu, boyuna donatı oranı, kolon yüksekliği ve etriye aralığı gibi parametrelerin kırılmalık eğrilerine olan etkisi araştırılmıştır. 16 tipik prefabrik sanayi yapısı modellenmiş ve analitik yöntem ile bu yapılara ait kırılmalık eğrileri elde edilmiştir. Yapılan bu çalışmada, hasar seviyelerine ait sınır değerleri için beton ve çelikte meydana gelen birim şekil değıştirme değeri dikkate alınmıştır. 28 depreme ait 360 yer hareketi kaydı dikkate alınarak doğrusal olmayan dinamik analizler yapılmıştır. Elde edilen eğriler; üç farklı hasar seviyesi için PGV parametresi dikkate alınarak sunulmuştur [Kayhan, 2008], [KAYHAN ve ŞENEL, 2010], [Senel and Kayhan, 2010].



Şekil 2.9: a) Tipik betonarme prefabrik yapısı için kırılmalık eğrisi, b)Tip yapının farklı kolon boyutlarının kırılmalık eğrisine etkisi.

Şekil 2.9a da kolon boyutları 35x35cm olan 6 m yüksekliğe sahip yapının kırılmalık eğrisi üç farklı hasar durumu için incelenmiştir. Şekil 2.9b de ise aynı yapının 45x45cm kolon boyutları ile modellenmesi durumunda, kolon en kesit boyutlarının kırılmalık eğrilerine olan etkisi Belirgin (GV) ve Göçme (GÇ) hasar seviyeleri dikkate alınarak değerlendirilmiştir.

Mevcut veya inşa edilecek olan yapıların barındırdığı risklere bağlı olarak sigorta şirketleri sahada çalışmalar yapmaktadırlar. Sanayi yapılarının barındırdığı risklerin incelenmesi ve uzmanlar tarafından bu yapılar hakkında yapılacak olan çalışmalar, sigortacılık sektörü açısından belirsizliklerin azalması anlamına gelmektedir. Bu bağlamda yapılacak çalışmalar, yapıyı kullanacak olan kurum ve sigorta şirketleri açısından makul noktada mutabık kalmayı sağlayacağı açıktır.

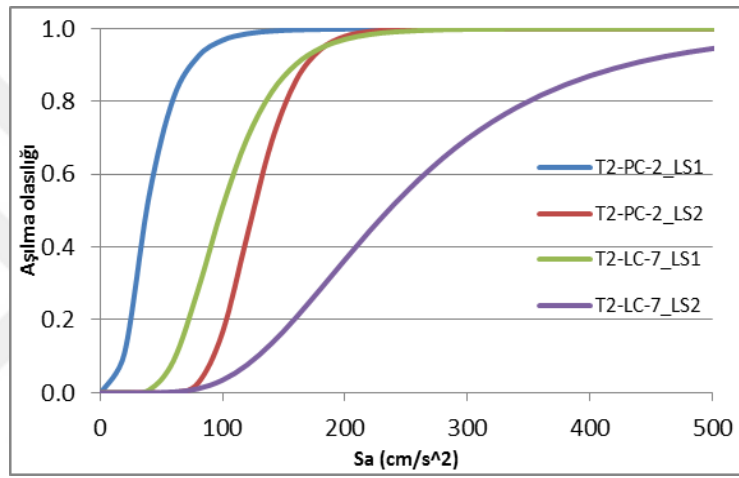
Eren vd., ülkemizde bulunan tek katlı mevcut prefabrik yapıları incelemiş ve elde edilen yapı stokunu temsil edecek bir sınıflandırmaya gitmişlerdir. Bu çalışmada, her sınıfa ait model tek serbestliğe sahip kolona indirgenmiştir. Mevcut binaların değerlendirilmesi için Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'te (DBYBHY-07) önerilen doğrusal olmayan statik itme analiz yöntemi dikkate alınmıştır. Çalışma kapsamında, betonarme prefabrik sanayi türü yapıların deprem sonrası hasar durumunu değerlendirmek üzere, yapı mühendisliğinde uzman olmayan kişilerce de kullanılabilecek kolay, hızlı ve analitik bir yapısal deprem hasar tahmin yöntemi geliştirilmiştir [Ceyhun, 2014]. Ayrıca Eren ve Luş tarafından hazırlanan diğer bir çalışmada, yapı stokuna bağlı olarak belirlenmiş olan yapı sınıflarına ait olası maksimum kayıp (PML) değerlendirmesi yapılmıştır. Sigortacılık sektörü açısından da önemli olan deprem sigorta oranları, farklı CDR faktörleri kullanılarak elde edilmiştir [Eren and Luş, 2005].

Yüksel ve Sürmeli tarafından gerçekleştirilen konsol kolonların dikkate alındığı çalışmada, altı farklı kolon boyutunun, üç farklı donatı oranı için hasar görebilirliği araştırılmıştır. DeneySEL çalışmalar sonucu elde edilmiş taban kesme kuvveti-tepe yer değiştirme grafiği ile analitik çalışmada dikkate alınan histerik eğrilerin son derece uyumlu olduğu bu çalışmada, 80 adet deprem yer hareketi kaydı için doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemi tercih edilmiştir. Yakın ve uzak fay durumunun prefabrik kolon elemanda oluşturacağı hasar, Park ve Ang hasar modeli parametresi dikkate alınarak değerlendirilmiştir. Elde edilen hasar değerleri, PGV ve PGA'nın bir fonksiyonu olarak grafikler halinde ifade edilmiştir [Yüksel and Sürmeli, 2010].

Korkmaz ve Karahan tarafından yapılan çalışmada, Türkiye'de bulunan tek katlı prefabrik yapılarda duvar varlığının hasar üzerindeki etkisi, plan doğrultusu esas alınarak kırılgenlik eğrileri aracılığı ile değerlendirilmiştir. Söz konusu yapılarda bölme duvar bulunması durumunda, yatay taşıma kapasitesinin değiştiği ve yapının deprem davranışında değişimler olduğu, duvar varlığının yapısal stabiliteyi olumlu şekilde etkilediği belirtilmektedir [Korkmaz and Karahan, 2010].

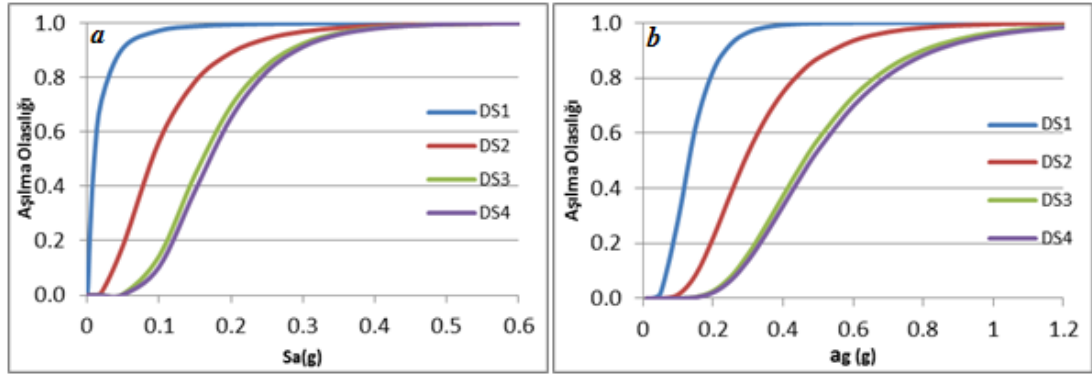
Casotto vd., İtalya'da bulunan 650 adet sanayi yapısını, yaptıkları saha çalışmaları ile incelemişlerdir. Devamında, yaygın olarak kullanılan tipik tek katlı prefabrik sanayi yapısı için geometrik ve malzeme çeşitliliği dikkate alınarak sınıflandırmaya gidilmiştir. Bu sınıflandırma; iki farklı geometrik konfigürasyonun, farklı kod durumu ve yapı ağırlığının yüzdesi dikkate alınarak belirlenmiş olan dört

farklı yatay tasarım yükü katsayısı için sekiz alt yapı sınıfı sunulmuştur. Analizlerde 2B (İki boyutlu) ve 3B (Üç boyutlu) modeller dikkate alınmıştır. Bu modeller üzerinde statik (pushover) ve dinamik analizler yapılarak, iki farklı hasar durumu için kırılabilirlik eğrileri elde edilmiştir. Elde edilen bu eğriler, S_a parametresinin bir fonksiyonu olarak ifade edilmiştir. Daha önceden ifade edilen yapı sınıflandırmasında bulunan; kod öncesi, yatay tasarım yük katsayısı iki olan yapı sınıfı (T2-PC-2) ile düşük kod ve yatay tasarım yük katsayısı yedi (T2-LC-7) olan yapı sınıflarına ait elde edilen kırılabilirlik eğrileri, iki farklı hasar seviyesi için Şekil 2.10'da verilmiştir [Casotto et al., 2015].



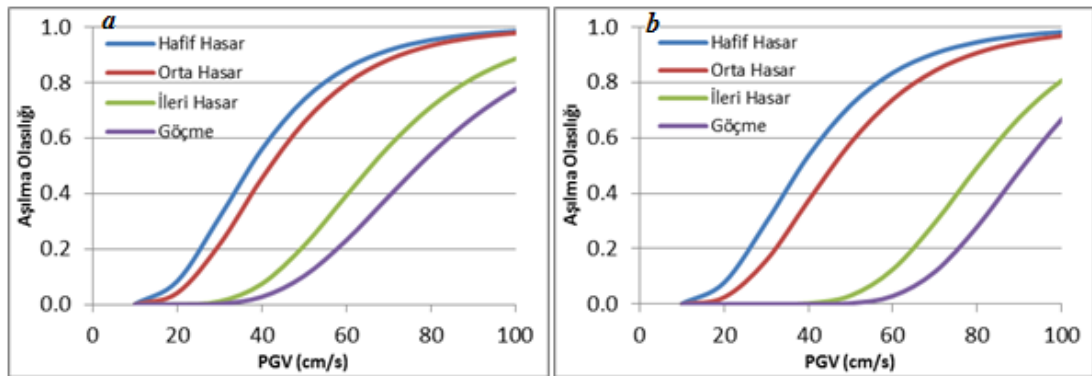
Şekil 2.10: T2-PC-2 ve T2-LC-7 yapı sınıflarına ait iki farklı hasar seviyesi için elde edilmiş kırılabilirlik eğrileri.

Babič ve Dolšek, 12 adet betonarme prefabrik alt yapı sınıfını temsil eden örnek modeller için doğrusal olmayan dinamik analizler gerçekleştirmişlerdir. Bu yapıların göçmesi ve diğer hasar düzeyleri için yapıya ait yapısal olmayan elemanlar; dolgu duvar, yatay ve düşey paneller için düzlem dışı davranış esas alınarak, sismik risk ve kayıp tahmin değerlendirmeleri yapılmıştır. Elde edilen kırılabilirlik eğrileri, $S_a(g)$ ve iki yatay bileşenin geometrik ortalaması olan PGA'nın bir fonksiyonu olarak sunulmuştur. Betonarme prefabrik yapı sınıflandırmasında, üç numaralı sınıf için $S_a(g)$ ve yatay iki bileşenin geometrik ortalaması dikkate alınarak elde edilen PGA parametresi için elde edilen kırılabilirlik eğrileri Şekil 2.11'de ifade edilmektedir [Babič and Dolšek, 2016].



Şekil 2.11: a) Çalışma kapsamında üç numaralı prefabrik betonarme yapı sınıfına ait $S_a(g)$, b) PGA parametrelerine göre elde edilen kırılgnlık fonksiyonları.

Palancı vd. Denizli OSB’inde yapılan saha çalışmaları sonucu, rijitlik, yatay dayanım oranı ve süneklik parametrelerini dikkate alarak kırılgnlık eğrileri elde etmişlerdir. Ayrıca yapı stokunu, düşük, orta ve yüksek kaliteli olmak üzere üç sınıfta gruplandırmış devamında kırılgnlık eğrileri bu kriterlere göre değerlendirilmiştir. Yapılan analizlerde seçilen 300 adet deprem yer hareketi kaydı; düşük, orta ve yüksek şiddet düzeyi için gruplandırılmış ve elde edilen kırılgnlık eğrileri PGV parametresine bağlı olarak sunulmuştur [Palancı et al., 2017]. Söz konusu çalışmada, düşük kaliteli ve yüksek kaliteli prefabrik sanayi yapısı için elde edilen kırılgnlık eğrileri Şekil 2.12’de verilmiştir.



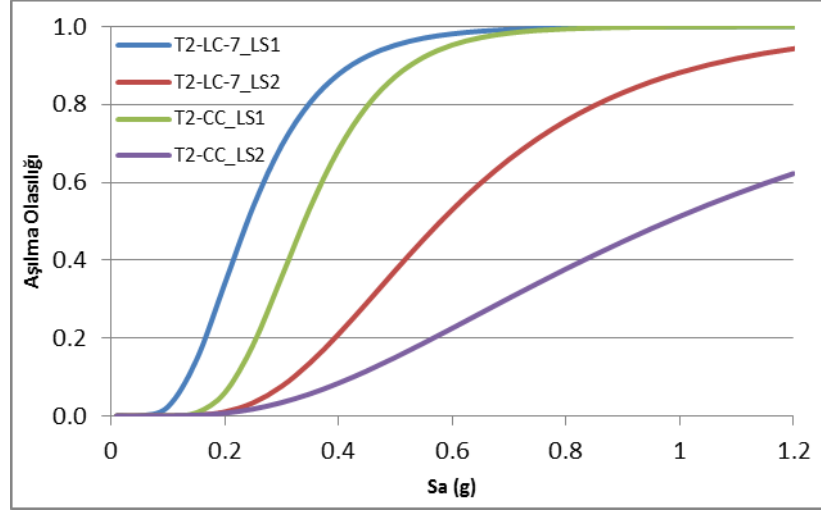
Şekil 2.12: PGV’nin bir fonksiyonu olan tipik betonarme prefabrik yapısı için elde edilmiş kırılgnlık eğrileri; a) Düşük kaliteli sınıf, b) Yüksek kaliteli sınıf.

Diğer bir çalışmada ise Palancı ve Şenel tarafından, betonarme prefabrik yapıların hasar durumlarının hızlı tahmini için yapıya ait kapasite eğrisi ve hâkim titreşim periyodu kullanılarak yeni bir yöntem sunulmuştur. Önerilen bu yöntem ile mevcut yapı stoku için doğrusal olmayan analizler yapılmış ve iki farklı zemin türü

ve iki farklı deprem senaryosu için değerlendirmelerde bulunulmuştur. Elde edilen sonuçların deprem sonrası hasar almış yapılar ile karşılaştırması yapıldığında ise sonuçların tutarlı olduğu tespit edilmiştir [Palanci and Senel, 2013].

İtalya’da 1950 ile 1970 yılları arasında inşa edilmiş betonarme prefabrik yapı türlerini temsil eden örnek iki tip yapı üzerinde, statik ve dinamik doğrusal olmayan analizler yapılmıştır. Analiz sonuçları değerlendirilmiş ve sismik düşey bileşenin, yapının yüksek frekanslı modlarında etkin olduğu tespit edilmiştir. Ayrıca eleman bazında kolonlarda meydana gelen dönme değerleri incelenmiştir. Orta şiddetli bir depremde, bu yapı stokunda bağlantı elemanı hasarlarının oluşacağı öngörülmüştür [Magliulo et al., 2008].

İtalya’da bulunan betonarme prefabrik 650 adet yapı stoku dikkate alınarak, iki farklı bina tipolojisi ve üç farklı kod (kod öncesi, düşük kod ve güncel kod) dikkate alınarak modellemeler yapılmıştır. Deprem kayıp tahmini ve deprem risk değerlendirmelerinde kullanılmak üzere, deprem öncesi hasar tahminlerinin yapılabilmesi için tanımlanan 10 farklı yapı sınıfı için doğrusal olmayan statik ve dinamik analizler yapılmıştır. İki farklı sürtünme katsayısı ve iki farklı hasar seviyesi dikkate alınarak elde edilen kırılgenlik eğrileri, $S_a(g)$ parametresinin bir fonksiyonu olarak sunulmuştur. Düşük kod dikkate alınarak ve yatay yük olarak ise yapı ağırlığının %7 sinin dikkate alındığı yapı sınıfını temsil eden model (T2-LC-7) ile güncel kod dikkate alınarak tasarlanan modele (T2-CC) ait kırılgenlik eğrileri iki farklı hasar durumu ve 0.2 sürtünme katsayısı için Şekil 2.13’de verilmektedir [Beilic et al., 2017].



Şekil 2.13: T2-LC-7 ve T2-CC yapı sınıflarına ait iki farklı hasar seviyesi için elde edilmiş kırılma eğrileri.

Palancı ve Şenel, Denizli OSB’inde bulunan tek katlı prefabrik betonarme yapı stokunu referans alarak, üç farklı yöntem ile elde ettikleri DPM aracılığı ile söz konusu yapı sınıfının hasar görebilirliğini değerlendirmişlerdir. Deprem şiddet parametresi olarak PGV dikkate alınmış ve 300’den fazla deprem yer hareketi kaydı ile doğrusal olmayan dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Elde edilen DPM, iki farklı CDR dikkate alınarak, ortalama hasar dağılımları elde edilmiştir. Bu çalışmada, 1999 Mw7.6 Kocaeli depremi sonrası dikkate alınan yapı sınıfında meydana gelen hasar dağılımları ile uyumlu sonuçlar elde edilmiştir [Palancı and Senel, 2019]. Diğer bir çalışmada Palancı, daha hızlı, pratik ve doğrucu sonuçların elde edilebilmesi için fuzzy logic metodunu kullanarak, tek katlı prefabrik betonarme yapılar için hasar görebilirlik çalışması yapmıştır. Yapısal parametrelerin belirsizliği için Monte Carlo simülasyonunun kullanıldığı bu çalışmada elde edilen sonuçlar, hasar görebilirliğinin analitik yöntem ile değerlendirildiği mevcut iki yapı dikkate alınarak karşılaştırmalı olarak incelenmiştir [Palancı, 2019].

3. TEK KATLI PREFABRİK BETONARME YAPI TÜRÜNE AİT KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN ANALİTİK YÖNTEM İLE ELDE EDİLMESİ

Bu bölümde kırılğanlık eğrilerinin analitik yöntem ile elde edilmesi aşamaları maddeler halinde kısaca açıklanacak olup, sonraki bölümlerde çalışmada dikkate alınan bu adımlar kapsamlı olarak ele alınacaktır.

- Yapısal verilerin elde edilmesi
- Deprem yer hareketi kayıtlarının oluşturulması
- Deprem hasar parametresinin belirlenmesi
- Doğrusal olmayan dinamik analiz yönteminin belirlenmesi

Analitik yöntem ile kırılğanlık eğrilerinin elde edilmesi prosedürünün ilk adımı, yapısal verilerin elde edilmesi çalışmalarından oluşmaktadır. Kısaca açıklanacak olursa, yapılacak modellemelerde dikkate alınan yapısal karakteristik değerlerin, mevcut yapı envanterine dayandırılması arzu edilir. Ayrıca yapılacak olan bir sınıflandırmaya ait sınır şartlarının belirlenmesi son derece önemlidir.

İkinci adımda deprem yer hareketi setlerinin oluşturulması yer almaktadır. Dikkate alınan bölgenin depremselliği göz önüne alınarak elde edilen hedef spektrumuna uygun kayıtların elde edilmesi şeklinde açıklanabilir.

Üçüncü adım ise doğrusal olmayan dinamik analizlerde hesaplanacak olan deprem hasar parametresinin tayinidir.

Son adımda ifade edilen doğrusal olmayan dinamik analiz yönteminin belirlenmesinde, esasen yapacağınız çalışmanın kapsamı ve dikkate alınan deprem talep parametresinin etkili olduğu ifade edilebilir.

Söz konusu adımlar gerçekleştirildikten sonra dikkate alınan hasar parametresi değerinin, daha önceden tanımlanmış olan hasar düzeylerine ulaşması veya aşmasının değerlendirileceği istatistiksel sürece geçilir. Söz konusu süreçte, dikkate alınan her yapı, her hasar düzeyi için ayrı ayrı değerlendirilmektedir.

3.1. Tek katlı Prefabrik Betonarme Endüstriyel Yapı Türünün Genel Özellikleri

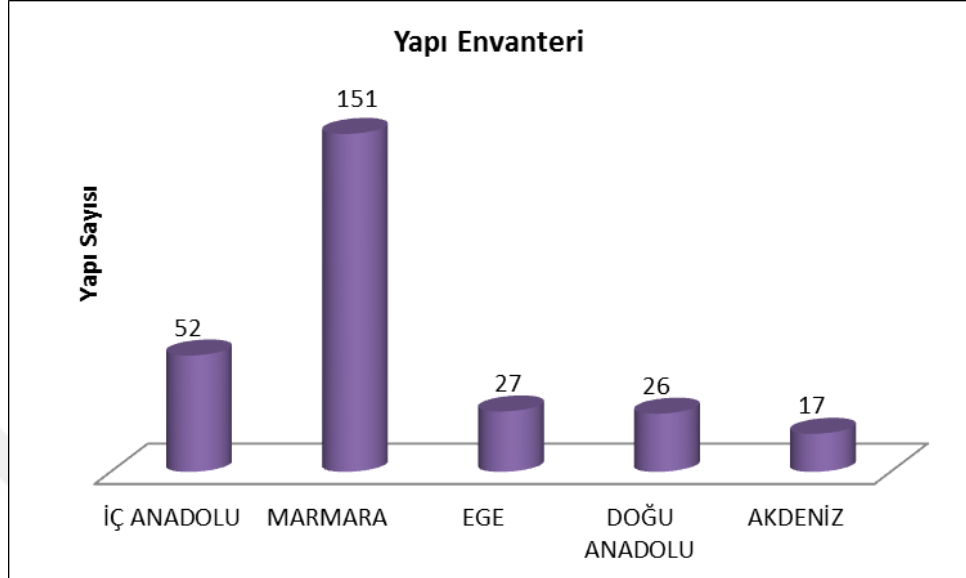
Sismik hasar görebilirlik değerlendirmesi, her yapı sınıfı için ayrı ayrı yapıldığı ve her yapı sınıfının kendi içerisinde de alt sınıflandırmaya gidilerek değerlendirildiği daha önceden de ifade edilmiştir. Dahası, mühendislik uygulamaları dikkate alındığında, aynı yapı sınıfının bölgesel olarak farklılıklar gösterebileceği de bilinmektedir. Dolayısıyla analitik yöntem ile yapılan sismik hasar görebilirlik değerlendirmesi, her ülke veya coğrafya için ayrı ayrı yapıldığı bilinmektedir. Bu çalışmada, Türkiye’de bulunan mevcut tek katlı prefabrik betonarme sanayi türü yapıların hasar görebilirliği araştırılmaktadır. Söz konusu yapı türünün bütüncül olarak ele alınabilmesi için yapılacak olan sınıflandırmanın bölgedeki mevcut yapı stokunu temsil etmesi arzu edilir.

Türkiye’de bulunan sanayi bölgeleri incelendiğinde, tek katlı prefabrik betonarme yapıların sıklıkla tercih edildiği görülmüştür. Bunun başlıca sebepleri daha önceden de açıklandığı üzere, sağladığı geniş iç hacmin imalat ve kullanımda sağladığı avantajlar, inşa edilmesindeki sürenin geleneksel betonarme yapılara nazaran daha kısa olmasıdır. Ayrıca, yapıyı oluşturan elemanların fabrikalarda ön üretim ile elde edilmesi akabinde pratik montaj imkânı ve son olarak ekonomik açıdan daha cazip olmasından dolayı ülkemizdeki sanayi bölgelerinde bu yapılara olan rağbeti artırmıştır.

Çalışmanın bu bölümünde, deprem yer hareketi kayıtları, modelleme ve analiz aşamasına geçilmeden önceki önemli aşamalardan bir tanesi, bölgede bulunan yapı envanterinin elde edilmesidir. Bu amaçla, Türkiye’de bulunan mevcut tek katlı betonarme prefabrik endüstriyel yapı envanterinin elde edilmesi çalışmalarında, özellikle bu yapıların çok yoğun olduğu Marmara bölgesi detaylı çalışılmıştır. Ayrıca İç Anadolu Bölgesinde bulunan bazı OSB’lerde de detaylı saha incelemelerinde bulunulmuştur.

Bununla beraber bölgede uzun yıllardır çalışma yapan statik firmalar ve üretim tesislerinde incelemeler ve araştırmalar yapılmıştır. Marmara Bölgesi başta olmak üzere, Türkiye genelinde yapılan bu detaylı çalışma sonucunda, 273 adet mevcut yapıya ait detaylı statik ve mimari bilgilerin bulunduğu tek katlı prefabrik betonarme yapı projeleri temin edilmiştir. Elde edilen yapı envanteri incelendiğinde; genel yapısal sistemin prefabrik kare kolonların temelde bulunan soketlere sabit bağlantılı,

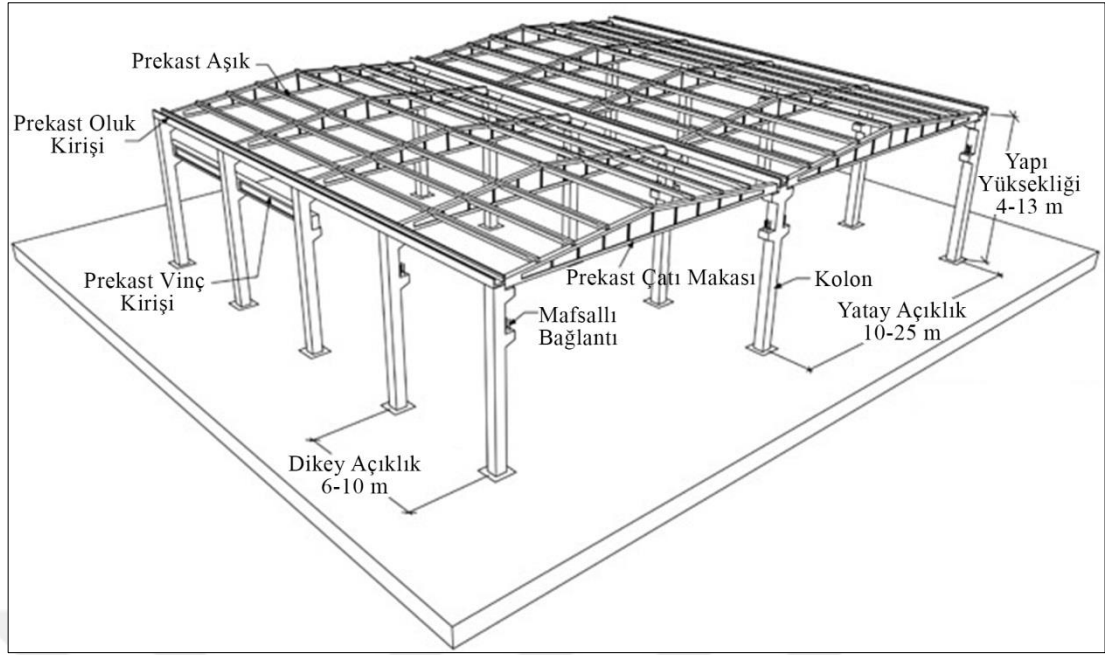
çatı düzeyinde ise makas, oluk ve aşık elemanları ile mafsallı bağlantısından meydana geldiği görülmüştür. Söz konusu yapı envanterinin, Türkiye’de bulundukları bölgelere göre dağılımları Şekil 3.1’de verilmiştir.



Şekil 3.1: Çalışma kapsamında dikkate alınan yapı envanterinin bölgelere göre dağılımı.

Şekil 3.1’den de açıkça görüldüğü üzere, elde edilen mevcut yapı envanterinin çoğunluğunun Marmara bölgesinde bulunduğu görülmektedir. Gerçek durumda da Marmara ve İç Anadolu bölgelerinde bulunan OSB’lerde, bu yapı türüne sıklıkla karşılaşmak mümkündür.

Bu yapıların geometrik kat planını özetleyecek olursak, makas doğrultusunda tek veya çok açıklı olduğu, makas doğrultusuna dik yönde ise çok açıklı olduğu görülmüştür. Ayrıca genel kat planının dikdörtgen ve aks aralıklarının simetrik ölçülerde olduğu görülmüştür. Genel anlamda yapı; prefabrik kare kolon, makas, oluk, aşık, kreyn kirişleri ile çatı türü incelendiğinde ise sandviç panellerin poliüretan ve taş yünü ile izole edilmesinden meydana gelmektedir. Bazı yapılarda, makas doğrultusundaki dış aksta bulunan ana kolonlara eşit mesafelerde, düşey ve yatay panellere mesnetlik sağlaması noktasında rüzgârlık kolonları diye isimlendirilen münferit kolonlar bulunmaktadır. Fakat rüzgârlık kolon diye isimlendirilen bu elemanlar, panel dışında diğer elemanlar ile bağlantısının yapılmadığı görülmüştür. Yaygın şekilde kullanılan yapı konfigürasyonu Şekil 3.2’de ifade edilmiştir.



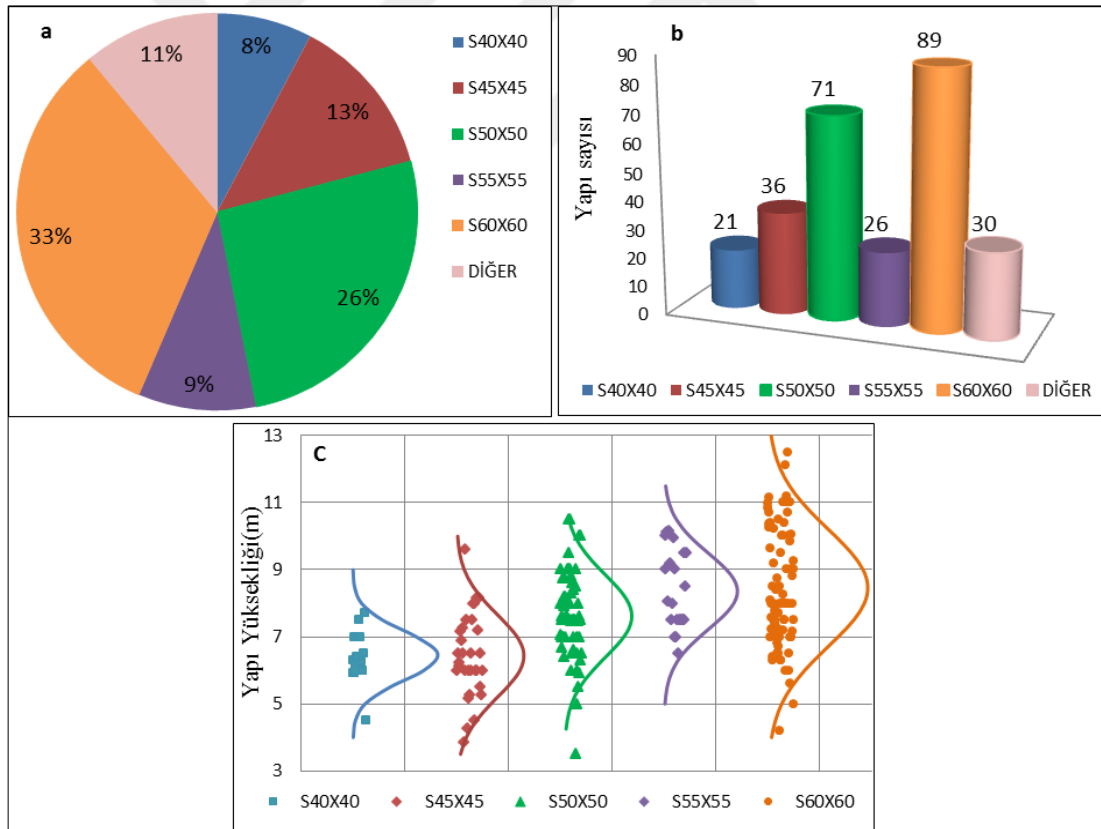
Şekil 3.2: Çalışmada dikkate alınan yapı türünün genel özelliklerinin bulunduğu tek katlı prefabrik betonarme yapı konfigürasyonu.

3.1.1. Envanterde Bulunan Mevcut Yapılara Ait Yapısal ve Geometrik Parametrelerin Dağılımı

1999 Mw7.6 Kocaeli ve 1999 Mw7.2 Düzce depremleri sonrası prefabrik yapılarda meydana gelen hasarlar incelendiğinde; dikdörtgen formdaki kolonların zayıf ekseninde hasar aldıkları ve yetersiz yanal rijitliğinden dolayı söz konusu eksen doğrultusunda eğilmelerden dolayı ağır hasara uğradığı veya tamamen yıkıldığı gözlemlenmiştir [Arslan et al., 2006]. Ayrıca sanayi bölgelerinde, statik ofisler ve üretim merkezlerindeki görüşmelerden elde edilen bilgiler doğrultusunda, 2000 yılı sonrası için çoğunlukla kare kolonların tercih edildiği ifade edilmiştir. Dolayısıyla kare en kesit kolon elemanlara bir yönelimin olduğu açıktır. Dahası çalışma kapsamında elde edilen yapı stokunda yapılan incelemelerde de benzer bir sonuç elde edilmiştir. 2000 yılından sonra yapılan tek katlı betonarme prefabrik yapı elemanlarından olan kolonun büyük çoğunluğunun kare en kesit özelliğine sahip olduğu elde edilen yapı envanterinden de teyit edilmiştir. Ayrıca elde edilen yapı envanterinin sadece Marmara bölgesi ile sınırlı kalmadığı diğer bölgelerden de yapı envanteri temin edilmiş olmasından dolayı mevcut yapılarda dikkate alınan parametrelerin bölgelere göre değişiminin de incelenmesine olanak sağlanmaktadır.

Yapılan bu araştırmadaki hedefimiz, mevcut yapı stokunu temsil edecek en kapsamlı sınıflandırmayı oluşturmaktır. Bu aşamada elde edilen yapı sayısının, sınıflandırma için yeterli olduğu kanaati oluşmuştur. Çalışma kapsamında elde edilen mevcut yapı envanterinde bulunan her yapı için irdelenecek olan yapısal ve geometrik parametreler sırasıyla aşağıda listelenmiştir.

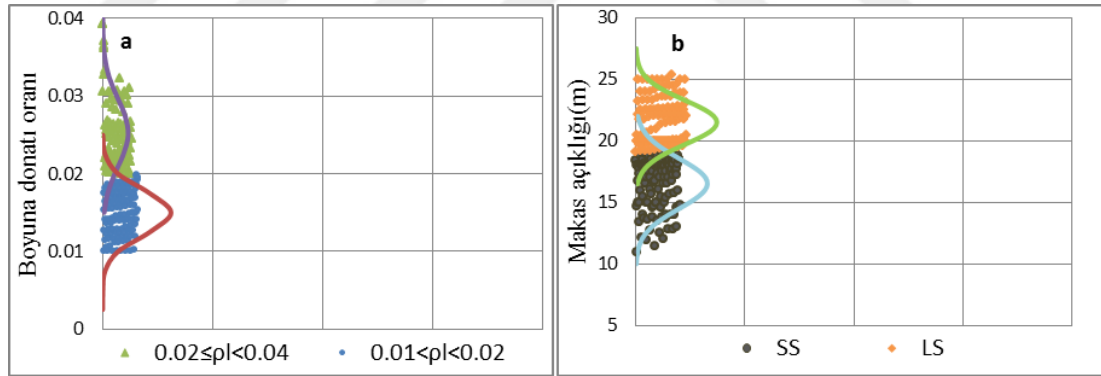
- Kolon kesit boyutları
- Yapı yükseklikleri
- Kolonun boyuna donatı oranı
- Makas doğrultusuna paralel açıklık ölçüsü
- Makas doğrultusuna dik açıklık ölçüsü
- Kolonun sargı durumu
- Çatı türü



Şekil 3.3: Envanterde bulunan yapıların sahip olduğu kolon boyutları ve yapı yüksekliklerinin dağılımı.

Şekil 3.3a’da öncelikle yapıların sahip olduğu kolon boyutunun, tüm envantere olan yüzde oranının dağılımı incelenmiştir. Devamında kolon en kesit boyutuna ait sayısal dağılım verilmiştir Şekil 3.3b.

Gerçekleştirilen saha çalışmaları sonucu elde edilen yapı envanterinin değerlendirilmesinde, yapıların sahip olduğu kolon en kesit boyut ölçülerinin çoğunlukla 40x40 cm ile 60x60 cm aralında olduğu Şekil 3.3’de görülmektedir. Ayrıca her yapının yüksekliğinin aynı kolon boyutları dikkate alınarak değerlendirildiği Şekil 3.3c’de açıkça görüldüğü üzere, kolon boyutlarının büyümesi durumunda, yapı yüksekliğinin de arttığı görülmektedir. Genel bir değerlendirme yapılacak olursa, yapı yüksekliğinin 4m ile 13m aralığında değişim gösterdiği görülmektedir. Dolayısıyla bu çalışmada, S40x40, S45x45, S50x50, S55x55 ve S60x60 kolon boyutları dikkate alınacak olup, yapı yüksekliği her kolon boyutu kendi içerisinde değerlendirilerek ortalama değerleri dikkate alınacaktır. Modellere ait yapı yükseklikleri ayrıca Tablo 3.1 de detaylı olarak verilmiştir. Yapıda bulunan kolonların sahip olduğu boyuna donatı oranı ve yapının makas açıklığı ölçüleri Şekil 3.4’de verilmiştir.

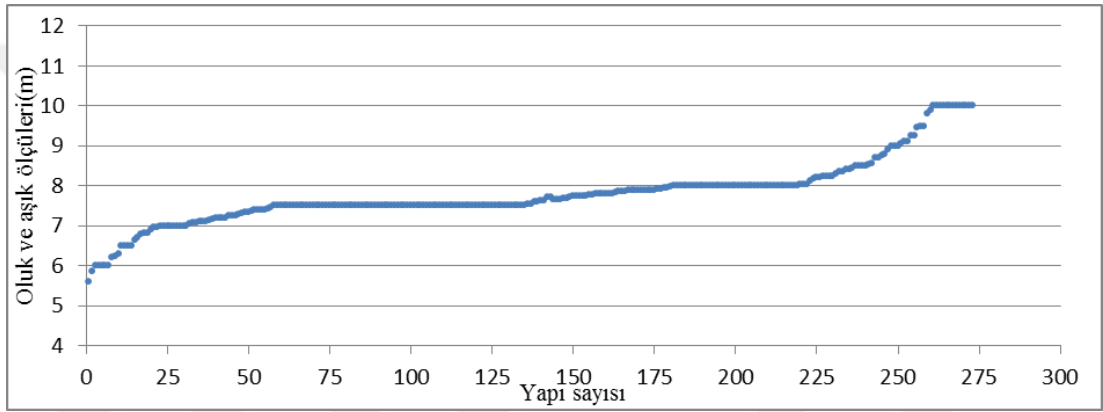


Şekil 3.4: Yapıda bulunan kolonların boyuna donatı oranı ve yapının sahip olduğu makas açıklık dağılımı.

Envanterde bulunan yapıların kolonlarına ait boyuna donatı oranının büyük çoğunluğunun %1 ile %3 aralığında değişim gösterdiği, çok nadir de olsa %3’den daha yüksek değerlerin olduğu Şekil 3.4a’da açıkça görülmektedir. Ayrıca yapının sahip olduğu makas açıklık ölçüleri ise 10 m ile 25 m aralığında değişim göstermektedir Şekil 3.4b. Söz konusu iki parametrenin de çok geniş bir saçılımı sahip oldukları görülmektedir. Dolayısıyla sınıflandırmada iki farklı yatay açıklık ve iki farklı boyuna donatı oranı tanımlanmıştır Tablo 3.1.

Tablo 3.1. Sınıflandırmada dikkate alınan parametrelerin ortalama ve yüzde değerleri.

	Yükseklik(m)					Makas uzunluğu(m)		Boyuna donatı oranı	
En kesit boyutları (cm)	S40X40	S45X45	S50X50	S55X55	S60X60	$10 < SS \leq 19$	$19 < LS < 25$	$0.01 \leq \rho_l < 0.02$	$0.02 \leq \rho_l < 0.04$
% Yapı Stoku	7.72	13.24	26.10	9.56	32.72	46	54	55	45
Ortalama	6.45m	6.44m	7.62m	8.36m	8.46m	16.53m	21.50m	0.0157	0.0253
St. Sapma	0.73	1.23	1.23	1.13	1.74	2.03	1.80	0.0031	0.0027

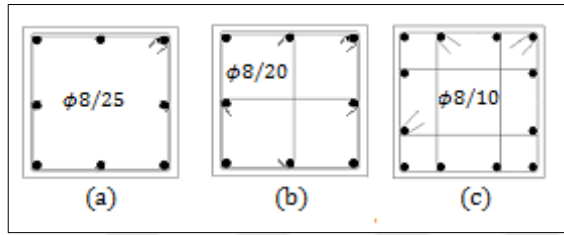


Şekil 3.5: Yapı envanterinde bulunan, her yapıya ait oluk ve aşık ölçü değeri dağılımı.

Bu yapıların makas doğrultusuna dik yönde bulunan oluk ve aşık elemanlarının değerlendirilmesi Şekil 3.5 dikkate alınarak yapılmıştır. Makas açıklığından farklı olarak yapıların sahip olduğu oluk ve aşık elemanlarının uzunluk değerlerinin daha dar bir saçılıma sahip olduğu görülmektedir. Tüm yapı stoku incelendiğinde, makas doğrultusuna dik yöndeki açıklık 6-10 m aralığında olup analizlerde dikkate alınacak olan ortalama ve standart sapma değerleri sırasıyla 7.76 m, 0.736 olarak elde edilmiştir.

Yapılara ait statik projelerden elde edilen veriler dikkate alındığında, kolonlarda bulunan boyuna ve enine donatı için sıcak haddelenmiş nervürlü S420 çelik sınıfının kullanıldığı tespit edilmiştir. Kolonlarda bulunan beton sınıfının kahir ekseriyetinin C30 beton sınıfından oluştuğu ve pas payının 2.5 cm veya 3 cm olduğu görülmüştür. Kolonlarda kullanılan etriye çapının 8 mm ile 12 mm aralığında değişim gösterdiği ve etriye adım aralıklarının, depremselliğin yüksek olduğu

Marmara bölgesinde ekseriyetle 10 cm olduğu gözlenmiştir. Fakat bazı diğer bölgelerden elde edilen yapılarda, etriye adım aralık değerinin 20 cm ye kadar arttığı görülmüştür. Ayrıca Van depremi sonucunda yapılan saha araştırmalarında, yapıların inşasında projelere sadık kalınmadığı görülmüştür [Ozden et al., 2014]. Dolayısıyla yapılacak olan sınıflandırmada, kolonlardaki sargı etkisinin değerlendirilmesinde, kare kolon elemanlar için üç farklı sargı konfigürasyonu (Conf) dikkate alınmıştır Şekil 3.6.



Şekil 3.6: Çalışmada dikkate alınan kolonların sahip olduğu en kesit etriye konfigürasyonu; a) Conf1, b) Conf2, c) Conf3.

Çalışma kapsamında yapılacak olan sınıflandırmada; sargı etkisinin etkinliği üç konfigürasyon üzerinden dikkate alınmıştır. Şekil 3.6a’da sadece iki kollu tek etriye konfigürasyonunun 25 cm etriye adım aralığı için Conf1 ismi atanmıştır. Şekil 3.6b’de iki kollu tek etriye ile iki adet çiroz konfigürasyonun, 20 cm etriye adım aralığı için Conf2, Şekil 3.6c’de iki kollu üç etriye konfigürasyonunun 10 cm etriye adım aralığı için Conf3 olarak isimlendirilmiştir.

Son parametre olarak, kolona etki edecek olan eksenel kuvvetin hesaplanmasında dikkate alınan çatı türü için ağır çatı (HR) ve hafif çatı (LR) şeklinde iki farklı durum dikkate alınmıştır. HR parametresi; çatı kaplaması için asbestli çimento oluklu levha (0.20 kN/m^2), yalıtım malzemesi olarak ise ortalama 10 cm kalınlıkta taş yünü (0.1 kN/m^2) dikkate alınmıştır. LR parametresi; çatı kaplaması için trapezoid sac (0.05 kN/m^2), yalıtım malzemesi için ise ortalama 6 cm kalınlıkta poliüretan (0.02 kN/m^2) dikkate alınmıştır.

Söz konusu açıklanan parametreler dikkate alınarak; envanterin sınıflandırılması işleminde beş farklı kolon boyutu, üç farklı boyuna donatı oranı, üç farklı sargı durumu, iki farklı çatı türü ve iki farklı makas açıklığı tanımlanmıştır. Son durum için elde edilen sınıflandırma Tablo 3.2’de verilmiştir.

Tablo 3.2: Çalışmada dikkate alınacak olan yapı sınıflandırması.

Kolon	Çatı	Yatay	Boyuna	Sargı
Boyutları(cm)	Türü	açıklık	donatı oranı	konfigürasyonu
S40X40				
S45X45	HR	LS	0.009	Conf1
S50X50		SS	0.0157	Conf2
S55X55	LR	SS	0.0253	Conf3
S60X60				

Söz konusu parametrelerin kırılma eğrileri üzerindeki etkisinin detaylı olarak inceleneceği sonraki bölümlerde, sargı etkisinin yetersiz olduğu durumlarda, kolonun boyuna donatı oranının artmasının yapının deprem performansında etkili olmadığı görülmüştür. Dolayısıyla çalışma kapsamında en olumsuz durumu değerlendirebilmek için Conf1 sargı durumunda sadece 0.009 boyuna donatı oranı dikkate alınmıştır. Diğer sargı durumları için ise 0,0157 ve 0,0253 boyuna donatı oranı dikkate alınarak genel sınıflandırmanın çerçevesi oluşturulmuştur. Bu durumda ifade edilen parametreler dikkate alınarak 100 farklı 2B çerçeve model tasarlanacaktır. Analizlerde dikkate alınacak olan herhangi bir modelin isimlendirilmesi; sırasıyla kolon boyutu, boyuna donatı oranının yüzde değeri, sargı konfigürasyonu, son olarak çatı yükü ve yatay açıklık birleştirilerek isimlendirme işlemi “S40-1.5-Conf2-HRLS” şeklinde yapılmıştır.

3.2. Deprem Yer Hareketi Kayıtlarının Seçimi

Doğrusal olmayan dinamik analizlerde, yapıların tepki davranışlarının doğrudan seçilen yer hareket kayıtları ile ilintili olmasından dolayı yapısal hasar değerlendirme çalışmalarında oluşturulan deprem yer hareketi setleri kritik öneme sahiptir. Deprem tehlike düzeyi, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde (TBDY) ifade edilen 50 yılda aşılma olasılığı %10 yani 475 yıllık dönüşüm periyodu (DD-2) ve deprem tasarım sınıfı 1 (DTS-1) referans alınmıştır [TBDY, 2018]. Tasarım spektrumları, Marmara bölgesinin depremselliği dikkate alınarak iki farklı zemin durumu için elde edilmiştir. Analitik yöntem ile elde edilecek olan kırılma eğrilerinin uygunluğunda, analizlerde dikkate alınan deprem yer hareketi kayıtlarının sayısı son derece önemlidir. Bu yöntem ile kırılma eğrilerinin elde edilmesi

işleminin, zaman ve hesaplama açısından son derece yoğun olduğu bilinmektedir. Analizlerin tamamlanması için gerekli zaman da göz önüne alındığında makul bir noktada buluşulmalıdır. Bu çalışmada ise söz konusu spektrumlar ile uyumlu deprem yer hareketi kayıtları, her an ulaşılabilen merkez olan PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) web sayfasından, her iki zemin durumu için toplamda 50 adet yer hareketi kaydı seçilerek iki farklı deprem seti oluşturulmuştur[peer.berkeley.edu, 2018].

Sert ve yumuşak zemin durumu dikkate alınarak oluşturulan iki farklı deprem seti için bir takım ölçütler göz önünde tutulmuştur. Öncelikle, deprem moment büyüklük aralığı $M_w 6.0 \sim 7.5$ için tüm fay mekanizmaları dikkate alınmıştır. Yakın fay etkisinden kaçınmak için seçilen kayıtların merkez üssü uzaklığının 15 km'den yüksek olmasına özen gösterilmiştir [Kalkan et al., 2008]. TBDY-2018 de ifade edilen ölçüt; seçilen deprem yer hareketi kayıtlarına ait etkin sürenin (%5-%95) 15 s'den daha uzun olması hususu göz önünde tutulmuştur.

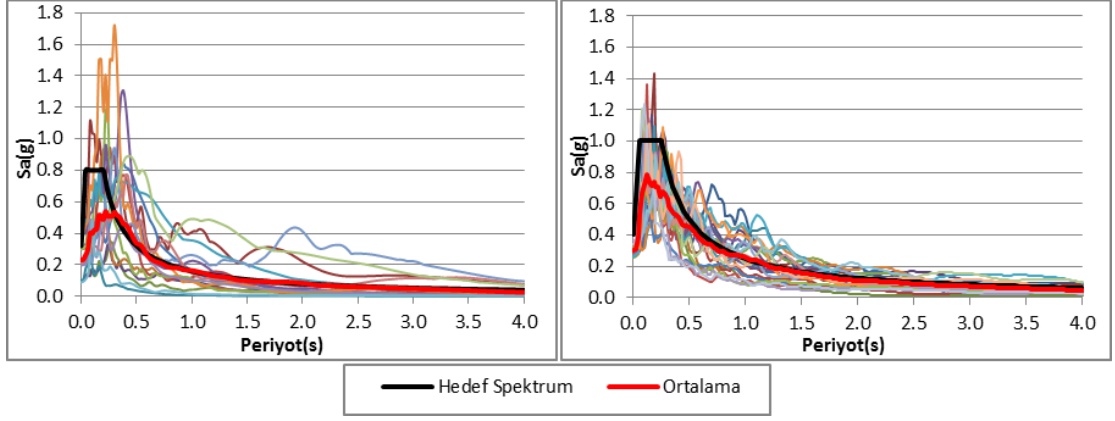
Tablo 3.3: Sert zemin durumu için dikkate alınan deprem yer hareketi seti.

No	Deprem ismi	Büyüklük	İstasyon	Mesafe (km)	$V_s,30$ (m/s)	PGA (g)	Etkin süre (s)
1	Loma Prieta,1989	6.93	Hollister - SAGO Vault(270)	29	621.2	0.29	16.3
2	Duzce_Turkey,1999	7.14	Lamont 1060(E)	25	782.0	0.30	18.6
3	Northridge-02,1994	6.05	Lake Hughes #12A(90)	28	602.1	0.32	15.1
4	Hector Mine,1999	7.13	Twentynine Palms(90)	42	635.0	0.36	18.0
5	Chi-Chi_Taiwan-02,1999	6.20	HWA029(4)	45	614.1	0.28	18.3
6	Chi-Chi_Taiwan-04,1999	6.20	CHY102(E)	39	804.4	0.29	15.1
7	Chi-Chi_Taiwan-04,1999	6.20	TCU089(N)	27	671.5	0.29	17.4
8	Chi-Chi_Taiwan-05,1999	6.20	HWA020(E)	34	626.4	0.30	17.5
9	Chi-Chi_Taiwan-05,1999	6.20	HWA024(E)	48	671.5	0.26	17.1
10	Chi-Chi_Taiwan-05,1999	6.20	HWA038(E)	39	642.7	0.29	17.0
11	Chi-Chi_Taiwan-06,1999	6.30	HWA035(N)	37	677.5	0.26	23.6
12	Chi-Chi_Taiwan-06,1999	6.30	TCU102(E)	34	714.3	0.27	25.1
13	Tottori_Japan,2000	6.61	OKYH05(EW)	46	610.2	0.29	18.5
14	Tottori_Japan,2000	6.61	OKYH08(NS)	24	694.2	0.29	25.4
15	Niigata_Japan,2004	6.63	NIGH19(EW)	43	625.0	0.33	15.6
16	L'Aquila_Italy,2009	6.30	Leonessa(E)	33	649.7	0.27	29.1
17	L'Aquila_Italy,2009	6.30	Subiaco(N)	46	638.4	0.27	26.2
18	Chuetsu-oki_Japan,2007	6.80	Joetsu Yasuzuka(EW)	20	655.5	0.30	15.8
19	Chuetsu-oki_Japan,2007	6.80	Tokamachi Chitosecho(EW)	25	640.1	0.34	17.0
20	Chuetsu-oki_Japan,2007	6.80	Kawaguchi(EW)	23	640.1	0.34	22.5
21	Iwate_Japan,2008	6.90	AKT017(EW)	31	643.6	0.31	23.4
22	Iwate_Japan,2008	6.90	IWTH27(EW)	43	670.3	0.36	22.2
23	Iwate_Japan,2008	6.90	Yuzawa Town(NS)	22	655.5	0.30	17.4
24	Iwate_Japan,2008	6.90	Yuzawa(EW)	22	655.5	0.30	18.5
25	Iwate_Japan,2008	6.90	Ichinoseki Maikawa(EW)	23	640.1	0.34	18.4

Tablo 3.4: Yumuşak zemin durumu için dikkate alınan deprem yer hareketi seti.

No	Deprem ismi	Büyüklik	İstasyon	Mesafe (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	PGA (g)	Etkin süre (s)
1	Northern Calif-01,1941	6.40	Ferndale City Hall(225)	44	219.3	0.39	15.5
2	Northern Calif-01,1941	6.40	Ferndale City Hall(315)	44	219.3	0.41	15.5
3	Northern Calif-03,1954	6.50	Ferndale City Hall(44)	26	219.3	0.33	19.4
4	San Fernando,1971	6.61	Whittier Narrows Dam(143)	39	298.7	0.44	21.5
5	San Fernando,1971	6.61	Whittier Narrows Dam(233)	39	298.7	0.38	21.5
6	Imperial Valley-06,1979	6.53	Calipatria Fire Station(225)	23	205.8	0.42	25.9
7	Imperial Valley-06,1979	6.53	Calipatria Fire Station(315)	23	205.8	0.39	25.9
8	Imperial Valley-06,1979	6.53	El Centro Array #13,(230)	21	249.9	0.38	21.6
9	Imperial Valley-06,1979	6.53	Niland Fire Station(90)	35	212.0	0.38	26.4
10	Imperial Valley-06,1979	6.53	Niland Fire Station(360)	35	212.0	0.37	26.4
11	Coalinga-01, 1983	6.36	Parkfield - Cholame 3W(300)	44	230.6	0.39	23.5
12	Coalinga-01, 1983	6.36	Parkfield - Cholame 4AW(0)	46	283.4	0.37	22.0
13	Coalinga-01, 1983	6.36	Parkfield - Cholame 4AW(90)	46	283.4	0.39	22.0
14	Coalinga-01, 1983	6.36	Parkfield - Cholame 5W(270)	48	236.6	0.36	17.4
15	Coalinga-01, 1983	6.36	Parkfield - Cholame 5W(360)	48	236.6	0.35	17.4
16	Coalinga-01, 1983	6.36	Parkfield - Fault Zone 3(0)	36	211.7	0.34	24.0
17	Coalinga-01, 1983	6.36	Parkfield - Fault Zone 3(90)	36	211.7	0.33	24.0
18	Coalinga-01, 1983	6.36	Parkfield - Fault Zone 6(90)	31	266.7	0.37	25.5
19	Coalinga-01, 1983	6.36	Parkfield - Gold Hill 1W(0)	35	214.4	0.34	23.0
20	Coalinga-01, 1983	6.36	Parkfield-Gold Hill 6W(90)	47	232.4	0.40	27.9
21	Coalinga-01, 1983	6.36	Parkfield-Vineyard Cany 1W(0)	27	284.2	0.39	17.5
22	Coalinga-01, 1983	6.36	Parkfield-Vineyard Cany 1W(90)	27	284.2	0.37	17.5
23	N. Palm Springs,1986	6.06	Indio - Coachella Canal(0)	41	339.0	0.40	28.7
24	N. Palm Springs,1986	6.06	Indio - Coachella Canal(90)	41	339.0	0.40	28.7
25	N. Palm Springs,1986	6.06	San Jacinto-Valley Cemetary(360)	30	330.7	0.44	21.6

Daha önceden ifade edilen iki farklı zemin durumunun dikkate alınmasında, zemin ortamının üst 30 metresi için hesaplanan ortalama kayma dalgası yayılma hızı ($V_{s,30}$) parametresi referans alınmıştır. Seçilen kayıtların zemin kayma hızı değerleri, sert zemin durumu için $1200 \text{ m/s} > V_{s,30} > 600 \text{ m/s}$ aralığı dikkate alınırken yumuşak zemin için bu aralık $180 \text{ m/s} < V_{s,30} < 360 \text{ m/s}$ olarak belirlenmiştir. Seçilen deprem yer hareketi kayıtlarının isim, istasyon, depremin oluş tarihi gibi diğer bilgileri, sert zemin durumu için Tablo 3.3’de, yumuşak zemin durumu için ise Tablo 3.4’de verilmiştir.



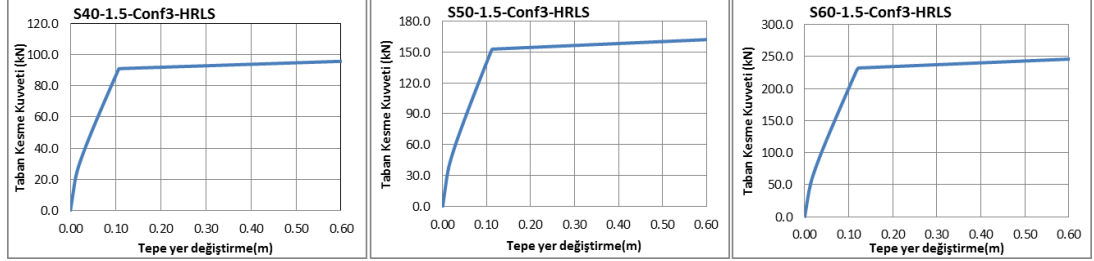
Şekil 3.7: Çalışmada dikkate alınan deprem yer hareketleri kayıtlarına ait ortalama ve hedef spektrumları; Sert zemin durumu (sol), Yumuşak zemin durumu (sağ).

Gerçekleştirilecek olan doğrusal olmayan dinamik analizlerde kullanılacak olan kayıtların, daha önceden de açıklaması yapılan hedef spektrumuna uyumlu olması için 0.5-4.0 aralığında ölçek faktörü dikkate alınarak ölçeklendirilmiştir. Çalışma kapsamında, analizlerde dikkate alınacak olan yapı modellerine ait etkin eğilme rijitliği için yapıların periyot değerlerinin 0.9-2.0 s aralığında değişim gösterdiği tespit edilmiştir. Dolayısıyla ölçeklendirme sürecinde yatay yer hareket kayıtlarının ortalama SRSS değerinin, hedef spektrumunun $T=1.0-6.0s$ bandı için %90'dan az olmaması hedeflenmiştir. Analizlerde dikkate alınacak olan kayıtların tepki spektrumları ile yönetmelik dikkate alınarak her iki zemin durumu için elde edilen hedef spektrumları Şekil 3.7'de verilmektedir.

3.3. Yapı Modellemesi ve Analiz Yöntemi

Bu bölümde, Türkiye'de bulunan OSB'lerde yaygın olarak tercih edilen tek katlı prefabrik betonarme yapıların hasar görebilirliğinin değerlendirilmesinde faydalanılacak programlar ve yapılacak olan analiz yöntemi hakkında bilgi verilecektir. Söz konusu yapılarda bulunan kolonların tabanda sabit, çatı seviyesinde ise prefabrik kirişler ile mafsallı bağlantılı olmasından dolayı; kolon-kiriş birleşim noktası dikkate alındığında ilave moment aktarımının olmadığı ve rijit diyafram özelliğinin nadir görüldüğü bilinmektedir [Eren and Luş, 2015], [Senel and Kayhan, 2010], [Casotto et al., 2015], [Kayhan ve Şenel, 2010]. Dolayısıyla yapısal analizlerde 2B çerçeve modellerin dikkate alınması kabul edilebilirdir. Literatürde bulunan önceki çalışmalara benzer şekilde, yapının orta aksında bulunan çatı makası

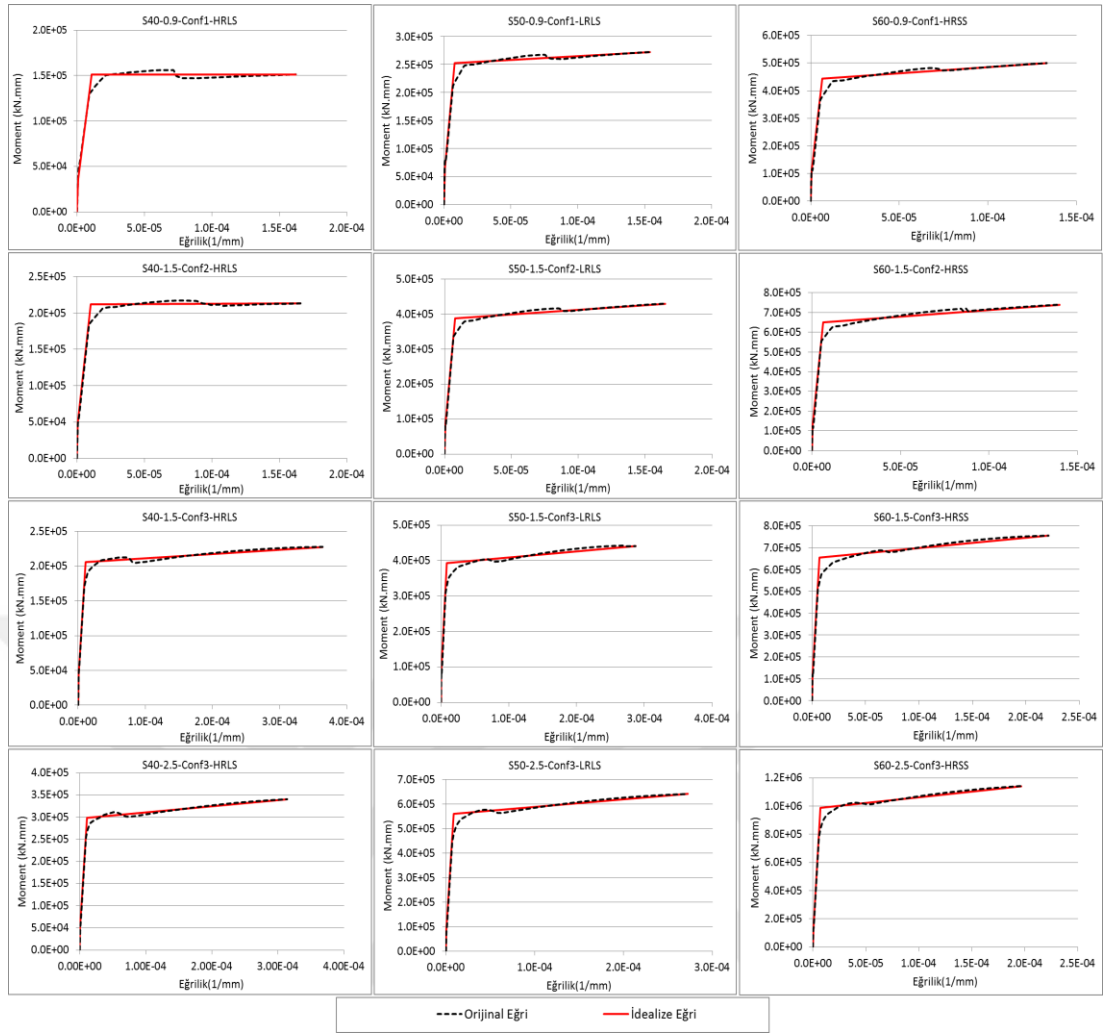
doğrultusundaki çerçevenin kritik olduğu tespit edilmiştir. Örnek olması açısından orta aksta bulunan 2B çerçevelerin dikkate alındığı, üç farklı yapı modeline ait kapasite eğrileri Şekil 3.8’de verilmiştir.



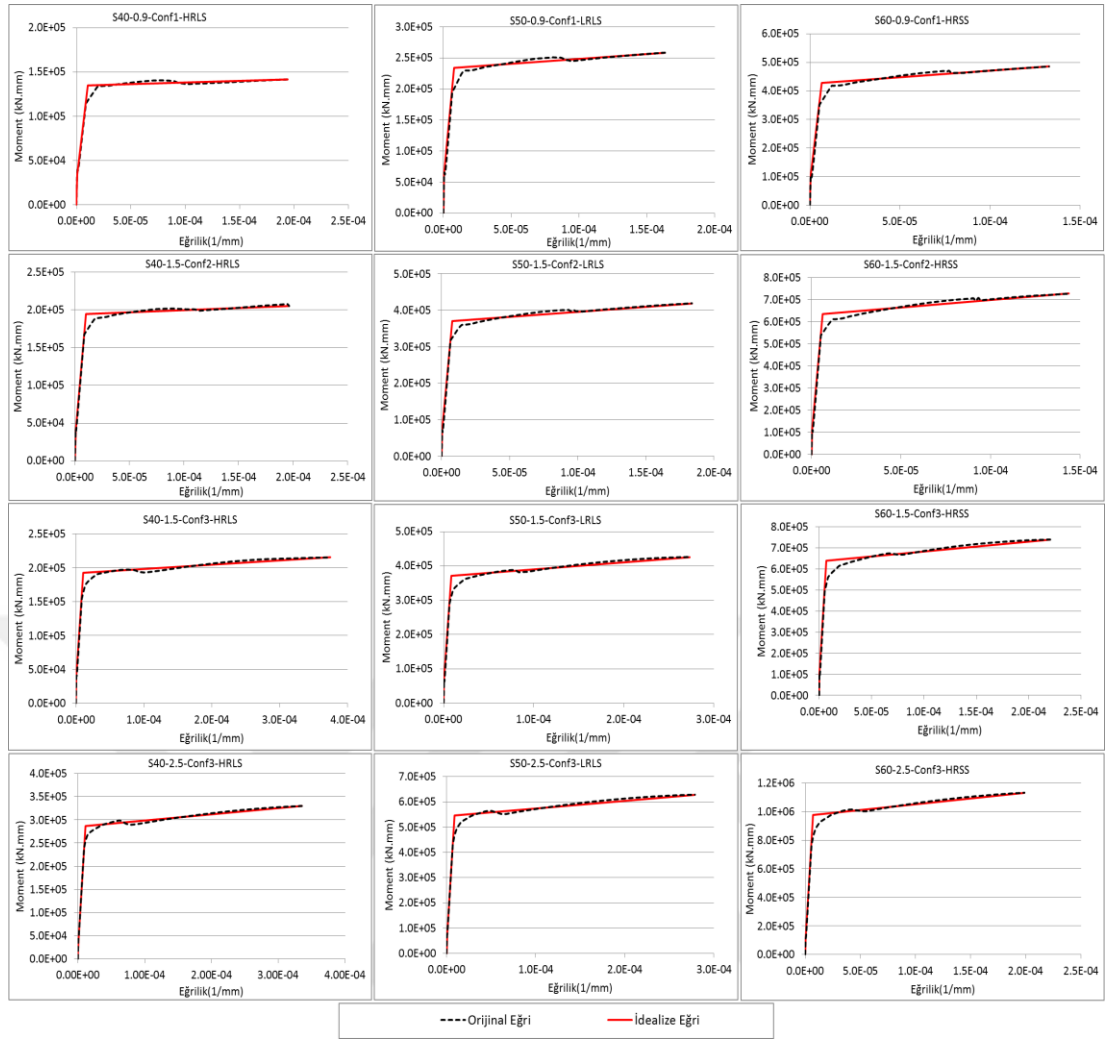
Şekil 3.8: Çalışmalarda dikkate alınan örnek üç yapıya ait kapasite eğrileri.

Tüm modelleme ve doğrusal olmayan dinamik analizler, Reinhorn vd. tarafından geliştirilen IDARC-2D analiz programı aracılığı ile gerçekleştirilmiştir [Reinhorn et al., 2009]. Öncelikle doğrusal olmayan dinamik analiz aşamasına geçilmeden önce her çerçevede bulunan kolonlara ait moment-eğrilik (M-K) ilişkilerinin elde edilmesi gerekmektedir. Çalışma kapsamında, bu programda tanımlanan her kolon eleman için M-K ilişkisi otomatik olarak hesaplanabilmektedir. Fakat daha doğrucu sonuçların elde edilebilmesi için bu ilişkinin elle girilmesi tavsiye edilmektedir. Bu noktada, M-K ilişkilerinin elde edilmesi işleminin gerçekleştirilmesinde yaygın olarak tercih edilen XTRACT v3.0.8 programından faydalanılmıştır [XTRACT v3.0.8, 2007]. Bölüm 3.1.1’de detaylı olarak açıklanan sınıflandırmaya ait 100 adet 2B çerçeve modellerde bulunan her kolona ait eksenel yük, boyuna donatı oranı, sargı konfigürasyonu dikkate alınarak M-K ilişkileri ayrı ayrı elde edilmiştir.

Elde edilen M-K ilişkilerinde, kolonun en kesit davranışına; beton elemanı için Mander sargılı ve sargısız beton modeli, çelik eleman için ise pekleşme etkilerinin de dikkate alındığı parabolsü-birim şekil değiştirme modeli yansıtılmıştır. Her çerçevenin orta ve dış aksında bulunan kolonların kapasite eğrilerinin gerçeğe yakın dikkate alınabilmesi için elde edilen M-K ilişkileri, analizlerde kullanılmak üzere eşit alan metodu kullanılarak üç eğimli doğrusal olarak idealize edilmiştir. Dikkate alınan bazı modellerin orta ve dış aksında bulunan kolonlara ait M-K ilişkileri sırasıyla Şekil 3.9 ve Şekil 3.10’da verilmiştir.



Şekil 3.9: Çalışma kapsamında dikkate alınan bazı yapıların orta aksında bulunan kolonlara ait M-K ilişkileri.



Şekil 3.10: Çalışma kapsamında dikkate alınan bazı yapıların dış aksında bulunan kolonlara ait M-K ilişkileri.

Doğrusal olmayan dinamik analiz doğrultusu dikkate alınarak elde edilen M-K ilişkileri, analizlerde kullanılmak üzere üç eğimli doğrusal olarak idealize edilmiştir. Birinci doğrusalın eğimi (Başlangıç eğilme rijitliği (EI_i)), başlangıç ile sargısız betonda meydana gelen ilk çatlama anı [(ϕ_{cr}) , (M_{cr})], ikinci doğrusal (Çatlamış eğilme rijitliği (EI_{cr})) ise sargısız betonda meydana gelen ilk çatlama anı ile donatı çeliğindeki ilk akma yaşanması anındaki eğrilik [(ϕ_y) , (M_y)] değeri referans alınmıştır.

Son doğrusalın eğimi (Akma sonrası eğilme rijitliği (EI_{py})) ise TBDY-2018 tanımlanan betonun nihai birim şekil değiştirme değeri (ϵ_{cu}) olan 0.018 veya çelik elemanda oluşan nihai birim şekil değiştirme (ϵ_{su}), Fischinger vd. tarafından tanımlanmış olan %8 değerine karşılık gelen eğrilik değerleri göz önünde tutulmuştur [Fischinger et al., 2008]. Analizlerde dikkate alınacak modellerdeki

kolon elemanların kapasiteleri, yukarıda beton ve çelik elemanları için tanımlanan limit birim şekil değiştirme değerlerinden kritik olan için elde edilen eğrilik, nihai eğrilik(ϕ_u) değeri olarak dikkate alınmıştır. Söz konusu beton veya çelik elemanlar için tanımlanan limit birim şekil değiştirme değerine ulaşamaması durumunda ise elde edilen eğrilik değeri ϕ_u olarak kabul edilmiştir. Ayrıca tüm modellere ait etkin eğilme rijitlikleri (EI_{eff}) söz konusu M-K ilişkileri dikkate alınarak ayrı ayrı hesaplanmıştır.

Daha önceden de ifade edildiği üzere, çalışma kapsamında oluşturulan tüm modelleme ve doğrusal olmayan dinamik analizler Reinhorn vd. tarafından geliştirilen IDARC-2D analiz programı aracılığı ile gerçekleştirilmiştir. Söz konusu bu program, gerçekleştirilen her dinamik analiz sonucunda farklı hasar parametre sonuçlarını tek seferde alma imkânı sağlamaktadır [Dumova-Jovanoska, 2000]. Öncelikle sayısal çözümleme hesap yöntemlerine kısaca değinilecek akabinde IDARC-2D programında gerçekleştirilecek olan doğrusal olmayan dinamik analiz prosedürü kısaca açıklanacak olup sonrasında IDA yöntemi detaylı olarak irdelenecektir.

3.4. Dinamik Analizlerde Dikkate Alınan Sayısal Çözümleme Hesap Yöntemlerine Genel Bakış

Sistemin doğrusal olmayan davranış sergilemesi, sisteme etki eden kuvvet veya yer ivmesinin gelişigüzel değişmesi durumunda, tek serbestlik dereceli (TSD) sisteme ait hareket denklemini analitik yöntem ile elde etmek oldukça zordur. Dolayısıyla zamanı adımlama metodu kullanılarak, türevsel/integrasyonel denklemler için sayısal çözümleme yapılmaktadır. Dikkate alınan sayısal yöntem için aranan bazı temel özellikler aşağıda maddelenmiştir.

- Gerçek çözüme kabul edilebilir yakınlıkta sonuçlar vermelidir.
- Çözümlemede oluşacak sayısal yuvarlama hatalarının makul sınırlar içinde kalması gerekir.
- Dikkate alınan sayısal çözüm metodunda, zaman adım aralığı küçültülmesi durumunda elde edilecek sonucun kesin çözüme yaklaşması beklenir.

Yukarıda maddeler halinde verilen üç temel esas dikkate alınan yöntemin uygunluğu noktasında kritiktir. Analiz bölümüne geçilmeden önce üç farklı zaman adımlama yöntemi incelenecektir. Devamında ise doğrusal olmayan dinamik analizler için kullanılan IDARC-2D programında tercih edilen sayısal çözümleme yönteminin, doğrusal dışı sistemler için uygulanması kısaca açıklanacaktır.

3.4.1. Zamanı Adımlama Yaklaşımları

Başlangıç koşullarının $u_0 = u(0)$, $\dot{u}_0 = \dot{u}(0)$ olduğu varsayılan ve doğrusal olmayan davranış sergileyen sistemin çözümlenmesi hedeflenen hareket denkleminin matematiksel ifadesi genel haliyle Denklem 3.1 de verilmiştir.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u) = p(t) \text{ veya } -m\ddot{u}_{(g)}(t) \quad (3.1)$$

Sisteme etki eden kuvvet veya yer ivmesi P_t 'nin her zaman adımındaki, örneğin i anındaki $[i = 0, 1, 2, \dots, k]$ değeri için $p_i = p(t_i)$ değerlerinin bilindiği kabul edilir. Bu adımlar arasındaki zaman aralığı, $\Delta t_i = t_{i+1} - t_i$ olup çoğunlukla eşit alınmaktadır.

Dikkate alınan i anı için Denklem 3.1 aşağıda verilen şekilde düzenlenir.

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + (f_s)_i = p_i \quad (3.2)$$

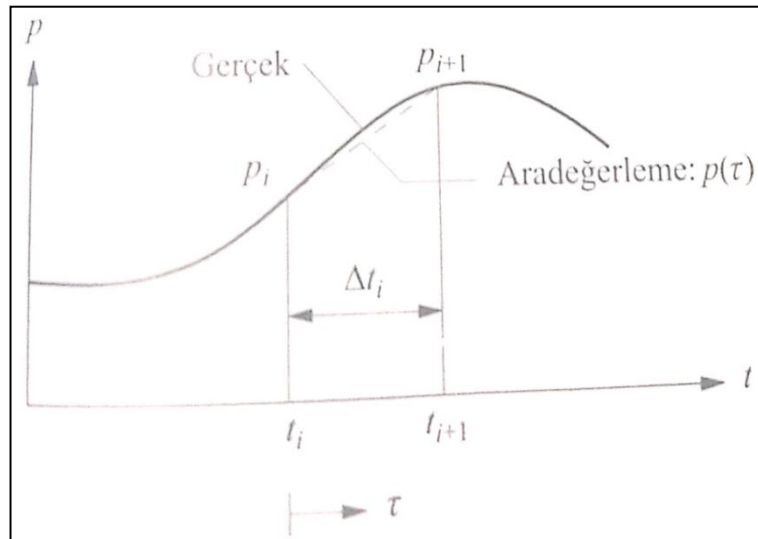
Burada $\dot{u}_i, \ddot{u}_i$ TSD sistemin i anındaki hız ve ivmesini temsil eder. Son olarak doğrusal elastik sistemlerde $(f_s)_i = ku_i$ olurken aksi durumda yani sistem doğrusal davranmadığında ise $(f_s)_i$ yer değiştirmenin geçmişine ve i anındaki hıza bağlıdır. Burada belirtmelidir ki sayısal çözümlemedeki hedef, zamanı adımlama yöntemi ile sonraki adımda $u_{i+1}, \dot{u}_{i+1}, \ddot{u}_{i+1}$ tepkilerinin hesaplanması olup söz konusu denklem aşağıda verilmiştir.

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + (f_s)_{i+1} = p_{i+1} \quad (3.3)$$

Denklem 3.3’de verilen hareket denkleminin sayısal çözümlemesinde birçok yöntem bulunmaktadır. Yaygın kullanılan yöntemlere geçilmeden önce ifade edilmelidir ki burada hedefin i adımındaki yapısal sistem verilerinden faydalanarak, $i + 1$ adımlamasında elde edilecek olan u_{i+1} , $\dot{u}_{i+1}$, $\ddot{u}_{i+1}$ tepkilerin gerçeğe en yakın şekilde elde edilmesidir. Bu bölümde doğrusal sistemler için üç farklı zaman adımlama yöntemlerine kısaca değinilecektir. Devamında analizlerde dikkate alınan programda kullanılan yöntem için adımlama yönteminin doğrusal olmayan davranış sergileyen sistemlere uyarlanması, kararlılık ve yakınsama detayları verilecektir.

3.4.1.1. Yüklemenin Ara Değerlendirmesine Dayalı Yöntem

Yüklemenin herhangi bir i ve $i + 1$ aralığında ara değerlendirmesine dayanan bu yöntemin öncelikle doğrusal sistemler üzerindeki uygunluğu ifade edilecek devamında ise hafif sönümlü sistemler yani sönümün 1’den küçük olması durumunda uygulanabilirliği sunulacaktır. Bu yöntem için kritik özelliğin Δt adım aralığının, yüklemde bulunan tepe noktalarının tamamını dikkate alınabileceği küçük adımlama değerlerinde seçilmesidir. Söz konusu yöntem yüklemenin $t_i \leq t \leq t_{i+1}$ aralığı için doğrusal ara değerlendirme gösterimi Şekil 3.11’de, yüklemenin ara değerlemesi ise Denklem 3.4’de verilmiştir [Chopra, 2013].



Şekil 3.11: Doğrusal ara değerlendirilen yüklem için kullanılan gösterim.

$$p(\tau) = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau \quad (3.4)$$

Denklem 3.4’de ifade edilen yüklemenin değişimi $\Delta p_i = p_{i+1} - p_i$ şeklinde hesaplanabilir. τ zaman adım aralığı 0 ile Δt_i aralığında değişir. Bu aşamada işlemlerin basitliği açısından sönümün olmadığı varsayılarak çözüm üretilecektir. Elde edilen denklemler sönümlü sistemler için düzenlenebilmektedir. Sönümsüz sistem için denklem aşağıda ifade edilen formda olur.

$$m\ddot{u} + ku = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau \quad (3.5)$$

Başlangıç koşulları $\tau = 0$ için i adımındaki yer değiştirme ve hız değerleri bilinmektedir. τ ’ya bağlı olarak 0 ile Δt_i aralığında hesaplanacak olan yer değiştirme değeri için oluşturulacak denklem sırasıyla başlangıç durumu için serbest titreşim, hareketsiz sisteminin i noktasındaki yükleme büyüklüğünde basamak kuvvetine tepkisi ve rampa kuvvetine $\left(\frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau\right)$ tepkisi şeklinde üç bileşenden oluşur. Söz konusu üç bileşen için verilerin tepkilerin çözümleri için Denklem 3.6 elde edilir.

$$u(\tau) = u_i \cos(\omega_n \tau) + \frac{\dot{u}_i}{\omega_n} \sin(\omega_n \tau) + \frac{p_i}{k} (1 - \cos(\omega_n \tau)) + \frac{\Delta p_i}{k} \left(\frac{\tau}{\Delta t_i} - \frac{\sin(\omega_n \tau)}{\omega_n \Delta t_i} \right) \quad (3.6)$$

Tanımlanan aralıktaki zaman τ değeri için oluşacak yer değiştirme tepkisi $u(\tau)$ ’nin zaman için türevi alınıp ω_n ile düzenlenirse, hızın τ anı için Denklem 3.6 aşağıda ifade edilen Denklem 3.7 haline dönüşür.

$$\frac{\dot{u}(\tau)}{\omega_n} = -u_i \sin(\omega_n \tau) + \frac{\dot{u}_i}{\omega_n} \cos(\omega_n \tau) + \frac{p_i}{k} \sin(\omega_n \tau) + \frac{\Delta p_i}{k} \frac{1}{\omega_n \Delta t_i} (1 - \cos(\omega_n \tau)) \quad (3.7)$$

Denklem 3.6 ve 3.7’de τ zaman değeri için elde edilen yer değiştirme ve hız denklemleri, Δt_i anı için yeniden düzenlenirse, sonraki adımda oluşacak yer değiştirme ve hız fonksiyonları sırasıyla Denklem 3.8 ve 3.9’da verilen haliyle elde edilmiş olur.

$$u_{i+1} = u_i \cos(\omega_n \Delta t_i) + \frac{\dot{u}_i}{\omega_n} \sin(\omega_n \Delta t_i) + \frac{p_i}{k} (1 - \cos(\omega_n \Delta t_i)) + \frac{\Delta p_i}{k} \frac{1}{\omega_n \Delta t_i} (\omega_n \Delta t_i - \sin(\omega_n \Delta t_i)) \quad (3.8)$$

$$\frac{\dot{u}_{i+1}}{\omega_n} = -u_i \sin(\omega_n \Delta t_i) + \frac{\dot{u}}{\omega_n} \cos(\omega_n \Delta t_i) + \frac{p_i}{k} \sin(\omega_n \Delta t_i) + \frac{\Delta p_i}{k} \frac{1}{\omega_n \Delta t_i} (1 - \cos(\omega_n \Delta t_i)) \quad (3.9)$$

Söz konusu denklemler yinelenme denklemlerine dönüştürülebileceği gibi hafif sönümlü sistemler için de pratik şekilde hesaplanabilmektedir. Çok serbestlik dereceli sistemlerde ise hesaplanacak tepkilerin mod birleştirme yöntemi ile hesabında ara değerlendirme yöntemi kullanılmaktadır.

3.4.1.2. Merkezi Farklar Yöntemi

Herhangi bir zaman adımında hesaplanacak olan tepkilerin elde edilmesinde, önceki adımlarda elde edilen değerlerden faydalananı belirttik bir yöntemdir. Örneğin $i + 1$ adımında elde edilecek yer değiştirme değerinin hesabında i ve $i - 1$ adımlarında elde edilen yer değiştirme değerlerinden faydalanılmaktadır. Hız ve ivmenin sonlu farklar kullanımına dayalı yaklaşık hesap yöntemidir. Söz konusu yöntem dikkate alınarak i anındaki hız ve ivmenin yaklaşık değerleri, sabit adım aralığı için merkezi fark ifadeleri aracılığı ile Denklem 3.10'da verilmiştir.

$$\dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t} \quad \ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{(\Delta t)^2} \quad (3.10)$$

Yukarıda verilen merkezi fark ifadeleri, Denklem 3.2'de sunulan hareket denkleminde kullanıldığında (doğrusal sistem) Denklem 3.11 elde edilmiş olur.

$$m \left(\frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{(\Delta t)^2} \right) + c \left(\frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t} \right) + ku_i = p_i \quad (3.11)$$

Söz konusu yöntemin uygulanmasında, u_i , u_{i-1} adımlarındaki değerlerin hesaplandığı göz önünde tutulduğunda, Denklem 3.11'de , $i + 1$ adımında

bilinmeyen yer değiştirme u_{i+1} denklemin solunda yalnız bırakıldığında Denklem 3.12 elde edilir.

$$\left[\frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \right] u_{i+1} = p_i - \left[\frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \right] u_{i-1} - \left[k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \right] u_i \quad (3.12)$$

Daha önceden de ifade edildiği üzere sonraki adımda hesaplanacak olan tepki değerleri için önceki iki adımda elde edilen değerlerin kullanıldığđı Denklem 3.12’de açıkça görölmektedir. Denklem 3.10’dan faydalanılarak $i + 1$ anındaki yer değiştirme hesabı $i = 0$ için yapılacak olursa; aranan değerin u_1 olduğu, gereken değerlerin ise u_0 ve u_{-1} olduğu anlaşılmaktadır. u_0 başlangıç koşulu olduğu dikkate alınıp, Denklem 3.10 kullanılarak u_{-1} aşağıda ifade edilen şekilde hesaplanabilir.

$$\dot{u}_0 = \frac{u_1 - u_{-1}}{2\Delta t} \quad \ddot{u}_0 = \frac{u_1 - 2u_0 + u_{-1}}{(\Delta t)^2} \quad (3.13)$$

Bilinmeyen değer olan u_1 yalnız bırakılarak ikinci denklemde yerine yazıldığında u_{-1} değerini veren Denklem 3.14 elde edilmiş olur.

$$u_{-1} = u_0 - \Delta t(\dot{u}_0) + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_0 \quad (3.14)$$

Yukarıda açıklanan bu yöntemin kullanılması durumunda, adım aralığı (Δt) , hesaplanacak değerin anlamsız olmaması için önemli olup, yeterince küçük $\left(\frac{\Delta t}{T_n} < 0.1 \right)$ seçilmemesi durumunda hatalı sonuçlar elde edilecektir.

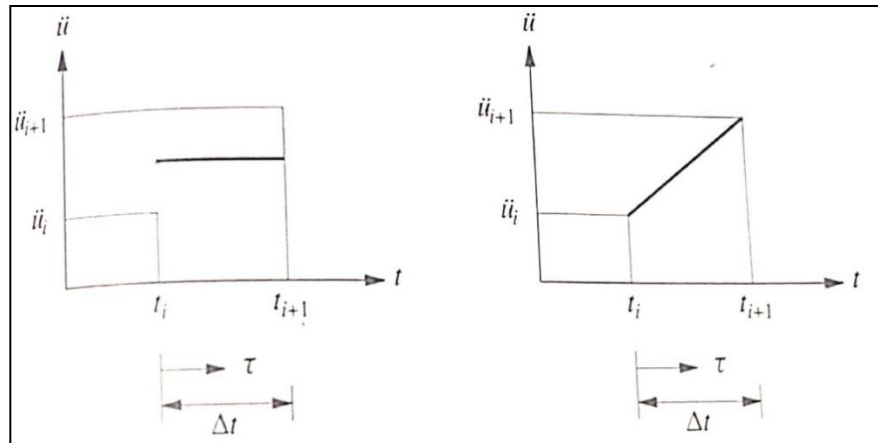
3.4.1.3. Newmark Yöntemi

Dikkate alınan adımdaki tepkilerin hesaplanmasında, aynı adımdaki değişkenlerin kullanılarak çözümlerlerin yapıldığı örtük yöntemlerden olan Newmark yöntemi, 1959 yılında N.M. Newmark tarafından geliştirilmiş ve yönteme ait zamanı adımlama yaklaşımı Denklem 3.15 ve 3.16’da sunulmuştur [Newmark, 1959].

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (3.15)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (3.16)$$

Yukarıda denklemlerin temel haliyle ifade edildiği üzere, dikkate alınan zaman adımındaki ivme değişimini tanımlayan γ ve β katsayılarına bağlı olarak sunulmaktadır. γ ve β katsayılarına bağlı olarak doğruluk ve kararlık açısından yaygın olarak kullanılan iki farklı durum bulunmaktadır. Öncelikle ivmenin zaman adım arasındaki değişimine bağlı olarak sabit ortalama ivme ve doğrusal ivme açıklanacak (Şekil 3.12) devamında doğrusal sistemler için yöntem hakkında kısa bilgi verilecektir [Chopra, 2013].



Şekil 3.12: Sabit ortalama ivme ve doğrusal ivme yöntemi için kullanılan gösterim.

Yukarıda ifade edilen iki alt yöntem dikkate alındığında, $i + 1$ anında elde edilecek tepkilerin, i anı dikkate alınarak yapılacak çözümlerin adımları Tablo 3.5’de verilmiştir.

Tablo 3.5: Adım aralığında ivmenin sabit ortalama ve doğrusal değişmesi yöntemleri.

Sabit ortalama ivme	Doğrusal ivme	
$\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}_i + \frac{\tau}{\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$	(3.17)
$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \frac{\tau}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \ddot{u}_i\tau + \frac{\tau^2}{2\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$	(3.18)
$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	(3.19)
$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i\tau + \frac{\tau^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i\tau + \ddot{u}_i\frac{\tau^2}{2} + \frac{\tau^3}{6\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$	(3.20)
$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i\Delta t + \frac{(\Delta t)^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i\Delta t + (\Delta t)^2\left(\frac{1}{6}\ddot{u}_{i+1} + \frac{1}{3}\ddot{u}_i\right)$	(3.21)

Zaman adım aralığında, ivmenin sabit veya doğrusal değişmesine bağlı olarak dikkate alınacak denklemler, Tablo 3.5’de Denklem 3.17 ile ifade edilmektedir. Tablo 3.5 ve Şekil 3.12’den de açıkça görüldüğü üzere, ivmenin ($\ddot{u}(\tau)$) integrali alındığında, söz konusu adımdaki hızın değişimini veren Denklem 3.18 elde edilir. Devamında $\tau = \Delta t$ için $i+1$ anındaki hızın ($\dot{u}_{i+1}$) denklemi olan Denklem 3.19 elde edilir. $\dot{u}(\tau)$ hızının integrali alınarak yer değişiminin ($u(\tau)$) adım aralığındaki değişimini ifade eden Denklem 3.20 elde edilir. Benzer şekilde, $\tau = \Delta t$ için $i + 1$ anındaki yer değişimi (u_{i+1}) elde edilir. Elde edilen sonuçlar dikkate alındığında, Denklem 3.15 ve 3.16 da bulunan γ ve β katsayıları; $\gamma = \frac{1}{2}$ ve $\beta = \frac{1}{4}$ için sabit ortalama ivme denklemlerinin, $\gamma = \frac{1}{2}$ ve $\beta = \frac{1}{6}$ alınması durumunda ise doğrusal ivme denklemlerinin elde edileceği görülmektedir.

Newmark yöntemi hakkında kısa açıklamalar yapılmış devamında ise söz konusu ilk yaklaşımın (Denklem 3.15 ve 3.16), doğrusal sistemlerin hesabında, Denklem 3.3 kullanılarak döngü olmadan çözüm üretilmesi amacıyla son formu açıklanacaktır.

Denklem 3.16’nın her iki tarafı $\beta\Delta t^2$ bölünerek $i + 1$ anındaki ivme ($\ddot{u}_{i+1}$), $i + 1$ anındaki yer değiştirme (u_{i+1}) değerine bağlı olarak Denklem 3.22 elde edilir.

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} (u_{i+1} - u_i) - \frac{1}{\beta\Delta t} \dot{u}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) \ddot{u}_i \quad (3.22)$$

Denklem 3.22 ifadesi Denklem 3.15 de yerine konularak düzenlendiğinde ise Denklem 3.23 elde edilir.

$$\dot{u}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} (u_{i+1} - u_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{u}_i \quad (3.23)$$

Son olarak elde edilen Denklem 3.22 ve 3.23, $i + 1$ anındaki tepkilerin hesaplanmasında kullanılan Denklem 3.3 de ($m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + ku_{i+1} = p_{i+1}$) yerine konularak $\hat{k}u_{i+1} = \hat{p}_{i+1}$ bağıntısı elde edilir. Bağıntıda ifade edilen $\hat{k}$ ve $\hat{p}_{i+1}$ terimleri katsayı niteliğinde olup aşağıda açıklanmıştır.

$$\hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} c + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} m \quad (3.24)$$

$$\begin{aligned} \hat{p}_{i+1} = p_{i+1} + & \left[\frac{1}{\beta(\Delta t)^2} m + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} c \right] u_i + \left[\frac{1}{\beta\Delta t} m + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right) c \right] \dot{u}_i \\ & + \left[\left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right) c \right] \ddot{u}_i \end{aligned} \quad (3.25)$$

Sistem özellikleri (m , c ve k) ve değişkenler (γ ve β), sistemin i anındaki u_i , $\dot{u}_i$ ve $\ddot{u}_i$ tepki değerleri bilindiğinden, $i + 1$ anındaki yer değiştirme u_{i+1} Denklem 3.26 da ifade edildiği üzere hesaplanabilir.

$$u_{i+1} = \frac{\hat{p}_{i+1}}{\hat{k}} \quad (3.26)$$

$i + 1$ anındaki yer değiştirmenin hesaplanması sonucu, $\dot{u}_{i+1}$ ve $\ddot{u}_{i+1}$ değerleri Denklem 3.22 ve 3.23 kullanılarak hesaplanabilir.

3.4.2. Doğrusal Olmayan Dinamik Analizlerde Kullanılan Sayısal Çözümleme Yöntemi

Çalışma kapsamında doğrusal olmayan dinamik analizlerin gerçekleştirilmesinde kullanılacak olan IDARC-2D’de zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap, Newmark-Beta integrasyon metodu ve pseudo-kuvvet metodunun birleşimi ile gerçekleştirilmektedir. Söz konusu yöntemin doğrusal davranmayan sistemlere uyarlanması hakkında temel bilgiler paylaşılacaktır. Denklem 3.27 dikkate alınarak gerçekleştirilecek olan artımsal çözümleme için çalışma kapsamı dikkate alınarak sadeleştirilmiş haliyle aşağıda verilmiştir.

$$[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C]\{\Delta\dot{u}\} + [K_t]\{\Delta u\} = -[M]\{L_h\}\{\Delta\ddot{u}_{gh}\} + c_{corr}\{\Delta F_{err}\} \quad (3.27)$$

Burada, $[M]$ yapının yığılı kütle matrisini, $[C]$ yapının eşdeğer viskos sönüm matrisini, $[K_t]$ tanjant rijitlik matrisini ifade etmektedir. $\{\Delta u\}$, $\{\Delta\dot{u}\}$, $\{\Delta\ddot{u}\}$ ise sırasıyla yapıya ait yer değiştirme, hız ve ivmenin artımsal vektörlerini ifade eder. $\{L_h\}$ yatay yer ivmesi için birim vektörünü, $\{\Delta\ddot{u}_{gh}\}$ yatay yer hareketindeki artımı, c_{corr} düzeltme katsayısını ve son olarak $\{\Delta F_{err}\}$ yapıda dengelenmemiş kuvvet (artık kuvvet) vektörünü ifade etmektedir.

IDARC-2D kullanılarak yapılacak zaman-tanım analizlerinde, artımlı sistemin çözümünü, program Newmark-Beta algoritmasını kullanarak gerçekleştirmektedir. Dolayısıyla Newmark yöntemine ait temel yaklaşım dikkate alınmaktadır.

$$\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} = \{\dot{u}\}_t + \Delta t[(1 - \gamma)\{\ddot{u}\}_t + \gamma\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}] \quad (3.28)$$

$$\{u\}_{t+\Delta t} = \{u\}_t + \Delta t\{\dot{u}\}_t + (\Delta t)^2[(0.5 - \beta)\{\ddot{u}\}_t + \beta\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}] \quad (3.29)$$

Daha önceden de ifade edildiği üzere, burada β ve γ yöntemine ait parametrelerdir. IDARC-2D programı varsayılan olarak sayısal entegrasyon için koşulsuz olarak kararlı sabit ortalama ivmeyi dikkate alarak çözümlemeleri gerçekleştirmesi üzere ayarlanmıştır. Dolayısıyla Denklem 3.28 ve 3.29’da bulunan parametrelerin $\beta:1/4$ ve $\gamma:1/2$ olarak dikkate alındığı anlaşılmaktadır.

Fakat söz konusu parametreler, $\beta:1/6$, $\gamma:1/2$ şeklinde değiştirilerek, adımlama aralığında ivmenin doğrusal değişimi dikkate alınarak sayısal entegrasyonu gerçekleştirmeye de imkân sağlamaktadır.

Newmark yönteminde detaylı olarak anlatıldığı üzere, Denklem 3.28 yeniden düzenlenerek, hız ve ivmedeki artış için aşağıdaki ifadeler elde edilir.

$$\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} = \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \{\ddot{u}\}_t - \frac{\gamma}{\beta} \{\dot{u}\}_t + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \{\Delta u\}_{t+\Delta t} \quad (3.30)$$

$$\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} = \frac{1}{\gamma \Delta t} \{\dot{u}\}_{t+\Delta t} - \frac{1}{\gamma} \{\ddot{u}\}_t \quad (3.31)$$

$[K_D]$ ve $\{\Delta F_D\}$ sırasıyla eşdeğer dinamik rijitlik ve yük vektörleri kullanılarak, Denklem 3.27 için,

$$[K_D] \{\Delta u\}_{t+\Delta t} = \{\Delta F_D\} \quad (3.32)$$

Eşitliği dikkate alınır, sırasıyla Denklem 3.33 ve Denklem 3.34 elde edilir.

$$[K_D] = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} [M] + \frac{1}{\beta \Delta t} [C] + [K_t] \quad (3.33)$$

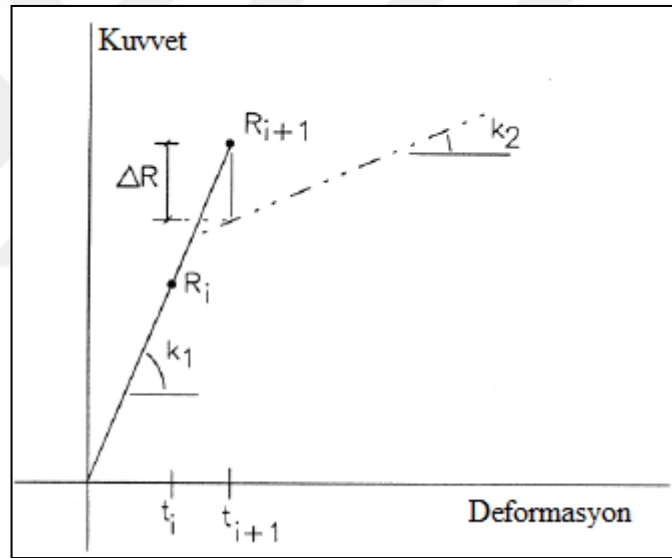
$$\begin{aligned} \{\Delta F_D\} = & -[M]\{L_h\}\{\Delta \ddot{u}_{gh}\} + c_{corr}\{\Delta F_{err}\} + \left(\frac{1}{2\beta} [M] + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - \right. \right. \\ & \left. \left. 1\right) \Delta t [C]\right) \{\ddot{u}\}_t + \left(\frac{1}{\beta \Delta t} [M] + \frac{\gamma}{\beta} [C]\right) \{\dot{u}\}_t \end{aligned} \quad (3.34)$$

Herhangi bir adım aralığında, yer değiştirmedeki artış Denklem 3.32 lineer cebirsel denklem sistemi çözüldüğünde hesaplanır. Hız ve ivme değerleri ise sırasıyla Denklem 3.30 ve 3.31 kullanılarak doğrudan hesaplanabilir.

Yukarıda açıklanan yöntem dikkate alınarak yapılacak olan çözümlemede sıklıkla karşılaşılan hatalardan ilki, Denklem 3.33’de görüldüğü üzere sabit zaman-adım aralığı için tanjant rijitliğinin dikkate alınması sonucu oluşan hatanın, sonucun doğruluğunu etkileyecek mertebelere ulaşmasıdır. Genel anlamda bu problem

Newton-Raphson veya Newmark yaklaşıtlırımı gibi iteratif yöntemler ile azaltılabilmektedir.

IDARC-2D programında, bahsi geçen iteratif yöntemlerden herhangi birisinin kullanılması yerine, her adımda dengesiz kuvvet düzeltmesi şeklinde ifade edilen yöntem tercih edilmiştir (Şekil 3.13) [Reinhorn et al., 2009]. Söz konusu yöntem; doğrusal olmayan dinamik analizlerde dikkate alınan çözümlemede, analizin zaman adımında yapının özelliklerinin değişmediği varsayılarak adım adım gerçekleştirilir. Bazı elemanların rijitliklerinin zaman adımı sırasında değişmesi muhtemel olduğundan (sekant rijitliği yerine, tanjant rijitliğinin dikkate alınması) sonraki zaman adımında yeni denge sağlanmayabilmektedir. Dolayısıyla, her adımda dengesiz kuvvet düzeltmesi uygulanarak oluşacak hatanın en aza indirilmesi hedeflenmiştir.



Şekil 3.13: Dengelenmemiş kuvvetin düzeltmesi işlemi için kullanılan gösterim.

Herhangi bir $t + \Delta t$ 'nin sonunda, histeretik model kullanılarak hesaplanan geri yükleme kuvveti ($\{R\}$) ile adım sırasında rijitlik matrisinde herhangi bir değişiklik olmadığı dikkate alınarak hesaplanan geri yükleme kuvveti $\{R\}'$ arasındaki fark, Denklem 3.35'de ifade edildiği üzere hesaplanmaktadır.

$$\{\Delta F_{err}\} = \{R\} - \{R\}' \quad (3.35)$$

Söz konusu oluşacak bu hata, düzeltici kuvvetin analizin bir sonraki adımında uygulanmasıyla minimize edilir. Dengesiz kuvvetler, histerik modelde moment,

kesme ve rijitlik değerlerinin güncellenmesi sırasında hesaplanır. Böyle bir prosedür, genellikle küçük dengesiz kuvvetler meydana geldiğinde iyi çalışır. Dengesiz kuvvet büyüklüğü, genellikle yetersiz zaman adımından kaynaklanır. Dolayısıyla çözümlemede dikkate alınacak olan zaman-adım aralığının yeterince küçük seçilmesinin önemli olduğu ifade edilmektedir. Yaygın görülen diğer bir hata ise histerik eğride yönün değiştiği, köşe noktalarının yakalanamamasıdır. Bu durumda oluşacak hatanın minimize edilmesi, benzer şekilde zaman-adım aralığının yeterince küçük seçilmesi ile çözümlenebilmektedir.

Doğrusal olmayan dinamik analizlerinin her adımında yapılan çözümlemelerde, Newmark-Beta sabit ortalama ivme algoritması dikkate alınmıştır. Kesitlerin fleksibilite ve rijitlik matrislerinin değişimini birleştirerek değerlendirilmesinde, yayılı plastisite formülasyonu için fleksibilite yöntemi dikkate alınmıştır. Doğrusal olmayan analizlerde yayılı plastisite yaklaşımı için doğrusal elastisite dağılımı kullanılmıştır. Yapının sönümü için Rayleigh sönümü %5 kritik sönüm olarak dikkate alınmıştır. Söz konusu yapıların yüksek kolonlara sahip olmasından dolayı analizlerde $P-\Delta$ etkisi göz önüne alınmıştır. Analizlerde kullanılacak olan histerik davranış için kolon elemanların uç noktalarında rijitlik degradasyonu, dayanım degradasyonu ve pinching etkileri dikkate alınarak, enerjiye dayalı dayanım degradasyonu için histerik eğrisi üç eğimli doğrusal olan model adapte edilmiştir [Sivaselvan and Reinhorn, 2000].

3.5. Yapısal Hasar Parametresinin Tanımlanması

Kırılgnalık eğrilerinin analitik olarak elde edilmesi işleminde, dikkate alınan deprem talep parametresi ve bu parametre için tanımlanan farklı hasar durumlarına ait limit değerleri son derece kritik öneme sahiptir. Betonarme yapıların hasar görebilirliği hakkında yapılan çalışmalarda dikkate alınan hasar parametreleri incelendiğinde, maksimum görelî kat ötelenmesi oranı (drift), tepe yer değiştirmesi, beton veya çelik elemanda meydana gelen birim şekil değiştirme ve DI yaygın olarak kullanıldığı görülmektedir.

Hasar parametreleri en basit haliyle deformasyona ve enerjiye dayalı olarak iki ana başlıkta değerlendirilebilir. Hasar parametresinin daha doğrucu değerlendirilebilmesi için betonarme elemanın döngüsel tepkisinin de dikkate alınması gerekir. Bu noktada DI parametresi incelendiğinde söz konusu etkinin

hesaplamalarda dikkate alındığı görülmektedir [Reinhorn, 2009]. Doğrusal olmayan dinamik analizlerde, dikkate alınan modelde bulunan eleman veya katlarda döngüsel tepkide absorbe edilen enerji dikkate alınarak tanımlanan çeşitli ağırlık fonksiyonları (λ_i) aracılığı ile yapının toplam hasarına olan önemli etkisi göz önünde tutulur.

Bu bölümde, çalışmada dikkate alınan deprem hasar parametresi açıklanacaktır. Devamında ise söz konusu parametre için farklı hasar durumlarına ait limit değerinin tanımlanması yapılacaktır.

3.5.1. Hasar İndeks Parametresi

Literatürde birçok DI parametresi bulunmaktadır. Bu parametrelerden sıklıkla tercih edilen ve geliştirilmeye devam edilen Park ve Ang hasar indeks ($DI_{P\&A}$) parametresi, yaygın olarak kullanılmaktadır [Park et al., 1984], [Park et al., 1987a], [Park et al., 1987b]. Betonarme yapı elemanları için tanımlanan orijinal $DI_{P\&A}$ parametresi Denklem 3.36’da verilmiştir.

$$DI_{P\&A} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta^*}{\delta_u * P_y} * \int dE_h \quad (3.36)$$

Burada, δ_m analizde meydana gelen maksimum deformasyonu, δ_u yapı elemanına ait nihai deformasyon kapasitesini, P_y elemanın akma dayanımını, $\int dE_h$ doğrusal olmayan dinamik analizde eleman tarafından absorbe edilen birikimli döngüsel enerjiyi ifade etmektedir. Son olarak sabit parametre olan β^* , döngüsel davranışta oluşan dayanımdaki azalmayı temsil etmektedir. Dolayısıyla Denklem 3.36’da verilen $DI_{P\&A}$ parametresinin hesaplanmasında, dayanım hasarı ve deformasyon hasarının lineer olarak kombine edildiği görülmektedir.

Denklem 3.36’da verilen hasar modeli esas alınarak, söz konusu model geliştirilerek Denklem 3.37’de verilen forma dönüştürülmüştür.

$$DI_{P\&A} = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \frac{\beta^*}{\delta_u * P_y} * E_h \quad (3.37)$$

Bu çalışmada, her analizden sonra hesaplanması planlanan DI parametresi ise Kunnath vd. tarafından geliştirilmiş olan Park ve Ang hasar modelinin matematiksel gösterimi Denklem 3.38’de ifade edilmektedir [Kunnath et al., 1992].

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta^*}{\theta_u * M_y} * E_h \quad (3.38)$$

Burada, θ_m analiz sonrası ulaşılan maksimum dönme değerini, θ_u kesitin maksimum dönme kapasitesini, θ_r yükleme sonrası yenilenen dönme değerini, M_y akma momentini ifade etmektedir. Son olarak E_h ise kesitin absorbe ettiği histerik enerji değerini belirtmektedir.

3.5.2. Farklı Hasar Durumları için Hasar İndeks Parametresinin Limit Değerleri

Analitik olarak elde edilen kırılgenlik eğrileri, dikkate alınan deprem şiddet parametresi ile doğrusal olmayan dinamik analiz sonucu elde edilen deprem talep parametresi arasındaki ilişkiye bağlı olarak hesaplanmaktadır. Bu noktada, elde edilecek olan kırılgenlik fonksiyonları için tanımlanacak olan hasar durumları ve bunlara ait limit değerlerinin belirlenmesi önemli konulardan bir tanesidir. Bu çalışmada elde edilecek olan kırılgenlik eğrileri için dört farklı hasar durumu dikkate alınacaktır. Gerçekleştirilecek olan her doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda elde edilecek, Kunnath vd. tarafından geliştirilmiş DI değerinin söz konusu hasar limit değerleri ile olan ilişkisi araştırılmaktadır.

$DI_{P\&A}$ parametre değerinin, yapısal hasar ile olan ilişkisinin yorumlanması gerekmektedir. Bu amaçla literatürde tanımlanan limit değerlerinin genel bir değerlendirilmesi yapılacak devamında ise çalışmada dikkate alınacak olan limit değerleri tanımlanacaktır.

Park vd. tarafından 1987 yılında gerçekleştirilen çalışmada, $DI_{P\&A}$ değeri ile fiziksel olarak gözlemlenen hasar arasındaki ilişki incelenmiş ve elde edilen limit değerleri Tablo 3.6'da verilmiştir [Park et al., 1987b].

Tablo 3.6: $DI_{P\&A}$ değeri ile fiziksel olarak gözlemlenen hasar arasındaki ilişki.

Hasar Derecesi	Fiziksel Görünüm	Hasar İndeksi	Yapının hasar durumu
Yapının göçmesi	Yapının tamamen yıkılması	>1.0	Yapının tamamen kaybedilmesi
Ağır hasar	Beton elemanının ezilmesi, donatının burkulması	$0.4-1.0$	Onarılamaz
İleri hasar	Derin çatlakların oluşmasına bağlı olarak beton dökülmeleri	<0.4	Onarılabilir
Hafif hasar	Küçük çatlaklar görülmesi		
Düşük hasar	Nadir çatlakların görülmesi		

Reinhorn vd. tarafından sunulan raporda, deprem sonrası oluşan hasarın fiziksel gözlemine dayalı olarak $DI_{P\&A}$ için sunulan farklı hasar durumlarına ait limit değerleri Tablo 3.7’de verilmiştir [Reinhorn et al., 2009].

Tablo 3.7: Yapısal hasarın fiziksel gözlemine dayalı olarak belirlenen farklı hasar durumlarına ait $DI_{P\&A}$ limit değerleri.

Hasar İndeks limit değerleri	Hasar derecesi	Hasar durumu	Servis durumu	Hasarın fiziksel görünümü
0	Hasarsız	Hasarsız	Kullanılabilir	Hasarsız
	Hafif hasar	Servis Kullanım		Orta düzeyde çatlakların oluşması
0.20-0.30	Orta hasar	Onarılabilir	Geçici kullanılamaz	Beton elemanında dökülmelerin oluşması
0.50-0.60	İleri hasar Ağır hasar	Onarılamaz	Kullanılamaz	Donatının burkulması, betonun ezilmesi
>1.00	Göçme	Yapının yıkılması		Yapının yıkılması

Ghobarah vd. tarafından sunulan, yapıda oluşacak hasar seviyelerinin, drift oranı ve DI parametreleri için limit değerlerinin araştırıldığı çalışmada, beş farklı

hasar derecesi için tayin edilen sınır değerleri Tablo 3.8’de verilmiştir [Ghobarah et al., 1997].

Tablo 3.8: Farklı hasar seviyeleri için tanımlanan drift oranı ve DI değerleri.

Hasar performans seviyesi	Drift oranı
Elastik limit	%0.70
Hafif hasar limit	%2.00
Onarılabilir Limit	%4.0-%4.5
Göçmenin önlenmesi	%5.0-%5.5 (Hasar indeks değeri 0.6)
Yapının yıkılması	1.0 dan büyük DI değeri

Singhal ve Kiremidjian tarafından DI limit değerlerinin değerlendirildiği diğer bir çalışmada elde edilen sonuçlar Tablo 3.9’da verilmiştir [Singhal and Kiremidjian, 1996].

Tablo 3.9: Farklı hasar durumlarına ait $DI_{P\&A}$ limit değerleri.

Hasar derecesi	$DI_{P\&A}$
Hasarsız	0.0-0.10
Hafif hasar	0.10-0.20
Orta hasar	0.20-0.50
Ağır hasar	0.50-1.0
Göçme	>1.0

DI parametresine ait limit değerleri için yapılmış yaygın olarak kullanılan farklı çalışmalar sunulmuştur. Hasar derecesinin tanımına bağlı olarak, benzer şekilde DI için farklı limit değerlerinin önerildiği çalışmalar olmakla beraber, yukarıda sunulan çalışmalar dikkate alınarak önerilen DI limit değerleri de mevcuttur [Carrillo, 2015], [Yesilyurt et al., 2021a], [Yesilyurt et al., 2021b], [Yesilyurt et al., 2020], [Khanbabazadeh et al., 2020]. Tek katlı prefabrik betonarme sanayi türü yapıların hasar görebilirliğinin değerlendirileceği bu çalışmada, dikkate alınacak olan hasar dereceleri ve söz konusu hasar durumları için belirlenen limit değerleri Tablo 3.10’da verilmiştir.

Tablo 3.10: Çalışma kapsamında dikkate alınan farklı hasar durumlarına ait DI limit değerleri.

Hasar derecesi	DI değeri
Hemen Kullanım (IO)	0.10-0.20
Hasarın Kontrolü (DC)	0.20-0.40
Can Güvenliği (SL)	0.40-0.70
Göçmenin Önlenmesi (CP)	>0.70

3.6. Artımsal Dinamik Analiz

Çalışma kapsamında sunulacak olan kırılgenlik eğrilerinin analitik yöntem ile elde edilmesinde izlenecek olan adımlar, Bölüm 2.1.2, Şekil 2.4'de özetlenmiştir. Önerilen prosedürde, doğrusal olmayan dinamik analizlerde olası tüm hasar durumlarının elde edilebilmesi için IDA yöntemi tercih edilmiştir [Vamvatsikos and Cornell, 2002].

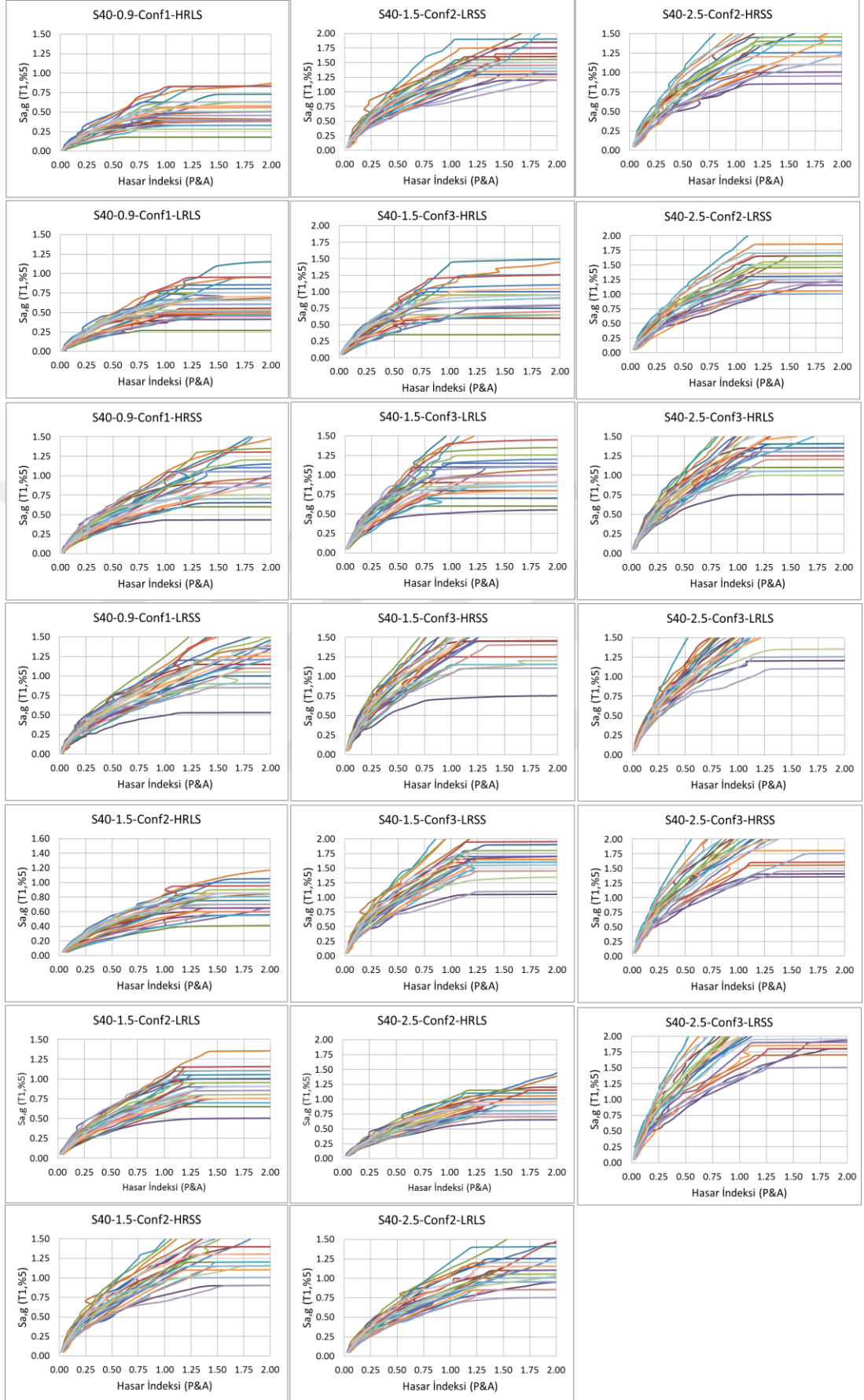
IDA yönteminin gerçekleştirilme metodolojisine ait süreç adım adım kısaca maddelenmiştir.

- Analizde kullanılacak yer hareketi kaydının seçimi($\ddot{u}_g(t)$)
- Şiddet parametresinin tayin edilmesi ($S_a(T_1)$), etkin eğilme rijitliği için dikkate alınan yapının periyoduna karşılık gelen $S_a(g)$ değerinin 0.05 g'den belirlenen üst limit değerine kadar her adımda 0.05 g lik artımlar ile analizlerin tekrarlanması
- Dikkate alınan deprem yer hareketi kaydı için her artımdan sonra tamamlanan analiz sonucu hasar parametre değerinin hesaplanması
- Yukarıda açıklanan adımlar diğer tüm deprem kayıtları için tekrarlanarak söz konusu yapı için analizlerin tamamlanması

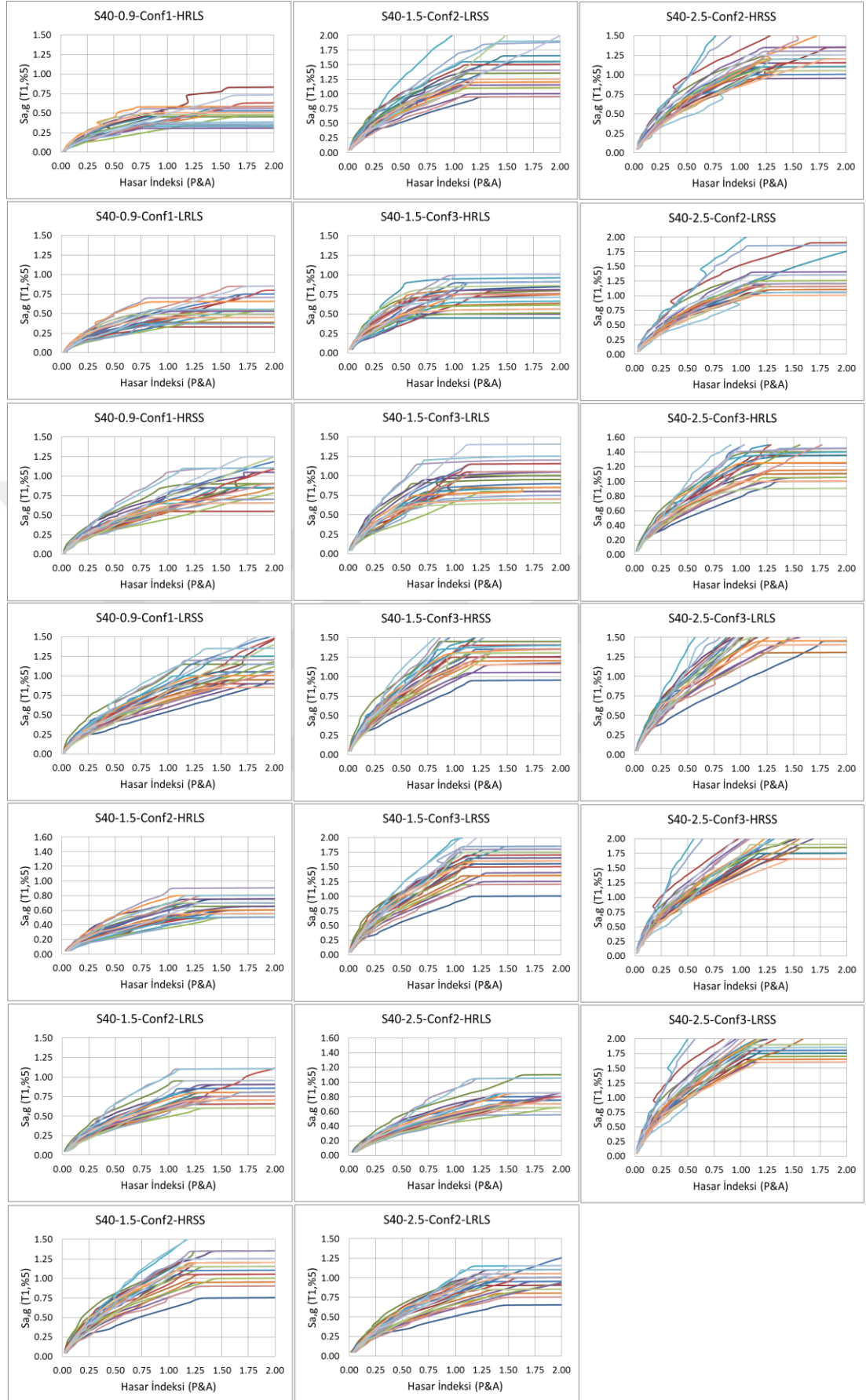
Maddeler halinde ifade edilen süreç dikkate alınan tüm modeller için tekrarlanarak IDA eğrileri elde edilmiştir. Analizlerin sayısı dikkate alındığında, bu sürecin vakit alacağı ön görülmüştür. Dolayısıyla doğrusal olmayan dinamik

analizlerin bir döngü içerisinde sürekli olarak tekrarlanmasını sağlayacak, IDARC-2D programı ile uyumlu çalışan bir ara yüz eklenti yazılımı geliştirilmiştir.

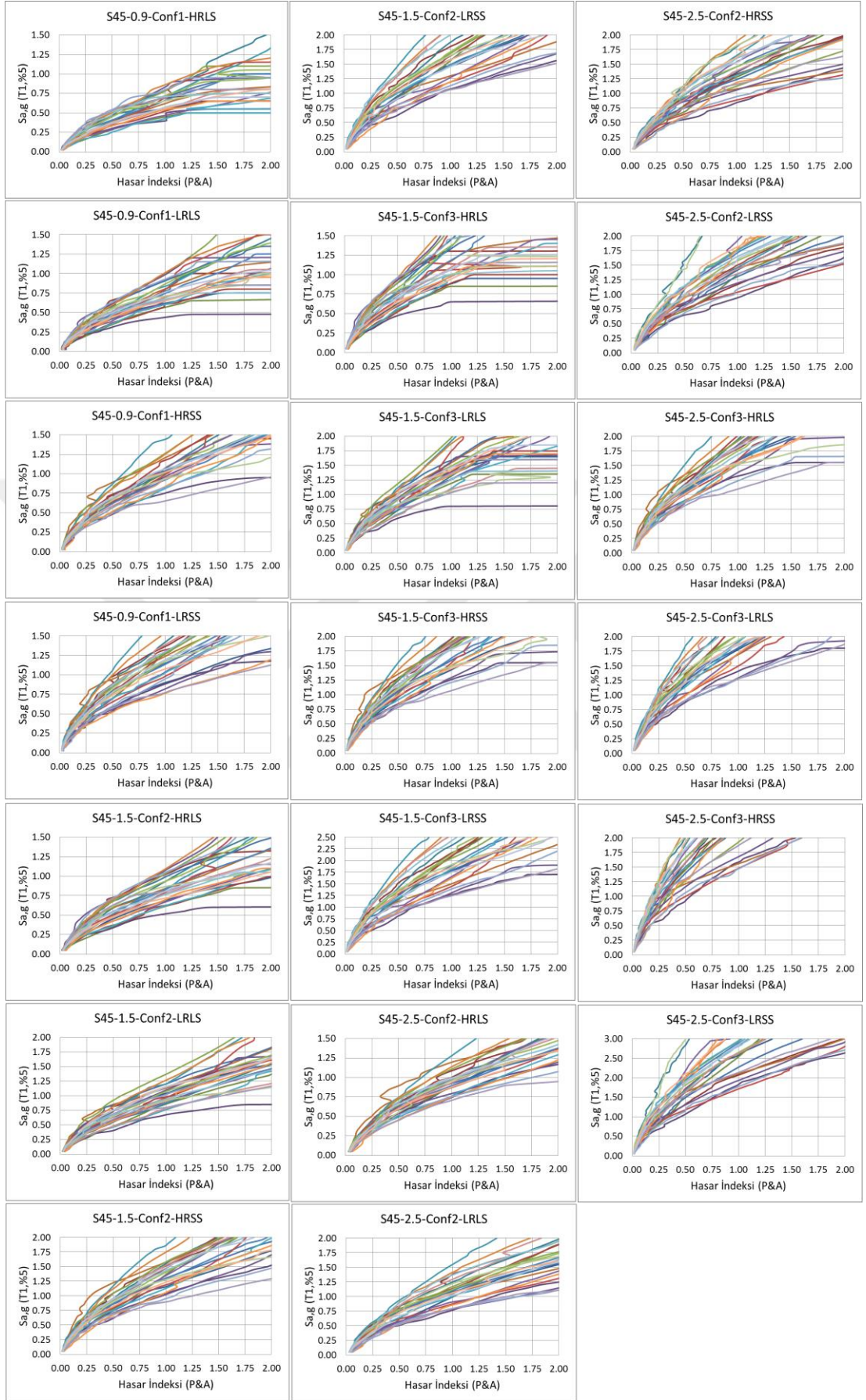
Açıklamaları yapılan yöntem sonucu, çalışma kapsamında elde edilen kırılgenlik eğrileri için 100 yapı modeli, 25 deprem yer hareketi kaydı, iki farklı zemin durumu ve ortalama 40 artım dikkate alınarak toplamda 200,000 üzerinde doğrusal olmayan dinamik analiz gerçekleştirilmiştir. Sonuç olarak 100 yapı için 200 IDA eğrisi, farklı $S_a(g)$ değerlerine karşılık gelen DI değerlerinin ayrı ayrı elde edildiği devamında her ayrı noktanın enterpolasyon yapılarak birleştirilmesi sonucu elde edilmiştir. Bu eğriler, deprem hasar parametresi ve deprem şiddet parametresi arasındaki ilişkiyi ifade etmektedir. Söz konusu 200 eğri, her kolon boyutu kendi içerisinde farklı yapısal ve geometrik parametrelerin değişimleri dikkate alınarak gruplar halinde düzenlenmiş ve her iki zemin durumu için sırasıyla Şekil 3.14-3.23'de verilmiştir.



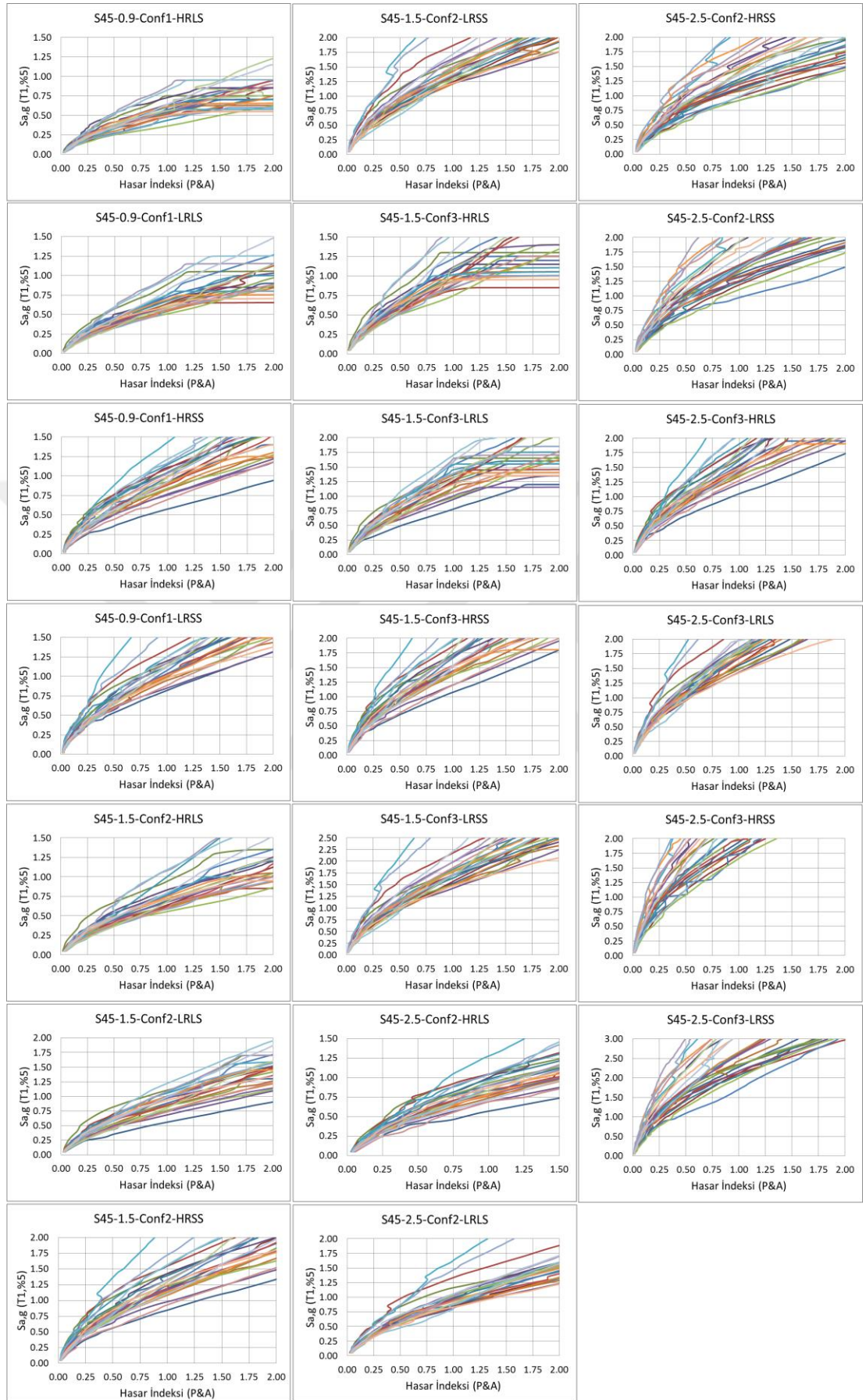
Şekil 3.14: S40, sert zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.



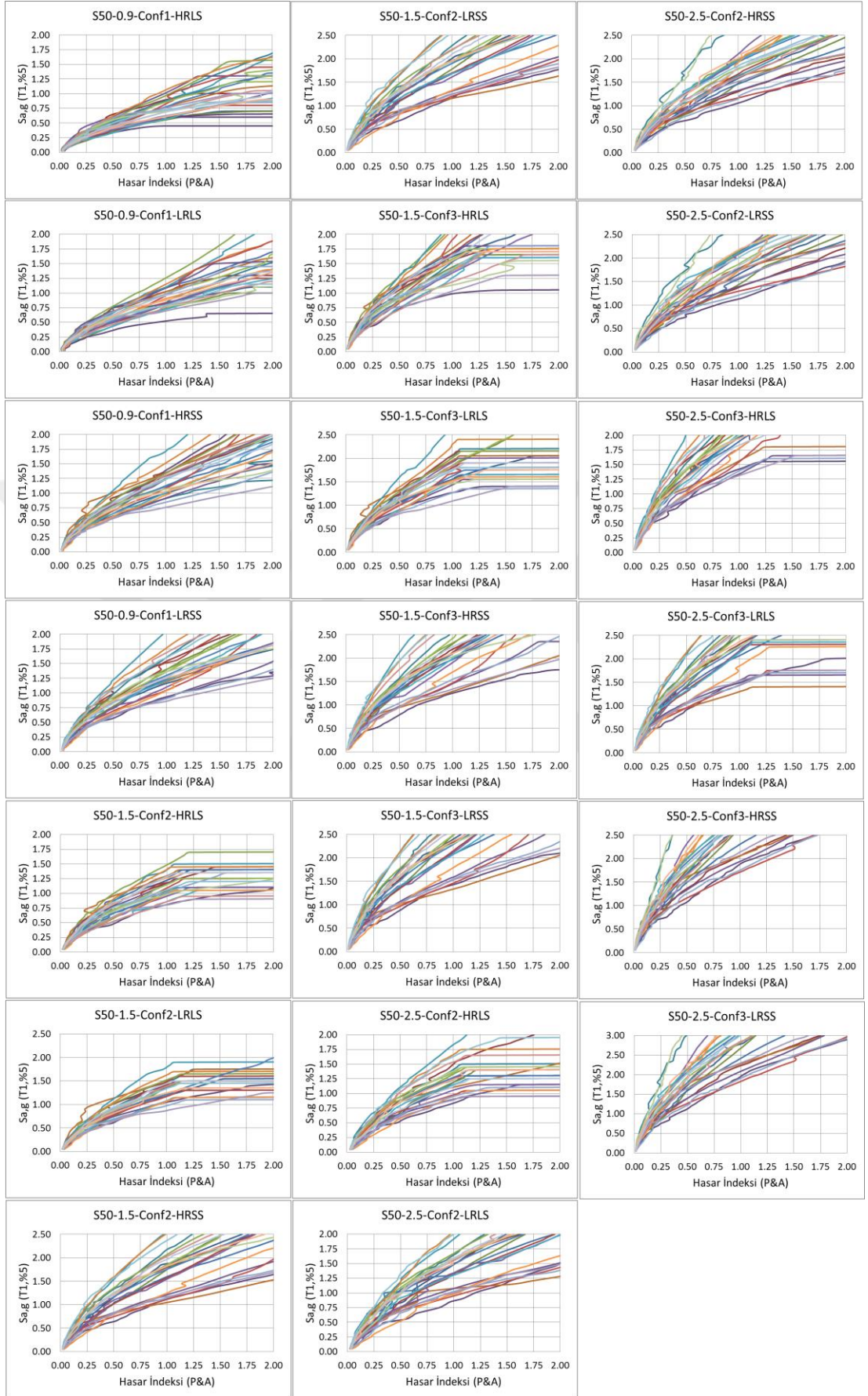
Şekil 3.15: S40, yumuşak zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.



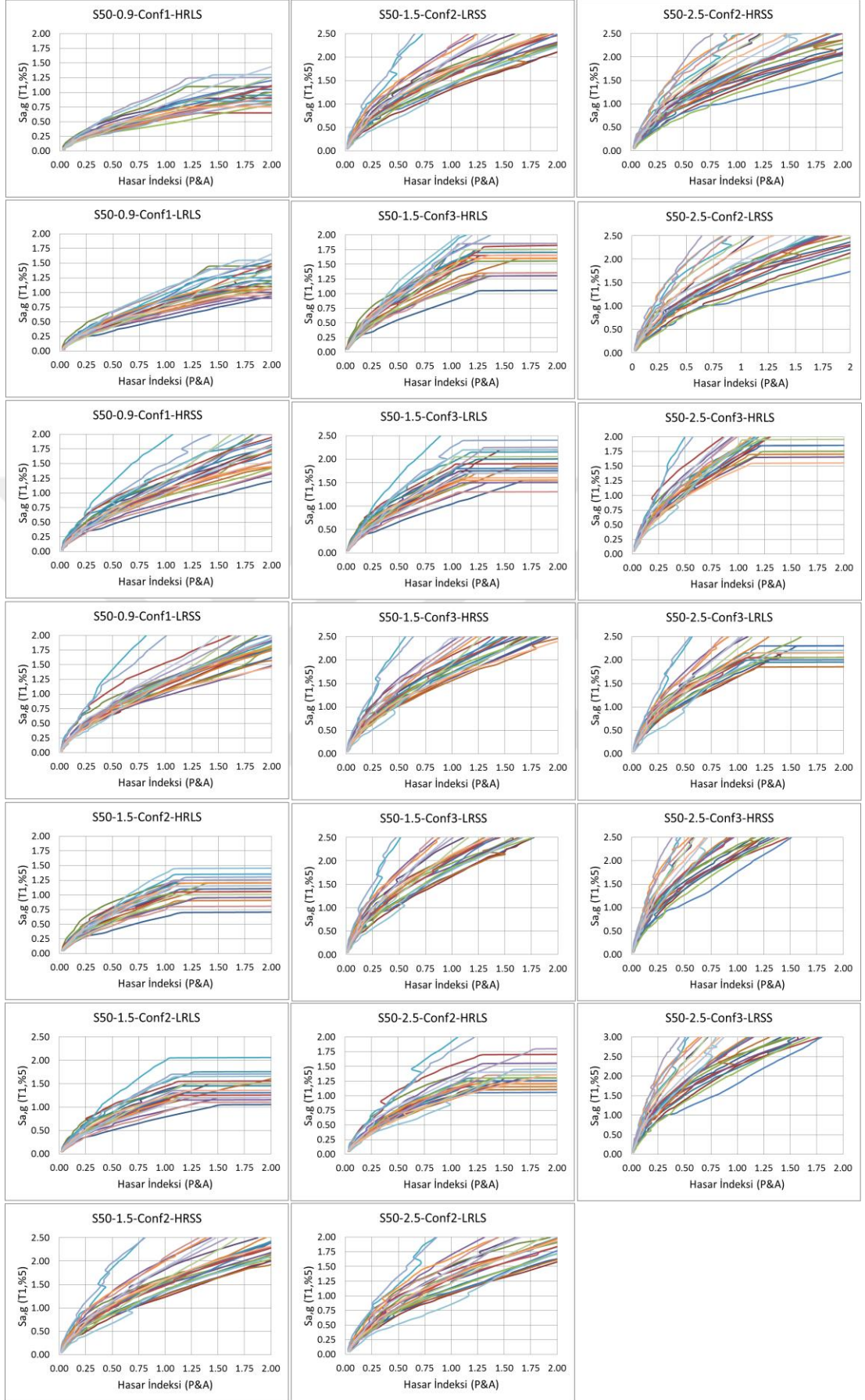
Şekil 3.16: S45, sert zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.



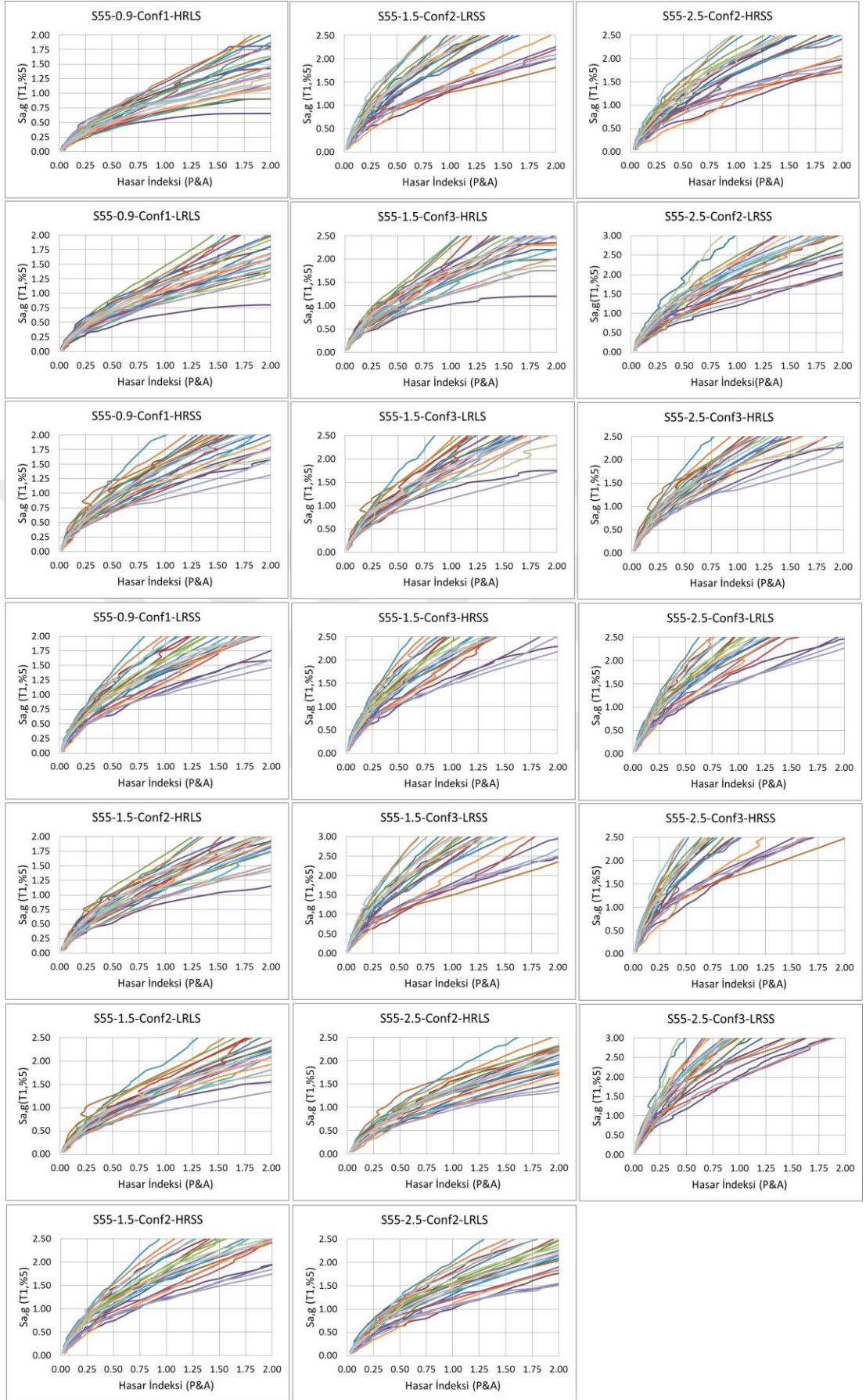
Şekil 3.17: S45, yumuşak zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.



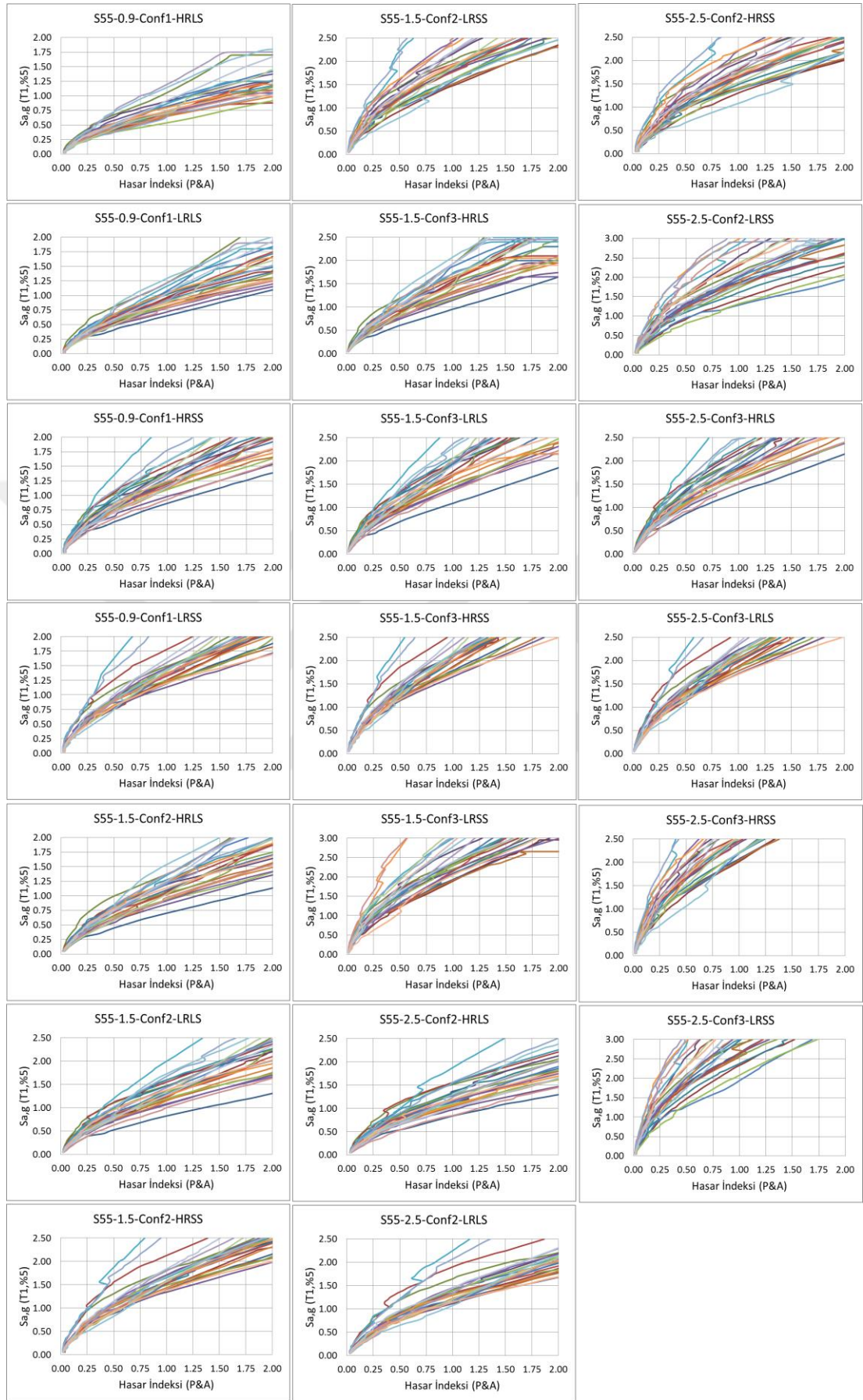
Şekil 3.18: S50, sert zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.



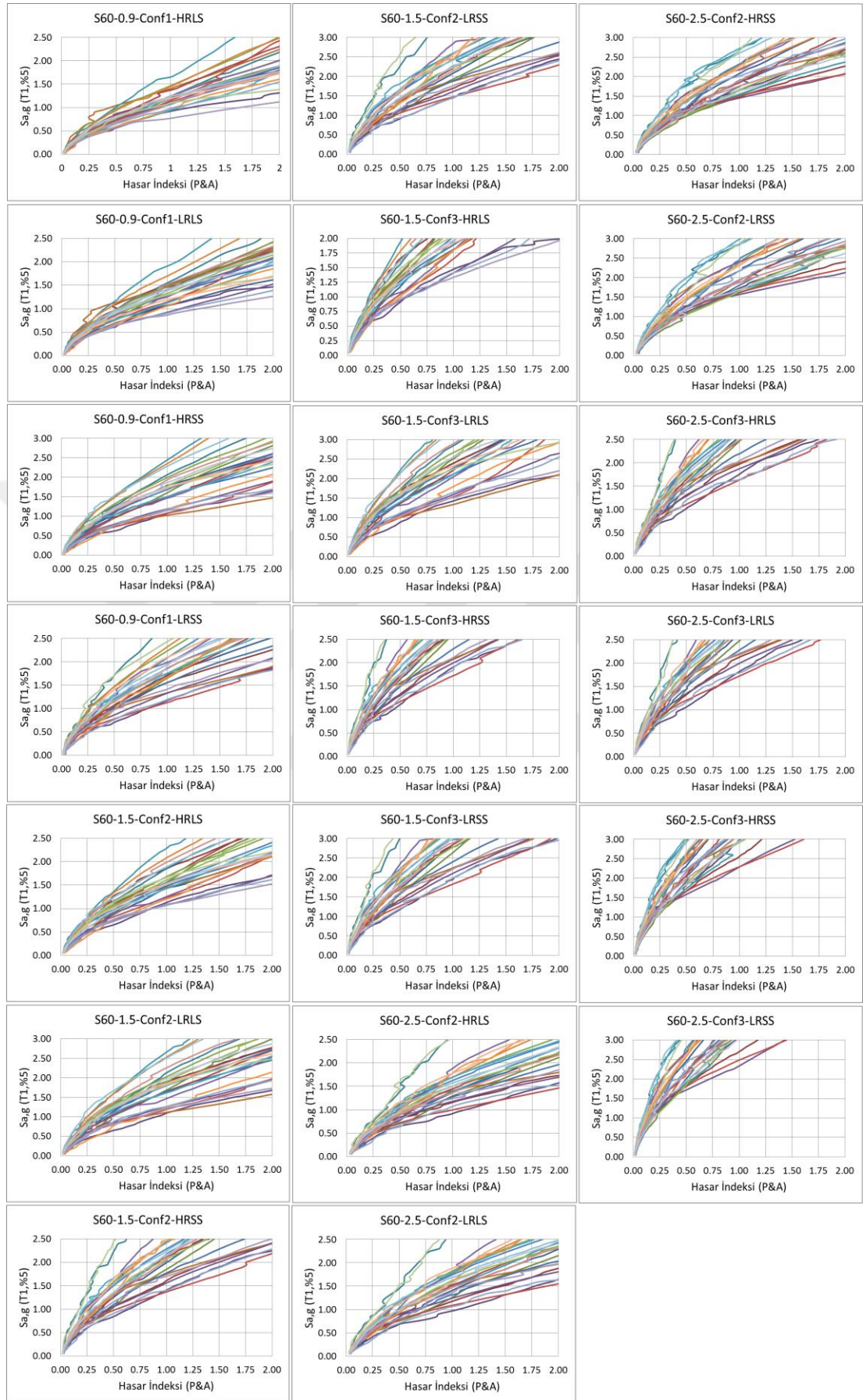
Şekil 3.19: S50, yumuşak zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.



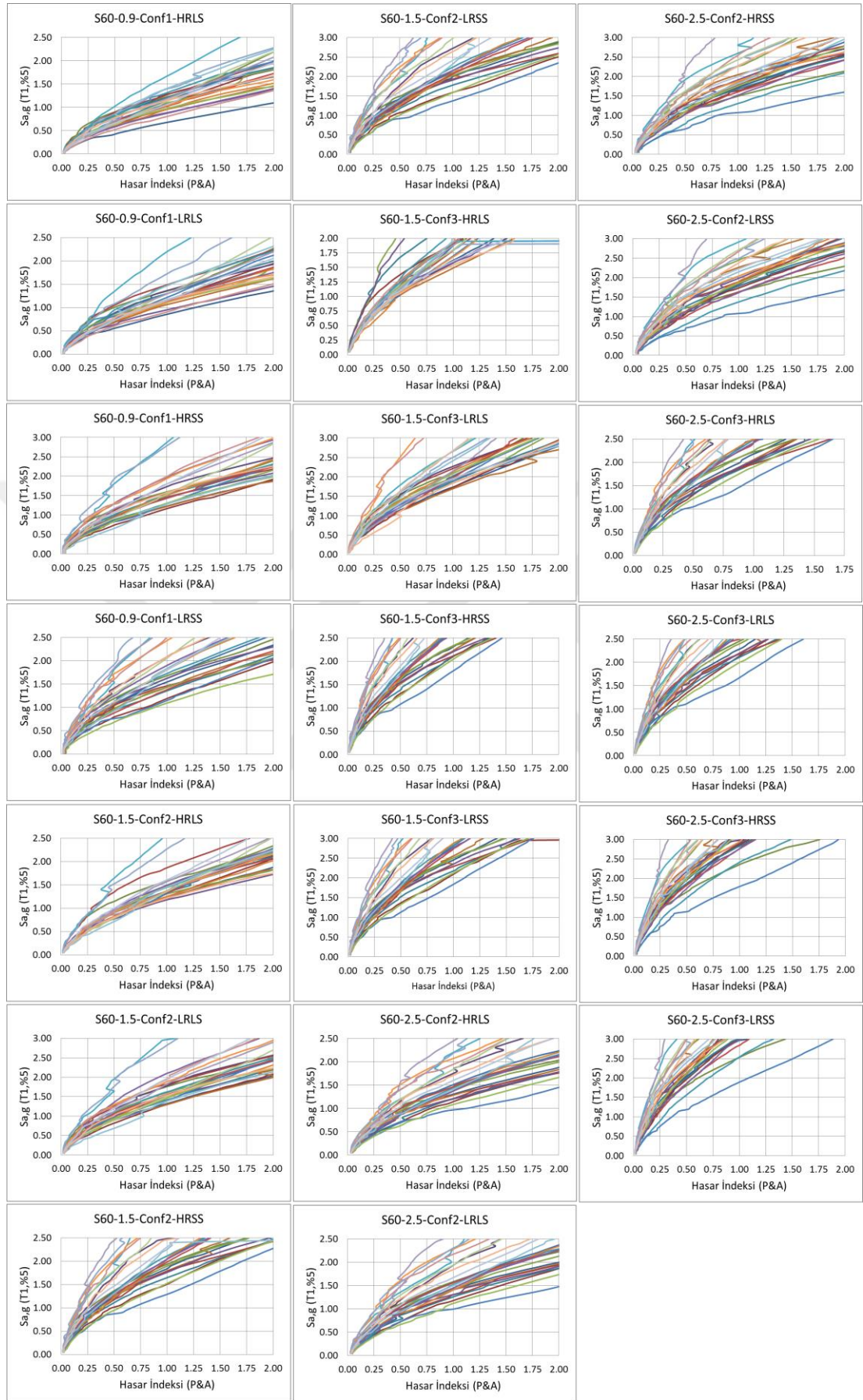
Şekil 3.20: S55, sert zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.



Şekil 3.21: S55, yumuşak zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.



Şekil 3.22: S60, sert zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.



Şekil 3.23: S60, yumuşak zemin durumu dikkate alınarak elde edilen IDA eğrileri.

4. YAPISAL HASAR DAĞILIMININ İSTATİSTİKSEL DEĞERLENDİRİLMESİ OLARAK

Önceki bölümde gerçekleştirilen doğrusal olmayan dinamik analizler sonucunda elde edilen IDA eğrileri, deprem yer hareketi parametresi olarak dikkate alınan herhangi bir $Sa(g)$ değerine karşılık gelen, $DI_{P\&A}$ değeri elde edilerek sunulmuştur. Bu bölümde ise elde edilen IDA eğrilerinin, belli bir deprem şiddet değeri için dikkate alınan herhangi bir hasar düzeyine ulaşma veya aşılma olasılığı, istatistiksel prosedür dikkate alınarak değerlendirilmiştir.

Öncelikle yapılan analizler sonucu elde edilen hasar dağılımının, log-normal dağılım sergilediği kabul edilmiştir. Devamında ise analizlerde dikkate alınan her artım sonucu elde edilen hasar dağılımının, herhangi bir hasar düzeyine ulaşma veya aşılma olasılık hesaplamaları yapılmıştır. Detaylı sonuçların verileceği sonraki bölümlerde, analiz sonuçlarına bağlı olarak elde edilen her $Sa(g)$ değeri için ortalama ve standart sapma değerleri elde edilir. Akabinde, dikkate alınan her şiddet değeri için söz konusu hasar düzeyine ait aşılma olasılığı ayırık formda elde edilmiştir. Son olarak, ayırık formda elde edilen noktalar için en uygun eğrinin, log-normal dağılımına ait medyan ve standart sapma değerleri en küçük kareler yöntemi ile tahmin edilerek, söz konusu yapıya ait kırılma eğrileri $Sa(g)$ parametresinin bir fonksiyonu olarak elde edilerek sunulmuştur.

4.1. Normal ve Log-Normal Dağılım Fonksiyonlarının Değerlendirilmesi

Bu çalışmada, farklı disiplinlerde tatbik edilebilen ve istatistik alanında sıklıkla tercih edilen, sürekli olasılık dağılımına dayanan normal dağılımdan (Gauss) faydalanılmıştır. Öncelikle normal dağılım konusuna kısaca değinilecek devamında ise bu yöntemin söz konusu çalışmada uygulanması, örnekler halinde irdelenecektir.

Çalışma kapsamında dikkate alınan DI parametresi rastgele değişken “ x ” şeklinde kabul edilip, $Y=\ln x$ dönüşümü uygulanır ise Y ’nin de rastgele bir değişken olduğu kabul edilir. Devamında Y değişkenine ait dağılım normal dağılıma uyuyorsa, x ’in log-normal dağılım sergilediği kabul edilir. Log-normal dağılım

sergileyen rastgele değişken olan “x” için olasılık yoğunluk fonksiyonu (PDF) Denklem 4.1’de verilmiştir.

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\xi x} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \lambda}{\xi} \right)^2 \right] \quad (0 < x < +\infty) \quad (4.1)$$

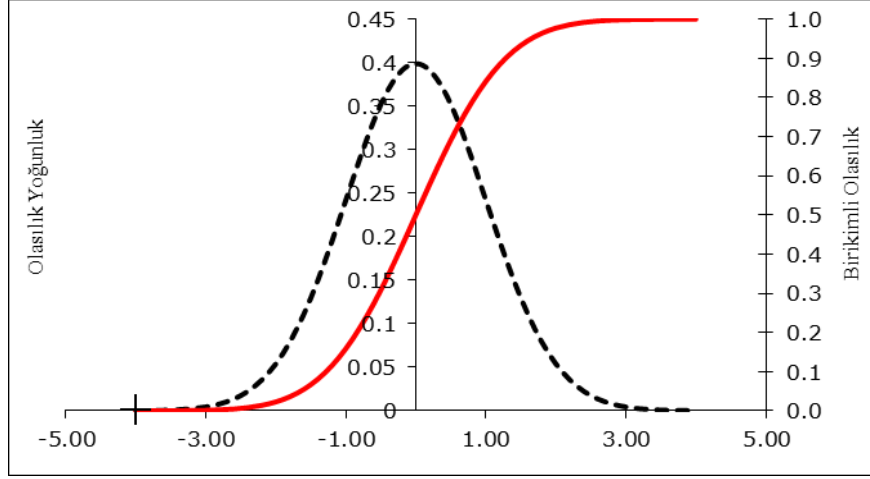
Burada dağılımın parametreleri olan λ ve ξ , rastgele bir değişken olan x parametresinin sırasıyla ortalama ve standart sapma değerleridir. Rastgele değişkenlere logaritmik dönüşüm yapılarak, standart normal olasılık tablosu aracılığı ile değişkenin log-normal olasılığı hesaplanabilmektedir. Tanımlanan herhangi bir aralık için değişkene ait olasılık, Denklem 4.2’de ifade edildiği şekilde hesaplanır.

$$P(a < X \leq b) = \int_a^b \frac{1}{\sqrt{2\pi}\xi x} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \lambda}{\xi} \right)^2 \right] dx \quad (4.2)$$

Tanımlanan her aralık için rastgele değişken, her adımda farklı olasılık ve standart sapma değerlerine sahiptir. Dolayısıyla tek bir standart dağılım fonksiyonun tanımlanabilmesi için öncelikle $s = \frac{\ln x - \lambda}{\xi}$ ve $dx = x\xi ds$ dönüşümü uygulanır. Devamında log-normal olasılık fonksiyonu ” Φ “ tanımlanması halinde yukarıdaki denklem, yeniden düzenlenerek Denklem 4.3’de ifade edilen forma dönüşür.

$$P(a < X \leq b) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{(\ln a - \lambda)/\xi}^{(\ln b - \lambda)/\xi} e^{-s^2/2} ds = \Phi \left(\frac{\ln b - \lambda}{\xi} \right) - \Phi \left(\frac{\ln a - \lambda}{\xi} \right) \quad (4.3)$$

Gelinen son noktada, PDF kullanılarak, dikkate alınan her bir log-normal değişken olan “s” için olasılıklar ayrıık olarak elde edilir. Örnek olması açısından herhangi bir temsili “s” değişkeni (ortalaması sıfır, standart sapma değeri bir) için elde edilen olasılık yoğunluk ve birikimli olasılık fonksiyonları Şekil 4.1’de verilmiştir. Sonuç olarak elde edilen noktaların tamamı dikkate alındığında log-normal birikimli olasılık fonksiyonu söz konusu hasar düzeyi için elde edilmiş olur.



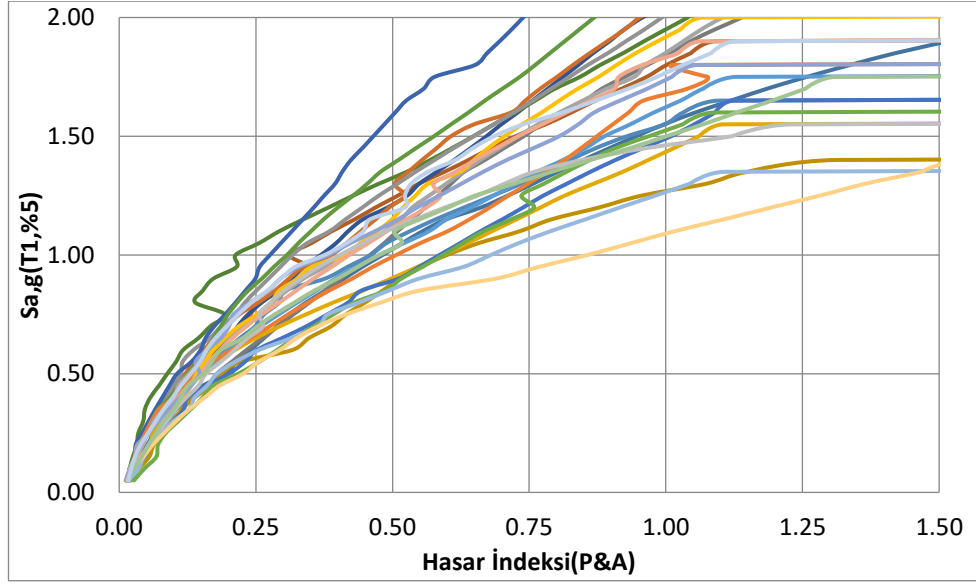
Şekil 4.1: Log-normal değişkene ait olasılık yoğunluk (kesik çizgili) ve birikimli olasılık fonksiyonu (sürekli) gösterimi.

4.2. Analiz Sonuçlarının Olasılıksal Değerlendirilmesi

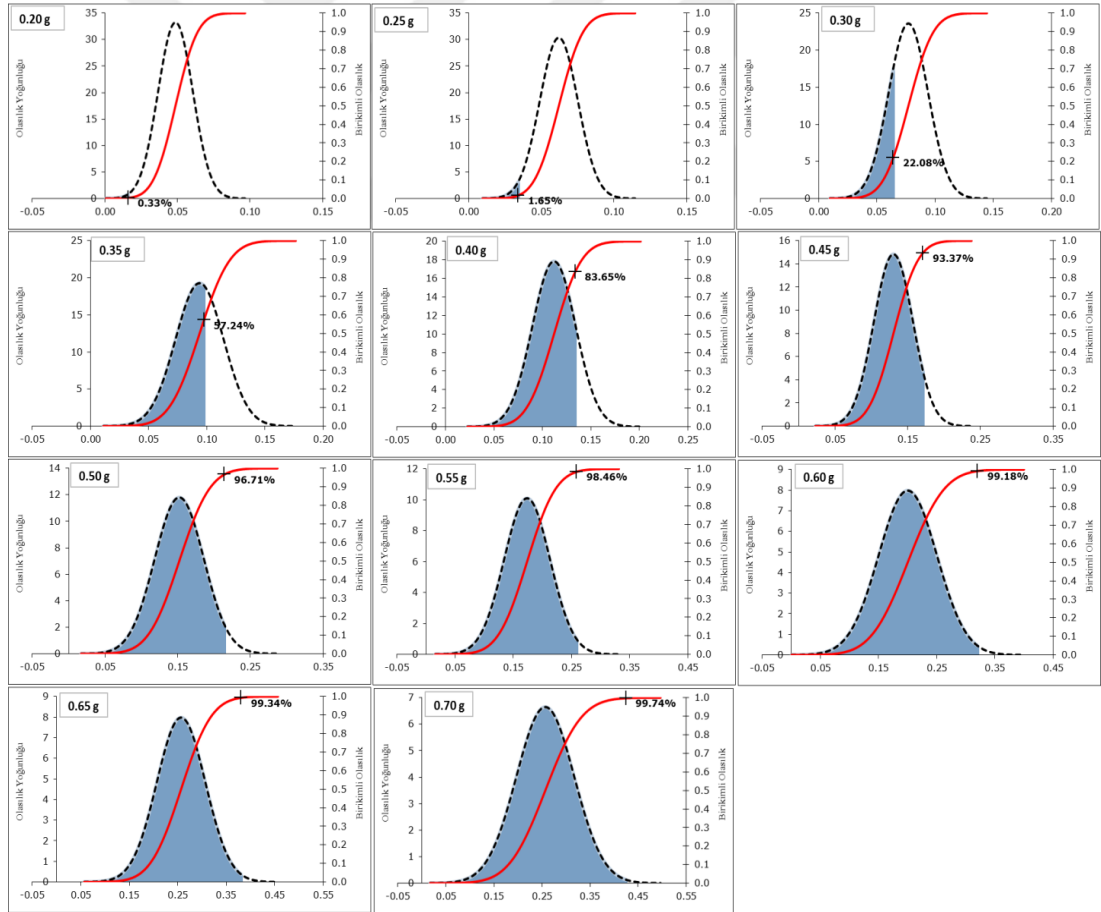
IDA eğrilerinin elde edildiği Bölüm 3.6’da, analizlerin artım sayısı ve değerleri detaylı olarak açıklanmış ve sonuçlar grafikler halinde ifade edilmiştir. Analizlerin her adımında tekrarlanacak olan istatistiksel prosedürü kısaca özetleyecek olursak; öncelikle dikkate alınan herhangi bir yapı için elde edilen IDA eğrisinde bulunan her $S_a(g)$ değerine karşılık gelen $DI_{P\&A}$ değerlerinin dağılımı dikkate alınarak, hasar parametresinin (DI) PDF’si hesaplanacaktır. Sonraki adımda ise hasar parametresi değişkeninin log-normal dağılıma dönüşümü yapılarak, log-normal değişkeninin, olasılık yoğunluk ve dağılıma ait log-normal birikimli olasılık fonksiyonu elde edilir. Söz konusu çalışmada incelenen dört farklı hasar durumu için tanımlanan limit değerleri dikkate alınarak, her bir hasar düzeyine ulaşma veya aşılma olasılıkları, IDA eğrilerinde bulunan $S_a(g)$ artım değerleri için tekrarlanarak log-normal birikimli olasılık dağılım fonksiyonu elde edilir.

Örnek olması açısından S50-1.5-Conf3-LRLS yapı modeline ait sert zemin deprem seti dikkate alınarak elde edilen IDA eğrisi Şekil 4.2’de verilmiştir.

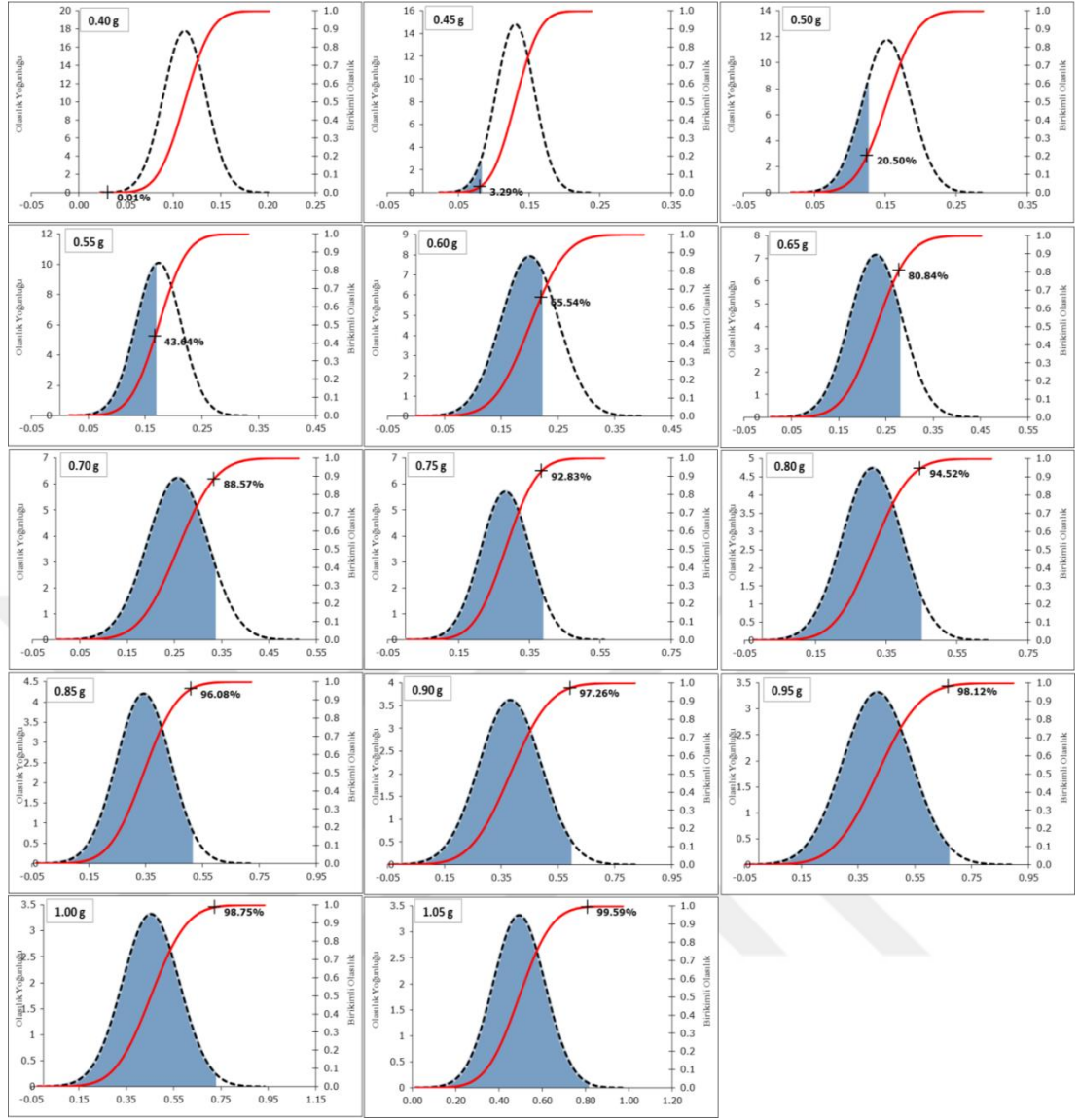
Söz konusu yapı için dört farklı hasar seviyesi dikkate alınarak, farklı $S_a(g)$ değerlerindeki ayırık olasılıklar yukarıda ifade edilen prosedür uygulanarak elde edilmiştir. Sırasıyla IO hasar durumu için Şekil 4.3’de, DC hasar durumu için Şekil 4.4’de, SL hasar durumu için Şekil 4.5’de ve son olarak CP hasar durumu için Şekil 4.6’da grafikler halinde verilmiştir.



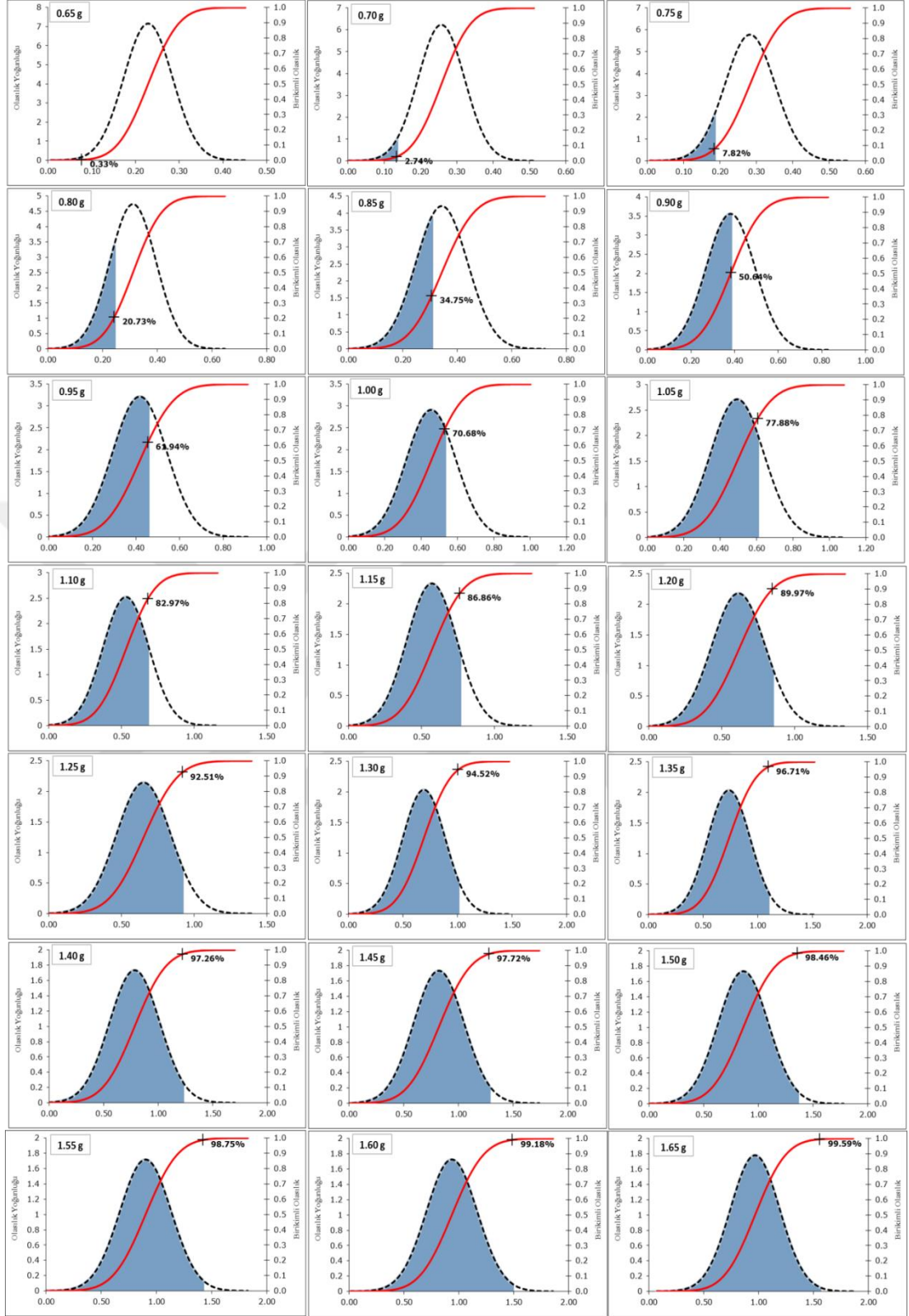
Şekil 4.2: S50-1.5-Conf3-LRLS yapı modeline ait sert zemin durumu için elde edilen IDA eğrisi.



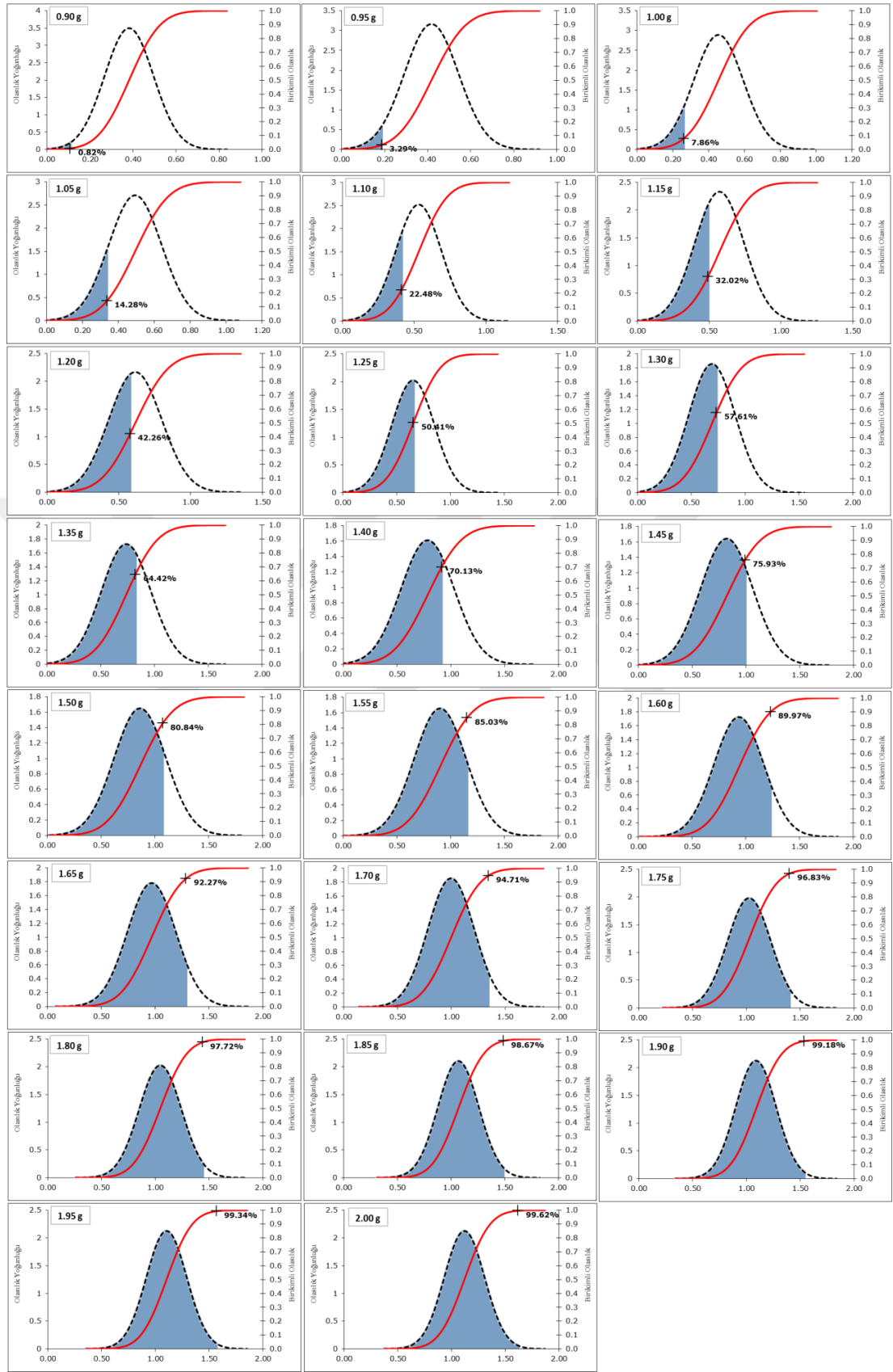
Şekil 4.3: Farklı $S_a(g)$ değerleri için IO hasar düzeyine ait ayırık olarak hesaplanan olasılık değerleri.



Şekil 4.4: Farklı Sa(g) değerleri için DC hasar düzeyine ait ayırık olarak hesaplanan olasılık değerleri.

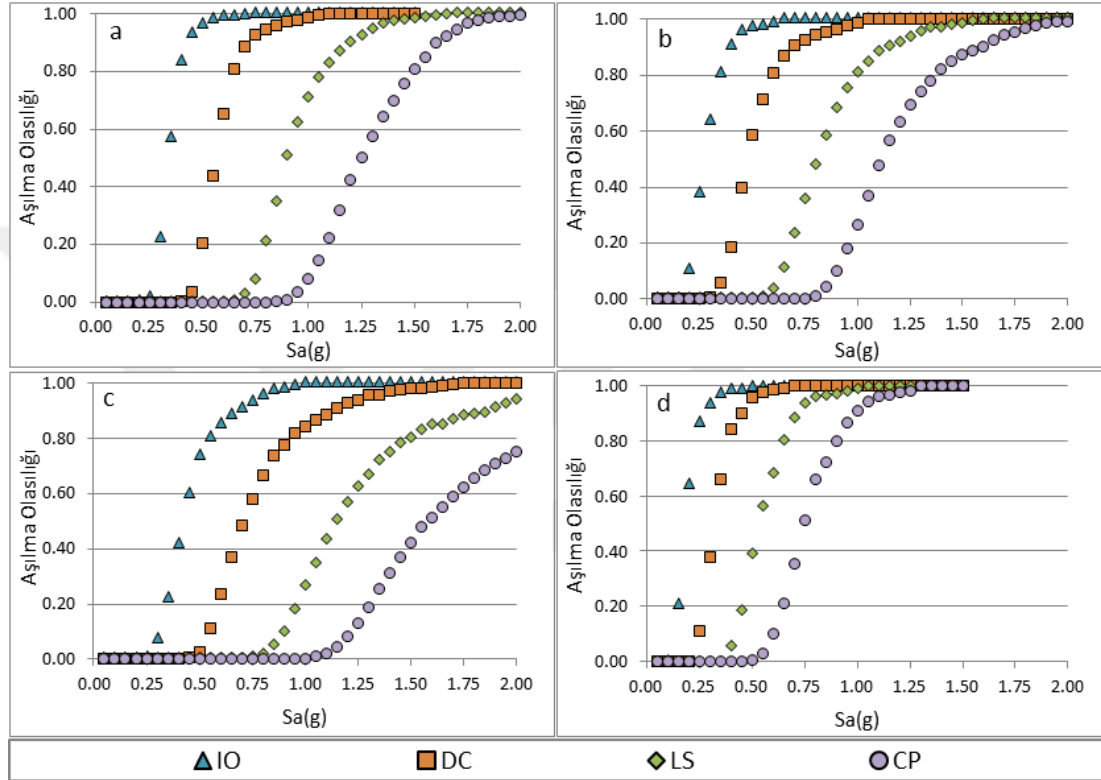


Şekil 4.5: Farklı Sa(g) değerleri için SL hasar düzeyine ait ayırık olarak hesaplanan olasılık değerleri.



Şekil 4.6:Farklı Sa(g) değerleri için CP hasar düzeyine ait ayrıık olarak hesaplanan olasılık değerleri.

Yukarıda S50-1.5-Conf3-LRLS yapısına ait dikkate alınan $S_a(g)$ her artım değeri için ayrıık olarak hesaplanan olasılık değerlerine bağılı olarak elde edilen log-normal birikimli olasılık dağılım fonksiyonu Şekil 4.7’de verilmiştir. S50-1.5-Conf3-LRLS yapısına ait dört farklı hasar durumu için detaylı olarak sunulan prosedür, örnek olması açısından, ayrıca üç farklı yapıya daha uygulanmış ve aynı figürde verilmiştir.



Şekil 4.7: Ayrıık formda elde edilen olasılık dağılımı; a) S50-1.5-Conf3-LRLS, b) S60-1.5-Conf2-HRLS, c) S60-1.5-Conf3-LRLS, d) S45-1.5-Conf2-LRLS.

4.3 Kırılgnlık Eğri Parametreleri

Söz konusu bir bölgede bulunan yapı stokunun deprem riskinin değerlendirilmesinde üç ana başlık olduğu ifade edilmiştir. Sırasıyla deprem tehlikesi, yapının hasar göręebilirlięi ve tehlikeye maruz kalma şeklinde sıralanmaktadır. Deprem tehlikesinin farklı yöntemler ile hesaplandığı ve doğası gereği değiştirilemeyen bir olgu olduğu göz önüne alındığında, hasar göręebilirlięin doğrucu ve rasyonel bir şekilde hesaplanmasının bölgenin maruz kalabileceği riskin hesaplanmasında ne denli kritik olduğu anlaşılmaktadır. Devamında ise riskin

boyutlarına bağlı olarak acil eylem planların geliştirilmesi deprem tehlike afetine karşı hazırlıklı olmamızı sağlayacaktır. İfade edildiği gibi hasar görebilirlik değerlendirmesi son derece kritik bir öneme haizdir. Hasar görebilirliğin değerlendirilmesinde ise kırılganlık eğrileri sıklıkla tercih edilen bir araçtır. En genel haliyle açıklanacak olursa, kırılganlık eğrileri, dikkate alınan herhangi deprem şiddet seviyesi için yapının belirli bir hasar durumunda bulunma veya aşılma olasılığını ifade etmektedir. Çoğunlukla, kırılganlık eğrileri log-normal birikimli dağılım fonksiyonları ile ifade edilmekte olup genel fonksiyon Denklem 4.4'de verilmektedir.

$$P[D \geq d_i | Y] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_i} \ln \left(\frac{Y}{Y_{mi}} \right) \right] \quad (4.4)$$

Burada "*i*" hasar düzeyini, "*Y*" ise deprem yer hareketi parametresini temsil etmektedir. Bu durumda, "*P*" , dikkate alınan deprem yer hareketi şiddet seviyesi "*Y*" için hasar parametresi olan "*D*" nin "*d_i*" hasar düzeyine, ulaşması veya aşması olasılığını ifade eder. Söz konusu denklemde, *Y_{mi}* ilgili hasar düzeyine ait medyan limit değerini ifade ederken, "*β_i*" ise log-normal standart sapma değerini ifade etmektedir. Son olarak, "*Φ*" birikimli standart normal dağılım fonksiyonunu temsil etmektedir.

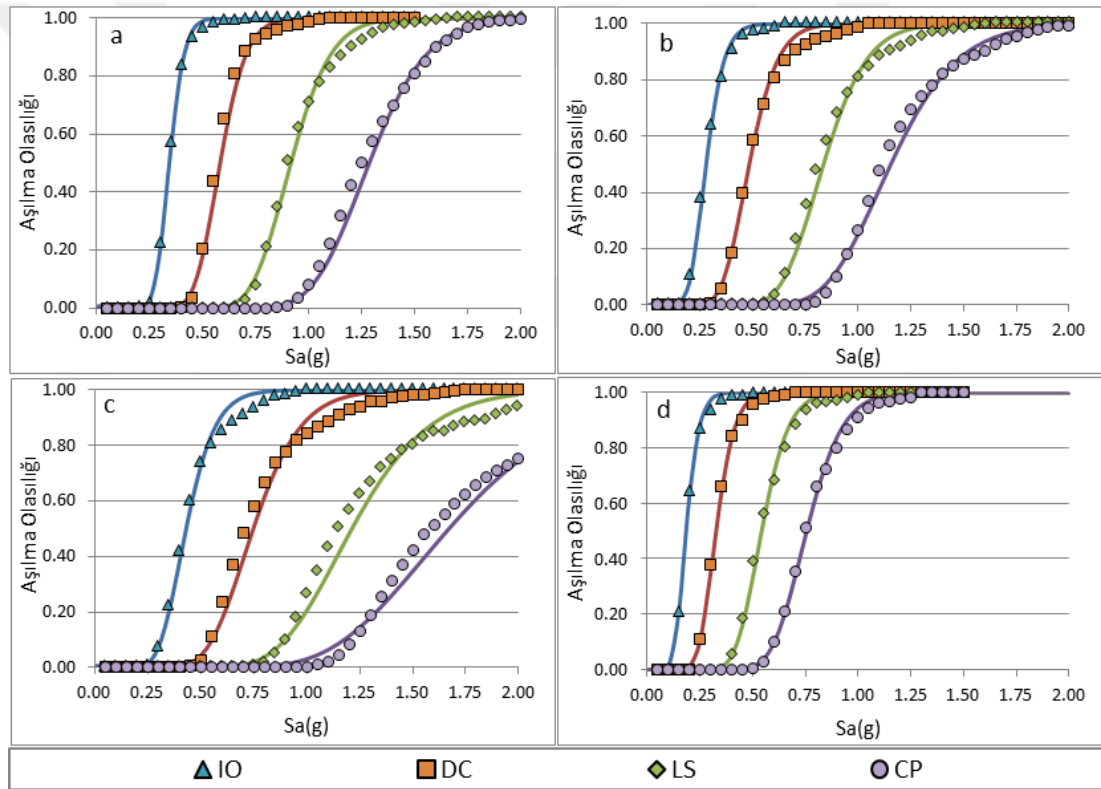
Önceki bölümlerde ifade edildiği üzere bu çalışmada, deprem yer hareketi parametresi olarak yapının efektif periyoduna karşılık gelen elastik spektral ivme parametresi *S_{ae}* dikkate alınmıştır. Yapıya ait hasarın değerlendirilmesinde ise *DI_{P&A}* göz önünde tutulmuştur. Bu durumda Denklem 4.4, söz konusu parametreler için yeniden düzenlenerek Denklem 4.5'de verilmiştir.

$$P_{i,j} [DI \geq DI_{ds_i} | S_{ae,j}] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds_i}} \ln \left(\frac{S_{ae,j}}{\bar{S}_{ae,ds_i}} \right) \right] \quad (4.5)$$

Burada, *S_{ae,j}* dikkate alınan deprem yer hareketi parametresinin *j* seviyesindeki spektral ivme değerini, *ds_i* ise dikkate alınan *i* hasar durumunu ifade eder. *̄S_{ae,ds_i}* ilgili hasar düzeyinin medyan spektral ivme değerini, (*β_{ds_i}*) ilgili hasar düzeyine ait spektral ivme değerinin birikimli log-normal standart sapma değerini ifade eder. Bu

durumda $P_{i,j}$, dikkate alınan herhangi bir S_{ae} değeri için analizler sonucu elde edilen DI değerinin, herhangi bir hasar düzeyine ulaşma veya aşılma olasılığını ifade eder.

Çalışma kapsamında sunulacak olan kırılganlık eğrilerinin uygunluğunun test edilmesi adına, Şekil 4.7’de dört farklı yapı modeli için ayrıık formda elde edilen log-normal birikimli olasılık dağılım fonksiyonları için en uygun sürekli eğrinin türetilmesi, son adım olarak ifade edilebilir. Sunulan eğrilere ait medyan ve standart sapma değerlerinin elde edilmesi, Denklem 4.5 aracılığı ile gerçekleştirilmiştir. Dikkate alınan kırılganlık eğrileri ile daha önceden ayrıık olarak elde edilmiş olan log-normal birikimli olasılık dağılım fonksiyonlarının uygunluğunun değerlendirilmesi Şekil 4.8’de verilmiştir.



Şekil 4.8: Dört farklı hasar durumu için ayrıık formda elde edilen birikimli olasılık dağılımı ile sunulan kırılganlık eğrileri; a) S50-1.5-Conf3-LRLS, b) S60-1.5-Conf2-HRLS, c) S60-1.5-Conf3-LRLS, d) S45-1.5-Conf2-LRLS.

5. ÇALIŞMA KAPSAMINDA ELDE EDİLEN KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Söz konusu çalışma kapsamında Bölüm 3.1’de sunulan yapı envanterine dayalı olarak kırılğanlık eğrileri, $Sa(g)$ bir fonksiyonu olarak elde edilmiştir. Anlaşılır olması için öncelikle, her kolon boyutu kendi içinde, yapısal ve geometrik parametreler dikkate alınarak her iki zemin durumu için düzenlenmiştir. Dört farklı hasar durumu için log-normal dağılıma ait medyan ve standart sapma istatistiksel parametre değerleri sırasıyla Tablo 5.1-5.10’da verilmiştir.

Tablo 5.1: S40 kolon boyutu ve sert zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.

Yapı Modeli	IO		DC		LS		CP	
	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma
S40-0.9-Conf1-HRLS	0.090	0.285	0.154	0.255	0.266	0.253	0.380	0.273
S40-0.9-Conf1-LRLS	0.100	0.278	0.173	0.227	0.300	0.232	0.420	0.241
S40-0.9-Conf1-HRSS	0.135	0.255	0.238	0.224	0.392	0.197	0.550	0.196
S40-0.9-Conf1-LRSS	0.168	0.215	0.287	0.201	0.475	0.177	0.669	0.176
S40-1.5-Conf2-HRLS	0.111	0.210	0.193	0.224	0.321	0.241	0.458	0.220
S40-1.5-Conf2-LRLS	0.134	0.256	0.249	0.166	0.403	0.209	0.580	0.182
S40-1.5-Conf2-HRSS	0.208	0.183	0.354	0.165	0.591	0.179	0.814	0.165
S40-1.5-Conf2-LRSS	0.236	0.245	0.419	0.144	0.688	0.173	0.960	0.174
S40-1.5-Conf3-HRLS	0.176	0.204	0.297	0.240	0.489	0.218	0.700	0.228
S40-1.5-Conf3-LRLS	0.211	0.192	0.345	0.198	0.574	0.181	0.801	0.215
S40-1.5-Conf3-HRSS	0.267	0.216	0.457	0.174	0.728	0.174	1.020	0.182
S40-1.5-Conf3-LRSS	0.304	0.212	0.524	0.184	0.823	0.177	1.160	0.182
S40-2.5-Conf2-HRLS	0.125	0.213	0.234	0.147	0.400	0.157	0.572	0.173
S40-2.5-Conf2-LRLS	0.146	0.195	0.268	0.183	0.462	0.164	0.658	0.177
S40-2.5-Conf2-HRSS	0.179	0.286	0.344	0.166	0.615	0.173	0.863	0.201
S40-2.5-Conf2-LRSS	0.191	0.302	0.357	0.219	0.650	0.189	0.932	0.197
S40-2.5-Conf3-HRLS	0.236	0.148	0.405	0.164	0.673	0.167	0.954	0.166
S40-2.5-Conf3-LRLS	0.286	0.123	0.493	0.109	0.809	0.155	1.140	0.153
S40-2.5-Conf3-HRSS	0.347	0.181	0.608	0.162	0.995	0.205	1.408	0.235
S40-2.5-Conf3-LRSS	0.363	0.228	0.647	0.187	1.058	0.213	1.490	0.222

Tablo 5.2: S40 kolon boyutu ve yumuşak zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.

Yapı Modeli	IO		DC		LS		CP	
	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma
S40-0.9-Conf1-HRLS	0.084	0.237	0.150	0.202	0.241	0.227	0.347	0.213
S40-0.9-Conf1-LRLS	0.091	0.224	0.160	0.204	0.271	0.225	0.375	0.234
S40-0.9-Conf1-HRSS	0.117	0.179	0.211	0.179	0.349	0.193	0.490	0.182
S40-0.9-Conf1-LRSS	0.148	0.186	0.253	0.159	0.416	0.154	0.591	0.165
S40-1.5-Conf2-HRLS	0.099	0.072	0.177	0.190	0.293	0.220	0.409	0.234
S40-1.5-Conf2-LRLS	0.125	0.156	0.216	0.177	0.358	0.192	0.512	0.192
S40-1.5-Conf2-HRSS	0.185	0.200	0.321	0.167	0.527	0.184	0.746	0.171
S40-1.5-Conf2-LRSS	0.222	0.216	0.387	0.185	0.642	0.199	0.901	0.195
S40-1.5-Conf3-HRLS	0.163	0.220	0.266	0.217	0.441	0.216	0.601	0.203
S40-1.5-Conf3-LRLS	0.192	0.175	0.313	0.178	0.501	0.203	0.718	0.199
S40-1.5-Conf3-HRSS	0.243	0.154	0.407	0.149	0.647	0.162	0.919	0.163
S40-1.5-Conf3-LRSS	0.281	0.190	0.471	0.175	0.755	0.179	1.066	0.179
S40-2.5-Conf2-HRLS	0.097	0.234	0.180	0.181	0.315	0.163	0.461	0.183
S40-2.5-Conf2-LRLS	0.131	0.210	0.242	0.150	0.414	0.167	0.592	0.161
S40-2.5-Conf2-HRSS	0.174	0.197	0.331	0.152	0.575	0.167	0.803	0.197
S40-2.5-Conf2-LRSS	0.194	0.207	0.343	0.175	0.619	0.187	0.864	0.202
S40-2.5-Conf3-HRLS	0.201	0.200	0.357	0.142	0.604	0.154	0.841	0.171
S40-2.5-Conf3-LRLS	0.264	0.137	0.438	0.146	0.748	0.155	1.060	0.172
S40-2.5-Conf3-HRSS	0.330	0.157	0.571	0.157	0.928	0.203	1.271	0.125
S40-2.5-Conf3-LRSS	0.348	0.185	0.611	0.176	0.996	0.208	1.350	0.116

Tablo 5.3: S45 kolon boyutu ve sert zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.

Yapı Modeli	IO		DC		LS		CP	
	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma
S45-0.9-Conf1-HRLS	0.111	0.244	0.201	0.209	0.335	0.202	0.478	0.204
S45-0.9-Conf1-LRLS	0.141	0.217	0.245	0.205	0.395	0.199	0.563	0.189
S45-0.9-Conf1-HRSS	0.191	0.246	0.334	0.166	0.554	0.168	0.769	0.150
S45-0.9-Conf1-LRSS	0.218	0.261	0.376	0.192	0.629	0.191	0.870	0.190

Tablo 5.3: Devam

S45-1.5-Conf2-HRLS	0.149	0.256	0.265	0.230	0.448	0.216	0.613	0.205
S45-1.5-Conf2-LRLS	0.184	0.256	0.327	0.211	0.543	0.185	0.756	0.176
S45-1.5-Conf2-HRSS	0.242	0.217	0.444	0.181	0.733	0.184	1.011	0.178
S45-1.5-Conf2-LRSS	0.287	0.252	0.502	0.217	0.832	0.203	1.156	0.213
S45-1.5-Conf3-HRLS	0.229	0.216	0.372	0.232	0.606	0.203	0.849	0.191
S45-1.5-Conf3-LRLS	0.277	0.204	0.459	0.195	0.730	0.185	1.028	0.168
S45-1.5-Conf3-HRSS	0.331	0.215	0.567	0.184	0.913	0.173	1.270	0.191
S45-1.5-Conf3-LRSS	0.374	0.232	0.635	0.209	1.022	0.208	1.438	0.227
S45-2.5-Conf2-HRLS	0.151	0.235	0.276	0.163	0.511	0.169	0.716	0.150
S45-2.5-Conf2-LRLS	0.165	0.292	0.315	0.199	0.576	0.161	0.811	0.186
S45-2.5-Conf2-HRSS	0.212	0.236	0.380	0.205	0.692	0.177	1.009	0.210
S45-2.5-Conf2-LRSS	0.239	0.259	0.444	0.201	0.803	0.190	1.125	0.216
S45-2.5-Conf3-HRLS	0.321	0.173	0.567	0.175	0.908	0.163	1.277	0.159
S45-2.5-Conf3-LRLS	0.356	0.215	0.626	0.180	1.035	0.195	1.469	0.217
S45-2.5-Conf3-HRSS	0.427	0.230	0.752	0.183	1.284	0.237	1.669	0.212
S45-2.5-Conf3-LRSS	0.507	0.201	0.865	0.202	1.438	0.255	2.023	0.230

Tablo 5.4: S45 kolon boyutu ve yumuşak zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.

Yapı Modeli	IO		DC		LS		CP	
	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma
S45-0.9-Conf1-HRLS	0.102	0.197	0.184	0.172	0.305	0.193	0.422	0.205
S45-0.9-Conf1-LRLS	0.121	0.162	0.213	0.158	0.351	0.162	0.498	0.166
S45-0.9-Conf1-HRSS	0.184	0.211	0.306	0.171	0.508	0.190	0.717	0.189
S45-0.9-Conf1-LRSS	0.218	0.194	0.355	0.179	0.594	0.194	0.847	0.182
S45-1.5-Conf2-HRLS	0.134	0.213	0.232	0.178	0.383	0.181	0.549	0.193
S45-1.5-Conf2-LRLS	0.172	0.193	0.296	0.176	0.479	0.186	0.679	0.171
S45-1.5-Conf2-HRSS	0.243	0.207	0.408	0.195	0.683	0.199	0.957	0.208
S45-1.5-Conf2-LRSS	0.279	0.239	0.485	0.220	0.795	0.202	1.123	0.233
S45-1.5-Conf3-HRLS	0.199	0.206	0.333	0.177	0.538	0.196	0.760	0.186
S45-1.5-Conf3-LRLS	0.244	0.171	0.405	0.175	0.663	0.168	0.924	0.170
S45-1.5-Conf3-HRSS	0.315	0.199	0.532	0.177	0.863	0.203	1.195	0.187
S45-1.5-Conf3-LRSS	0.354	0.222	0.619	0.194	0.977	0.239	1.364	0.180

Tablo 5.4: Devam

S45-2.5-Conf2-HRLS	0.144	0.196	0.256	0.201	0.459	0.182	0.655	0.185
S45-2.5-Conf2-LRLS	0.164	0.210	0.293	0.189	0.537	0.155	0.762	0.186
S45-2.5-Conf2-HRSS	0.221	0.309	0.392	0.199	0.722	0.243	1.036	0.228
S45-2.5-Conf2-LRSS	0.259	0.235	0.463	0.217	0.847	0.253	1.193	0.226
S45-2.5-Conf3-HRLS	0.306	0.183	0.512	0.187	0.846	0.176	1.190	0.187
S45-2.5-Conf3-LRLS	0.340	0.176	0.602	0.182	0.976	0.198	1.318	0.107
S45-2.5-Conf3-HRSS	0.450	0.232	0.800	0.255	1.268	0.204	1.668	0.155
S45-2.5-Conf3-LRSS	0.542	0.255	0.949	0.240	1.507	0.253	2.071	0.231

Tablo 5.5: S50 kolon boyutu ve sert zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.

Yapı Modeli	IO		DC		LS		CP	
	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma
S50-0.9-Conf1-HRLS	0.140	0.230	0.237	0.220	0.394	0.203	0.565	0.185
S50-0.9-Conf1-LRLS	0.171	0.229	0.294	0.190	0.471	0.178	0.679	0.165
S50-0.9-Conf1-HRSS	0.223	0.262	0.387	0.165	0.636	0.181	0.887	0.164
S50-0.9-Conf1-LRSS	0.249	0.239	0.423	0.187	0.706	0.188	0.982	0.197
S50-1.5-Conf2-HRLS	0.202	0.215	0.365	0.202	0.605	0.189	0.839	0.165
S50-1.5-Conf2-LRLS	0.237	0.249	0.426	0.175	0.710	0.167	0.980	0.161
S50-1.5-Conf2-HRSS	0.304	0.256	0.538	0.225	0.909	0.221	1.262	0.253
S50-1.5-Conf2-LRSS	0.326	0.252	0.566	0.248	0.950	0.238	1.350	0.259
S50-1.5-Conf3-HRLS	0.296	0.183	0.509	0.174	0.805	0.176	1.130	0.162
S50-1.5-Conf3-LRLS	0.344	0.160	0.583	0.166	0.916	0.162	1.285	0.166
S50-1.5-Conf3-HRSS	0.399	0.253	0.683	0.226	1.119	0.237	1.565	0.258
S50-1.5-Conf3-LRSS	0.422	0.245	0.739	0.242	1.202	0.236	1.714	0.289
S50-2.5-Conf2-HRLS	0.189	0.284	0.349	0.236	0.653	0.178	0.937	0.200
S50-2.5-Conf2-LRLS	0.214	0.303	0.396	0.255	0.737	0.224	1.063	0.238
S50-2.5-Conf2-HRSS	0.263	0.271	0.497	0.212	0.893	0.189	1.269	0.235
S50-2.5-Conf2-LRSS	0.287	0.277	0.529	0.227	0.954	0.215	1.352	0.220
S50-2.5-Conf3-HRLS	0.369	0.179	0.653	0.170	1.068	0.208	1.487	0.205
S50-2.5-Conf3-LRLS	0.410	0.239	0.723	0.196	1.188	0.237	1.703	0.279
S50-2.5-Conf3-HRSS	0.502	0.204	0.868	0.191	1.438	0.208	2.062	0.244
S50-2.5-Conf3-LRSS	0.530	0.213	0.936	0.203	1.527	0.248	2.167	0.238

Tablo 5.6: S50 kolon boyutu ve yumuşak zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.

Yapı Modeli	IO		DC		LS		CP	
	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma
S50-0.9-Conf1-HRLS	0.122	0.178	0.215	0.177	0.352	0.170	0.503	0.183
S50-0.9-Conf1-LRLS	0.148	0.180	0.256	0.166	0.419	0.152	0.597	0.151
S50-0.9-Conf1-HRSS	0.215	0.222	0.354	0.193	0.594	0.208	0.833	0.205
S50-0.9-Conf1-LRSS	0.244	0.214	0.407	0.192	0.675	0.211	0.944	0.209
S50-1.5-Conf2-HRLS	0.188	0.234	0.325	0.189	0.537	0.186	0.756	0.174
S50-1.5-Conf2-LRLS	0.226	0.241	0.390	0.192	0.654	0.187	0.926	0.196
S50-1.5-Conf2-HRSS	0.318	0.229	0.534	0.236	0.896	0.218	1.250	0.226
S50-1.5-Conf2-LRSS	0.336	0.254	0.584	0.266	0.954	0.221	1.329	0.220
S50-1.5-Conf3-HRLS	0.273	0.177	0.452	0.171	0.736	0.162	1.030	0.169
S50-1.5-Conf3-LRLS	0.312	0.172	0.528	0.187	0.860	0.187	1.206	0.207
S50-1.5-Conf3-HRSS	0.390	0.220	0.664	0.201	1.084	0.250	1.488	0.163
S50-1.5-Conf3-LRSS	0.434	0.239	0.747	0.228	1.196	0.251	1.651	0.173
S50-2.5-Conf2-HRLS	0.189	0.232	0.345	0.187	0.619	0.180	0.868	0.196
S50-2.5-Conf2-LRLS	0.227	0.229	0.403	0.217	0.725	0.215	1.028	0.203
S50-2.5-Conf2-HRSS	0.283	0.268	0.528	0.241	0.960	0.242	1.351	0.252
S50-2.5-Conf2-LRSS	0.312	0.283	0.565	0.277	1.038	0.264	1.463	0.248
S50-2.5-Conf3-HRLS	0.353	0.179	0.609	0.163	1.000	0.195	1.359	0.110
S50-2.5-Conf3-LRLS	0.410	0.201	0.717	0.194	1.166	0.232	1.605	0.171
S50-2.5-Conf3-HRSS	0.532	0.208	0.927	0.239	1.502	0.233	2.036	0.215
S50-2.5-Conf3-LRSS	0.565	0.264	1.000	0.248	1.613	0.252	2.175	0.215

Tablo 5.7: S55 kolon boyutu ve sert zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.

Yapı Modeli	IO		DC		LS		CP	
	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma
S55-0.9-Conf1-HRLS	0.162	0.233	0.278	0.213	0.460	0.208	0.661	0.190
S55-0.9-Conf1-LRLS	0.201	0.194	0.342	0.191	0.564	0.180	0.793	0.171
S55-0.9-Conf1-HRSS	0.256	0.251	0.446	0.169	0.737	0.174	1.034	0.171
S55-0.9-Conf1-LRSS	0.291	0.254	0.489	0.195	0.827	0.186	1.145	0.209
S55-1.5-Conf2-HRLS	0.229	0.243	0.411	0.189	0.675	0.190	0.939	0.171
S55-1.5-Conf2-LRLS	0.260	0.252	0.463	0.184	0.780	0.168	1.075	0.156
S55-1.5-Conf2-HRSS	0.318	0.241	0.552	0.208	0.957	0.195	1.322	0.200
S55-1.5-Conf2-LRSS	0.358	0.272	0.620	0.233	1.059	0.236	1.495	0.254

Tablo 5.7: Devam

S55-1.5-Conf3-HRLS	0.321	0.201	0.551	0.164	0.891	0.174	1.243	0.161
S55-1.5-Conf3-LRLS	0.366	0.165	0.629	0.161	1.001	0.162	1.407	0.162
S55-1.5-Conf3-HRSS	0.431	0.235	0.746	0.174	1.210	0.196	1.695	0.215
S55-1.5-Conf3-LRSS	0.481	0.244	0.846	0.217	1.361	0.230	1.914	0.272
S55-2.5-Conf2-HRLS	0.195	0.297	0.386	0.200	0.691	0.179	0.998	0.169
S55-2.5-Conf2-LRLS	0.225	0.264	0.419	0.235	0.764	0.195	1.112	0.190
S55-2.5-Conf2-HRSS	0.274	0.292	0.500	0.286	0.908	0.236	1.319	0.262
S55-2.5-Conf2-LRSS	0.314	0.264	0.576	0.205	1.032	0.199	1.474	0.230
S55-2.5-Conf3-HRLS	0.377	0.181	0.681	0.177	1.107	0.157	1.534	0.161
S55-2.5-Conf3-LRLS	0.421	0.206	0.741	0.181	1.222	0.190	1.718	0.207
S55-2.5-Conf3-HRSS	0.490	0.279	0.857	0.244	1.481	0.270	2.103	0.285
S55-2.5-Conf3-LRSS	0.550	0.214	0.976	0.197	1.623	0.234	2.314	0.231

Tablo 5.8: S55 kolon boyutu ve yumuşak zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.

Yapı Modeli	IO		DC		LS		CP	
	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma
S55-0.9-Conf1-HRLS	0.139	0.183	0.250	0.179	0.416	0.169	0.584	0.196
S55-0.9-Conf1-LRLS	0.175	0.181	0.301	0.149	0.492	0.163	0.700	0.164
S55-0.9-Conf1-HRSS	0.247	0.206	0.413	0.175	0.690	0.204	0.973	0.210
S55-0.9-Conf1-LRSS	0.282	0.202	0.471	0.175	0.780	0.209	1.096	0.176
S55-1.5-Conf2-HRLS	0.213	0.190	0.361	0.168	0.600	0.167	0.844	0.167
S55-1.5-Conf2-LRLS	0.259	0.184	0.430	0.172	0.713	0.183	1.005	0.177
S55-1.5-Conf2-HRSS	0.310	0.232	0.538	0.195	0.910	0.191	1.268	0.201
S55-1.5-Conf2-LRSS	0.377	0.246	0.642	0.249	1.071	0.211	1.465	0.195
S55-1.5-Conf3-HRLS	0.291	0.162	0.483	0.172	0.791	0.151	1.117	0.166
S55-1.5-Conf3-LRLS	0.334	0.185	0.571	0.159	0.938	0.177	1.314	0.189
S55-1.5-Conf3-HRSS	0.418	0.183	0.711	0.175	1.153	0.215	1.583	0.132
S55-1.5-Conf3-LRSS	0.485	0.224	0.834	0.231	1.355	0.258	1.869	0.177
S55-2.5-Conf2-HRLS	0.197	0.217	0.359	0.202	0.645	0.178	0.915	0.185
S55-2.5-Conf2-LRLS	0.228	0.235	0.404	0.199	0.742	0.186	1.048	0.195
S55-2.5-Conf2-HRSS	0.283	0.272	0.515	0.261	0.948	0.247	1.331	0.220
S55-2.5-Conf2-LRSS	0.339	0.283	0.611	0.292	1.126	0.253	1.601	0.264

Tablo 5.8: Devam

S55-2.5-Conf3-HRLS	0.356	0.196	0.624	0.155	1.031	0.185	1.432	0.172
S55-2.5-Conf3-LRLS	0.397	0.192	0.702	0.160	1.162	0.195	1.591	0.132
S55-2.5-Conf3-HRSS	0.496	0.237	0.886	0.237	1.445	0.204	1.990	0.185
S55-2.5-Conf3-LRSS	0.587	0.263	1.054	0.255	1.742	0.252	2.351	0.219

Tablo 5.9: S60 kolon boyutu ve sert zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.

Yapı Modeli	IO		DC		LS		CP	
	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma
S60-0.9-Conf1-HRLS	0.219	0.247	0.390	0.167	0.640	0.166	0.890	0.154
S60-0.9-Conf1-LRLS	0.245	0.258	0.421	0.186	0.713	0.179	0.984	0.182
S60-0.9-Conf1-HRSS	0.297	0.258	0.507	0.242	0.871	0.234	1.218	0.256
S60-0.9-Conf1-LRSS	0.324	0.249	0.563	0.197	0.951	0.225	1.340	0.239
S60-1.5-Conf2-HRLS	0.280	0.238	0.485	0.218	0.836	0.193	1.155	0.214
S60-1.5-Conf2-LRLS	0.314	0.268	0.537	0.233	0.925	0.233	1.289	0.235
S60-1.5-Conf2-HRSS	0.381	0.224	0.668	0.207	1.115	0.261	1.568	0.221
S60-1.5-Conf2-LRSS	0.409	0.258	0.711	0.223	1.186	0.253	1.643	0.240
S60-1.5-Conf3-HRLS	0.391	0.225	0.676	0.170	1.097	0.192	1.532	0.215
S60-1.5-Conf3-LRLS	0.470	0.245	0.747	0.235	1.212	0.234	1.705	0.274
S60-1.5-Conf3-HRSS	0.529	0.204	0.901	0.239	1.447	0.223	2.046	0.243
S60-1.5-Conf3-LRSS	0.542	0.231	0.948	0.233	1.523	0.256	2.148	0.241
S60-2.5-Conf2-HRLS	0.222	0.282	0.418	0.218	0.768	0.179	1.110	0.252
S60-2.5-Conf2-LRLS	0.235	0.276	0.447	0.219	0.807	0.201	1.143	0.237
S60-2.5-Conf2-HRSS	0.317	0.244	0.581	0.186	1.050	0.192	1.503	0.201
S60-2.5-Conf2-LRSS	0.327	0.237	0.607	0.202	1.115	0.207	1.610	0.215
S60-2.5-Conf3-HRLS	0.462	0.212	0.815	0.190	1.362	0.220	1.925	0.236
S60-2.5-Conf3-LRLS	0.482	0.219	0.859	0.200	1.418	0.219	2.036	0.231
S60-2.5-Conf3-HRSS	0.636	0.193	1.124	0.189	1.860	0.210	2.513	0.178
S60-2.5-Conf3-LRSS	0.665	0.203	1.193	0.209	1.946	0.200	2.574	0.148

Tablo 5.10: S60 kolon boyutu ve yumuşak zemin durumu için dikkate alınan modellere ait medyan ve standart sapma değerleri.

Yapı Modeli	IO		DC		LS		CP	
	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma
S60-0.9-Conf1-HRLS	0.210	0.203	0.356	0.178	0.586	0.186	0.835	0.185
S60-0.9-Conf1-LRLS	0.238	0.198	0.403	0.173	0.665	0.208	0.946	0.206
S60-0.9-Conf1-HRSS	0.307	0.246	0.516	0.226	0.858	0.229	1.181	0.206
S60-0.9-Conf1-LRSS	0.354	0.254	0.579	0.266	0.973	0.275	1.326	0.248
S60-1.5-Conf2-HRLS	0.270	0.232	0.464	0.203	0.783	0.190	1.095	0.168
S60-1.5-Conf2-LRLS	0.325	0.245	0.546	0.233	0.913	0.209	1.278	0.253
S60-1.5-Conf2-HRSS	0.416	0.264	0.717	0.255	1.199	0.265	1.626	0.239
S60-1.5-Conf2-LRSS	0.453	0.285	0.761	0.277	1.276	0.275	1.766	0.284
S60-1.5-Conf3-HRLS	0.376	0.182	0.644	0.179	1.040	0.221	1.438	0.156
S60-1.5-Conf3-LRLS	0.434	0.212	0.740	0.217	1.195	0.250	1.662	0.201
S60-1.5-Conf3-HRSS	0.558	0.223	0.965	0.250	1.519	0.245	2.042	0.209
S60-1.5-Conf3-LRSS	0.589	0.257	1.013	0.269	1.625	0.273	2.180	0.223
S60-2.5-Conf2-HRLS	0.249	0.239	0.436	0.204	0.790	0.232	1.170	0.239
S60-2.5-Conf2-LRLS	0.262	0.243	0.469	0.224	0.852	0.244	1.253	0.253
S60-2.5-Conf2-HRSS	0.296	0.296	0.561	0.248	1.022	0.233	1.467	0.247
S60-2.5-Conf2-LRSS	0.322	0.291	0.605	0.245	1.076	0.254	1.570	0.263
S60-2.5-Conf3-HRLS	0.485	0.200	0.853	0.233	1.422	0.230	1.913	0.194
S60-2.5-Conf3-LRLS	0.516	0.238	0.919	0.243	1.506	0.234	2.112	0.229
S60-2.5-Conf3-HRSS	0.611	0.226	1.081	0.237	1.802	0.225	2.548	0.240
S60-2.5-Conf3-LRSS	0.660	0.243	1.152	0.250	1.925	0.252	2.874	0.292

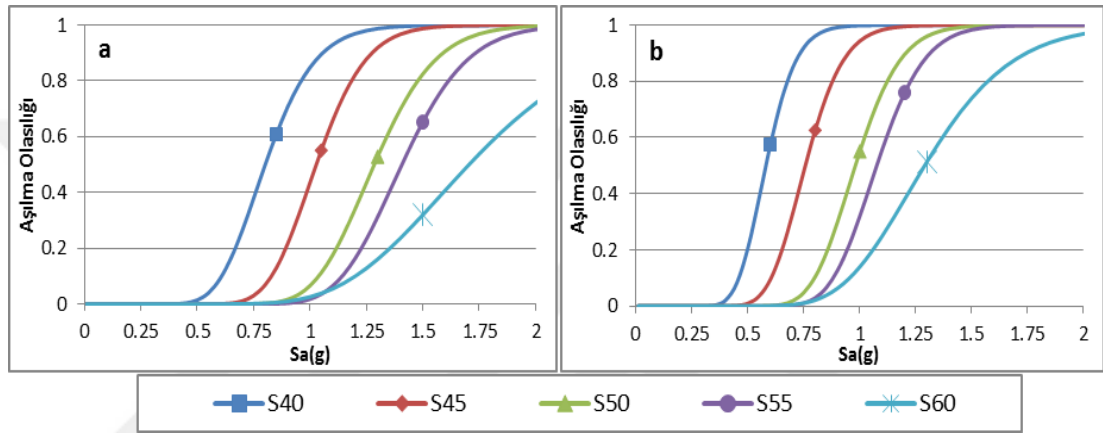
Sonraki bölümde, sınıflandırmada dikkate alınan yapısal ve geometrik parametrelerin, herhangi bir hasar durumu için belli bir $S_a(g)$ değerindeki aşılma olasılığına olan etkisi sırasıyla incelenecektir.

5.1. Farklı Kolon En Kesit Boyutlarının Hasarın Aşılma Olasılığına Etkisi

Doğrusal olmayan IDA'nın açıklandığı Bölüm 3.6'da ifade edildiği üzere, analizler iki farklı deprem seti için gerçekleştirilmiştir. Farklı parametrelerin, dikkate alınan herhangi bir hasar düzeyi için aşılma olasılığı üzerindeki etkisinin

değerlendirileceği bu bölümde, analizlerde sert zemin durumunun dikkate alındığı deprem seti için elde edilen sonuçlar sunulmuştur.

Kolon en kesit boyutlarının artması durumunda, yatay yük taşıma kapasitesinin artacağı bilinmektedir. Dolayısıyla yapıda oluşacak hasarın azalacağı anlaşılmaktadır. Dikkate alınan bu parametrenin, hasar üzerindeki olumlu etkisinin değerlendirilmesi için Göçmenin Önlenmesi hasar durumu dikkate alınarak, iki farklı sargı durumu için beş farklı kolon en kesit boyutunun değerlendirilmesi Şekil 5.1’de verilmiştir.



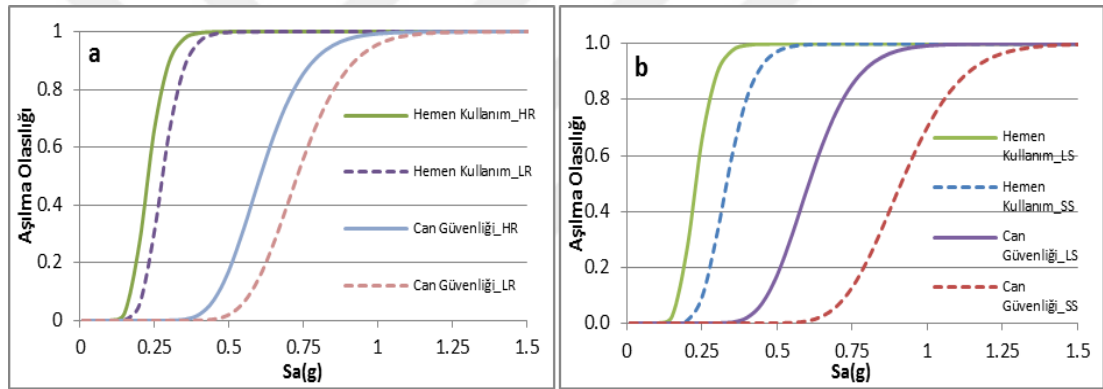
Şekil 5.1: Farklı kolon en kesit boyutlarının, hasarın aşılma olasılığına etkisi; a) LRLS-1.5-Conf3, b) LRLS-1.5-Conf2.

Şekil 5.1’den açıkça görüldüğü üzere, artan kolon en kesit boyutları için hasarın aşılma olasılığı herhangi bir $S_a(g)$ değeri için son derece düşmektedir. Örneğin Şekil 5.1a’da verilen, LRLS-1.5-Conf3 yapı modeli için 1.20 g spektral ivme değeri, artan kolon boyutlarında, hasarın aşılma olasılıkları sırasıyla 0.97, 0.82, 0.34, 0.16, 0.10 olarak elde edilmektedir. Şekil 5.1b, LRLS-1.5-Conf2 yapı sınıfı için Göçmenin Önlenmesi hasar durumunun değerlendirilmesinde, 1.0 g spektral ivme değeri için hasarın aşılma olasılığı ise sırasıyla 0.99, 0.94, 0.55, 0.32, 0.14 olarak elde edilmiştir. Benzer sonuçlar diğer hasar durumları ve sınıflarda da görülmüştür. Söz konusu yapı sınıfında, Mw6.2 Ceyhan (1998) ve Mw7.6 Kocaeli (1999) depremlerinde, yetersiz yatay rijitlikten dolayı büyük yer değiştirmelerin oluşması sonucu ağır hasarların meydana geldiği gözlemlenmiştir [Palanci et al., 2017], [Senel and Palanci, 2013], [Posada and Wood, 2002]. Ayrıca yakın zamanda meydana gelen önemli deprem olaylarında, büyük kolon boyutlarına sahip tek katlı prefabrik betonarme yapılarda, düşük hasarların meydana geldiği gözlemlenmiştir [Ozden et

al., 2013]. Son olarak, elde edilen yapı envanterinde bulunan yapıların inşa edildiği yıllar dikkate alınarak incelendiğinde, deprem azaltma katsayısı (R) ve tasarımda süreç içinde kazanılan edinimler sonucu, kolon en kesit boyutlarının arttığı gözlemlenmiştir.

5.2. Çatı Türü ve Makas Açıklığının Hasarın Aşılma Olasılığına Etkisi

Önceki bölümlerde ifade edildiği üzere sunulan sınıflandırmada iki farklı çatı türü ve makas açıklığı dikkate alınmıştır. Bu bölümde söz konusu iki parametrenin dikkate alınan hasar durumu için herhangi bir $S_a(g)$ değerinde, hasarın aşılma olasılığına etkisi incelenmiştir.



Şekil 5.2: Farklı çatı türü ve makas açıklığının yapısal hasar üzerindeki etkisi, a) Çatı türü, b) Makas açıklığı.

Bu amaçla, S45-1.5-Conf3-LS yapı sınıfının, iki farklı çatı durumu; HR ve LR için hasarın aşılma olasılıkları, Hemen Kullanım ve Can Güvenliği hasar durumları dikkate alınarak Şekil 5.2a'da verilmiştir.

Şekil 5.2b'de ise S45-1.5-Conf3-HR yapı sınıfına ait iki farklı makas açıklığı; geniş açıklık (LS), dar açıklık (SS) için iki farklı hasar durumu dikkate alınarak, hasarın aşılma olasılığı değerlendirilmiştir. Şekil 5.2 bir bütün olarak değerlendirildiğinde, HR ve LS özelliklerine sahip yapılarda, hasarın aşılma olasılığının dikkate alınan herhangi bir deprem şiddet değeri için daha yüksek elde edildiği açıkça görülmektedir. Şekil 5.2a'da dikkate alınan yapı modelinin 0.2 g deprem şiddet değeri için; Hemen Kullanım hasar durumu dikkate alındığında; Hasarın aşılma olasılığı, HR durumunda 0.27 iken LR durumunda ise 0.05 olarak

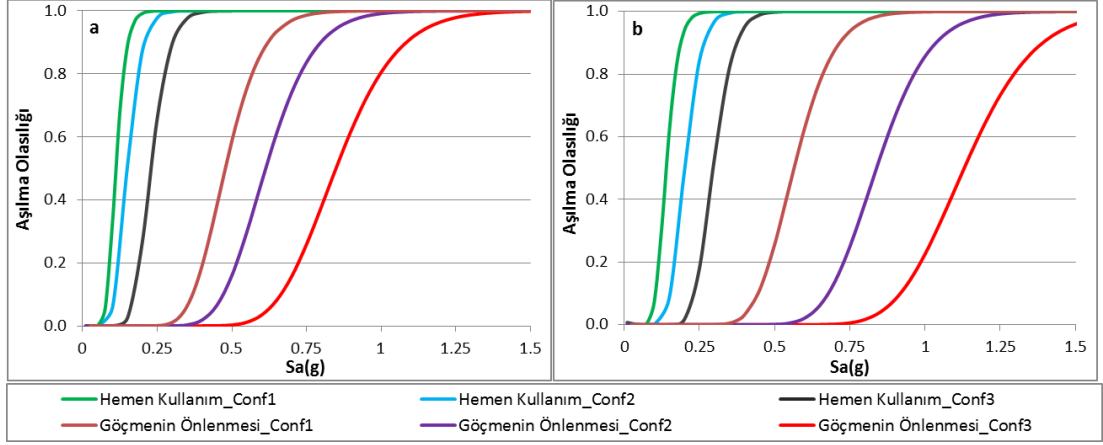
elde edilmiştir. Benzer şekilde 0.6 g spektral ivme değeri için Can Güvenliği hasar durumu dikkate alındığında; HR durumunda 0.48 iken LR durumunda ise 0.14 olarak hesaplanmıştır.

Hemen Kullanım ve Can Güvenliği hasar durumunun dikkate alındığı, farklı makas açıklığı parametresinin hasarın aşılma olasılığına olan etkisi Şekil 5.2b’de verilmiştir. 0.3 g spektral ivme değeri için Hemen Kullanım hasar durumu dikkate alındığında, hasarın aşılma olasılığı, LS’de 0.89 iken SS’de bu değer 0.32 olarak elde edilmiştir. 0.75 g spektral ivme değeri için yapılan incelemede, Can Güvenliği hasar durumu için ise bu değerler sırasıyla 0.85 ve 0.13 olarak elde edilmiştir.

Makas açıklığı ve çatı türünün değişmesi, kolona etki edecek olan eksenel yükün değişeceği dolayısıyla kolonun moment kapasitesinin değişeceği anlamına gelmektedir. Genel anlamda artan eksenel yük değeri için yapı kapasitesinin azalacağı ifade edilebilir. Ayrıca unutulmamalıdır ki burada dikkate alınan herhangi bir hasar durumuna ait hasarın aşılma olasılığı değerlendirilmektedir. Yapıda oluşacak nihai hasarın belirlenebilmesi için deprem talep değerinin hesaplanması gerekmektedir. Söz konusu iki parametrenin değişmesi durumunda yapının deprem talep değerleri değişecektir. İfade edilen bu husus, yapılacak olan risk değerlendirmesinde detaylı olarak irdelenecektir.

5.3. Kolonlara Ait En Kesit Sargı Konfigürasyonunun Hasarın Aşılma Olasılığına Etkisi

Kolonun en kesit sargı konfigürasyonu için çalışma kapsamında üç farklı sargı konfigürasyonu (Conf1, Conf2 ve Conf3) dikkate alındığı daha önceden de ifade edilmiştir. Son derece önemli bir parametre olan sargı konfigürasyonunun hasarın aşılma olasılığı iki farklı kolon en kesit boyutu için değerlendirilmiştir. Şekil 5.3a’da S45-1.5-HRLS, Şekil 5.3b’de ise S50-1.5-HRLS yapı modeli için üç farklı sargı konfigürasyonu (Conf1, Conf2 ve Conf3) dikkate alınmıştır.



Şekil 5.3: Farklı sargı konfigürasyonun dikkate alınan hasar durumu için hasarın aşılma olasılığına etkisi, a) S45-1.5-HRLS, b) S50-1.5-HRLS.

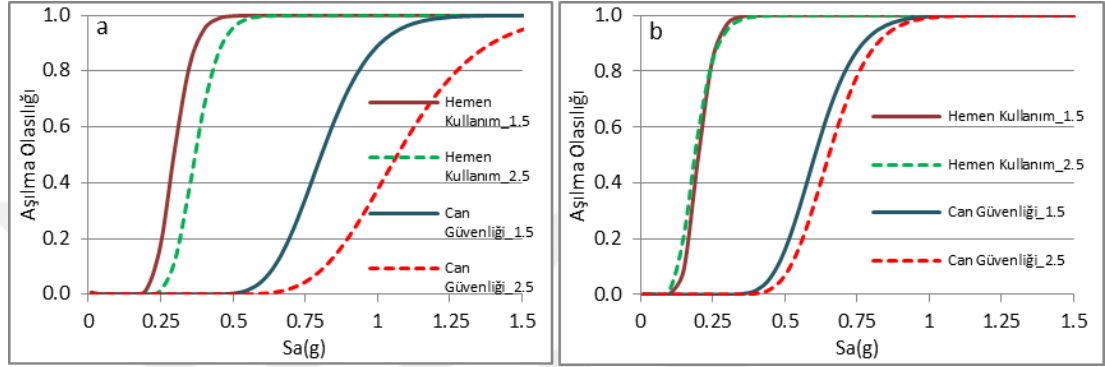
Sargı durumunun, hasarın aşılma olasılığına etkisinin Hemen Kullanım ve Göçmenin Önlenmesi hasar durumu için değerlendirildiği Şekil 5.3'den açıkça görüldüğü üzere, uygun sargının sünek davranışı sağladığı dolayısıyla dikkate alınan herhangi bir deprem şiddet değeri için hasarın aşılma olasılığını büyük ölçüde azalttığı görülmektedir. Şekil 5.3a, Hemen Kullanım hasar durumunda 0.2 g deprem şiddet değerinde Conf1 sargı durumu için aşılma olasılığı 0.99, Conf2 durumunda 0.87 iken bu değer Conf3 olması durumunda 0.27 olarak elde edilmektedir. Benzer şekilde Göçmenin Önlenmesi hasar durumunda 0.70 g spektral ivme değeri için sırasıyla bu değerler 0.97, 0.74 ve 0.16 olarak elde edilmektedir.

Şekil 5.3b'de sunulan S50-1.5-HRLS yapı modeli için yapılan incelemede ise 0.25 g spektral ivme değerinde, Hemen Kullanım hasar durumu için Conf1 sargı durumu dikkate alındığında, hasarın aşılma olasılığı 0.99, Conf2 durumunda 0.84 iken Conf3 durumunda bu değer 0.18 olarak elde edilmektedir. 0.80 g spektral ivme değeri için Göçmenin Önlenmesi hasar durumu dikkate alındığında, hasarın aşılma olasılığı sırasıyla 0.97, 0.39, 0.02 olarak elde edilmiştir.

Elde edilen sonuçlar dikkate alındığında, sargı konfigürasyon parametresinin hasar üzerinde son derece etkin bir parametre olduğu görülmüştür. Dolayısıyla sonraki bölümlerde yapılacak olan risk değerlendirmesi için oluşturulacak olan alt sınıflandırmada bu parametre belirleyici olacaktır.

5.4. Boyuna Donatı Oranının Hasarın Aşılma Olasılığına Etkisi

Çalışma kapsamında son parametre olarak dikkate alınan kolonun sahip olduğu farklı boyuna donatı (%0.9, %1.5, %2.5) oranlarının yapısal hasar üzerindeki etkisi incelenmiştir. Bu kapsamda S50-HRLS yapı modeline ait iki farklı boyuna donatı oranı, sargı durumu Conf3 için Şekil 5.4a'da, Conf2 için ise Şekil 5.4'b de verilmiştir.



Şekil 5.4: Farklı boyuna donatı oranlarının yapı hasarı üzerindeki etkisi, a) S50-Conf3-HRLS b) S50-Conf2-HRLS.

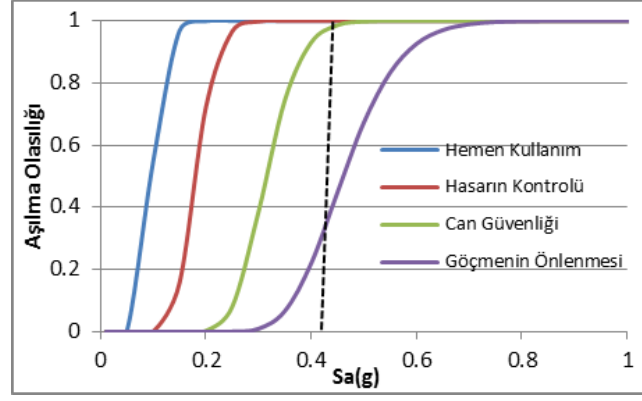
Hemen Kullanım ve Can Güvenliği hasar durumunun dikkate alındığı incelemede, uygun sargı konfigürasyonuna (Conf3) sahip yapıda boyuna donatı oranının artması durumunda dikkate alınan herhangi bir $S_a(g)$ değerinde hasarın aşılma olasılığı önemli ölçüde düşmektedir. Benzer davranış minimum sargı etkisi (Conf2) dikkate alındığında, boyuna donatı oranının %1.5 den %2.5 çıkması durumunda, dikkate alınan herhangi bir deprem şiddet değerinde, hasarın aşılma olasılığındaki düşüşün çok daha az olduğu tespit edilmiştir. Örneğin; Şekil 5.4a'da sunulan Hemen Kullanım hasar durumu dikkate alındığında, 0.3 g spektral ivme değeri için boyuna donatı oranının %2.5 olması durumunda hasarın aşılma olasılığı 0.12 iken bu değer boyuna donatı oranının %1.5 olması durumunda 0.53 kadar yükselmektedir. Can Güvenliği hasar durumu dikkate alındığında, 0.85 g spektral ivme değeri için hasarın aşılma olasılığı 0.13 den 0.62 ye kadar yükselmektedir. Şekil 5.4b'de ise Hemen Kullanım hasar durumu için elde edilen eğriler dikkate alındığında, 0.15 g deprem şiddet parametresi için hasarın aşılma olasılığı 0.09 dan 0.21'e yükselmektedir. Can Güvenliği hasar durumu için ise 0.55 g spektral ivme değerinde, hasarın aşılma olasılığı, boyuna donatı oranının %2.5 ve %1.5 olması durumunda sırasıyla 0.17 ve 0.31 olarak elde edilmiştir.

Elde edilen sonuçlar ışığında, boyuna donatı oranının yapısal hasar üzerindeki olumlu etkisinin, yapının uygun ve yeterli sargı etkisine bağlı olduğu ifade edilmelidir. Elde edilen bu sonuç, geçmiş depremlerden sonra yapılan saha incelemeleri ile de uyumlu olduğu belirtilmelidir. 1999 Mw7.6 Kocaeli ve Mw7.2 Düzce depremlerinde birçok yapının yüksek boyuna donatı oranına sahip olmasına rağmen yetersiz sargı etkisinden dolayı ağır hasar aldığı ifade edilmektedir [Atakoy, 2000].

5.5. Çalışma Kapsamında Sunulan Kırılgenlik Eğrilerinin Doğrulanması

Analitik yöntem ile elde edilen kırılgenlik eğrilerinin uygunluğunun doğrulanması önemli aşamalardandır. Doğrulama işlemi, söz konusu yapı sınıfına ait deprem sonrası yapılan bölgesel değerlendirmeler referans alınabileceği gibi daha rasyonel karşılaştırmaların yapılması amacıyla yapı bazlı da yapılabilmektedir. Bu amaçla 1999 Mw7.6 Kocaeli depremi sonucu ağır hasar alan tek katlı prefabrik betonarme endüstri türü iki yapı dikkate alınmıştır. Çalışma kapsamında uygulanan prosedür dikkate alınarak, söz konusu iki yapı için kırılgenlik eğrileri elde edilmiştir. DBYBHY 2007 referans alınarak, iki yapının birinci derece deprem bölgesinde olduğu ve ZD (yumuşak zemin) zemin sınıfında inşa edildiği bilinmektedir [DBYBHY, 2007].

Birinci yapının kolon yüksekliği 7 m olup 40x40 cm en kesit boyutlarına sahiptir. Kolonlar tabanda sabit, tepe noktasında ise prefabrik betonarme kirişler ile mafsallı bağlantılıdır. Yapı 1998 yılından önce inşa edilmiş olup, %1.5 boyuna donatı oranına sahip olmasına rağmen yetersiz sargı etkisinden dolayı ağır hasar aldığı ifade edilmektedir [Atakoy, 2000]. Kare kolonlara sahip bu yapı için elde edilen kırılgenlik eğrisi Şekil 5.5’de verilmiştir.

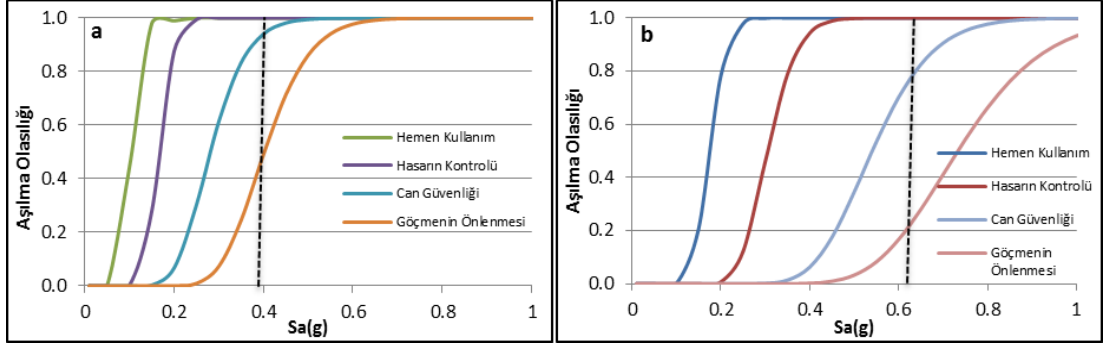


Şekil 5.5: 1999 Mw7.6 Kocaeli depreminde ağır hasar alan örnek birinci yapıya ait kırılmalık eğrisi.

Doğrusal olmayan IDA'ya ait her adımda, yapının çatlamış kesit rijitliğine karşılık gelen yapı periyodu dikkate alınmıştır. YPT istasyonundan elde edilen 1999 Mw7.6 Kocaeli deprem kaydına ait davranış spektrumundan, söz konusu periyoda karşılık gelen $S_a(g)$ değeri ve kırılmalık eğrisi kullanılarak DPM elde edilmiştir. Devamında yapıya ait PML değeri ise Bölüm 6.2'de detaylı olarak açıklanan, Gürpınar vd. tarafından, dört farklı hasar durumu için sunulan CDR faktörü dikkate alınarak hesaplanmıştır [Gürpınar et al., 1978].

- $PML = 0.0 \cdot (0.05) + 0.06 \cdot (0.30) + 0.63 \cdot (0.70) + 0.31 \cdot (1.00) = 76.89\%$

İkinci örnek yapı ise 6 m yüksekliğinde ve 35x55 cm en kesit boyutlarına sahip kolonlardan oluşmaktadır. Benzer şekilde kolonlar, temel seviyesinde sabit bağlantılı olup tepe noktasında ise mafsallı bağlantılıdır. Yapı makas doğrultusunda 20 m genişliğinde olup iki adet açıklığa sahiptir. Makas doğrultusuna dik yönde ise 6 m genişliğinde, yedi adet açıklık bulunmaktadır. Yapının kolonlarında bulunan boyuna donatı oranının %1.5 olduğu ifade edilmektedir [Arslan et al., 2000]. Kolonların kare olmamasından dolayı her iki doğrultu ayrı ayrı dikkate alınarak, her doğrultu için kırılmalık eğrileri elde edilmiştir Şekil 5.6.



Şekil 5.6: İkinci örnek tek katlı prefabrik betonarme yapıya ait kırılmalık eğrileri, a) Y-doğrultusu (zayıf), b) X-doğrultusu (güçlü).

Şekil 5.6’da ifade edildiği üzere, yapının her iki doğrultusu için deprem talep değerleri hesaplanmış ve DPM elde edilmiştir. Devamında, benzer şekilde, Gürpınar vd. tarafından sunulan CDR dikkate alınarak PML değeri hesaplanmıştır [Gürpınar et al., 1978]. Şekil 5.6 dikkate alınarak yapılan PML hesaplamalarında, yapının zayıf doğrultusu için %83.90 elde edilirken, güçlü doğrultu için ise %71.41 olarak elde edilmiştir.

- $PML = 0.0 \cdot (0.05) + 0.05 \cdot (0.30) + 0.42 \cdot (0.70) + 0.53 \cdot (1.00) = 83.90\%$
- $PML = 0.0 \cdot (0.05) + 0.17 \cdot (0.30) + 0.55 \cdot (0.70) + 0.28 \cdot (1.00) = 71.41\%$

1999 Mw7.6 Kocaeli depremi sonucunda ağır hasar alan söz konusu iki yapı için elde edilen sonuçlar dikkate alındığında, çalışma kapsamında sunulan kırılmalık eğrilerinin makul, rasyonel ve tutarlı olduğu anlaşılmıştır. Sınıflandırmada dikkate alınan yapısal ve geometrik parametrelerin kırılmalık eğrilerine olan etkisi için elde edilen sonuçlar ve Bölüm 6’da deprem risk değerlendirmesi hesaplamalarına bağlı olarak elde edilen sonuçlar da ayrıca bunu destekler niteliktedir. Gelineen noktada, hızlı, pratik ön değerlendirme yapılmasına imkân sağlayacak üç temel yapı sınıfı için ortalama kırılmalık eğrileri sunulacaktır.

5.6. Ortalama Kırılmalık Eğrilerinin Elde Edilmesi

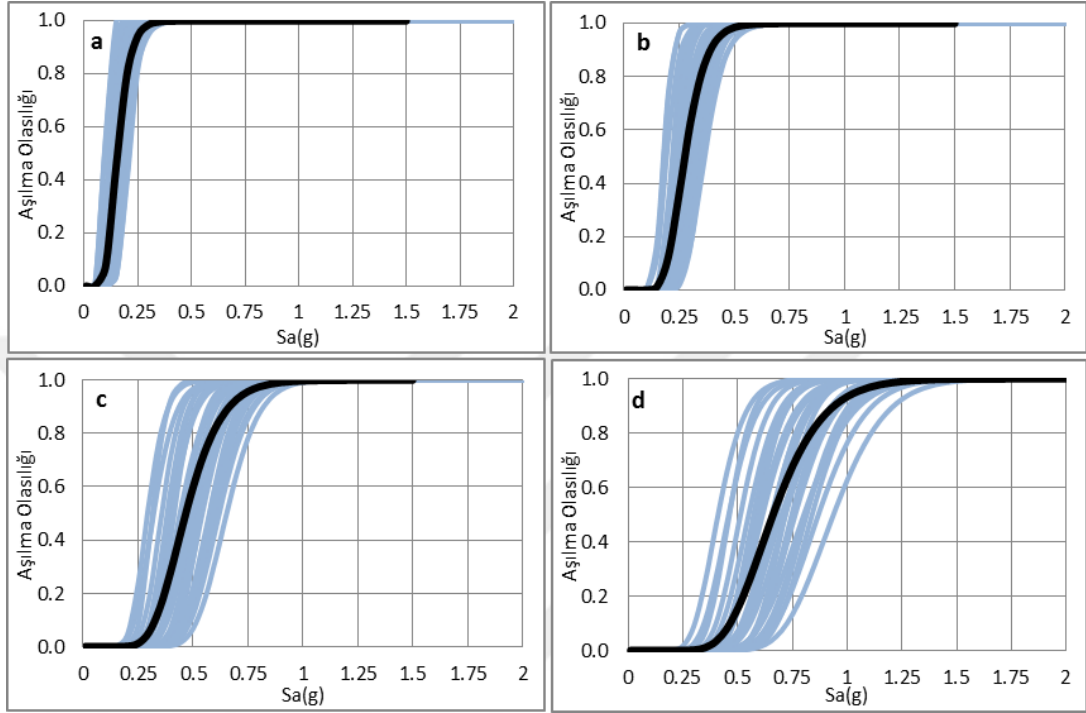
Yapısal ve geometrik parametrelerin, dikkate alınan herhangi bir hasar durumu ve söz konusu deprem şiddet parametresi için hasarın aşılma olasılığına etkisi ayrı

ayrı değerlendirilmiştir. Yapılan sınıflandırmadaki her model için iki farklı deprem seti dikkate alınarak kırılmalık eğrilerinin elde edildiği daha önceden de ifade edilmiştir. Bölüm 6'da, uygulamada gerçekleştirilecek deprem risk çalışmalarında kullanılmak üzere detaylı bir alt sınıflandırma yapılmış ve her alt sınıfa ait limit tanımlamaları yapılarak detaylı risk çalışması gerçekleştirilmiştir. Bu bölümde ise amacımız, Türkiye'de bulunan mevcut tek katlı prefabrik betonarme yapılar için temel bir sınıflandırma yaparak, pratik kullanım sağlaması için literatüre ortalama kırılmalık eğrisi sunmaktır. Bu aşamada tek katlı prefabrik betonarme yapı sınıfı için üç temel; zayıf, tipik ve süper alt yapı sınıfı tanımlanmıştır. Bu sınıflandırmada, iki zemin durumu için 80 yapı modeli dikkate alınarak elde edilen 160 adet kırılmalık eğrisi dikkate alınmıştır. Yapılan incelemede rijitlik/periyot, sargı etkisi ve boyuna donatı oranının yapıda meydana gelecek hasar üzerinde daha etkili olduğu saptanmıştır. Yapılan temel üç sınıflandırmada bu parametreler göz önünde tutulmuştur. Söz konusu 160 yapının deprem talep değerleri ayrı ayrı elde edilmiş ve PML değerleri arka planda hesaplanarak üç alt sınıf için uygun bazı yapılar dikkate alınarak gruplandırma yapılmıştır.

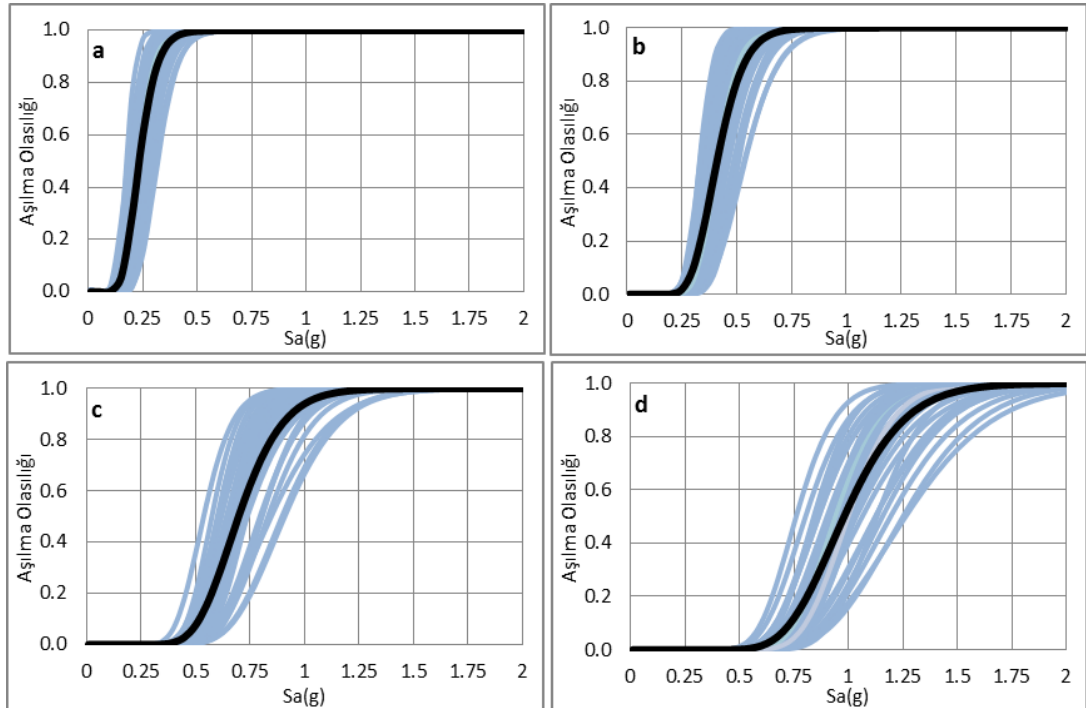
En genel hali ile yapılan sınıflandırmanın temel hatları sırasıyla aşağıda ifade edilmiştir.

- Zayıf Sınıf: ABYYHY-1998 dikkate alındığında, tasarım ve uygulama kriterleri açısından uygun olmayan yapıları temsil etmektedir [ABYYHY, 1998]. Geçmiş depremlerden sonra yapılan saha incelemelerinde, söz konusu sınıfta bulunan yapıların yetersiz yatay rijitlik/yüksek periyot ve uygun olmayan sargı detayı/yetersiz sünek davranıştan dolayı zayıf deprem performansı sergileyerek ağır hasar aldıkları bilinmektedir.
- Tipik Sınıf: Zayıf ve Süper sınıf dışında kalan uygun yapıların oluşturduğu bu sınıf için kısaca yeterli yatay rijitlik veya efektif sargı etkisi özelliklerinden birisini sağlayan yapı sınıfı şeklinde ifade edilebilir.
- Süper Sınıf: Tasarım ve uygulama kriterleri dikkate alındığında, güncel yönetmeliklerde belirtilen tavsiye ve zorunlulukları sağlayan, arzu edilen deprem performansını sergileyecek yapı sınıfını temsil etmektedir. Yüksek yatay rijitlik, uygun boyuna donatı oranı ve efektif sargı etkisi dolayısıyla sünek davranış sergileyecek yapı sınıfıdır.

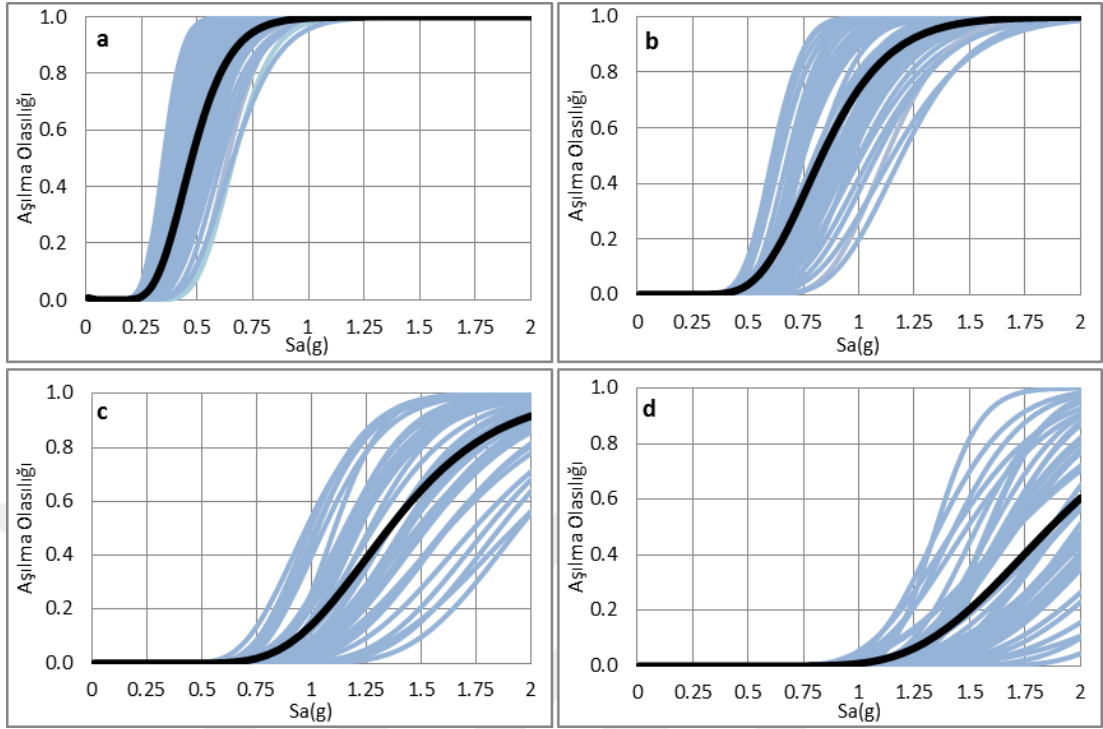
Yukarıda çok genel olarak ifade edilen üç sınıf için uygun yapılar dikkate alınarak ortalama kırılma eğrileri dört farklı hasar durumu için $S_a(g)$ 'nin bir fonksiyonu olarak elde edilmiş ve sırasıyla Şekil 5.7, Şekil 5.8 ve Şekil 5.9'da verilmiştir.



Şekil 5.7: Zayıf yapı sınıfı için dört farklı hasar durumu dikkate alınarak elde edilen ortalama kırılma eğrileri, a) IO, b) DC, c) SL, d) CP hasar durumu.



Şekil 5.8: Tipik yapı sınıfı için dört farklı hasar durumu dikkate alınarak elde edilen ortalama kırılgenlik eğrileri, a) IO, b) DC, c) SL, d) CP hasar durumu.



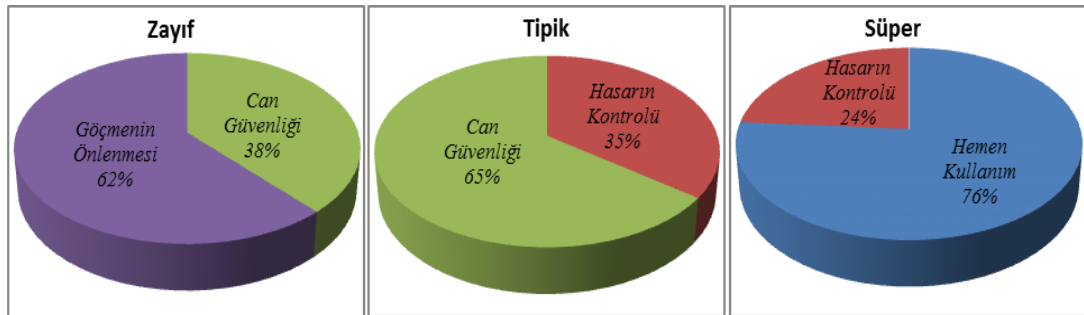
Şekil 5.9: Süper yapı sınıfı için dört farklı hasar durumu dikkate alınarak elde edilen ortalama kırılgenlik eğrileri, a) IO, b) DC, c) SL, d) CP hasar durumu.

Depremlerden sonra yapılan saha incelemelerinin getirdiği kazanımlar, buna paralel olarak yönetmeliklerde depreme dayanıklı yapı tasarımı süreç içinde güncellenmiştir. DBYBHY 2007’de deprem performans değerlendirme konsepti sunulmuş olup sünek tasarım ve ilave uygulama pratikleri, örnek sağlanan kazanımlardandır. Bu durum sahadan elde edilen yapı envanterinde bulunan yapı özelliklerinden de ayrıca teyit edilmiştir. Bununla beraber, ABYYHY 1998’de beş olan deprem azaltma katsayısı, DBYBHY 2007’de üç olarak azaltılmıştır. Bu bilgiler ışığında, Şekil 5.7-5.9’den da açıkça görüldüğü üzere, Süper alt yapı sınıfında dikkate alınan herhangi bir $S_a(g)$ değeri için belli bir hasar durumu için hasarın aşılma olasılığı son derece düşmektedir. Tek katlı prefabrik betonarme yapı sınıfı için sunulan ortalama kırılgenlik eğrilerine ait üç alt sınıflandırmanın dört hasar durumu için elde edilen log-normal dağılımın iki parametresi, medyan ve standart sapma değerleri Tablo 5.11’de verilmiştir.

Tablo 5.11: Üç temel sınıfa ait dört farklı hasar durumu için Sa(g)'nin fonksiyonu olan kırılmalık eğri parametre değerleri.

Yapı Sınıfı	Hemen Kullanım (IO)		Hasarın Kontrolü (DC)		Can Güvenliği (SL)		Göçmenin Önlenmesi (CP)	
	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma
Zayıf	0.155	0.303	0.275	0.275	0.467	0.276	0.661	0.275
Tipik	0.233	0.274	0.410	0.238	0.698	0.231	0.980	0.226
Süper	0.475	0.285	0.833	0.283	1.355	0.283	1.866	0.263

Son olarak, üç temel sınıfta bulunan yapılar, her yapı ayrı ayrı değerlendirilerek, sunulan üç sınıfın, tanımlanan bir deprem tehlike düzeyi için PML değerlendirmesi yapılacaktır. Buradaki amacımız söz konusu üç sınıfının sahip olduğu riskin genel anlamda değerlendirilmesidir. Bu amaçla, TBDY-2018 de tanımlanan DD2/Deprem düzeyi; 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan 475 yıllık tekrarlanma periyodu, DTS-1/Deprem tasarım seviyesi ve yumuşak zemin (ZD) durumu dikkate alınmıştır. Bu kriterler göz önünde tutularak elde edilen tasarım spektrumu ile her yapıya ait kırılmalık eğrileri ayrı ayrı dikkate alınarak DPM dağılımları elde edilmiştir. Akabinde, üç sınıfta bulunan tüm yapılar için PML değerleri, Gürpınar vd. tarafından sunulan CDR faktörü dikkate alınarak hesaplanmıştır. Yapılacak olan değerlendirmede, elde edilecek olan PML değerinin hasar durumu ile ilişkilendirilmesinde referans alınacak aralıklar sırasıyla; 1-10 arasında olması durumunda Hemen Kullanım, 10-30 için Hasarın Kontrolü, 30-50 için Can Güvenliği ve son olarak 50 den büyük olması durumunda Göçmenin Önlenmesi hasar durumu şeklinde tanımlanmıştır. Üç yapı sınıfında bulunan yapıların hasar durumlarına ait yüzde dağılımları Şekil 5.10'da verilmiştir.



Şekil 5.10: Üç temel sınıflandırmaya ait hasar durumlarının dağılımları.

Sonuç olarak, PML ile ilişkilendirilen hasar dağılımı incelendiğinde, Zayıf sınıfının son derece yüksek riske sahip olduğu, bu sınıftaki yapıların %62 sinin Göçmenin Önlenmesi, %38 ise Can Güvenliği Hasar durumunda olduğu görülmektedir. Bu durumun başlıca sebebinin, yapının sahip olduğu kolonların yetersiz yatay rijitlik ve yetersiz sargı etkisi olduğu belirtilerek, daha önceden de ifade edildiği üzere Mw6.2 Ceyhan (1998) ve Mw7.6 Kocaeli (1999) depremlerinde bu durum saha incelemelerinde gözlemlenmiştir [Palanci et al., 2007], [Senel and Palanci, 2013], [Posada and Wood, 2002]. Özellikle 2007 yılından sonra inşa edilen yapıların sargı etkisi ve kolon en kesit boyutlarının 2000 yılı öncesi yapılara nazaran daha yüksek olduğu ifade edilebilir. Söz konusu iki parametre özelliklerine sahip yapıların bulunduğu Süper yapı sınıfının hasar dağılımı, %76 Hemen Kullanım, %24 Hasarın Kontrolü hasar durumunda olduğu görülmüştür. Bu aşamada elde edilen sonuçlar dikkate alındığında, yakın zamanda meydana gelen depremlerden sonra söz konusu yapı sınıfı için yapılan saha incelemelerinde elde edilen gözlemler ile elde edilen sonuçların uyumlu olduğu tespit edilmiştir [Ozden et al., 2013].

6. TEK KATLI PREFABRİK BETONARME ENDÜSTRİ TÜRÜ YAPILARA AİT DEPREM RİSK DEĞERLENDİRMESİ

Sismik risk değerlendirmesi ve kayıp tahmini, doğa afeti olan depremin sebep olacağı hasarın en aza indirilmesi noktasında çok önemlidir. Risk ve kayıp tahmin çalışmaları, öncelikle halkın eğitilmesi ve bilinçlendirilmesi, afet yönetimi için insan gücü ihtiyacının tahmin edilmesi, bütçe planlaması ve son olarak güçlendirme uygulamalarının sistemleştirilmesi konularına imkân sağlamaktadır. Bu sebeple, kayıp tahmini ve risk metodolojisi, deprem sonrası hazırlık noktasında önemli bir araçtır. Risk değerlendirme sonuçları, fiziksel hasar, ekonomik ve sosyal kayıpların olasılıkları hesaplanarak sunulur [UNISDR, 2009]. Diğer bir çıktı olarak da, dikkate alınan belirli bir tehlike düzeyi için yapı stokunun sigorta priminin tahmin edilmesine olanak sağlar. Bu noktada, son birkaç on yıldan günümüze, olasılıksal finansal risk değerlendirme metodolojilerinin popüleritesinin artarak devam ettiği söylenebilir. Sismik tasarım prensiplerine ve finansal risk değerlendirme metodolojilerine dayanan son çalışmalar, düşük ila orta hasarlı yapıların onarılmasının sismik finansal riske önemli ölçüde katkıda bulunduğu ifade edilmektedir [Melani et al., 2016].

Son yirmi yılda birçok araştırmacı deprem etkilerini, çalışmalarında can kaybı, iş süreksizliği ve ekonomik kayıp açısından incelemektedirler. Bu çalışmalardan PEER-PBEE olarak bilinen Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma merkezinde geliştirilen performansa dayalı deprem mühendisliği (PBEE) metodolojisi referans alınarak, daha pratik ve sade uygulama çalışmaları yapılmıştır [FEMA P-58-1., 2012], [Del Vecchio et al., 2018], [Cremen and Baker, 2019], [Papadopoulos et al. 2019], [Xu et al. 2019].

Cornell ve Krawinkler tarafından önerilen ve daha sonra Kaliforniya'daki Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi (PEER) tarafından PEER-PBEE olarak geliştirilen çerçeve, performansa dayalı, doğrudan veya dolaylı kayıpların tahmin edilmesine imkân sağlamaktadır [Cornell and Krawinkler, 2000]. Söz konusu PBEE metodolojisi deprem mühendisliğinde yaygın olarak kullanılmaktadır [Dhakal and Mander, 2005], [Carofilis et al., 2020]. Olasılıksal sismik risk değerlendirmesi için PEER tarafından geliştirilen üçlü entegrasyon denklemi, genellikle bir performans gereksinimini aşma olasılığını tahmin etmek için kullanılır [Solberg et al., 2008]. Söz konusu yöntemin temel adımları, sırasıyla tehlike analizi, yapısal

analiz, hasar analizi ve son olarak kayıp değerlendirmesi şeklinde ifade edilmektedir [Günay and Mosalam, 2012].

ABD'de ulusal uygulama için tasarlanmış standart bir deprem kayıp tahmin metodolojisi olan HAZUS (Multi-hazard Loss Estimation Methodology), günümüzde, birçok ülkede yaygın olarak kullanılan diğer bir risk değerlendirme yöntemidir [FEMA, H.M.M., 2010]. ABD Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından, 1990'ların başında, üst ve alt yapıya yönelik sismik etkilerin sebep olacağı sosyal ve ekonomik kayıpların değerlendirmesine yönelik sunulan yöntem, günümüzde sel, kasırğa ve tsunami gibi doğal afetleri de içeren kapsamlı bir çalışmadır. HAZUS yönteminde hasarı değerlendirme ve çeşitli kayıpları (direk kayıp, can kayıpları, iş süreksizliği vb.) hesaplamaya imkân sağlayan kayıp fonksiyonları bulunmaktadır. Bununla beraber, 120'nin üzerinde farklı yapı sınıfına ait kapasite eğri değerleri ve söz konusu yapı sınıflarına ait kırılğanlık eğrileri sunulmaktadır. Söz konusu çalışma, birçok araştırmacı tarafından dünyanın farklı bölgelerinde kullanılmak üzere adapte edilerek, çeşitli deprem risk değerlendirme çalışmalarında dikkate alınmıştır [Nastev, 2014], [Korkmaz, 2009], [Boni et al., 2018], [Aguirre et al., 2017], [Lang et al., 2012], [Faccioli, 2006], [De Bono and Mora, 2014], [Fallah-Aliabadi et al., 2020], [Mangalathu et al., 2017].

Risk değerlendirmesinde kullanılan diğer bir yöntem ise Priestley, Calvi ve Kowalsky tarafından sunulan, Displacement-Based Loss Assessment (DBLA) yöntemidir [Priestley et al., 2007]. Doğrudan yer değiştirmeye dayalı tasarım yaklaşımına dayanan bu yöntem, yapının sismik değerlendirmesi için ana parametre olarak binanın yanal yer değiştirme değerini dikkate alır. Betonarme prefabrik yapıların tasarım ve değerlendirmesinde kullanılabilen bu yöntem, söz konusu yapı sınıfının deprem kayıp değerlendirmesinde de dikkate alınmaktadır [Bosio et al., 2020], [Torquati et al., 2018], [Belleri, 2017].

Genel anlamda değerlendirme yapılacak olursa, günden güne SHA ve hasar görebilirlik değerlendirmelerinin artarak devam ettiği görülmektedir. Bunun temelinde yatan sebebin risk hesaplamaları olduğu ifade edilmelidir. Var olan bir deprem tehlikesi için bölgesel veya yapı bazlı risk hesaplamalarına bağlı olarak deprem sonrası eylem planlarının oluşturulabilmesi için son 30 yılda risk çalışmaları yoğun bir şekilde çalışılmaktadır. Risk değerlendirmesinin gerçekçi olarak elde edilebilmesi daha önceden de ifade edildiği üzere deprem tehlikesinin doğrucu bir şekilde dikkate alınarak, hedef bölge veya yapının hasar görebilirliğinin rasyonel

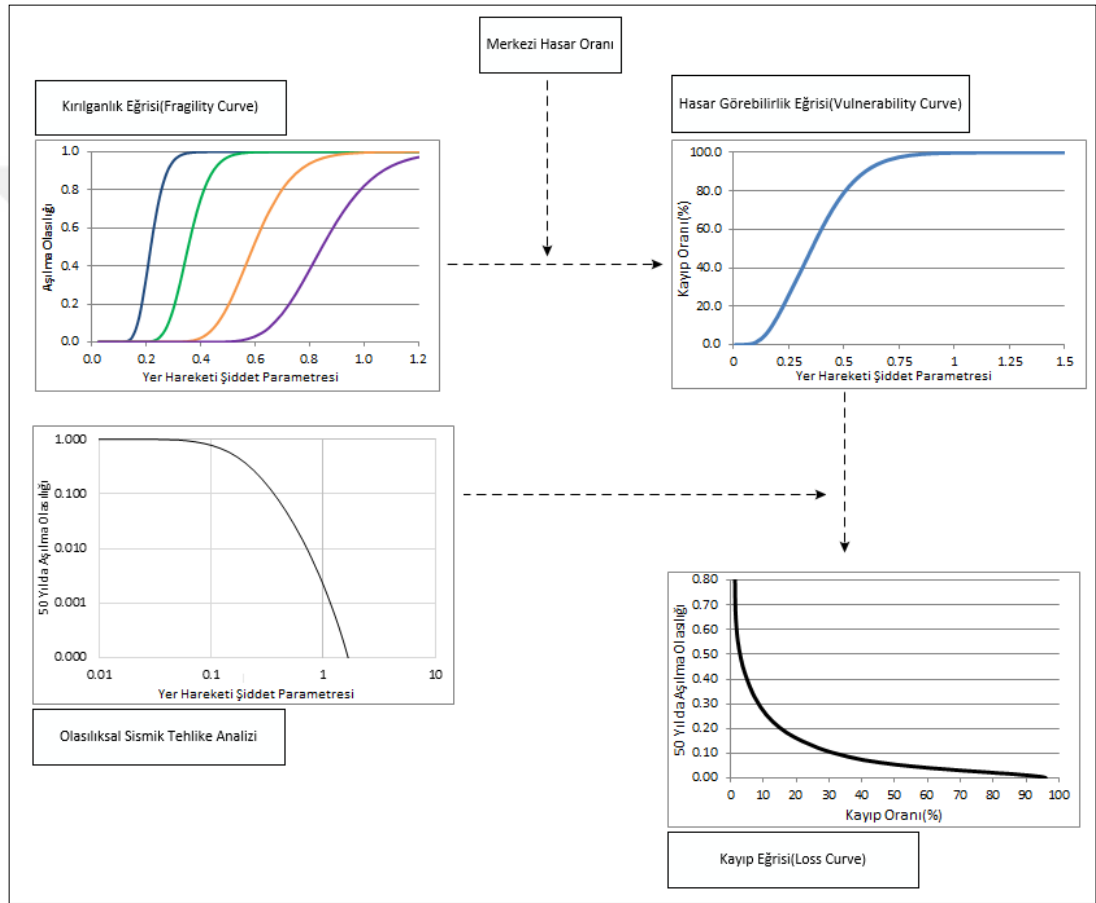
şekilde hesaplanmasına bağlıdır. Deprem tehlikesi, deterministik veya olasılıksal olarak elde edilebildiği bilinmektedir. Hasar görebilirlik değerlendirmesinde ise önceki bölümlerde detaylı olarak açıklandığı üzere, kırılma eğrileri ve bu eğrilere bağlı olarak elde edilen hasar görebilirlik fonksiyonları sıklıkla tercih edilmektedir. Son yıllarda, farklı yapı sınıflarına ait kırılma eğrileri ve hasar görebilirlik eğrileri birçok araştırmacı tarafından yoğun olarak çalışılmaktadır.

Bölüm 5’de, 100 farklı yapı modeli, iki farklı deprem seti için 200 adet kırılma eğrisi elde edilerek tablo ve grafikler halinde sunulmuştur. Öncelikle ifade edilmelidir ki çalışma kapsamında sunulacak olan yöntem dikkate alınarak yapı bazlı risk hesaplamaları yapılabilmektedir. Fakat her yapı için söz konusu risk değerlendirme çalışmasının gerçekleştirilmesi, hem çok vakit alacağı hem de çok sayıda çıktının oluşacağı ve sonuçların sunulmasının güçleşeceği düşünülmektedir. Bu bölümde daha pratik ve kullanışlı sonuçların elde edilmesi adına farklı bir yapı gruplandırması yapılacaktır. Devamında tanımları yapılan her alt sınıf için ortalama kırılma eğrileri elde edilerek, söz konusu yapı sınıfına ait alt sınıflar için risk hesaplamaları yapılacaktır.

Çalışma kapsamında Türkiye’de bulunan mevcut tek katlı prefabrik betonarme yapıların risk değerlendirmesi, Marmara bölgesi referans alınarak gerçekleştirilecektir. Bu bölümde, öncelikle hedef bölge olarak belirlenen Marmara bölgesi için farklı deprem tehlike düzeyleri dikkate alınarak iki farklı zemin durumu için tehlike analizleri yapılacaktır. Akabinde, çalışmanın konusu olan tek katlı betonarme prefabrik sanayi türü yapıların risk değerlendirmesi, söz konusu bölgede belirlenen yedi nokta için hesaplanacaktır. Yapılacak olan deprem risk tahmin değerlendirme çalışmasının temel adımları, aşağıda maddeler halinde verilmiş olup, grafiksel gösterimi ise Şekil 6.1’de verilmiştir.

- Çalışma kapsamında dikkate alınan tek katlı prefabrik betonarme endüstri türü yapılara ait alt sınıflar için ortalama kırılma eğrilerinin elde edilmesi
- Her alt sınıf için ortalama kırılma eğrileri ve CDR faktörleri dikkate alınarak hasar görebilirlik eğrilerinin elde edilmesi
- Dikkate alınan bölgeye ait olasılıksal SHA’nın, farklı tekrarlanma periyotları için gerçekleştirilmesi

- Belirli bir deprem yer hareketi düzeyi için PML değerlerinin hesaplanması ve bu hesaplamaların deprem yer hareketi düzeyinin her artımı için tekrarlanması
- Deprem tehlike düzeyi için 50 yıl referans alınarak, farklı aşılma olasılıkları için, aşılma olasılığı-kayıp oranı değeri arasındaki ilişkinin ayırık olarak tanımlanması devamında ise bu noktaların birleştirilmesi sonucu sürekli eğrinin elde edilmesi



Şekil 6.1: Deprem risk değerlendirme çalışmasında dikkate alınan yöntemin grafiksel gösterimi.

Deprem risk değerlendirme yöntemine ait genel çerçeve yukarıda maddeler halinde açıklanmıştır. Sonraki bölümlerde her maddeye ait detaylı açıklamalar sırasıyla yapılacaktır. Çalışmanın hedefi, uygulamaya yönelik pratik deprem risk değerlendirmesine imkân sağlayacak çıktıların elde edilmesidir. Bu noktada elde edilen çıktıların, yapı envanterini temsil etmesi önemsenmiştir. Dolayısıyla, birçok

parametre dikkate alınarak, kayıp eğrileri elde edilmiş olup, bu yapı türü için risk değerlendirmesi kapsamlı olarak ele alınmıştır.

6.1. Alt Yapı Sınıflarına Ait Ortalama Kırılabilirlik Eğrilerinin Hesaplanması

Analizlerde iki farklı zemin durumunun dikkate alındığı yapısal ve geometrik parametrelere bağlı olarak 200 adet kırılabilirlik eğri elde edildiği daha önceden de ifade edilmiştir. Bu bölümde söz konusu yapılar, dokuz alt sınıf oluşturularak gruplandırılmıştır. Söz konusu alt sınıflar oluşturulurken tüm yapılar için sabit deprem tehlikesi dikkate alınarak, olasılıksal maksimum yapısal hasar değerleri elde edilmiştir. Devamında yapısal hasar üzerinde en etkin üç parametre belirlenmiştir. Sırasıyla, birinci ölçüt olarak, çatlamış kesit rijitliği dikkate alınarak elde edilecek olan yapının birinci moduna ait efektif periyodun değeri, ikinci kriter olarak kolon elemanlarına ait sargı durumu ve son kriter ise boyuna donatı oranıdır. Söz konusu gruplandırma sonucu oluşturulan alt yapı sınıfları ve bu sınıflar için hesaplanan medyan ve standart sapma değerleri Tablo 6.1’de verilmiştir.

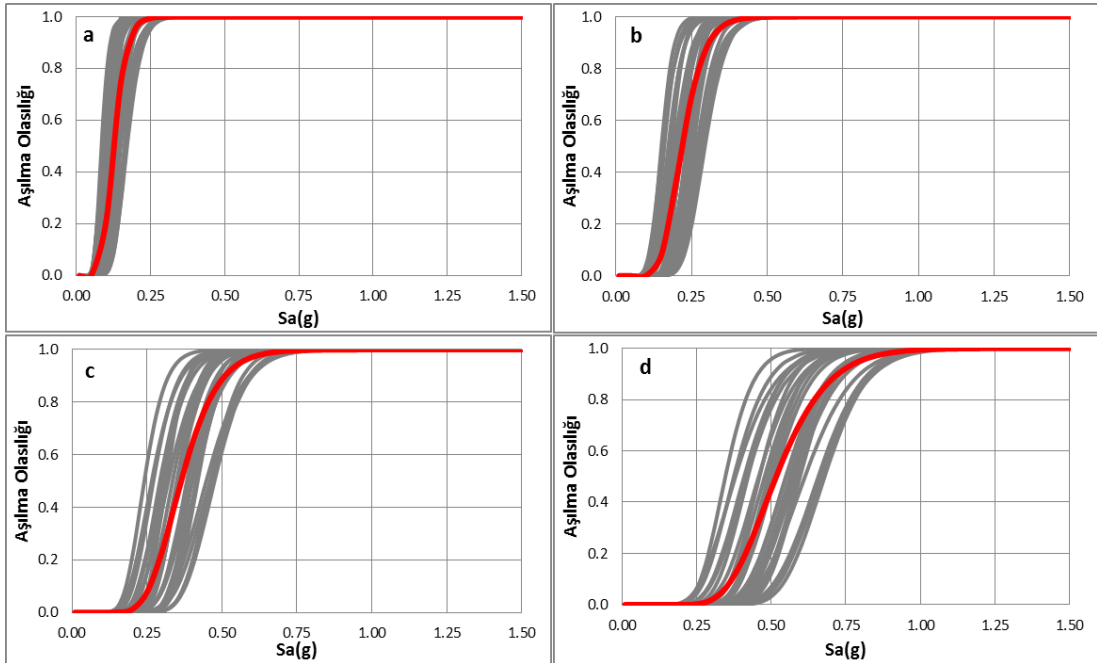
Tablo 6.1: Alt sınıflandırmaya ait log-normal dağılımın iki parametresi olan medyan ve standart sapma değerleri.

		Yapı Sayısı	IO		DC		SL		CP	
			Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma	Medyan	St. Sapma
HP	Düşük Kalite (LQ)	28	0.125	0.274	0.218	0.268	0.364	0.263	0.517	0.263
	Orta Kalite (MQ)	26	0.199	0.260	0.343	0.234	0.571	0.231	0.801	0.227
	Yüksek Kalite (HQ)	24	0.277	0.233	0.469	0.232	0.762	0.227	1.074	0.234
MP	Düşük Kalite (LQ)	20	0.206	0.274	0.368	0.216	0.639	0.203	0.898	0.207
	Orta Kalite (MQ)	18	0.299	0.254	0.518	0.230	0.872	0.221	1.210	0.206
	Yüksek Kalite (HQ)	16	0.386	0.223	0.673	0.200	1.090	0.211	1.479	0.168
LP	Düşük Kalite (LQ)	20	0.265	0.298	0.473	0.263	0.842	0.252	1.187	0.242
	Orta Kalite (MQ)	24	0.368	0.287	0.651	0.262	1.105	0.244	1.533	0.228
	Yüksek Kalite (HQ)	24	0.539	0.252	0.946	0.255	1.538	0.246	2.145	0.245

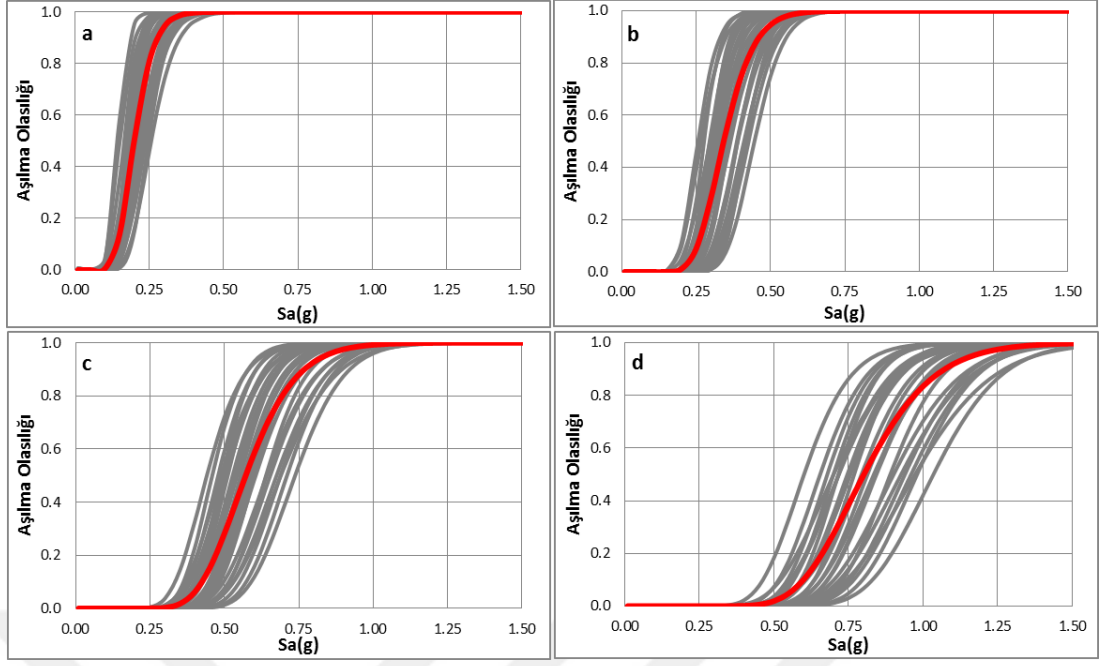
Deprem risk değerlendirilmesi yapılacak olan yapının efektif periyodunun 1.55 s den yüksek olması durumunda HP (Yüksek Periyot), 1.10 s den düşük olması

durumunda LP (Düşük Periyot), bu iki değer arasında olması durumunda ise MP (Orta Periyot) olarak dikkate alınacaktır. Yapısal parametrelerin hasar üzerindeki etkisinin değerlendirildiği bölümde, kesitte artan boyuna donatı oranının yapısal hasar üzerindeki olumlu etkisinin uygun sargı durumunda (Conf3) gerçekleştiği elde edilen sonuçlara bağlı olarak açıkça görülmüştür. Dolayısıyla, sargı durumu önceki bölümlerde ifade edildiği şekilde Conf1 olması durumunda Düşük Kalite (LQ), Conf2 ve her iki boyuna donatı oranı (%1.5 ve %2.5) için Orta Kalite (MQ), sargı durumunun Conf3 ve her iki boyuna donatı oranı (%1.5 ve %2.5) için ise Yüksek Kalite (HQ) olarak sınıflandırılmıştır.

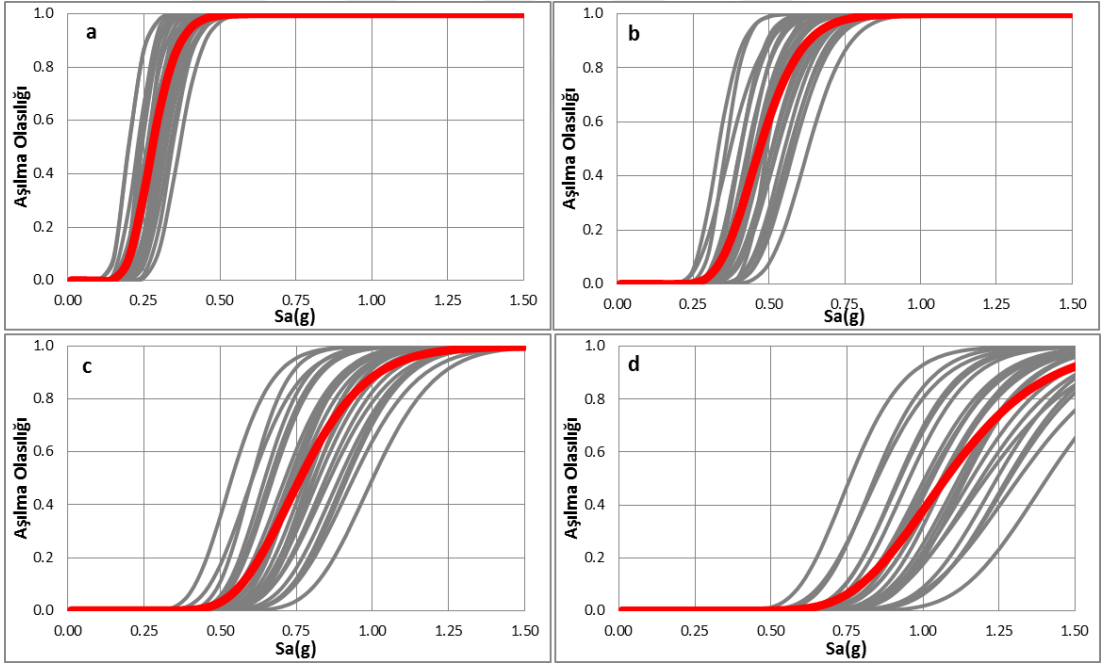
Tablo 6.1’de alt sınıflandırmaya ait dört farklı hasar durumu için hesaplanan medyan ve standart sapma değerleri verilmiştir. Örnek olması açısından, HP- LQ alt sınıfına ait ortalama kırılmalık eğrisinin elde edilmesi işlemi kısaca açıklanacaktır. Deprem şiddet parametresi olan $S_a(g)$ için her 0.05 g’lik artım değerine karşılık 700 adet DI değeri bulunmaktadır. Dikkate alınan hasar durumu için $S_a(g)$ ve DI arasındaki ilişkiden yola çıkarak her adımdaki aşılma olasılığı hesaplanmaktadır. Bu işlem son adıma kadar tekrarlanarak dikkate alınan alt yapı sınıfı için ortalama kırılmalık eğrisi elde edilmiş olur. Dokuz alt yapı sınıfı için elde edilen ortalama kırılmalık eğrileri grafikler halinde sırasıyla Şekil 6.2-6.10’da verilmiştir.



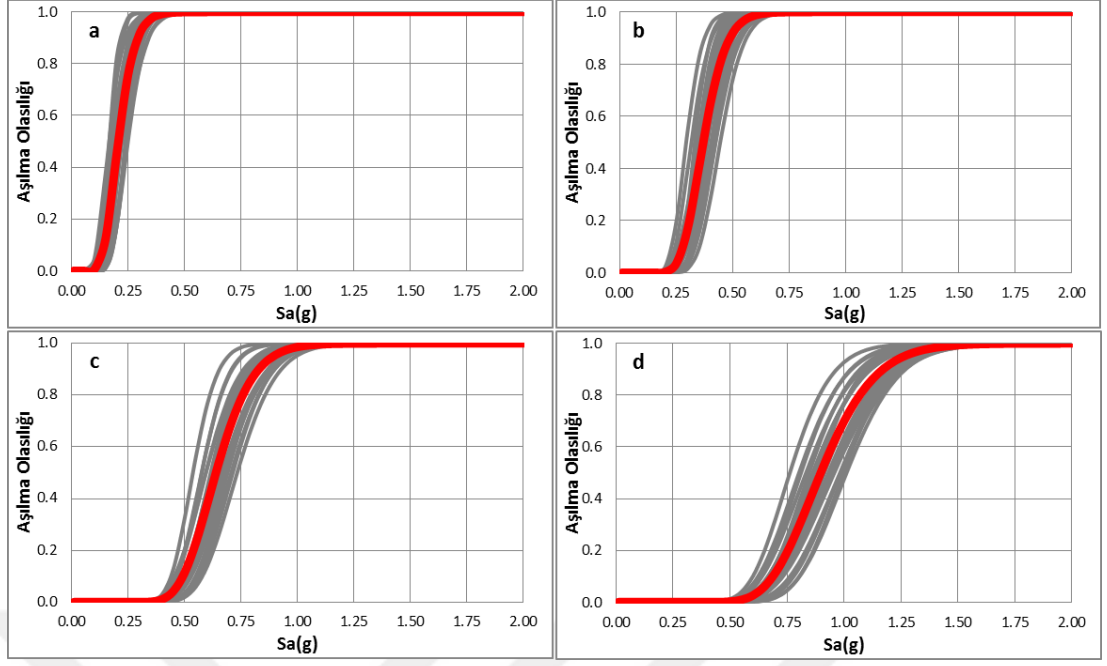
Şekil 6.2: HP- LQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılmalık eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.



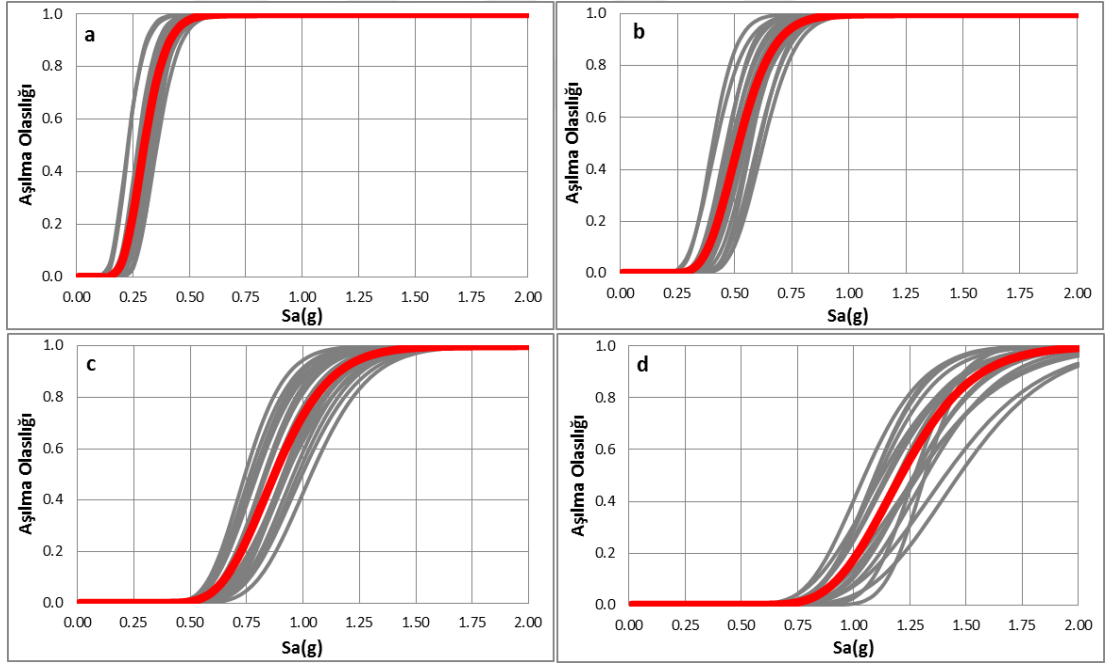
Şekil 6.3: HP- MQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılmalık eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.



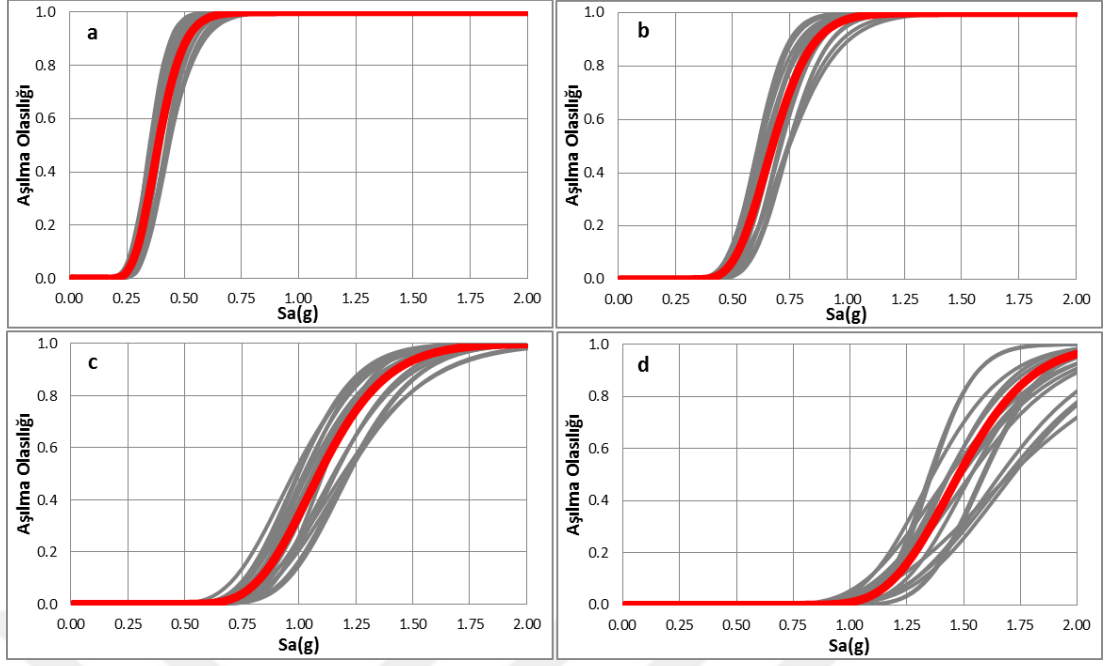
Şekil 6.4: HP- HQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılmalık eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.



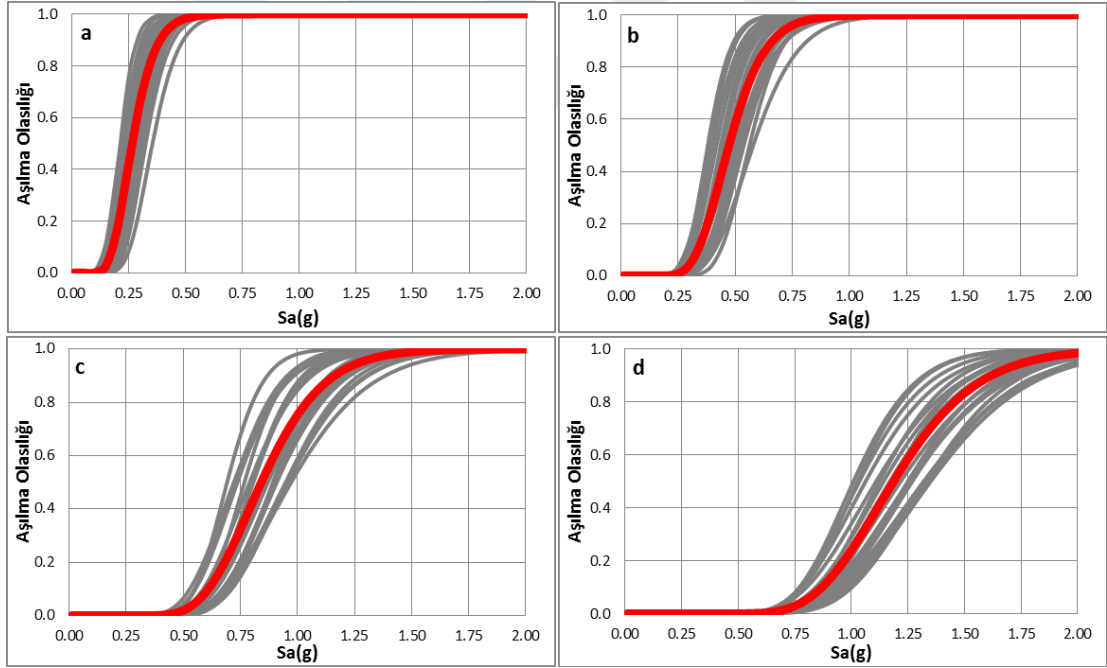
Şekil 6.5: MP- LQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılmalık eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.



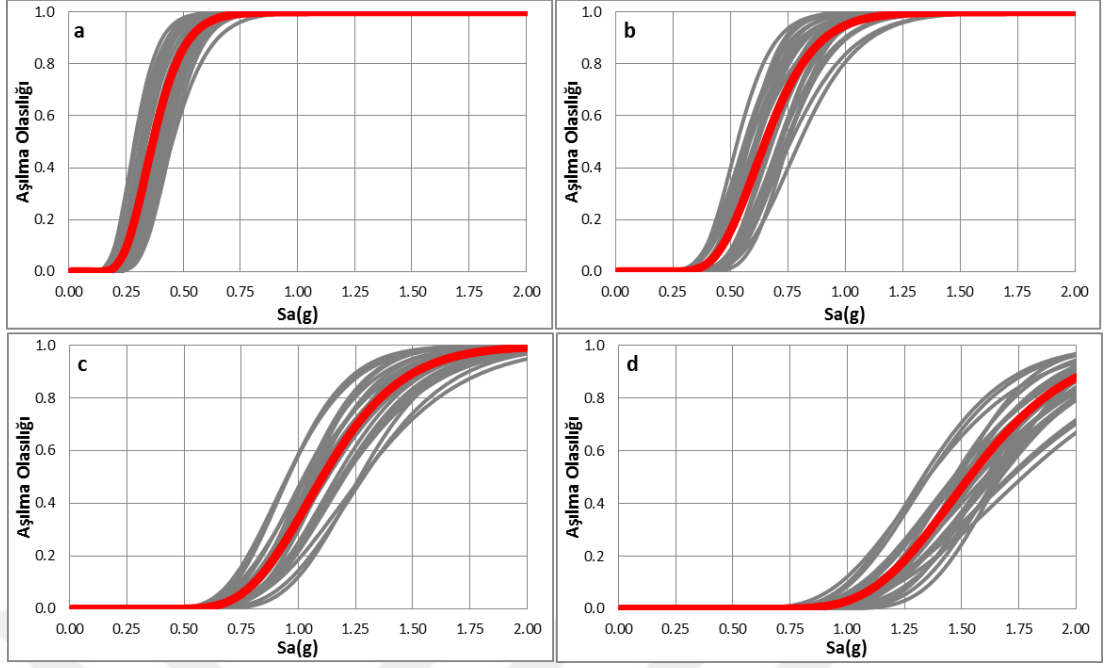
Şekil 6.6: MP- MQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılmalık eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.



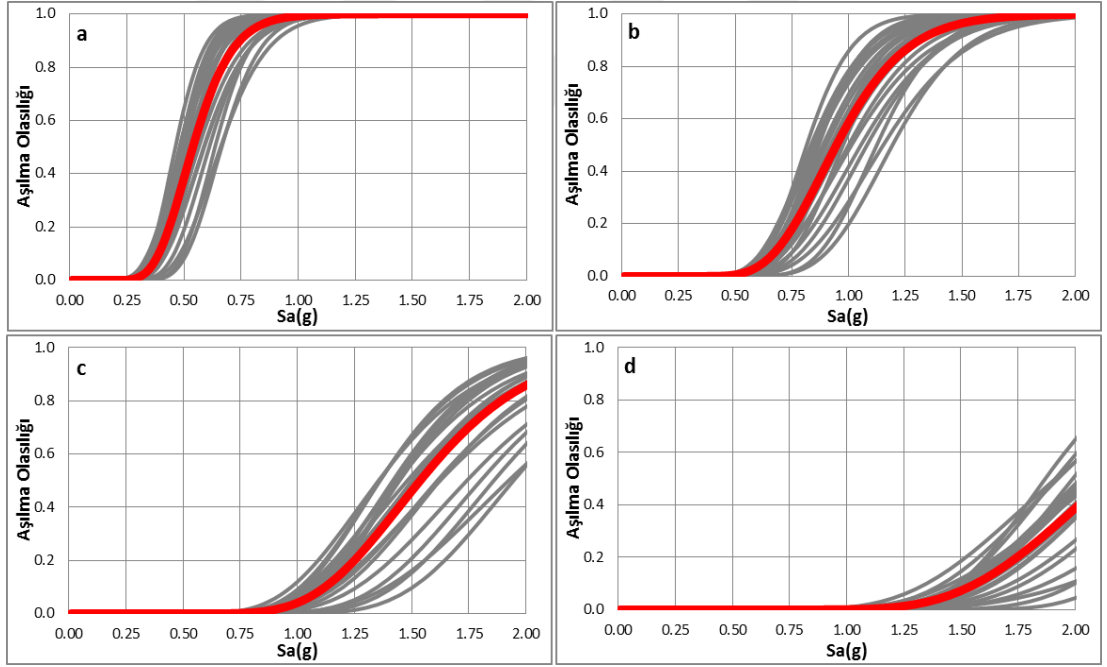
Şekil 6.7: MP- HQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılgnlık eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.



Şekil 6.8: LP- LQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılgnlık eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.



Şekil 6.9: LP- MQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılmalık eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.



Şekil 6.10: LP- HQ alt yapı sınıfına ait ortalama kırılmalık eğrisi; a) IO hasar durumu, b) DC hasar durumu, c) SL hasar durumu, d) CP hasar durumu.

Dokuz alt yapı sınıfı için sunulan ortalama kırılmalık eğrileri bir bütün olarak değerlendirildiğinde; belirli bir deprem şiddet seviyesi dikkate alınarak söz konusu eğrilere ait aşılma olasılıkları incelenmiştir. Herhangi bir hasar durumu için, HP grubundan LP grubuna doğru geçildikçe, aşılma olasılığının azaldığı açıkça

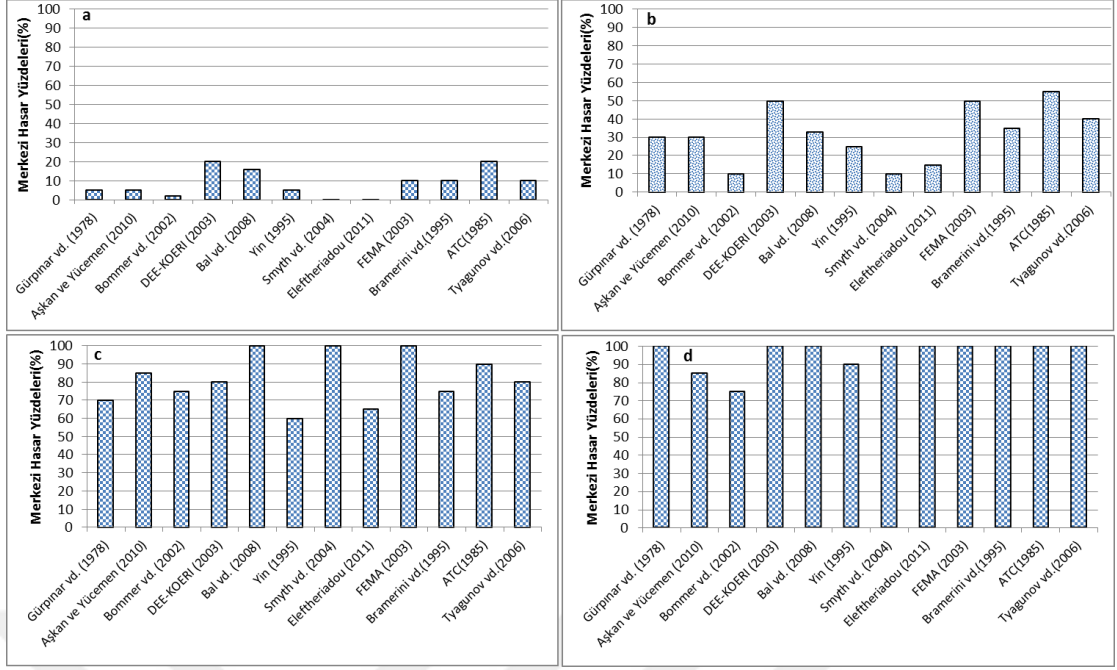
görülmektedir. Benzere şekilde LQ durumundan HQ durumuna doğru yapılan geçişte aşılma olasılıklarının azaldığı tespit edilmiştir. Deprem risk değerlendirmesine geçiş yapmak için yukarıda elde edilen ortalama kırılmalık eğrileri dikkate alınarak hasar görebilirlik eğrilerinin elde edilmesi gerekmektedir. Bu amaçla, Türkiye için literatürde sıklıkla kullanılan bazı CDR faktörleri, yaygın olarak kullanılan diğer bir ismi ise sonuç fonksiyonları kullanılarak hasar görebilirlik eğrileri elde edilecektir.

6.2. Hasar Görebilirlik Eğrilerinin Değerlendirilmesi

Kırılmalık eğrileri, dikkate alınan farklı hasar durumlarının, bu çalışmada 4 farklı hasar durumu, belirli bir şiddet seviyesi için aşılma olasılıklarını ifade eder. Sonuç olarak elde edilecek olan, belirli bir şiddet seviyesi için yapıya ait hasar olasılık dağılımlarıdır. Kırılmalık eğrileri ve CDR kullanılarak elde edilen hasar görebilirlik fonksiyonları ise, söz konusu yapı için düzeyde DR yatayda ise deprem şiddet parametreleri ile ifade edilir. Sonuç olarak hasarın olasılıksal gösterimi tek bir eğri ile ifade edilir. Bu aşamada, CDR faktörleri kısaca açıklanacaktır.

6.2.1. Merkezi Hasar Oranları

Şu ana kadar olasılıksal hasar görebilirlik değerlendirmesi için sadece kırılmalık eğrileri sunulmuştur. Sonuç olarak yapıda oluşacak hasarın aşılma olasılık değeri elde edilebilmektedir. Fakat yapılacak bir risk değerlendirmesinde, elde edilen hasarın maddi karşılığının bilinmesi gerekmektedir. Bu noktadan yola çıkılarak, söz konusu hasarın onarılma maliyetinin, yapının yeniden inşa edilmesi maliyetine oranı şeklinde bir ilişki kurulmuştur [Deniz, 2006]. Yapıda meydana gelecek olan farklı hasar durumları için DR'nin alt ve üst değerleri tanımlanarak, her hasar durumunun yapının maliyetine olan oran aralığı atanmış olur. Devamında tanımlanan aralıkların ortalama değerleri dikkate alınarak CDR faktörleri tanımlanmış olur. Türkiye ve diğer ülkelerde sunulan bazı CDR çalışmaları Şekil 6.11'de verilmiştir [Gurpinar et al., 1978], [Askan and Yucemen, 2010], [Bommer et al., 2002], [DEE-KOERI, 2003], [Bal et al., 2008], [Yin, 1995], [Smyth et al., 2004], [Eleftheriadou and Karabinis 2011], [FEMA, 2003], [Bramerini et al., 1995], [ATC-13, 1985], [Tyagunov et al., 2006].



Şekil 6.11: Yaygın olarak kullanılan CDR değerleri; a) IO, b) DC, c) SL, d) CP hasar seviyeleri.

CDR faktörlerinin, elde edilecek olan ortalama hasar oranlarında dolayısıyla risk hesaplamalarında son derece kritik olduğu görülmektedir. Bu sebeple, dört farklı CDR faktörü dikkate alınarak, bu noktada oluşacak belirsizliklerin dikkate alınması hedeflenmektedir. Çalışma kapsamında elde edilecek olan hasar görebilirlik fonksiyonları için Gülpınar vd., Aşkan ve Yüçemen, DEE-KOERI ve son olarak Bal vd. tarafından sunulan CDR faktörleri dikkate alınacak olup sonraki bölümde detaylı olarak açıklanacaktır.

6.2.2. Hasar Görebilirlik Eğrilerinin Elde Edilmesi

Daha önceden de ifade edildiği üzere, DR yapının deprem sonrası aldığı yapısal hasarın onarılması maliyetinin, yapının yeniden inşa edilme maliyetine olan oranını ifade etmektedir. Kırılmalık eğrilerinde tanımlanan hasar durumları ile DR (0 ile %100) arasında kurulan ilişkiye dayalı olarak CDR faktörleri tanımlanmaktadır. Kısaca açıklayacak olursak, her hasar durumunun, yapının toplam maliyetine olan oranı tanımlanır. Devamında ise kırılmalık eğrilerinde söz konusu hasar durumunun aşılma olasılığı ile CDR faktörü kullanılarak hasar görebilirlik fonksiyonları tanımlanmış olur. Hasar görebilirlik eğrilerinin elde edilmesinde kullanılan denklemin matematiksel ifadesi aşağıda verilmiştir.

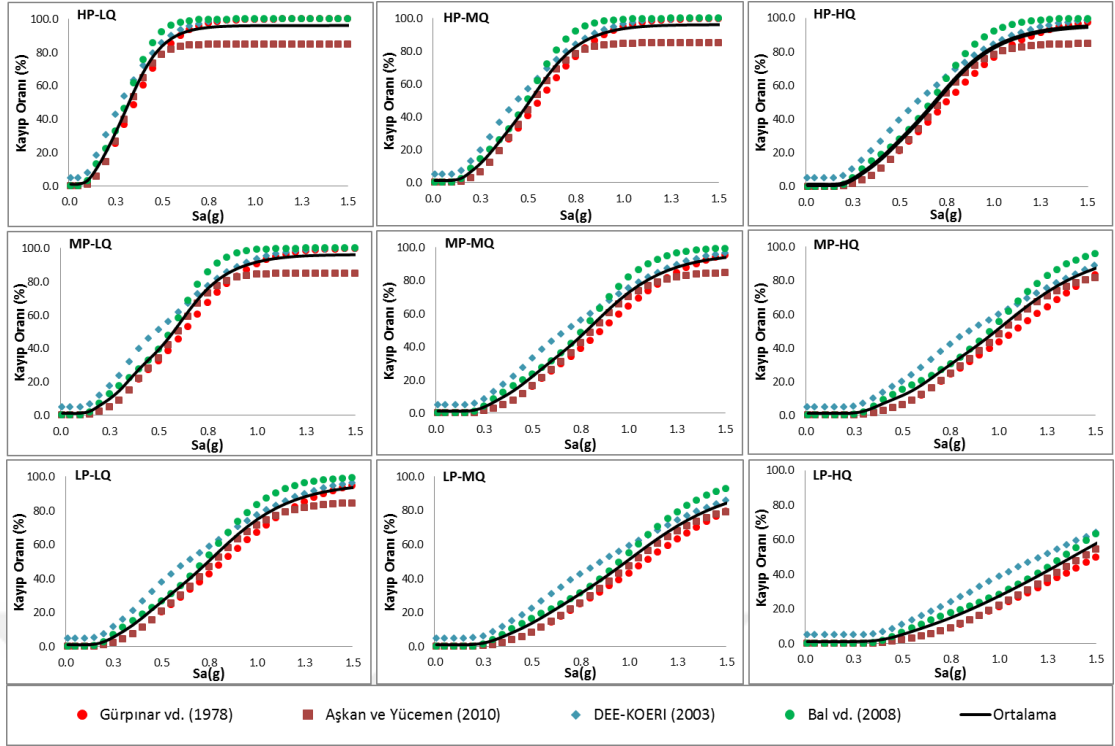
$$Kayıp Oranı(S_{ae,j}) = \sum_{DS} P(DS_i|S_{ae,j}) * CDR(DS_i) \quad (6.1)$$

Hasar görebilirlik eğrilerinin elde edilmesinde CDR faktörleri son derece önem arz etmektedir. Mevcut literatürde, Türkiye ve diğer ülkelerde, deprem sonrası yapı hasarları dikkate alınarak elde edilmiş çeşitli CDR faktörleri Şekil 6.11’de verilmiştir. Bu çalışmada ise Gürpınar vd., Aşkan ve Yüçemen, DEE-KOERI ve Bal vd. tarafından sunulan dört farklı CDR faktörü dikkate alınacaktır Tablo 6.2.

Tablo 6.2: Çalışmada dikkate alınan dört farklı CDR faktörleri.

Hasar Durumu	Merkezi Hasar Oranı (%)			
	Gürpınar vd. (1978)	Aşkan ve Yüçemen (2010)	DEE- KOERI (2003)	Bal vd. (2008)
Hasarsız	0	0	5	0
Hemen Kullanım	5	5	20	16
Hasarın Kontrolü	30	30	50	33
Can Güvenliği	70	85	80	100
Göçmenin Önlenmesi	100	85	100	100

Sonraki bölümlerde sunulacak olan, çalışma kapsamında elde edilen risk değerlendirme sonuçları incelendiğinde, hasar görebilirlik eğrilerinin risk hesaplamaları üzerindeki son derece etkin rolünden dolayı söz konusu dört farklı hasar görebilirlik eğrilerinin ortalaması da dikkate alınarak, beşinci bir hasar görebilirlik fonksiyonu daha tanımlanmıştır. Dokuz alt sınıfa ait hasar görebilirlik fonksiyonları Denklem 6.1 dikkate alınarak elde edilmiş ve sonuçlar Şekil 6.12’de sunulmuştur.



Şekil 6.12: Risk değerlendirmesinde dikkate alınacak olan dokuz alt yapı sınıfına ait hasar görebilirlik fonksiyonları.

Şekil 6.12’den açıkça görüldüğü üzere, hasar görebilirlik fonksiyonları belirli bir şiddet düzeyi için elde edilecek olan deprem talep değerine bağlı olarak, yapıda meydana gelecek hasarın onarılma maliyetinin, yapının yeniden inşa maliyetine olan oranını sunmaktadır. Bu noktada söz konusu eğriler, bu haliyle dahi risk değerlendirmesi için son derece kullanışlı bir araç olduğu görülmektedir. Fakat bu çalışmada bir adım daha ileri gidilerek kayıp eğrileri elde edilecektir. Dolayısıyla, Şekil 6.12’de sunulan dokuz alt sınıfa ait beş farklı hasar görebilirlik fonksiyonu dikkate alınarak kayıp eğrileri ayrı ayrı elde edilecektir.

Daha önceden ifade edildiği üzere, risk değerlendirmesinin yapılabilmesi için tehlike, yapının hasar görebilirliği ve hedef yapı veya yapı stokunun tehlikeye maruz kalması şeklinde üç temel esas belirtilmiştir. Dolayısıyla hedef bölge ve yapının biliniyor olması gerekir. Bölgenin tehlike analizi yapılarak elde edilecek sonuçlar ve her yapı için deprem taleplerinin hesaplanması sonraki adım olarak ifade edilebilir. Elde edilen deprem talep değerleri ve hasar görebilirlik eğrileri aracılığı ile risk değerlendirmesi tamamlanır. Sonraki bölümlerde detaylı olarak açıklanacak olan SHA için yüksek sismik tehlike potansiyeline sahip olmasından dolayı Marmara bölgesinin yedi farklı lokasyonu referans alınmıştır.

6.3. Deprem Tehlike Analizleri

En önemli doğa afetlerinden bir tanesi olan depremlerin, tarihten günümüze sebep olduğu can ve mal kayıpları dikkate alındığında ve mevcut tehlikenin rassal tekrarlandığı düşünüldüğünde (depremin büyüklüğü, zamanı ve yerinin belirsizliği), inşa edilecek bina, tesis vb. yapı tasarımının son derece titiz bir şekilde dikkate alınması gerekmektedir. SHA, mevcut depremselliği dikkate alarak, gelecekte oluşması muhtemel deprem tehlike seviyesinin, PGA, PGV, Sa(g) vb. deprem yer hareketi şiddet parametreleri için tahmininin yapılmasıdır.

Deprem mühendisliğinin bir amacı da dikkate alınan belirli bir kuvvetli yer hareketi seviyesi için söz konusu yapının mevcudiyetini sürdürebilmesinin garantiye alınacağı performans seviyesinin hesaplanabilmesi şeklinde ifade edilebilir. Burada kritik soru ise bölgesel olarak değişen belirli bir kuvvetli yer hareketi seviyesinin ne olduğudur. Bu noktada, SHA'nın araştırılması önem kazanmaktadır. Deprem, lokasyonu, büyüklüğü, gerçekleşme zaman aralıkları ve gerçekleşikten sonraki şiddet dağılımı gibi belirsizliklere sahip rassal doğa olayı olarak nitelendirilmektedir. Bu durumda, belirli bir bölge için yapılacak analizlerde söz konusu sahanın depremselliğinin değerlendirilmesinde, muhtemel tüm kaynakların, aktivitesi de göz önünde tutularak belirlenmesi gerekir. Günümüz şartlarında kullanılan modern cihazlar ve bölgesel ağlar dikkate alındığında, meydana gelecek bir depremin muhakkak tespitinin yapılmasına imkân sağlamaktadır. Yaklaşık olarak 1960'lı yıllardan günümüze kadar meydana gelen depremler, çeşitli cihazlar ile kaydedilmektedir. Yakın zamana ait verilere sahip olduğumuz göz önünde tutulursa, dikkate alınan herhangi bölgenin depremselliğinin zaman içinde değişime uğramasının muhtemel olduğu görülmektedir. Genel anlamda bir bölgenin depremselliği incelenirken, jeolojik kanıtlar, fay aktivitesi, tektonik kanıtlar, tarihsel depremsellik ve aletsel döneme ait depremsellik konuları göz önünde tutulmaktadır.

SHA'nın güvenilir bir şekilde yapılabilmesi için deprem kaynak özelliklerinin belirlenmesi önemlidir. Genel anlamda dört temel belirsizlikten; alansal belirsizlik, boyut belirsizliği, azalım ilişkileri ve son olarak zaman belirsizliğinden bahsedilebilir. Ayrıca, tanımlanan kaynağın alansal özellikleri; kaynakta meydana gelen depremlerin dağılımı, büyüklüğü ve zamana bağlı olarak depremlerin dağılım bilgilerine ihtiyaç duyulur.

Belirli bir sahadaki deprem tehlikesinin nicel olarak hesaplanmasında yaygın olarak benimsenen iki temel yöntem bulunmaktadır. Yöntemler, senaryo bazlı “Deterministik Yöntem” veya depremin büyüklüğü, yeri ve gerçekleşme süresi ile ilişkili belirsizliklerin dikkate alındığı “Olasılıksal Yöntem” şeklinde ifade edilmektedir.

Bu bölümde SHA için söz konusu iki yöntem hakkında genel bilgilendirme yapılacaktır. Çalışma kapsamında gerçekleştirilen SHA için olasılıksal yöntemin dikkate alınmasından dolayı, senaryo bazlı yönteme kısaca değinilecektir. Devamında ise olasılıksal SHA açıklanacaktır.

6.3.1. Deterministik Sismik Tehlike Analizi

Tercih noktasında, günümüz ile mukayese edildiğinde, geoteknik deprem mühendisliğinin ilk yıllarında daha sık kullanılan bir yöntemdir. Olasılıksal SHA’ya göre birçok yönüyle hesaplaması daha basit olan bu yöntem, nükleer santral ve baraj benzeri kritik yapıların tasarımında, en kritik tehlike senaryosunu dikkate almak amacı ile kullanılabilir. Söz konusu yöntemin en genel hali; belirli büyüklükteki bir depremin, belirli bir mesafede oluşması referans alınarak, belirlenen bir deprem senaryosu için yer hareketi deprem şiddet parametre değerinin hesaplanmasıdır. Bu yöntem kullanılarak yapılacak olan bir SHA, dört temel adımda, maddeler halinde aşağıda belirtilmiştir.

- Çalışma sahasında, hasar oluşturma potansiyeline sahip deprem kaynaklarının belirlenmesi ve söz konusu kaynakların geometrisi ile deprem potansiyelinin tanımlanması, bu analiz yönteminin ilk adımıdır.
- Çoğunlukla, her deprem kaynağı için sahaya olan en yakın mesafe dikkate alınır. Sonraki bölümlerde açıklanacak olan azalım ilişkisi modellerine bağlı olarak farklı uzaklık ölçütleri dikkate alınabilmektedir.
- Üçüncü adımda, depremin büyüklüğü ve çalışma sahasına olan uzaklığının referans alındığı, en büyük yer sarsıntısını oluşturacak “Belirleyici depremin” seçiminin, karşılaştırmalı inceleme sonucu tespit edilmesidir.
- Yöntemin son adımında ise belirleyici depremin çalışma alanında sebep olacağı sarsıntının, azalım ilişkileri aracılığı ile bir veya birden fazla deprem yer hareketi şiddet parametresi için hesaplanmasıdır.

Günümüzde, hasar olması durumunda büyük felaketlere sebebiyet verecek kritik yapıların tasarımında, söz konusu yöntemin nadir de olsa kullanıldığı daha önceden de ifade edilmiştir. Belirlenen lokasyonda, söz konusu depremin, dikkate alınan zaman aralığında gerçekleşme olasılığı ve yer hareketi parametresinin değişime uğrama sürecindeki sahip olduğu belirsizlikler hesaplamalarda göz ardı edilmektedir. Diğer bir husus olarak, senaryo depreminin belirlenme sürecindeki yaşanan güçlükler de bu yöntemin dezavantajlarındanıdır.

6.3.2. Olasılıksal Sismik Tehlike Analizi

Yakın zamanda, olasılıksal kavramların kullanımı sonrası depremin büyüklüğü, lokasyonu ve tekrarlanma aralığı için herhangi bir çalışma alanında, yer hareketi parametresi özelliklerindeki değişimler, depremin doğası gereği sahip olduğu birtakım belirsizlikler göz önüne alınarak, olasılıksal SHA gerçekleştirilmektedir. Potansiyel yer hareketi şiddet parametresinin hesaplanmasındaki belirsizliklerin dâhil edildiği bu yaklaşım, hesaplamaların çözümünü daha karmaşık hale getirir de mühendislik açısından tehlike hesaplamalarına bağlı olarak elde edilen sonuçlar çok daha savunulabilirir.

Çalışmanın yapılacağı sahanın deprenselliği dikkate alınarak, tasarlanacak yapının maruz kalacağı en olumsuz tehlike durumu için elde edilecek yer hareketi şiddet parametre değeri dikkate alınabilir. Bunun yerine, olasılıksal yöntem kullanılması durumunda; tanımlanan bir zaman aralığında söz konusu deprem yer hareketi şiddet parametresinin, kabul edilebilir derecede düşük bir oranda aşılma şiddet seviyesi için tasarım yapılmasına imkân sağlamaktadır. Sonraki bölümlerde detaylı olarak açıklanacak olan olasılıksal SHA'nın temel adımları aşağıda maddeler halinde açıklanmıştır.

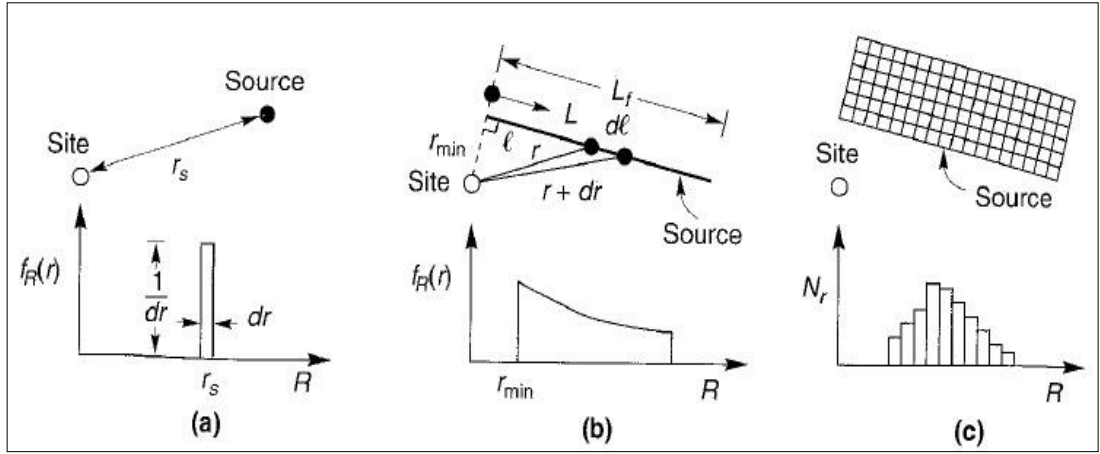
- Öncelikle, yapıda hasar oluşturma kapasitesine sahip yer hareketini üretebilen tüm deprem kaynaklarının tespiti ve özelliklerinin belirlenmesi gerekmektedir.
- Belirli bir büyüklükteki depremlerin meydana gelmesinin, deprem tekrarlanmasının zamansal dağılımı hesaplanmalıdır. Tekrarlanma ilişkisi, her kaynak için belirli bir deprem büyüklüğünün aşılacağı ortalama oranların karakterize edilmesinde dikkate alınır.

- Gerçekleşmesi muhtemel depremler için kaynak-saha mesafe dağılımının karakterize edilmesi
- Kaynak alanının herhangi bir noktasında oluşacak belirli bir deprem büyüklüğünün, çalışma alanında sebep olacağı yer hareketi şiddet değeri dağılımının; deprem büyüklüğü, mesafe, yerel zemin özellikleri vb. değişkenlerin bir fonksiyonu olarak tahmin edilmesi.
- Son olarak, belirli bir zaman aralığında yer hareketi değerinin aşılma ihtimali hesaplamalarında, toplam olasılık teoremi olarak bilinen bir hesaplama kullanarak, deprem büyüklüğü, lokasyonu ve yer hareketi şiddet değerinin kestirimi ile ilgili belirsizliklerin birleştirilmesi

Yukarıda ifade edilen beş temel adım dikkate alınarak hesaplanacak olan olasılıksal SHA'nın doğruluğu; olasılıksal hesapların mekaniği, belirlenen yer hareketi parametresinin uygunluğu ve kaynak özelliklerinin doğrucu belirlenmesi ile ilişkilidir.

6.3.2.1. Depremsellik ve Depremın Yeniden Oluşma Modelleri

Dikkate alınan sahada bulunan deprem kaynaklarının geometrisi, bunların oluşumunda rol oynayan tektonik süreçlere bağlı olarak oluşur. Volkanlar ile ilişkili depremler, çok küçük alanda oluşmasından dolayı noktasal (Şekil 6.13a), iyi tanımlanmış fay düzlemi için alansal (Şekil 6.13b) ve son olarak faylanma mekanizmasının çok sık ve karmaşık olması durumunda ise hacimsel (Şekil 6.13c) olarak karakterize edilmektedir[Kramer, 1996]. Dikkate alınan kısa bir fay noktasal kaynak, sığ faylar ise çizgisel kaynak olarak modellenebilmektedir.



Şekil 6.13: Kaynak geometrileri ve kaynak- saha mesafe örnekleri.

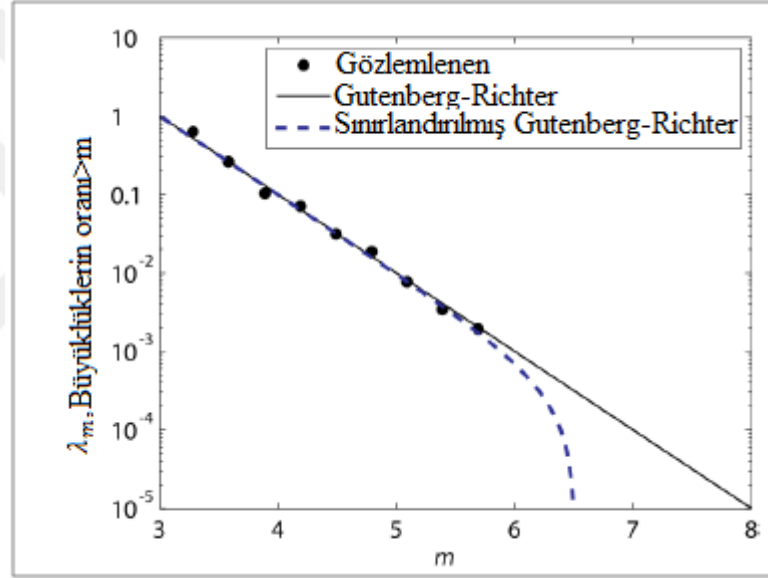
Depremin oluşma olasılığı, dikkate alınan bir kaynaktaki tüm noktalarda eşit kabul edilir. Noktasal kaynak ile saha mesafesi kolaylıkla hesaplanabilirken, çizgisel kaynak için PDF'ler dikkate alınarak hesaplanmaktadır. Faylanma mekanizmasının, bireysel fayları ayırmaya izin vermeyecek kadar karmaşık olması durumunda, fayların yeterince tanımlanamadığı karmaşık geometriye sahip kaynak alanlarının, her yerinde meydana gelecek depremin eşit olasılığa sahip olduğu kabul edilir. Devamında eşit ölçüde çok sayıda elemana bölünerek, alan kaynak olarak modellenmesi ve sayısal yöntemler ile değerlendirilmesi daha pratiktir.

Tektonik faylar çeşitli büyüklükte depremler üretebilir. Tespiti yapılan kaynağın aşamayacağı bir deprem büyüklük seviyesi vardır. Tekrarlanma yasası, deprem büyüklüğünün, belirli bir zaman aralığındaki gerçekleşme oranını ifade etmektedir. Gutenberg ve Richter, Kaliforniya eyaletinin güney bölgesine ait deprem verilerini toplamışlardır. Devamında, elde edilen veriler, farklı büyüklükleri aşan depremlerin sayısına göre düzenlenmiş ve depremin yılda ortalama aşılma oranı (λ) ifadesi tanımlanmıştır. Söz konusu parametreyi, her deprem büyüklük değerinin aşılma sayıları hesaplanıp, bunun zaman aralığına bölünmesi ile elde etmişlerdir [Gutenberg and Richter, 1944]. Ayrıca, dikkate alınan deprem büyüklüğünün ortalama aşılma oranının tersi, belli bir deprem büyüklüğünü aşacak olan depremin tekrarlanma periyodunu (T_R) verecektir. Son olarak, Gutenberg ve Richter elde ettikleri veriyi; deprem büyüklüklerinin ve yılda ortalama aşılmalarının logaritmasını alıp incelediklerinde, bölgedeki bu deprem büyüklüklerinin dağılımının genellikle Denklem 6.2'de ifade edilen belirli bir dağılımı izlediğini tespit etmişlerdir [Gutenberg and Richter, 1944].

$$\log \lambda_m = a - bm \quad (6.2)$$

Gutenberg-Richter tekrarlanma yasası olarak bilinen bu denklemde, λ_m , büyüklüğü m olan depremin yılda aşılma oranını ifade ederken, a ve b belirli bir kaynak zonuna ait depremsellik veri tabanı dikkate alınarak yapılan regresyon analizi ile tahmin edilen katsayılardır.

Bir fay veya bölgedeki kaynaklar için Denklem 6.2’de verilen Gutenberg-Richter tekrarlanma yasası dikkate alınarak elde edilecek tipik aşılma oranı-deprem büyüklüğü grafiği Şekil 6.14’de verilmiştir [Baker, 2008].



Şekil 6.14: Gözlemlenen tipik deprem büyüklüklerinin dağılımı, Gözlemler dikkate alınarak, Gutenberg-Richter ve sınırlandırılmış Gutenberg-Richter tekrarlanma yasası için fitlenmesi.

Denklem 6.2 olası tüm deprem büyüklüklerini kapsamaktadır. Hâlbuki belirli bir büyüklükten (m_{min}) daha küçük depremlerin yapıda önemli hasar oluşturmayacağı aşîkârdır. Dolayısıyla mühendislik açısından önem arz etmeyen belli bir eşik sınırından daha küçük depremler bu aşamadan sonra göz ardı edilerek Denklem 6.2’nin kullanılması durumunda, $m > m_{min}$ için birikimli dağılım fonksiyonu (CDF) elde edilebilir.

$$F_M(m) = P(M < m | M > m_{min}) = \frac{\lambda_{m_{min}} - \lambda_m}{\lambda_{m_{min}}} \quad (6.3)$$

$$= \frac{10^{a-bm_{min}} - 10^{a-bm}}{10^{a-bm_{min}}} = 1 - 10^{-b(m-m_{min})}$$

Burada $F_M(m)$, M için birikimli dağılım fonksiyonunu ifade etmektedir. CDF 'nin türevi alınarak $f_{M(m)} = \frac{d}{dm} F_M(m) = \frac{d}{dm} [1 - 10^{-b(m-m_{min})}]$, M için PDF ($f_{M(m)}$) Denklem 6.4'de ifade edilen şekilde elde edilir.

$$f_{M(m)} = b \ln(10) 10^{-b(m-m_{min})} \quad (6.4)$$

Denklem 6.4'de elde edilen PDF incelendiğinde deprem büyüklüğü için üst limit tanımlanmadığı görülmektedir. Dikkate alınan kaynak fayların sonlu boyutundan dolayı deprem büyüklüğü için bir üst sınır atamasının yapılabileceği daha önceden de ifade edilmiştir. Bu durumda, kaynağın üreteceği maksimum deprem büyüklüğü m_{max} üst sınır dikkate alınır ise (sınırlanmış Gutenberg-Richter tekrarlanma yasası, Şekil 6.14) CDF (Denklem 6.5) ve PDF (Denklem 6.6) fonksiyonları $m_{min} < m < m_{max}$ için aşağıda sunulan şekilde elde edilir.

$$F_M(m) = \frac{1 - 10^{-b(m-m_{min})}}{1 - 10^{-b(m_{max}-m_{min})}} \quad (6.5)$$

$$f_{M(m)} = \frac{b \ln(10) 10^{-b(m-m_{min})}}{1 - 10^{-b(m_{max}-m_{min})}} \quad (6.6)$$

6.3.2.2. Yer Hareketi Tahmin Denklemleri

Depremlerden dolayı oluşan yer sarsıntısını temsil eden parametrenin (PGA, PGV, Sa, vb.) kaynak, yayılım doğrultusu ve zemin etkileri dikkate alınarak, depremin oluş merkezinden, belli bir mesafedeki konumda oluşturacağı yer hareketi parametresinin büyüklüğünün tahmin edilmesinde, yer hareketi tahmin denklemleri (Azalım ilişkileri) dikkate alınır. Azalım ilişkileri, yer hareketinin olası şiddet

dağılımının tahmininde, depremin büyüklüğü, mesafe, faylanma mekanizması, yüzeye yakın zemin özellikleri, doğrultu etkisi vb. birçok değişkenin dikkate alındığı modellerdir. Söz konusu fonksiyonlar, dikkate alınan bölgeye uyumlu deprem veri setine dayalı olarak yapılan regresyon analizleri sonucu ampirik olarak elde edilmektedir. Dolayısıyla, dikkate alınan bölgede oluşacak depremlerden sonra söz konusu modeller güncellenebilmektedir.

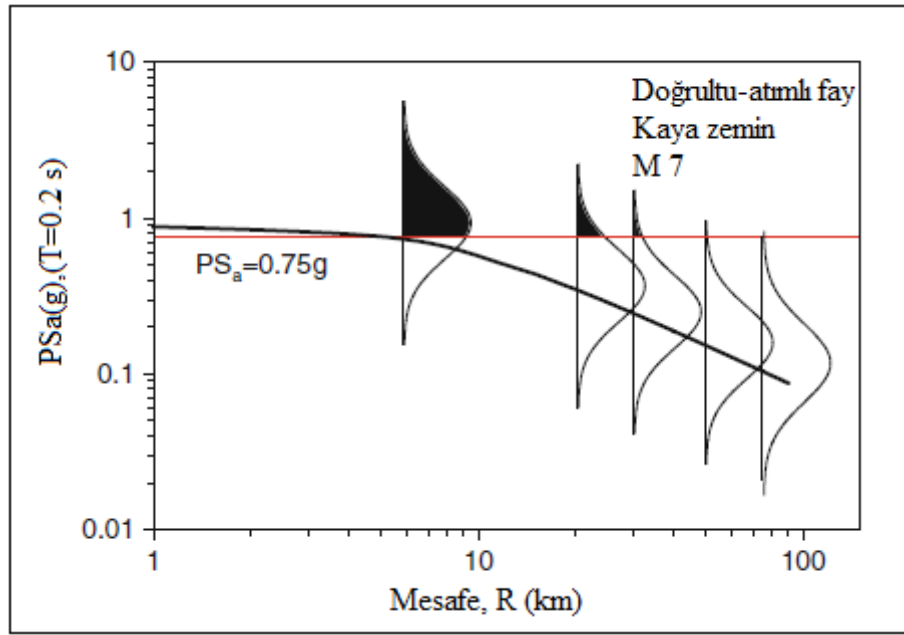
Çoğunlukla büyüklük, mesafe ve zemin özellikleri için dikkate alınan değişkenlerin fonksiyonu olarak elde edilen azalım ilişkilerinin genel matematiksel gösterimi Denklem 6.7’de verilmiştir.

$$Y = f(M, R, P_i) \quad (6.7)$$

Burada Y , tahmini yapılacak olan yer hareketi parametresini, M , depremin büyüklüğünü, R , kaynak-saha mesafesini ve son olarak P_i , ise (yerel zemin özellikleri, faylanma mekanizması vb.) diğer değişkenleri temsil etmektedir. Yer hareketi şiddet parametresi Y ’nin, belirli bir mesafe (r) ve deprem büyüklüğü (m) için dikkate alınan deprem yer hareketi parametresinin belirli bir y^* değerini aşma olasılığının matematiksel gösterimi Denklem 6.8’de verilmiştir.

$$P(Y > y^* | m, r) = 1 - F_y(y^*) \quad (6.8)$$

F_y , dikkate alınan deprem büyüklüğü ve mesafedeki Y değerinin olasılıksal dağılım fonksiyon değerini ifade eder.



Şekil 6.15: Dikkate alınan bir azalım ilişkisi modeli için yer hareketi parametresinin belirli bir değerinin farklı mesafelerdeki aşılma olasılıklarının gösterimi.

Şekil 6.15’de, Akkar ve Bommer tarafından sunulan azalım ilişkisi modelinin kullanıldığı M7 büyüklüğünde bir depremin farklı kaynak-saha mesafeleri (5,20, 30, 50, 75 km) için dikkate alınan deprem yer hareketi $S_a(0.2s)$ ’nin 0.75 g değerini aşma olasılıkları gösterilmektedir [Akkar and Bommer, 2010], [Sucuoğlu and Akkar, 2014]. Kırmızı çizgi, dikkate alınan yer hareketi parametresinin belirli değerini ifade ederken, PDF’deki taralı alanlar ise belli bir değer (0,75g), farklı mesafelerdeki aşılma olasılıklarını ifade etmektedir.

6.3.2.3. Sismik Tehlike Eğrilerinin Elde Edilmesindeki Belirsizliklerin Birleştirilmesi

SHA için şu ana kadar verilen bilgiler, olasılıksal SHA denklemi kullanılarak birleştirilebilmektedir. SHA’nın gerçekleştirileceği sahada belirlenen kaynaklar ayrı ayrı değerlendirilerek, sismik tehlike eğrileri her kaynak için elde edilebileceği gibi, tüm kaynaklar bir arada değerlendirilerek söz konusu tehlike eğrisi, toplam olasılık teoremi kullanılarak hesaplanabilmektedir. Söz konusu teoremde, tüm kaynaklar dikkate alınarak, farklı deprem büyüklükleri ve mesafe için tekrarlanarak, elde edilen olasılıklar toplanır. Bu bölümde, yapılacak olan hesaplama adımları, sırası ile denklemler halinde verilecektir.

Öncelikle, tek bir kaynak için gelecekte oluşması muhtemel deprem dikkate alınarak, yer hareketi parametresi Y , belirli bir y^* değerini aşma olasılığı hesaplanır. Devamında dikkate alınan söz konusu belirli deprem büyüklüğü, belirli mesafe değeri ve oluşma olasılıkları çarpılır Denklem 6.9.

$$P[Y > y^*] = \iint P[Y > y^* | m, r] f_M(m) f_R(r) dm dr \quad (6.9)$$

Burada büyüklük (m) ve mesafe (r) parametrelerinin bağımsız değişken oldukları varsayılır. Denklem 6.9'ün birinci kısmında bulunan $P[Y > y^* | m, r]$ ifadesi, azalım ilişkilerinden elde edilecek olan aşılma olasılık değerini ifade eder. $f_M(m)$ ve $f_R(r)$ ise büyüklük ve mesafe parametrelerine ait PDF'yi temsil etmektedir.

Denklem 6.9 incelendiğinde, dikkate alınan kaynakta depremlerin ne sıklıkla meydana geldiği hakkında herhangi bir bilgi içermiyorken, sadece verilen bir depremin dikkate alınan büyüklük ve mesafe için aşılma olasılığını ifade etmektedir. Denklem 6.9 üzerinde yapılacak basit bir değişim ile tek bir kaynağa ait aşılma olasılığı $P[Y > y^*]$ yerine, dikkate alınan bölgede bulunan N sayıdaki deprem kaynağının ortalama aşılma oranı, Denklem 6.10'da verilen şekilde hesaplanabilmektedir.

$$\lambda_{y^*} = \sum_{i=1}^{N_S} v_i \iint P[Y > y^* | m, r] f_{M_i}(m) f_{R_i}(r) dm dr \quad (6.10)$$

Burada v_i , dikkate alınan minimum deprem büyüklüğünü aşan depremlerin yıllık ortalama aşılma oranını ifade etmektedir. Son olarak denklemde yer alan N_S ifadesi ise sahada bulunan kaynak sayısını belirtmektedir. Denklem 6.10'da bulunan integrallerin analitik yöntem ile hesaplanmasının karmaşık olmasından dolayı söz konusu ifadenin, ayrıştırma tekniği kullanılarak, sayısal integral yöntemleri ile çözümü daha basite indirgeyecektir.

$$\lambda_{y^*} = \sum_{i=1}^{N_S} \sum_{j=1}^{N_M} \sum_{k=1}^{N_R} v_i P[Y > y^* | m_j, r_k] P[M = m_j] P[R = r_k] \quad (6.11)$$

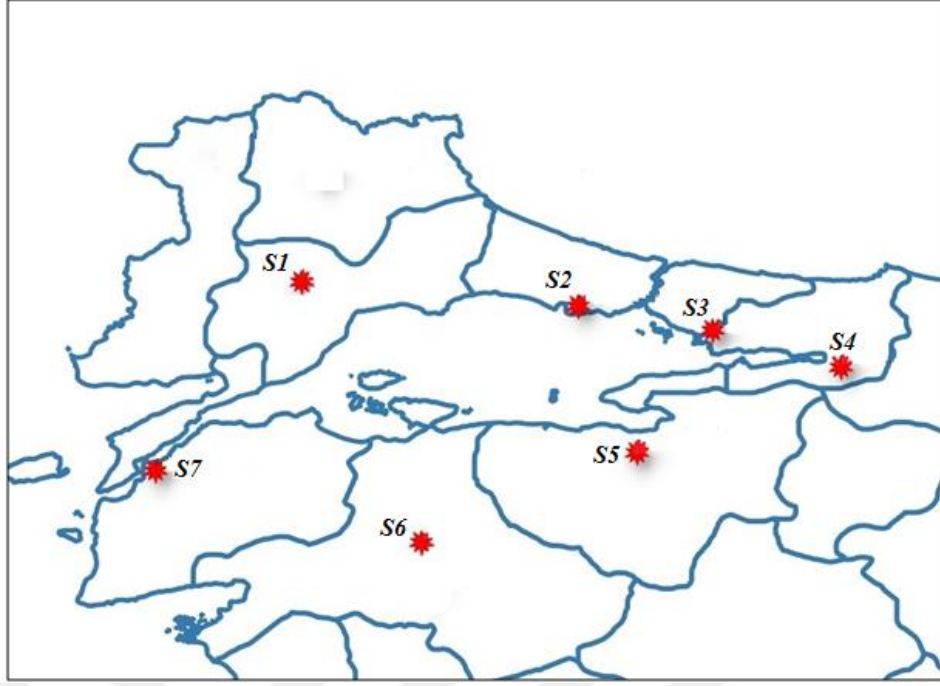
Yukarıda ifade edilen denklemin çözüm doğruluğunun derecesi, çok sayıda N_M ve N_R segmentlerine bölünmesi ile artacaktır. Olasılıksal SHA için Denklem 6.10 ve 6.11, yaygın olarak kullanılmaktadır. Depremlerin oluşma oranları, bu depremlerin olası büyüklük, uzaklık ve bu depremlerden kaynaklanan yer sarsıntısı şiddetinin dağılımı hakkındaki bilgilerimizi bütünleştirmektedir.

6.4. Marmara Bölgesi için Olasılıksal Sismik Tehlike Analizi

Deprem mühendisliğinin ilgi alanlarından bir tanesi de dikkate alınan belirli bir kuvvetli yer hareketi parametre seviyesi için belli bir yapı veya yapı stokunun mevcudiyetini sürdürebilmesini sağlayacak performans seviyesinin hesaplanabilmesi dolayısıyla deprem riskinin değerlendirilmesi şeklinde ifade edilebilir. Bu bağlamda, kırılma eğrilerinin sıklıkla tercih edilen bir araç olduğu daha önceden de ifade edilmiştir. Risk değerlendirmelerinin yapılabilmesi için kırılma eğrileri veya hasar görülebilirlik eğrilerinin yanında deprem tehlike verilerinin de mevcut olması gerekmektedir. Burada kritik soru ise bölgesel olarak değişen söz konusu kuvvetli yer hareketi seviyesinin ne olacağıdır. Bu noktada hesaplanacak olan SHA son derece kritik aşamalardandır.

Marmara bölgesi sismik açıdan son derece yüksek potansiyele sahiptir. Çalışma kapsamında, Türkiye'nin farklı bölgelerinden elde edilen 273 adet mevcut tek katlı prefabrik betonarme sanayi türü yapının %55'i bu bölgede bulunmaktadır. Bununla beraber OSB sayısı ve sanayi faaliyetleri dikkate alındığında, Türkiye'nin en yoğun bölgesidir. Dolayısıyla, hedef saha olarak Marmara bölgesi seçilmiştir. Dikkate alınan yapı sınıfı için yapılacak risk değerlendirmesinde, söz konusu bölge içinde sanayi faaliyetlerinin de yoğun olduğu yedi farklı lokasyon; Çorlu (S1), Beylikdüzü (S2), Tuzla (S3), Kocaeli (S4), Bursa (S5), Balıkesir (S6) ve Çanakkale (S7) dikkate alınmıştır (Şekil 6.16).

Marmara bölgesi için gerçekleştirilen SHA'da önceki bölümlerde detaylı olarak açıklanan olasılıksal yöntem kullanılmış olup, kaynak model ve yer hareketi modellerindeki epistemik ve tesadüfi belirsizlikler dikkate alınarak OpenQuake yazılımı aracılığı ile gerçekleştirilmiştir.



Şekil 6.16: Deprem risk değerlendirmesi için dikkate alınan Marmara bölgesinde belirlenen yedi lokasyon.

OpenQuake yazılımı, deprem tehlike ve riskini modellemek, araştırmak ve yönetmek için Küresel Deprem Modeli'nin (GEM) bir bileşeni olarak geliştirilmiştir [Silva et al., 2013]. Python programlama dilinde yazılmış olup, açık kaynaklı ve web tabanlı bir platformdur [Silva et al., 2013]. Dikkate alınan bölge için deterministik veya olasılıksal tehlike analizine bağlı olarak ekonomik kayıpların değerlendirilmesine imkân sağlayan bu yazılım, başta Avrupa Komisyonu tarafından finanse edilen SHARE projesi olmak üzere, dünyadaki çeşitli kurumlar ve araştırma projeleri tarafından test edilmektedir [Pinho, 2012].

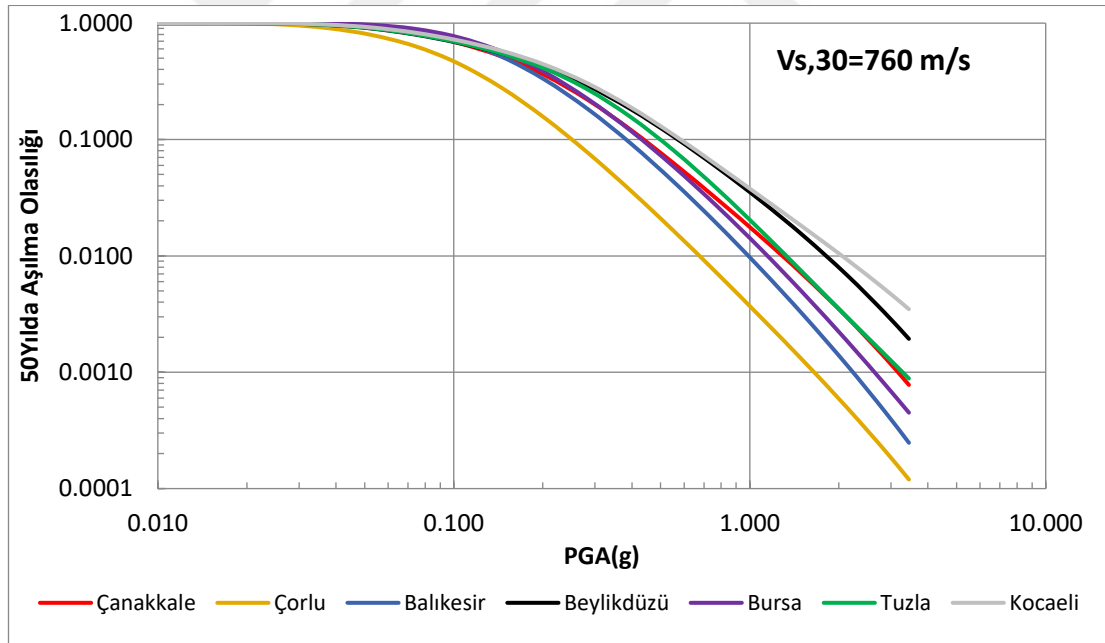
SHA'nın ilk adımı olan deprem kaynaklarının belirlenmesi için Avrupa FP7 SHARE projesi kapsamında tanımlanan sismik alan kaynak, çizgisel kaynak ve arka plan kaynak modelleri dikkate alınmıştır [Woessner et al., 2015]. Aktif sığ tektonik bölgenin SHA'sı için sismik kaynak modelleri ve yer hareketi tahmin denklem modelleri mantık ağacı yaklaşımı ile birleştirilmiştir. Olasılıksal tehlike analiz hesaplamalarında, deprem yer hareketi şiddet parametresi olarak PGA ve Sa(g) dikkate alınmıştır.

Söz konusu iki parametrenin şiddet dağılımı için dört farklı yer hareketi tahmin modeli, farklı ağırlıklar dikkate alınarak tanımlanmıştır. Çalışma kapsamında kullanılan azalım ilişkileri; Akkar ve Bommer, Cauzzi ve Faccioli, Chiou ve Youngs,

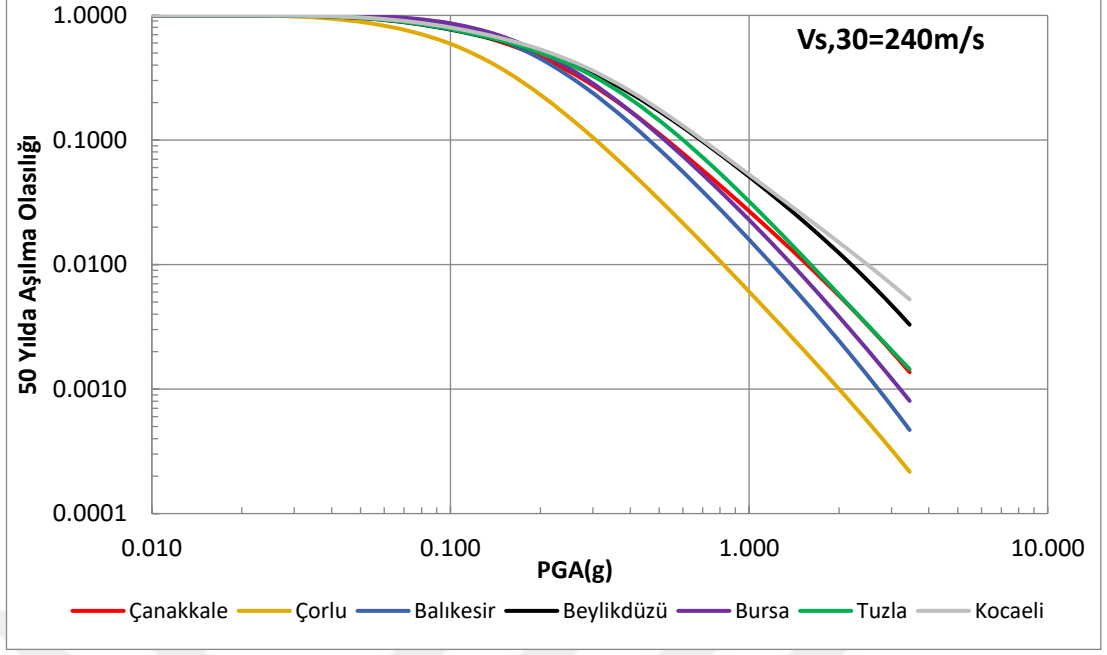
Zhao vd. olup ağırlıkları sırasıyla 0.20, 0.60, 0.10, 0.10 şeklinde dikkate alınmıştır [Akkar and Bommer, 2010], [Cauzzi and Faccioli, 2008], [Chiou and Youngs, 2008], [Zhao et al., 2006].

Sonraki bölümlerde sunulacak olan risk değerlendirmesi için iki farklı zemin durumu dikkate alınarak, zemin bağımlı ve zemin bağımsız olmak üzere olasılıksal SHA gerçekleştirilmiştir. Zemin bağımsız durum için $V_{s,30}$ değeri 760 m/s olarak tanımlanırken, zemin bağımlı durum için ise bu değer 240 m/s olarak dikkate alınmıştır. TBDY-2018 ifade edilen zemin sınıflandırması referans alınacak olursa, sırasıyla bu değerler sert zemin (ZB) ve yumuşak zemin (ZD) sınıflarını temsil etmektedir.

50 yıllık süre esas alınarak, farklı tekrarlanma periyotları için yapılan analizler sonucu elde edilen tehlike eğrileri, PGA deprem yer hareketi parametresinin bir fonksiyonu olarak ZB zemin sınıfı için Şekil 6.17’de, ZD zemin sınıfı için ise Şekil 6.18’de verilmiştir.

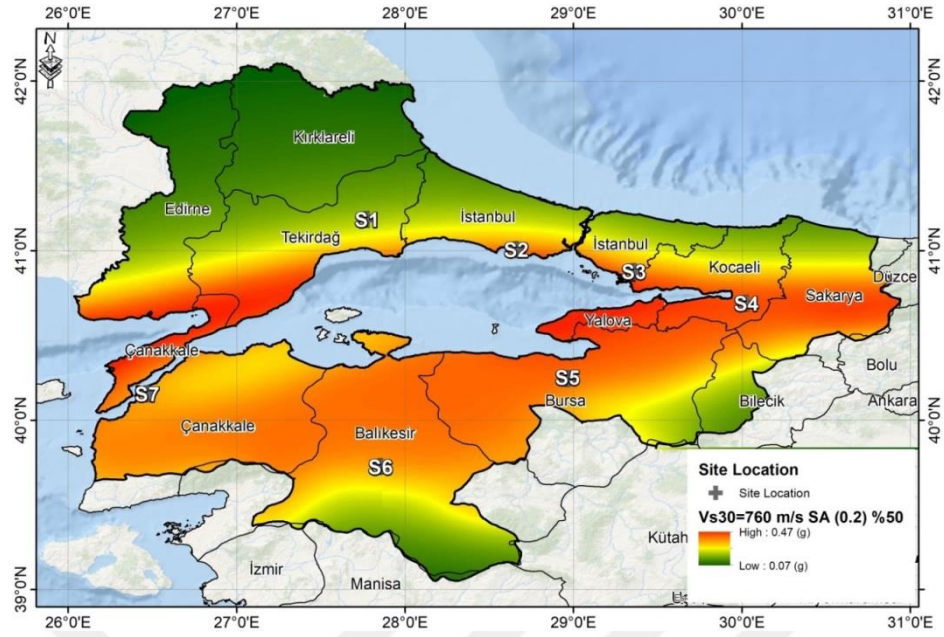


Şekil 6.17: Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için elde edilen tehlike eğrileri.

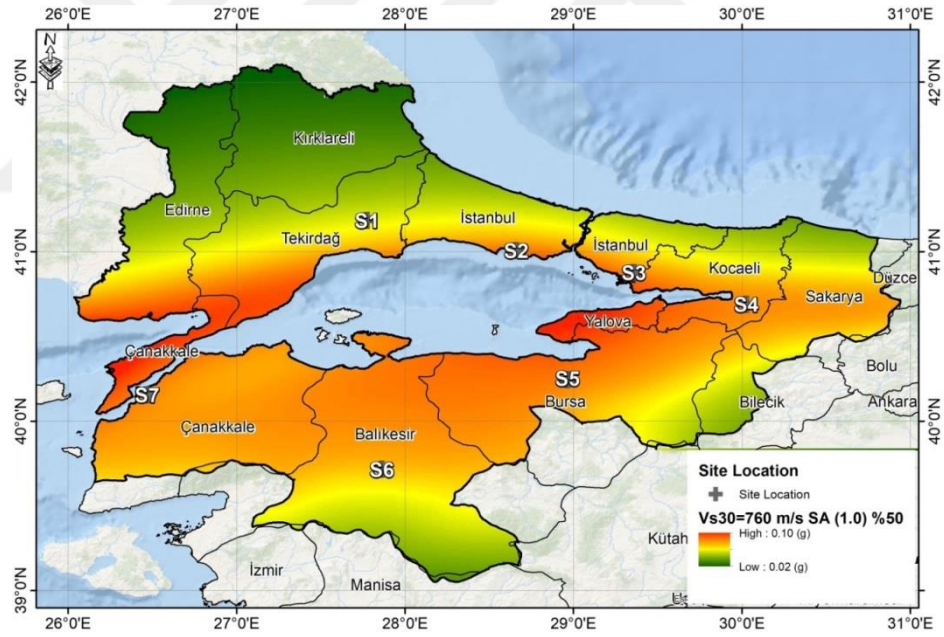


Şekil 6.18: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için elde edilen tehlike eğrileri.

Çalışma kapsamında sunulan kırılmalık eğrileri $S_a(g)$ bir fonksiyonu olarak elde edilmiştir. Benzer şekilde, kırılmalık eğrilerine bağlı olarak hesaplanan hasar görülebilirlik eğrilerinin de $S_a(g)$ bir fonksiyonu olduğu bilinmektedir. Dolayısıyla yapılacak risk değerlendirmesinde, yer hareketi deprem şiddet parametresinin de $S_a(g)$ 'nın bir fonksiyonu olması beklenir. İki farklı zemin durumu için farklı tekrarlanma periyotları dikkate alınarak, Marmara bölgesine ait deprem tehlike haritaları elde edilmiştir. Bu bölümde, $S_a(0.2$ s), $S_a(1.0$ s) için 72 ve 475 yıllık tekrarlanma periyotları dikkate alınarak elde edilen tehlike analiz sonuçları paylaşılacaktır. Sert zemin sınıfına ait 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem yer hareketi düzeyi (DD-3) için elde edilen tehlike haritaları, $S_a(0.2$ s) için Şekil 6.19'da, $S_a(1.0$ s) için ise Şekil 6.20'de verilmiştir.

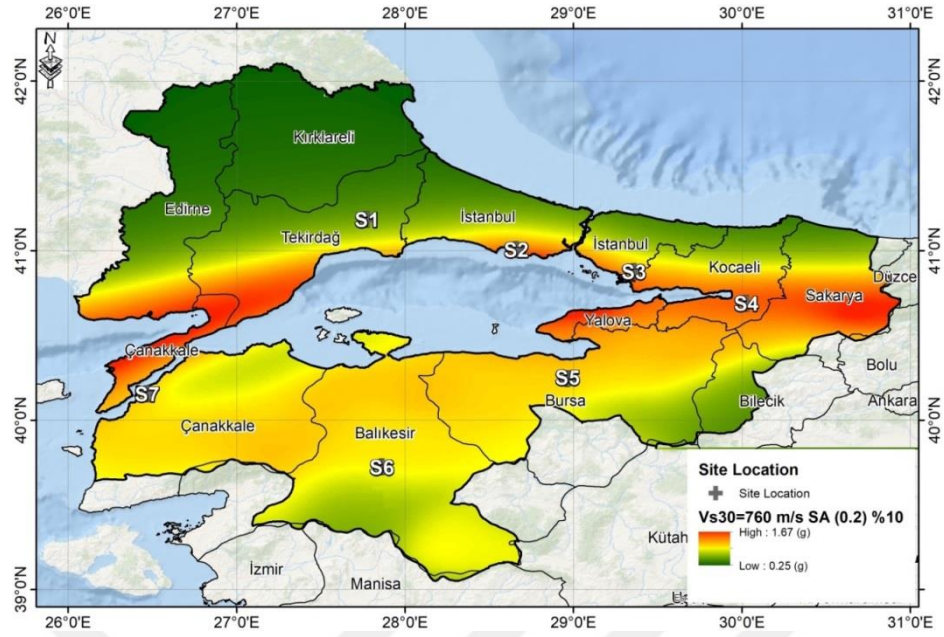


Şekil 6.19: Sert zemin durumu için 72 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(0.2\text{ s})$ dağılımı.

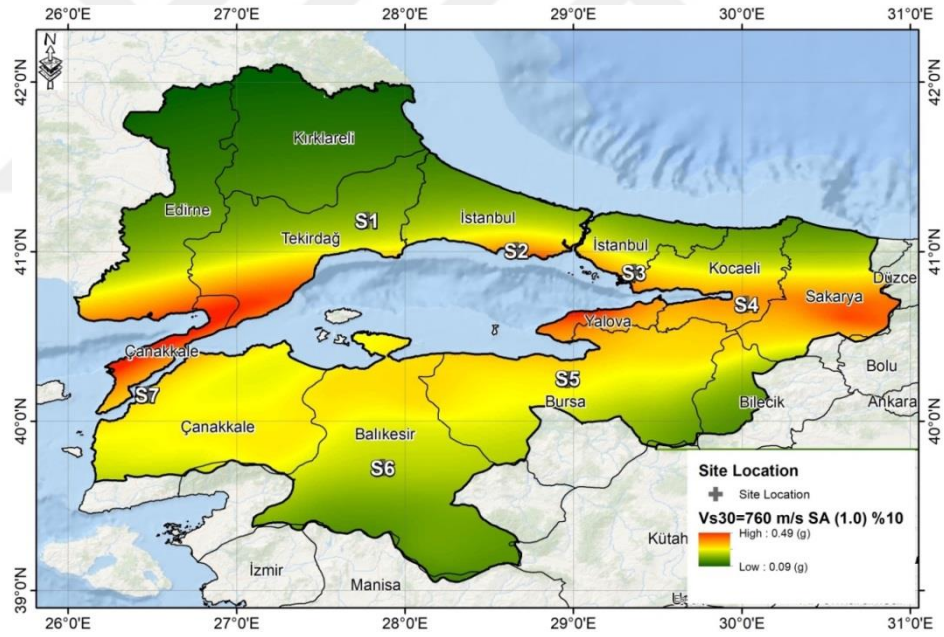


Şekil 6.20: Sert zemin durumu için 72 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(1.0\text{ s})$ dağılımı.

Sert zemin sınıfına ait 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem yer hareketi düzeyi (DD-2) için elde edilen tehlike haritaları; $S_a(0.2\text{ s})$ ve $S_a(1.0\text{ s})$ için sırasıyla Şekil 6.21 ve Şekil 6.22’de verilmiştir.

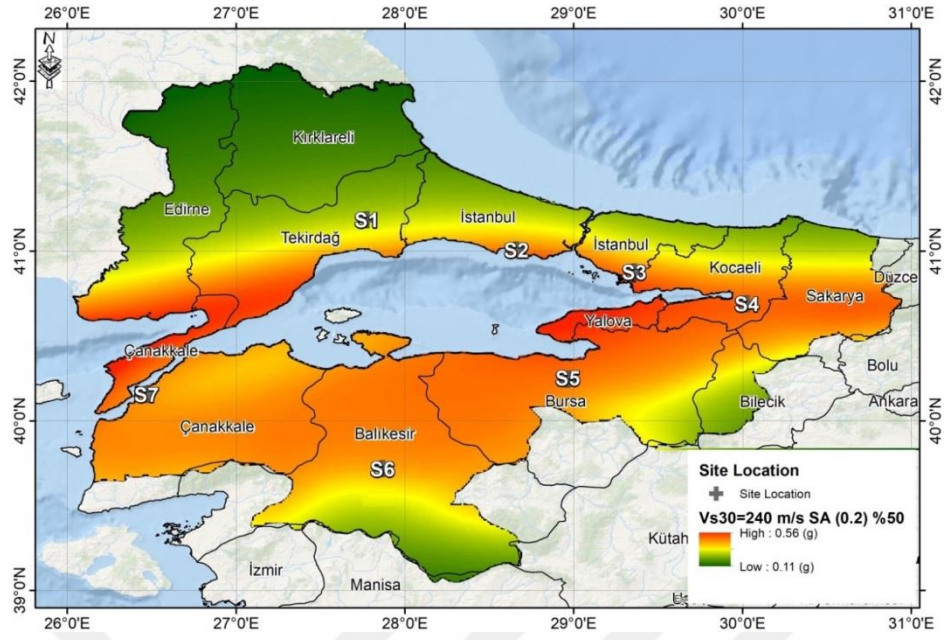


Şekil 6.21: Sert zemin durumu için 475 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(0.2\text{ s})$ dağılımı.

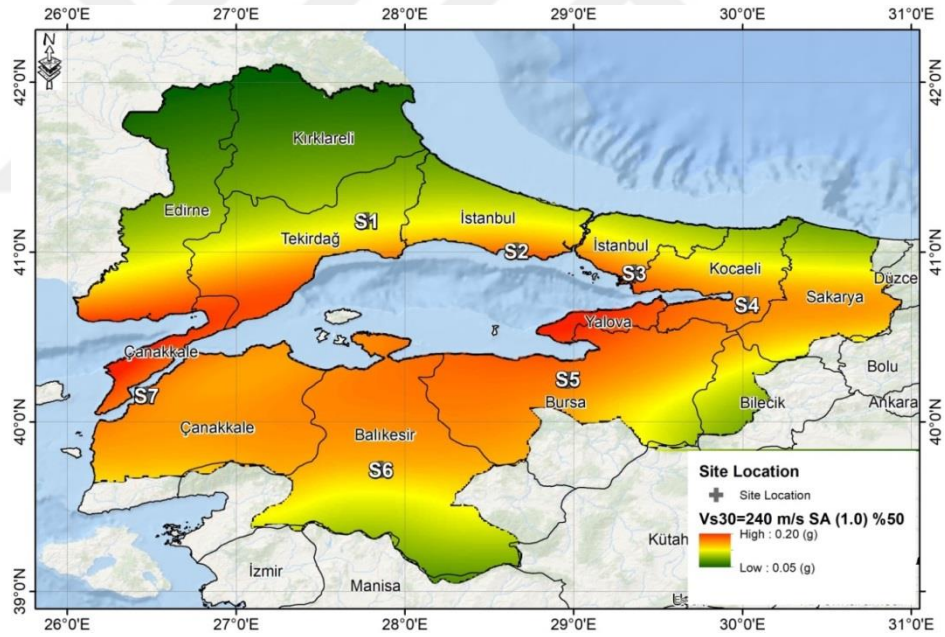


Şekil 6.22: Sert zemin durumu için 475 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(1.0\text{ s})$ dağılımı.

$S_a(0.2\text{ s})$ ve $S_a(1.0\text{ s})$ için yumuşak zemin durumunda DD-3 deprem tehlike düzeyi dikkate alınarak elde edilen tehlike haritaları sırasıyla Şekil 6.23 ve Şekil 6.24'de verilmiştir.

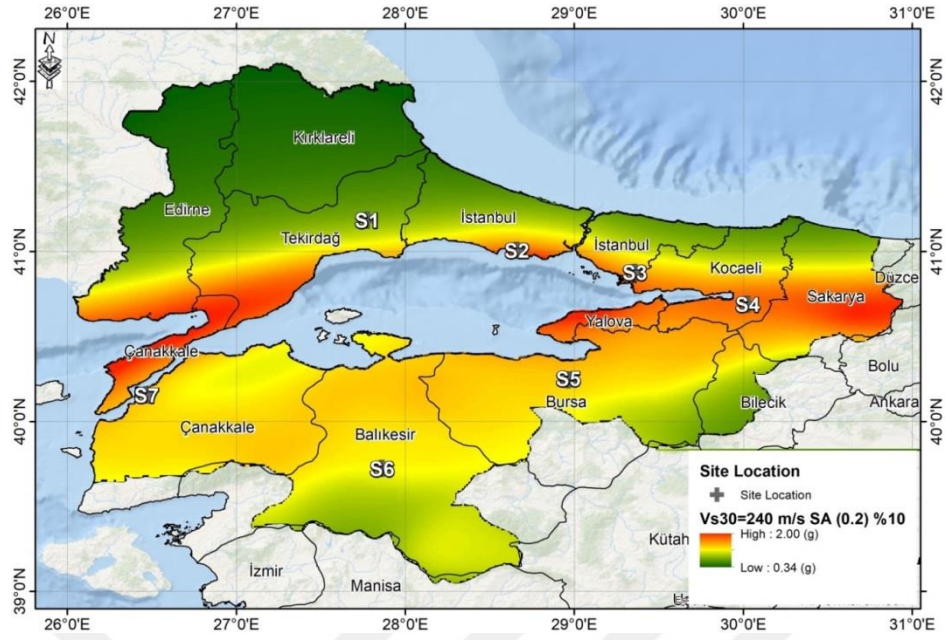


Şekil 6.23: Yumuşak zemin durumu için 72 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(0.2 \text{ s})$ dağılımı.

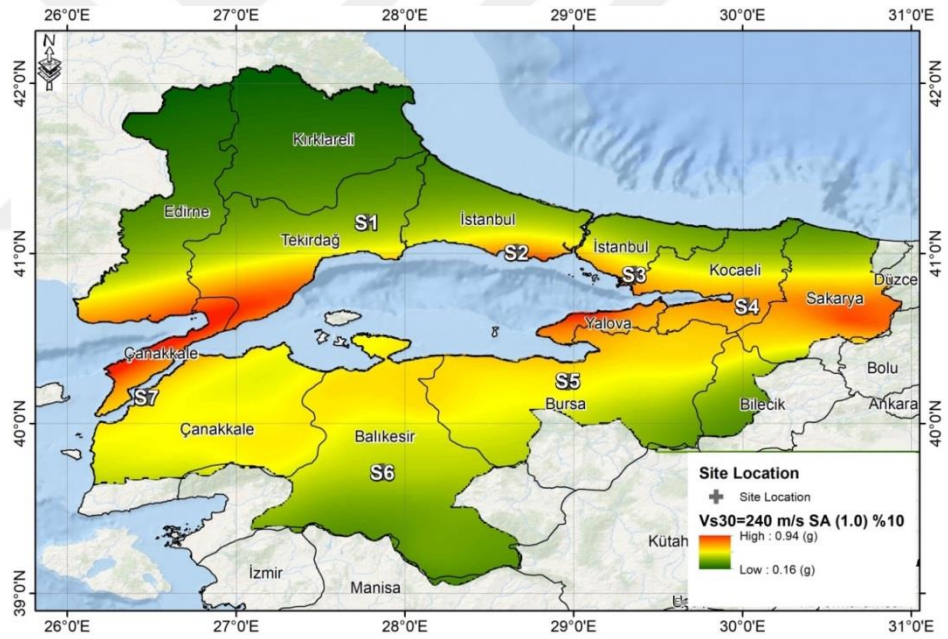


Şekil 6.24: Yumuşak zemin durumu için 72 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(1.0 \text{ s})$ dağılımı.

Son olarak, ZD zemin sınıfı ve DD-2 deprem tehlike düzeyi dikkate alınarak elde edilen tehlike haritaları; $S_a(0.2 \text{ s})$ için Şekil 6.25’de, $S_a(1.0 \text{ s})$ için ise Şekil 6.26’da verilmiştir.



Şekil 6.25: Yumuşak zemin durumu için 475 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(0.2\text{ s})$ dağılımı.



Şekil 6.26: Yumuşak zemin durumu için 475 yıl tekrarlanma periyotlu deprem yer hareketi düzeyine ait $S_a(1.0\text{ s})$ dağılımı.

Gelinen noktada, kayıp eğrilerinin elde edilmesi için gerekli olan hasar görülebilirlik eğrileri, ortalama kırılma eğrilerine bağlı olarak elde edilmiş ve Marmara bölgesi için SHA tamamlanmıştır. Sonraki bölümde, risk değerlendirmesi için farklı parametreler dikkate alınarak elde edilecek olan kayıp eğrileri detaylı olarak irdelenecektir.

6.5. Kayıp Eğrilerinin Elde Edilmesi

Mevcut bir yapının deprem riskinin değerlendirilmesinde, kırılma eğrilerinin kullanıldığı ifade edilmiştir. Önceki bölümlerde, CDR aracılığı ile kırılma eğrilerinden hasar görebilirlik eğrilerine geçiş açıklanmış ve dokuz alt sınıf için elde edilmiştir. Mevcut yapıların deprem risk değerlendirmesinde, hasar görebilirlik eğrilerinin uygulamada son derece kullanışlı olduğu bilinmektedir. Kayıp eğrilerindeki temel fark, kullanıcının herhangi bir deprem talep değerini hesaplamadan, arzu edilen deprem tehlike seviyesi için kayıp oranı değerini hesaplamaya imkân sağlamasıdır. Çalışma kapsamında sunulacak olan kayıp eğrilerinde düşey eksen, 50 yıllık sürenin farklı aşılma olasılıkları için çeşitli deprem tehlike düzeylerini ifade ederken, yatay eksen ise dikkate alınan yapı sınıfına ait kayıp oranı değerini ifade etmektedir. Bu haliyle, uygulamada son derece pratik çözüm sağlayacağı aşikârdır. Ayrıca mevcut yapının deprem riskinin hızlı değerlendirilmesine imkân sağlayan bu eğriler, sigortacılık faaliyetleri için de son derece önemlidir.

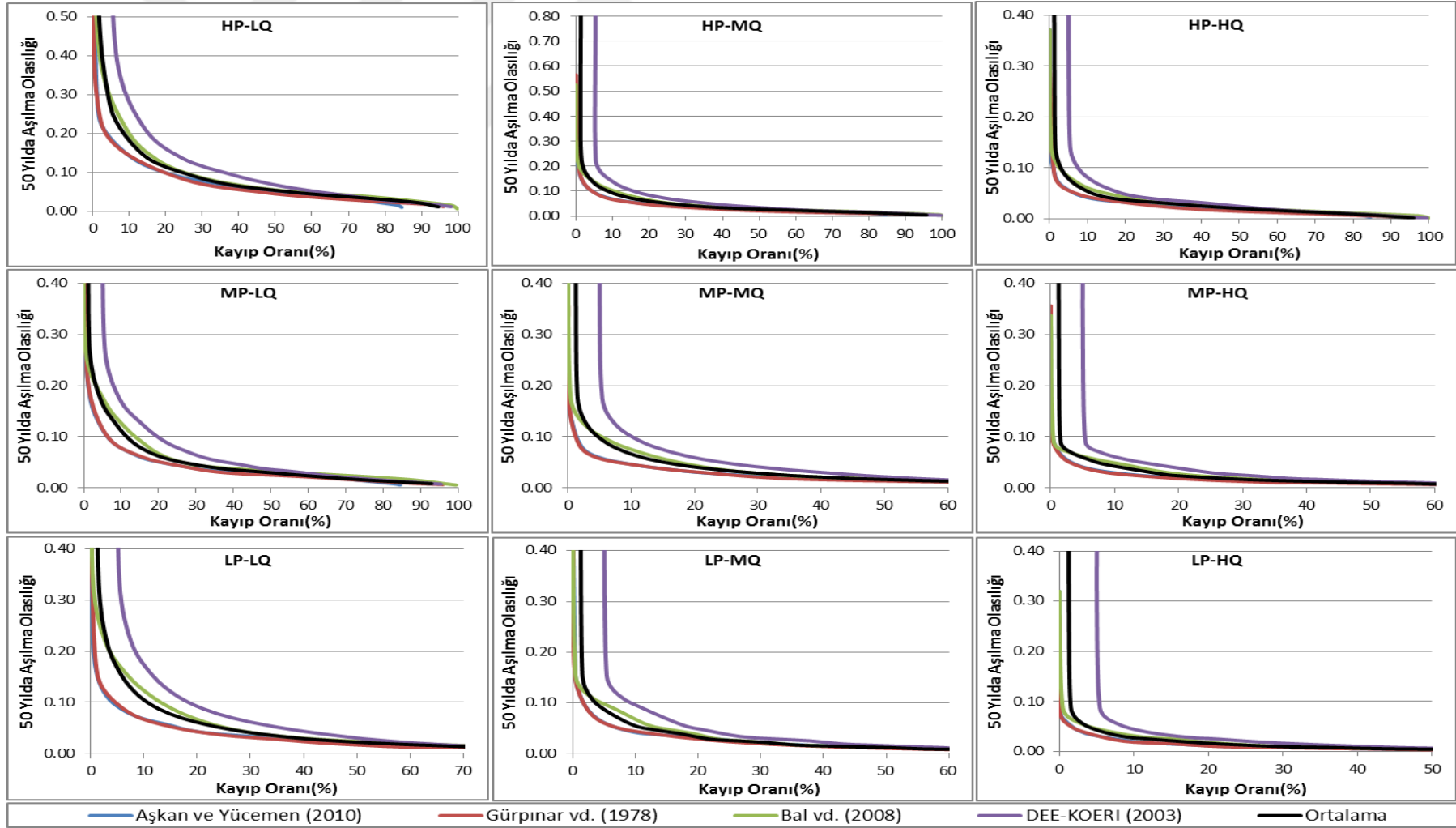
Öncelikle bu bölümde sunulacak olan kayıp eğrileri için kapsam açıklanacaktır. Söz konusu çalışmada, tek katlı prefabrik sanayi türü yapı sınıfı için yapı periyodu ve kalite durumuna bağlı olarak dokuz alt yapı sınıfı oluşturulmuştur. İki farklı zemin durumu için Marmara bölgesinde yedi farklı lokasyon dikkate alınmıştır. Kayıp eğrilerinin elde edilmesi sürecinde dört farklı hasar görebilirlik eğrisi ve bunların ortalaması da dikkate alınarak beş farklı hasar görebilirlik fonksiyonu elde edilmiştir. Bu durumda, çalışma kapsamında (dokuz alt yapı sınıfı*yedi lokasyon*iki zemin durumu*beş hasar görebilirlik eğrisi) 630 adet kayıp eğrisi elde edilmiştir. Alt yapı sınıfı oluşturulmasına rağmen çok sayıda sonuç elde edilmiştir. Dolayısıyla dikkate alınan parametrelerin, kayıp oranı değeri ve yapı hasar durumu üzerindeki etkilerinin değerlendirilmesi, ortalama hasar görebilirlik eğrileri için elde edilen ortalama kayıp eğrileri dikkate alınarak yapılacaktır.

Deprem risk değerlendirmesinin anlaşılır olması amacıyla sırasıyla takip edilecek prosedür maddeler halinde aşağıda açıklanmıştır.

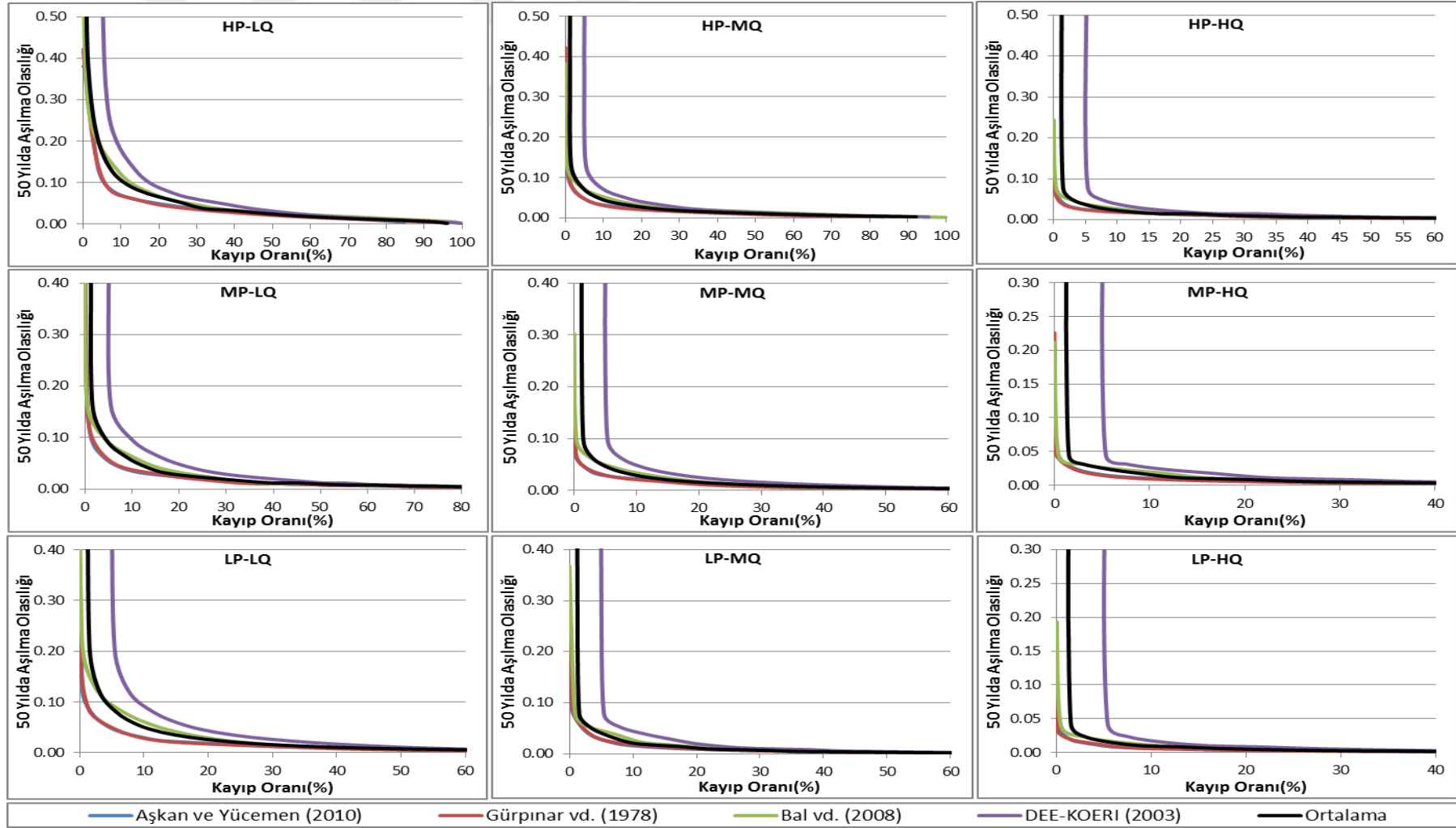
- Elde edilen tüm sonuçların değerlendirilmesi için beş farklı hasar görülebilirlik eğrisi ve diğer parametreler dikkate alınarak elde edilen kayıp eğrileri sırasıyla bir bütün olarak verilecektir.
- Marmara bölgesinde dikkate alınan farklı lokasyonlardaki kayıp oranı değerleri, iki farklı alt yapı sınıfı ve iki farklı zemin sınıfı dikkate alınarak incelenecektir.
- Alt yapı sınıfı oluşturulurken tanımlanan periyot durumu parametresi; yumuşak zemin ve yapı kalite durumu dikkate alınarak, dört farklı lokasyonda meydana gelen kayıp oranı değerleri ve hasar durumundaki değişime olan etkisi incelenecektir.
- Benzer şekilde yumuşak zemin ve farklı periyot durumları dikkate alınarak, dört farklı lokasyonda, farklı yapı kalitesi özelliklerine sahip alt yapı sınıflarının kayıp oranı değerleri ve hasar durumları irdelenecektir.
- Tüm lokasyonlarda, iki alt yapı sınıfı dikkate alınarak, iki farklı zemin durumundaki kayıp oranı değeri ve hasar durumu üzerindeki etkileri değerlendirilecektir.

6.5.1. Çalışma Kapsamında Sunulan Kayıp Eğrileri

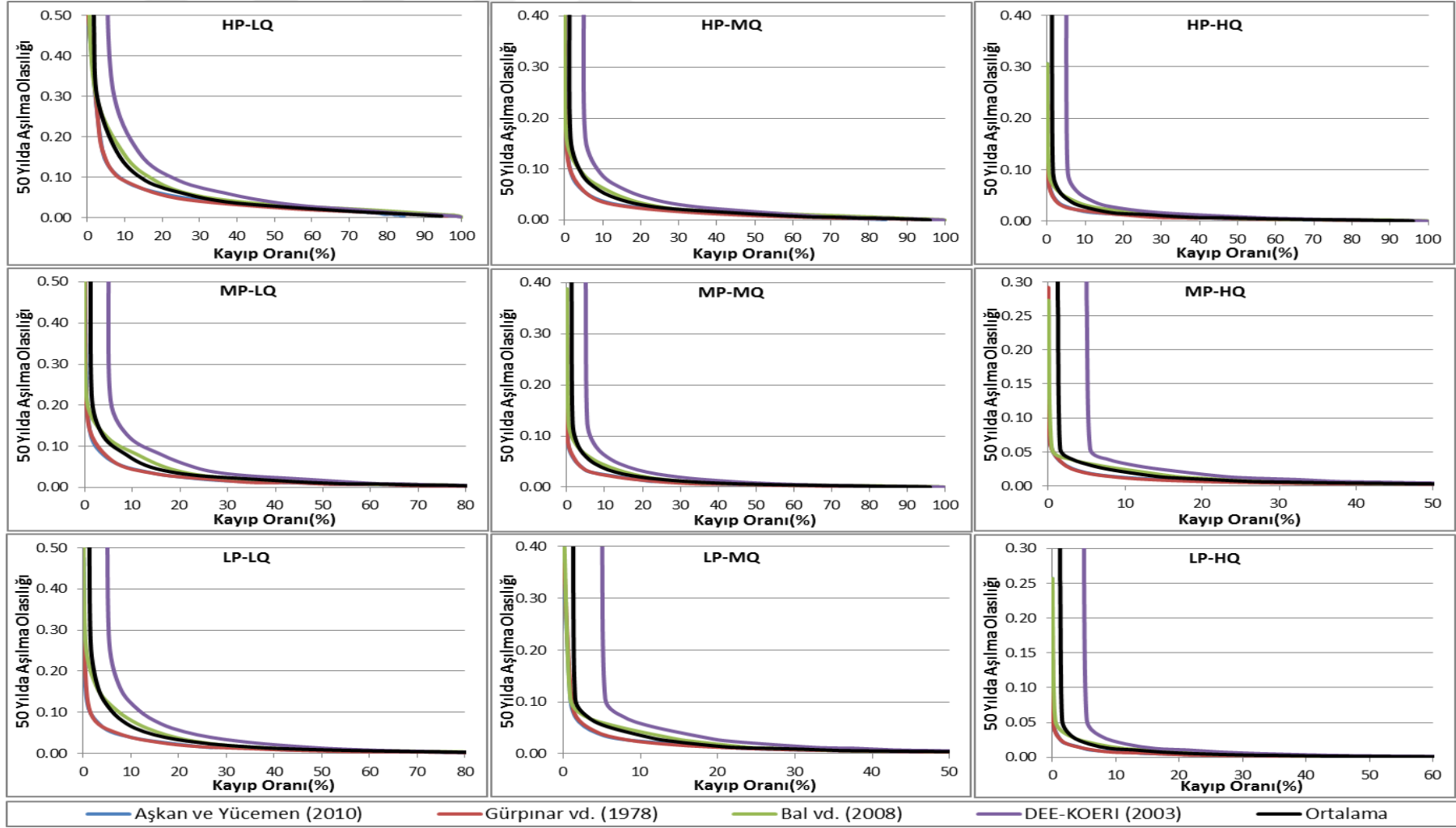
Bu bölümde yedi farklı lokasyonda, çalışma kapsamında dikkate alınan farklı zemin durumu, hasar görülebilirlik eğrileri, yapı periyodu ve kalite durumu için elde edilen 630 adet kayıp eğrisi sırasıyla Şekil 6.27-6.40'da verilmiştir.



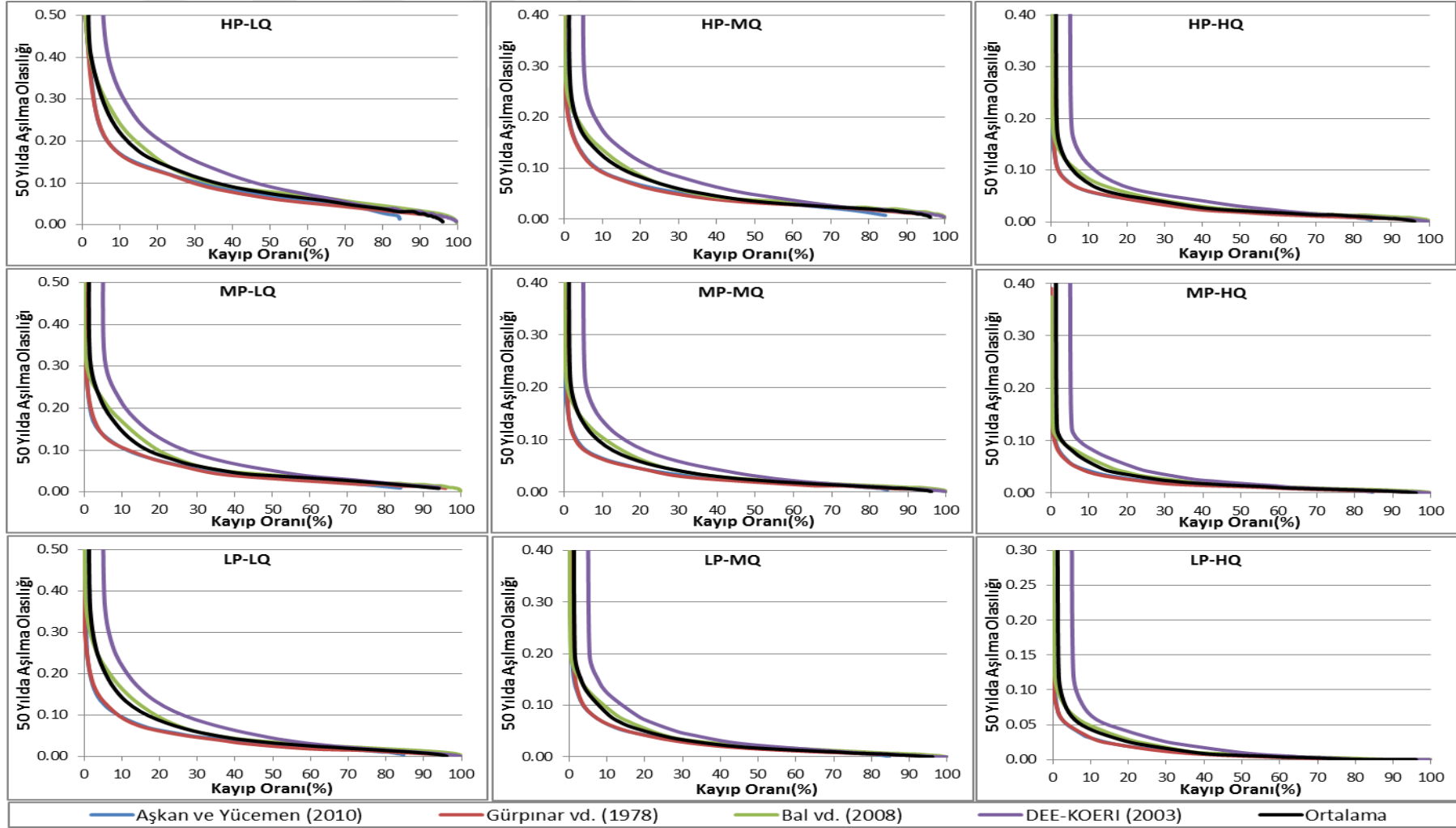
Şekil 6.27: Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için Çanakkale lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.



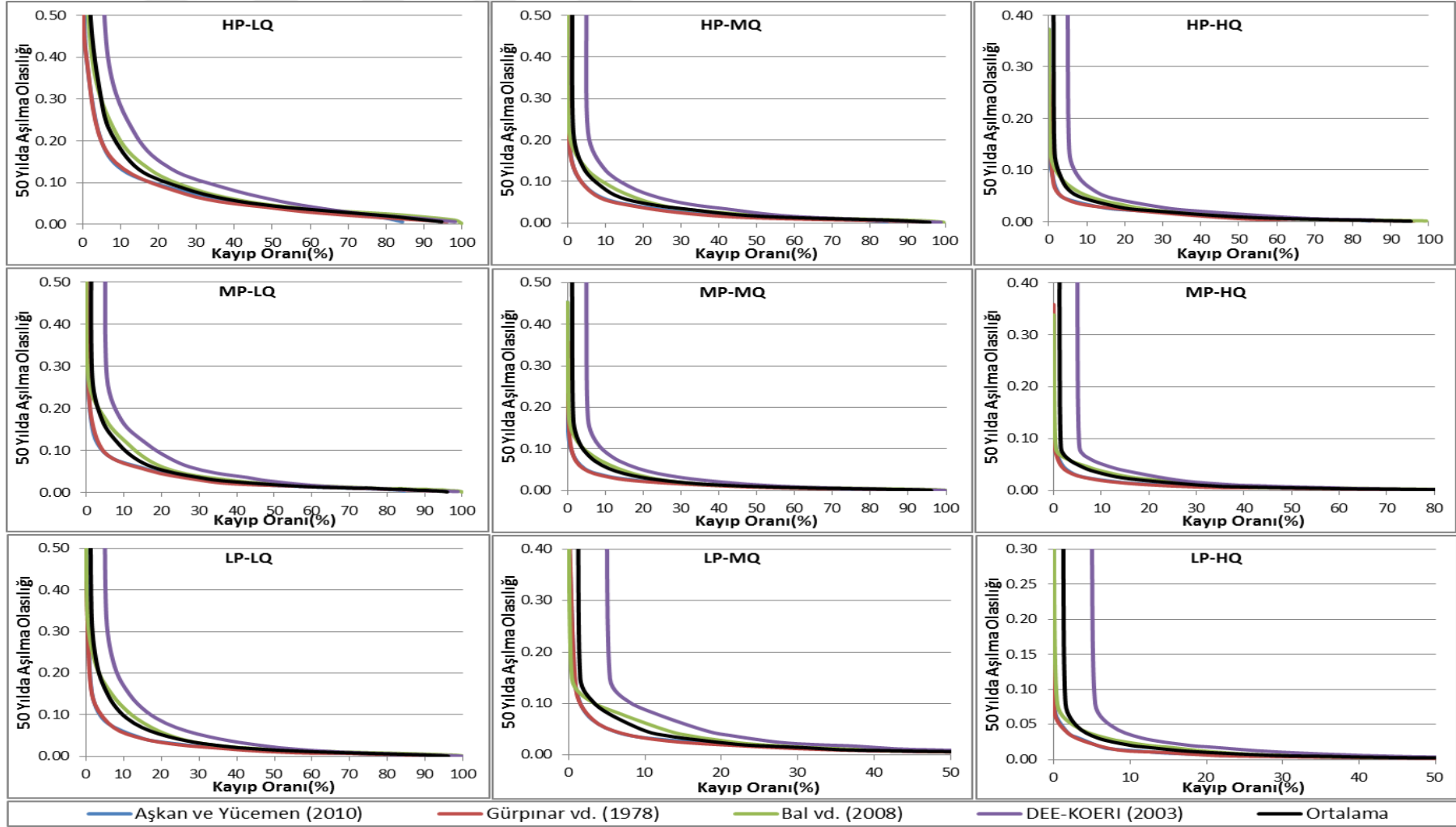
Şekil 6.28: Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için Çorlu lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.



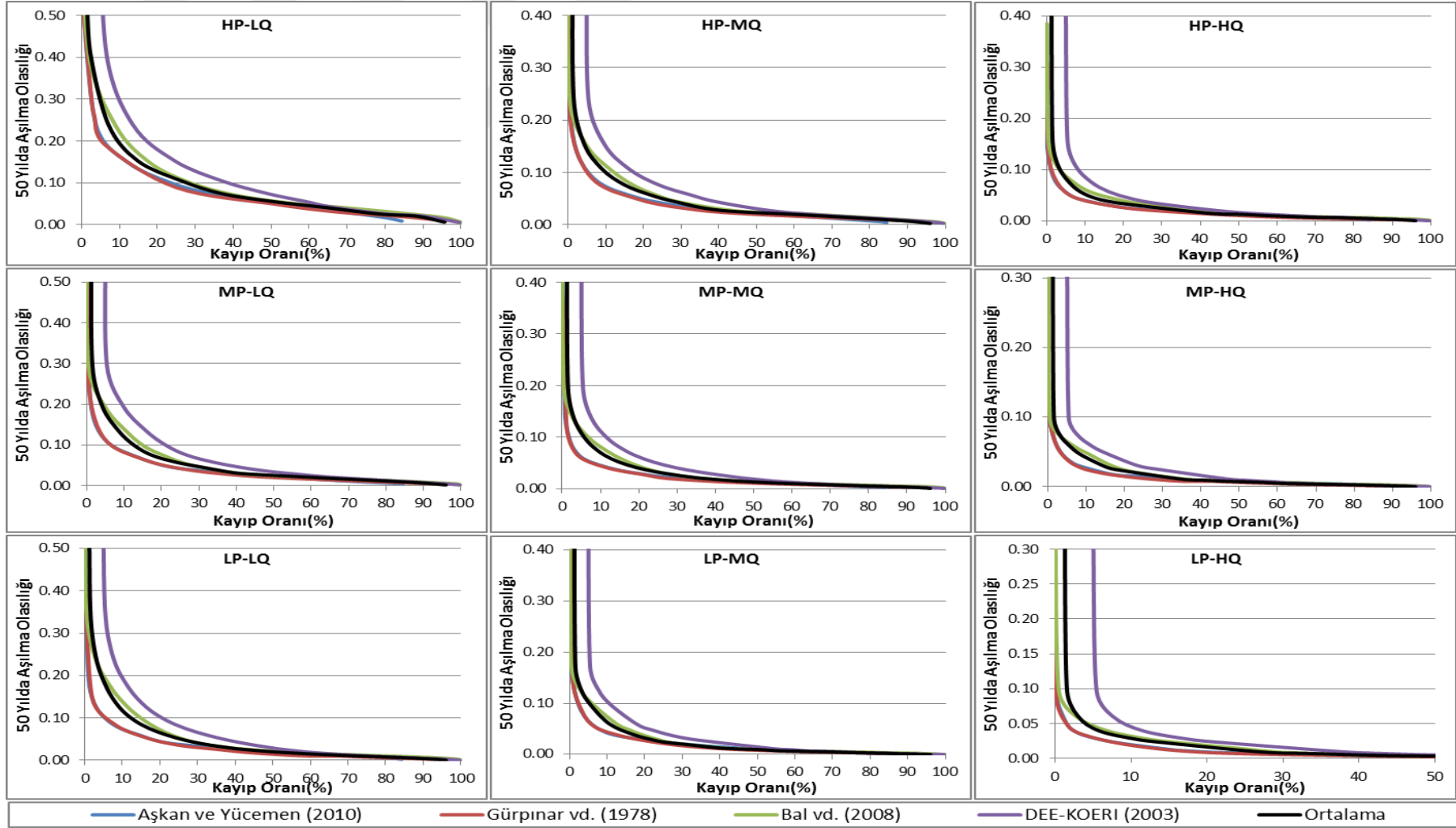
Şekil 6.29: Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için Balıkesir lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.



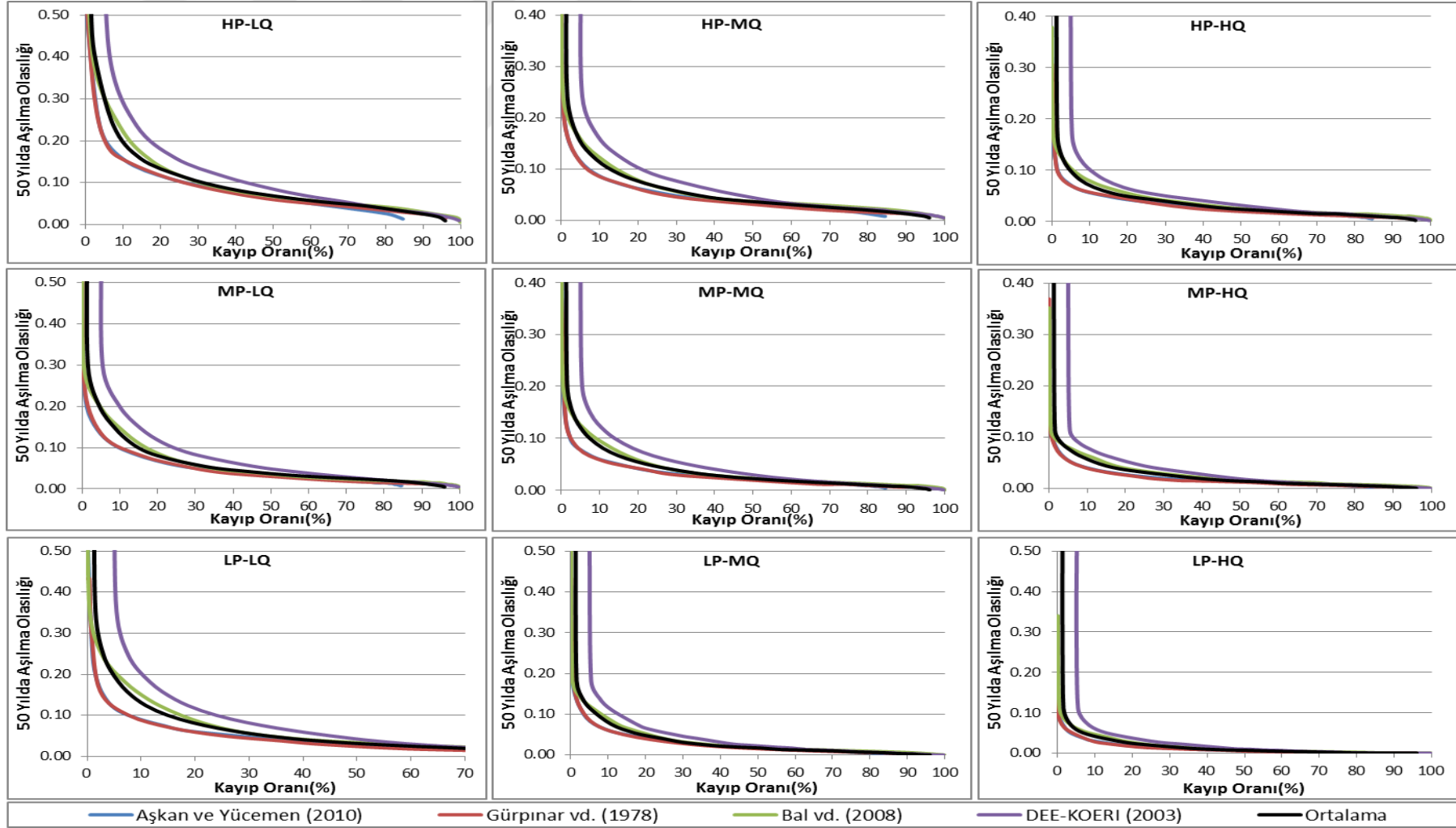
Şekil 6.30: Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için Beylikdüzü lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.



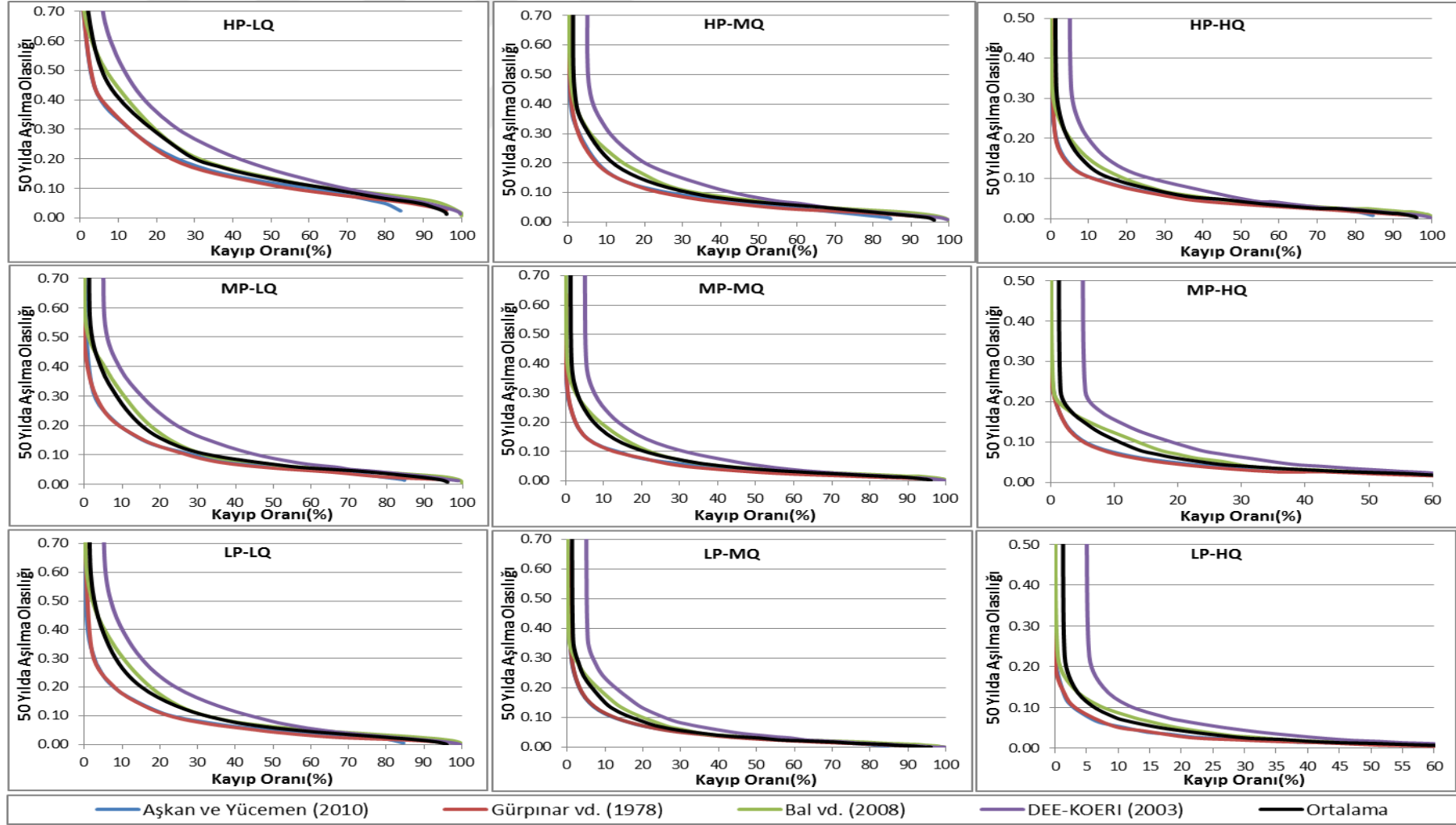
Şekil 6.31: Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için Bursa lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.



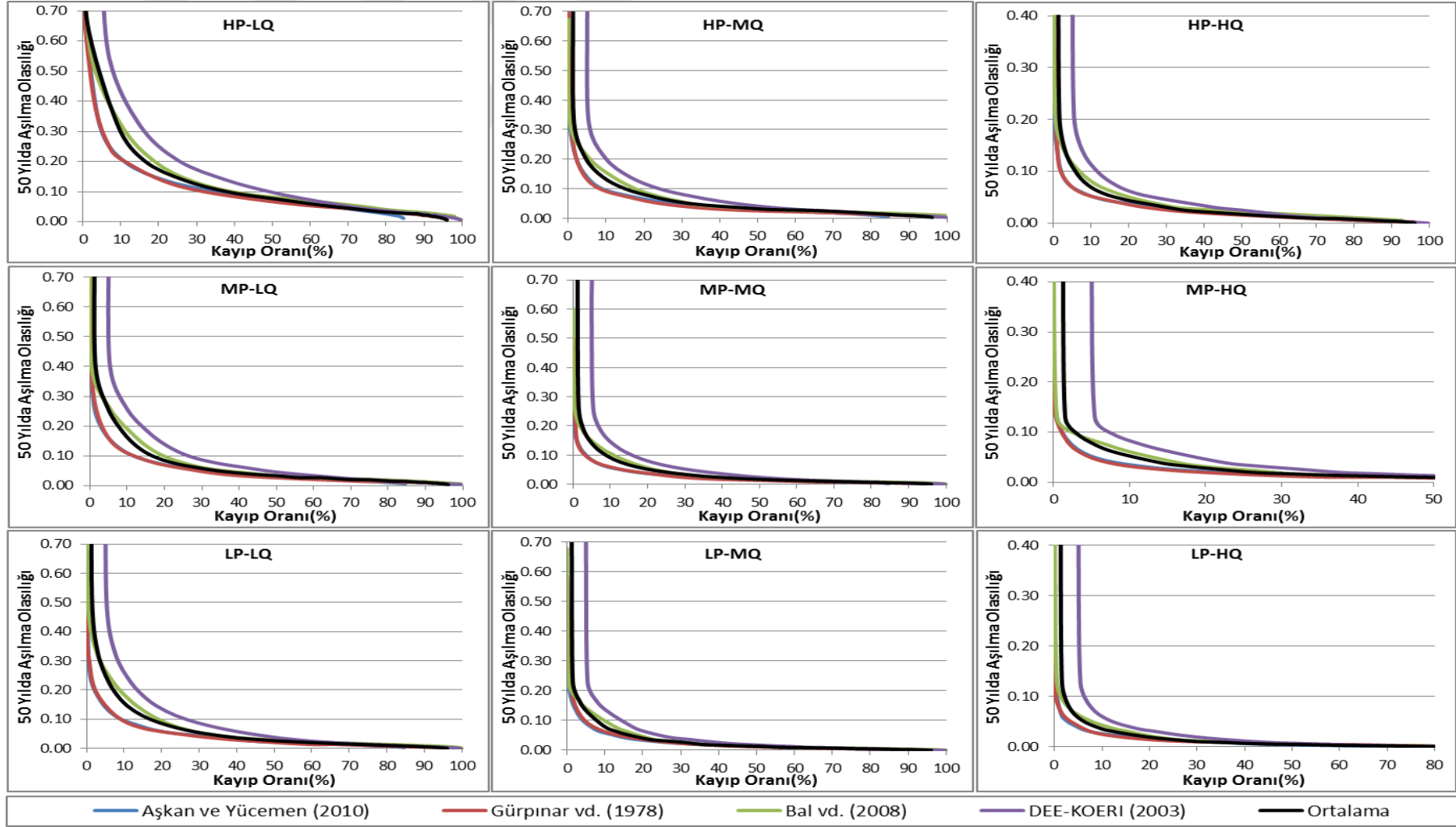
Şekil 6.32: Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için Tuzla lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.



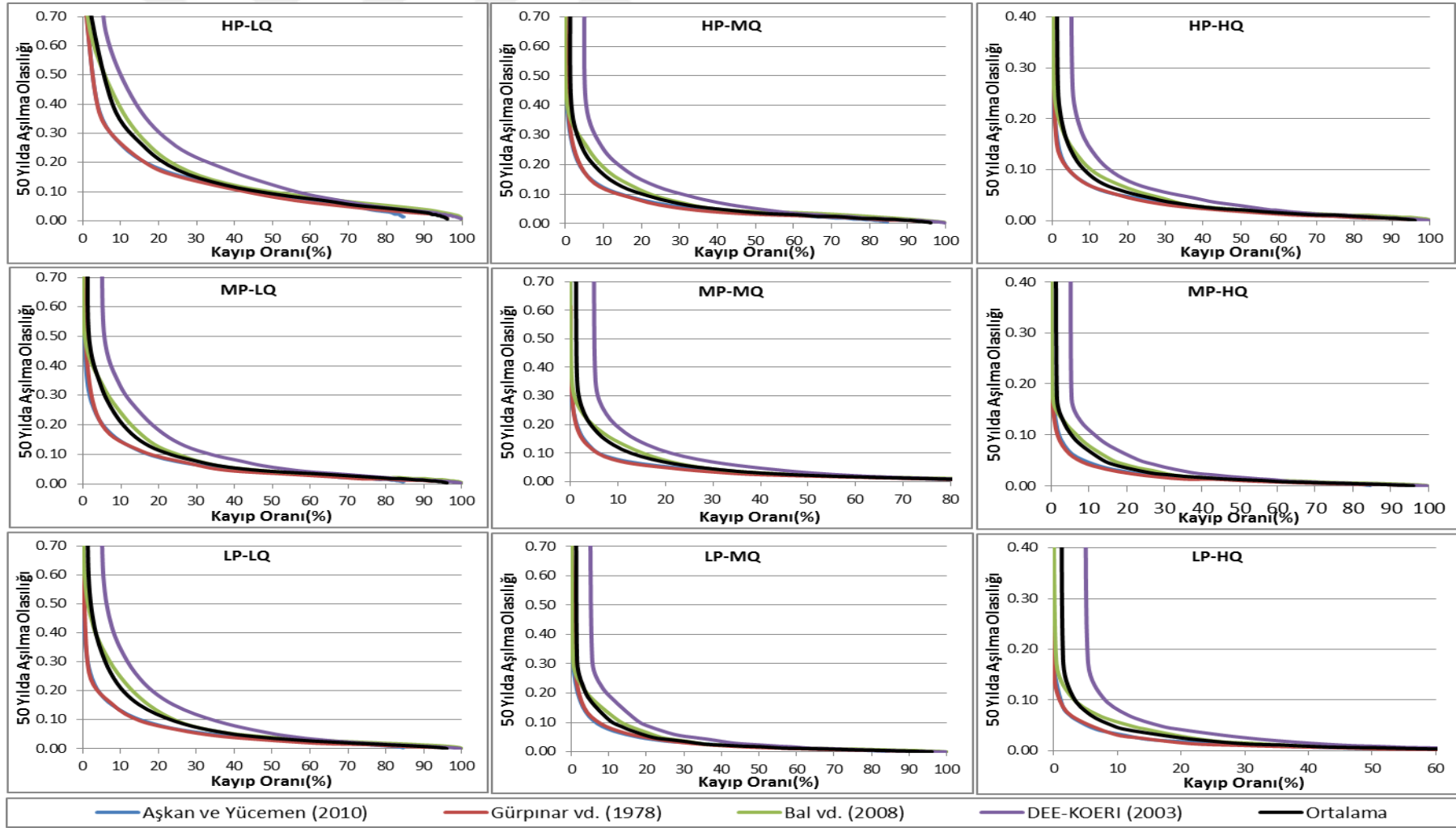
Şekil 6.33: Sert zemin durumu ($V_{s,30}=760$ m/s) için Kocaeli lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.



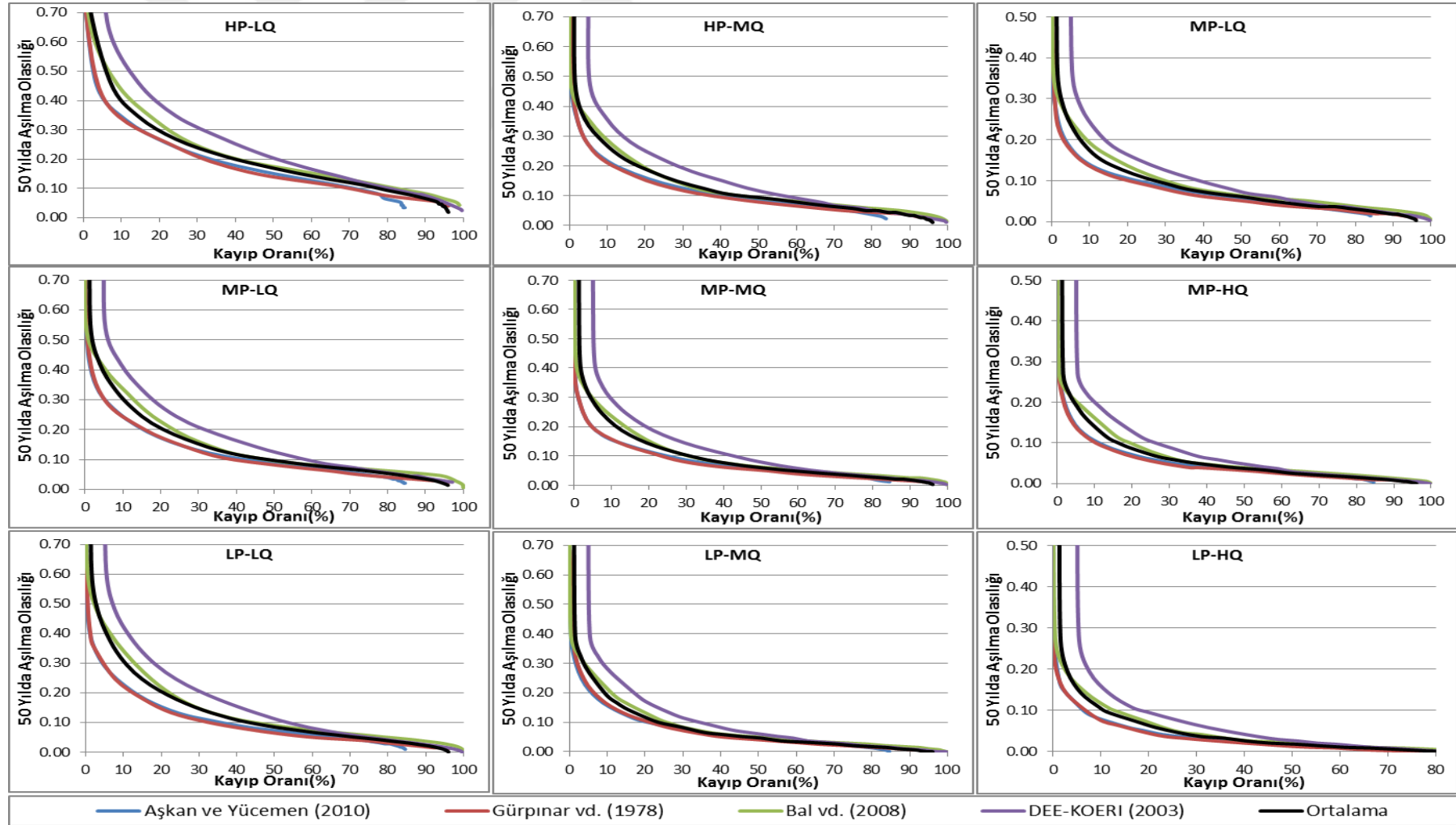
Şekil 6.34: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için Çanakkale lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.



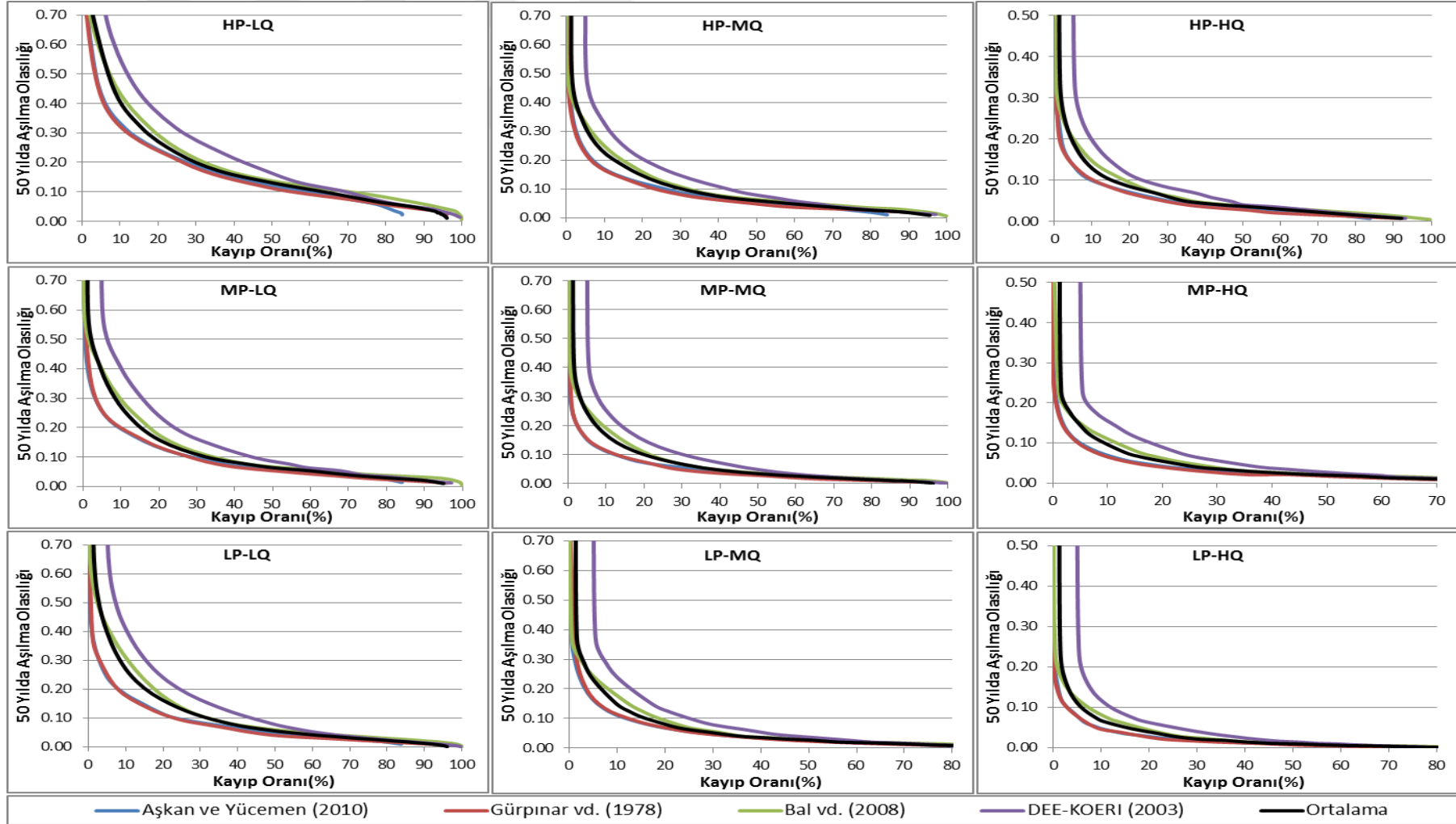
Şekil 6.35: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için Çorlu lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.



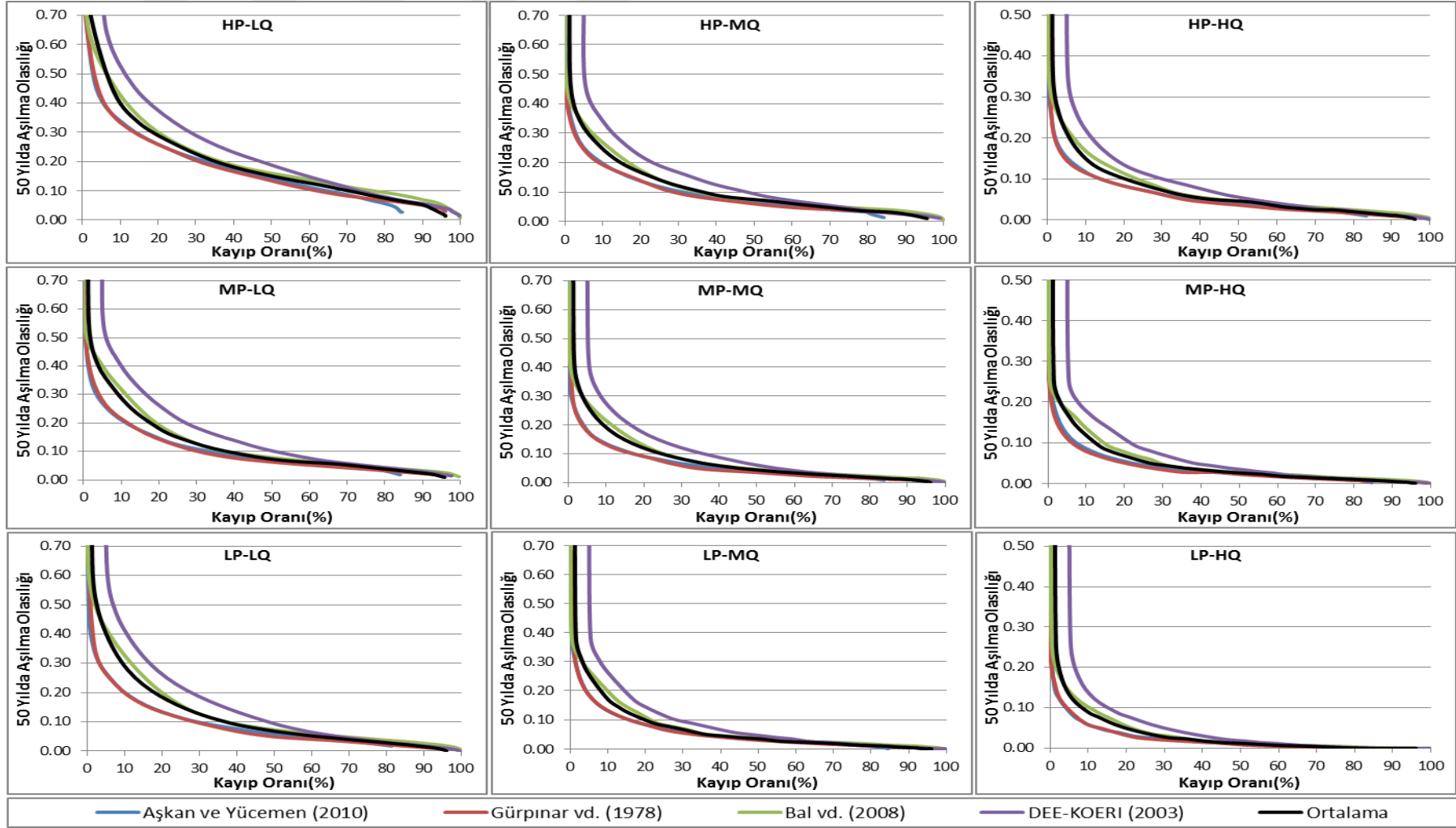
Şekil 6.36: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için Balıkesir lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.



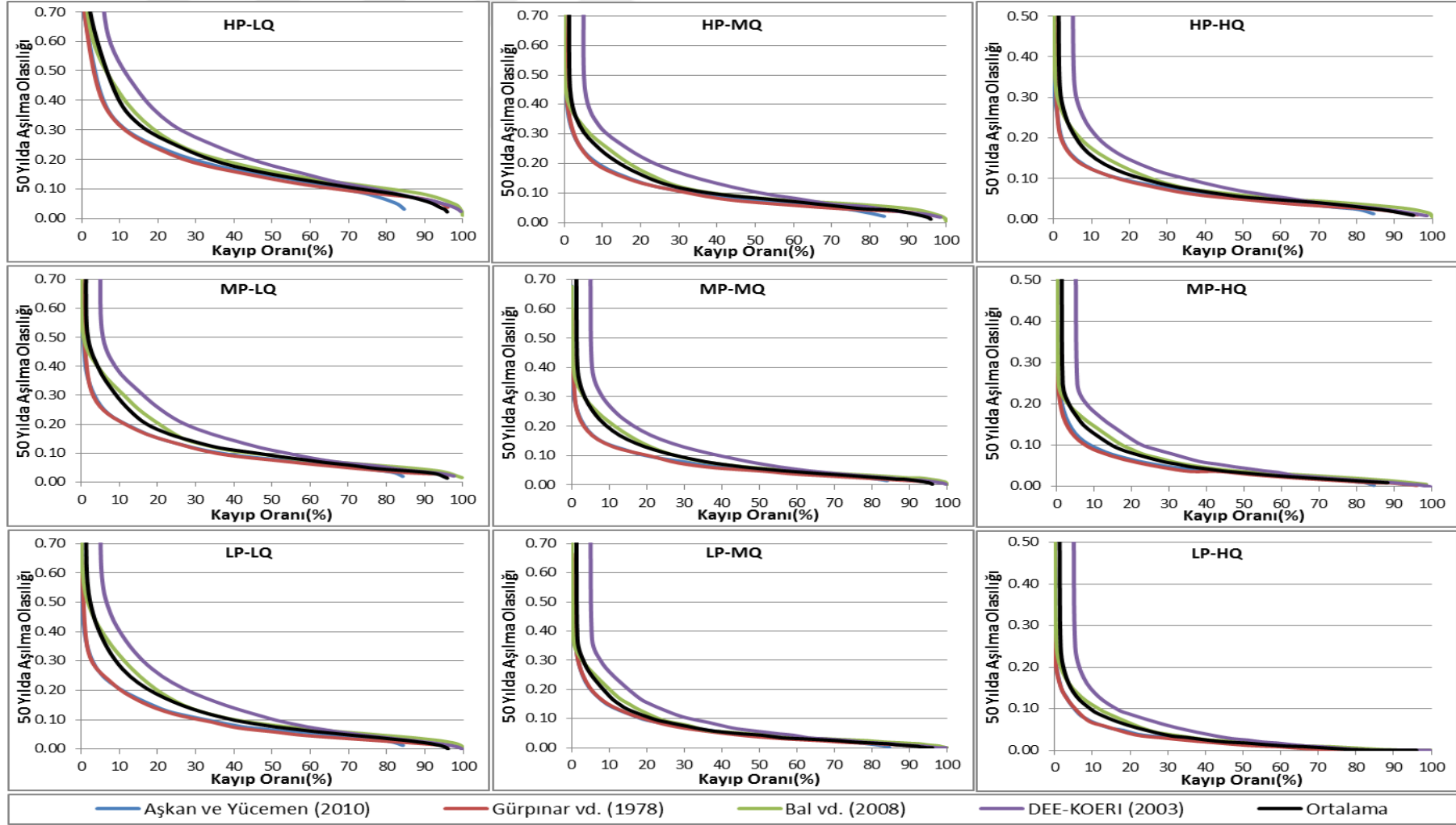
Şekil 6.37: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için Beylikdüzü lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.



Şekil 6.38: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için Bursa lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.



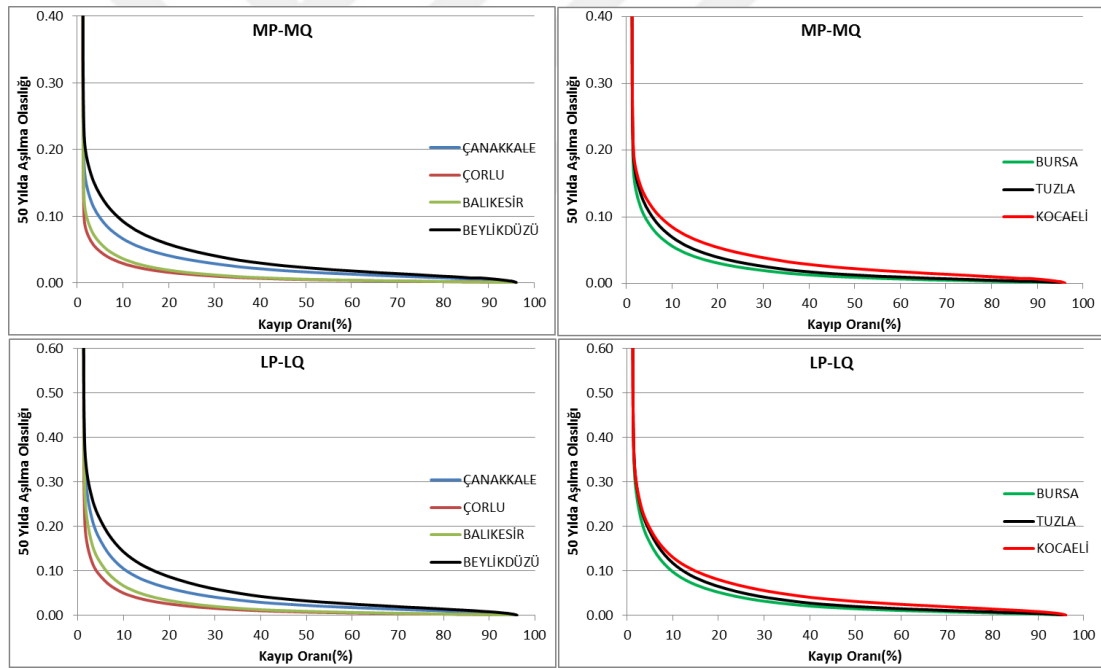
Şekil 6.39: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için Tuzla lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.



Şekil 6.40: Yumuşak zemin durumu ($V_{s,30}=240$ m/s) için Kocaeli lokasyonunda elde edilen kayıp eğrileri.

6.5.2. Farklı Noktalardaki Yapı Sınıflarına Ait Deprem Risk Değerlendirmesi

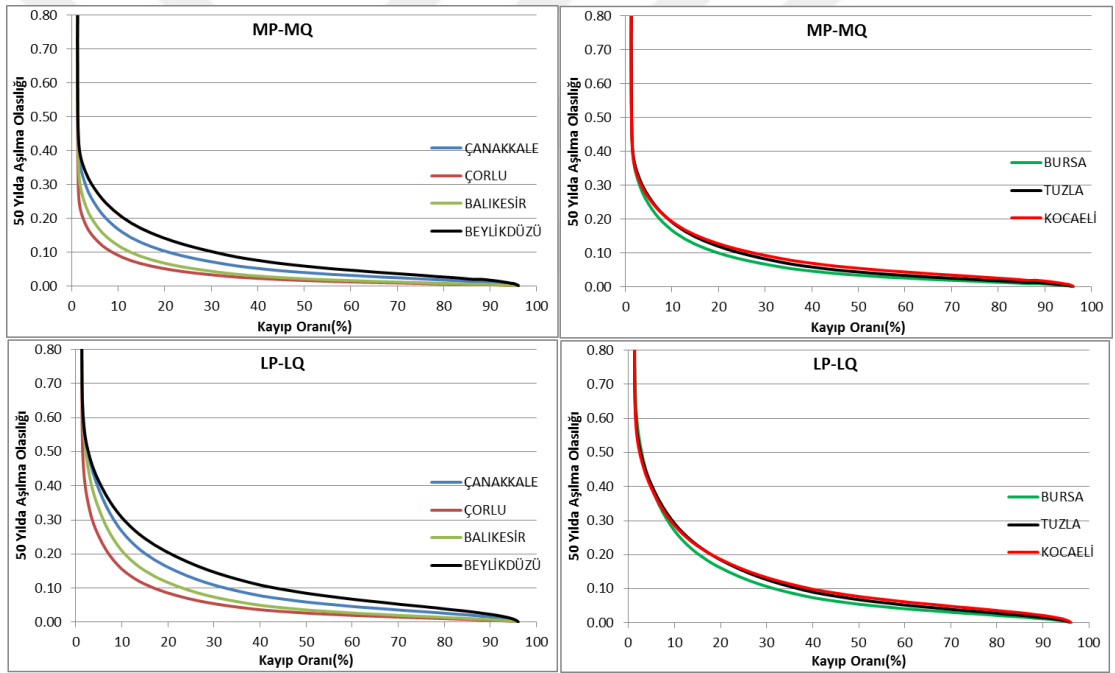
Bu bölümde Marmara bölgesinde dikkate alınan yedi farklı nokta için söz konusu yapı sınıflarına ait risk değerlendirmesi yapılacaktır. Oluşturulan sınıflandırmaya ait deprem risk değerlendirmesine geçilmeden önce merak edilen soru, dikkate alınan bir bölge içindeki deprem risk değerindeki değişimin ne olacağıdır. Anlaşılır olması için Marmara bölgesi doğu ve batı olarak iki bölüme ayrılmış devamında elde edilen kayıp eğrileri incelenmiştir. Batı bölgesi için sırasıyla Çorlu, Çanakkale, Beylikdüzü ve Balıkesir noktaları dikkate alınırken doğu bölgesi için ise Tuzla, Bursa ve Kocaeli kendi içinde değerlendirilecektir. Öncelikle, sert zemin ($V_{s,30}=760$ m/s) için yedi lokasyonda MP-MQ ve LP-LQ alt yapı sınıflarına ait kayıp eğrileri Şekil 6.41’de verilmiştir.



Şekil 6.41: İki alt yapı sınıfı için sert zemin durumu dikkate alınarak elde edilen kayıp oranı değerlerinin farklı lokasyonlardaki değişimi.

Marmara bölgesinin yedi farklı lokasyonundaki deprem risk değerlendirmesi için Şekil 6.41’de orta periyot ve orta yapı kalitesine sahip, MP-MQ ile düşük periyot ve düşük kaliteye sahip; LP-LQ yapı sınıfları, sert zemin durumu dikkate alınarak incelenmiştir. Genel bir değerlendirme yapılacak olursa, kayıp oranı değerleri Çorlu’da en düşük seviyede iken Kocaeli ve Beylikdüzü lokasyonlarında ise en

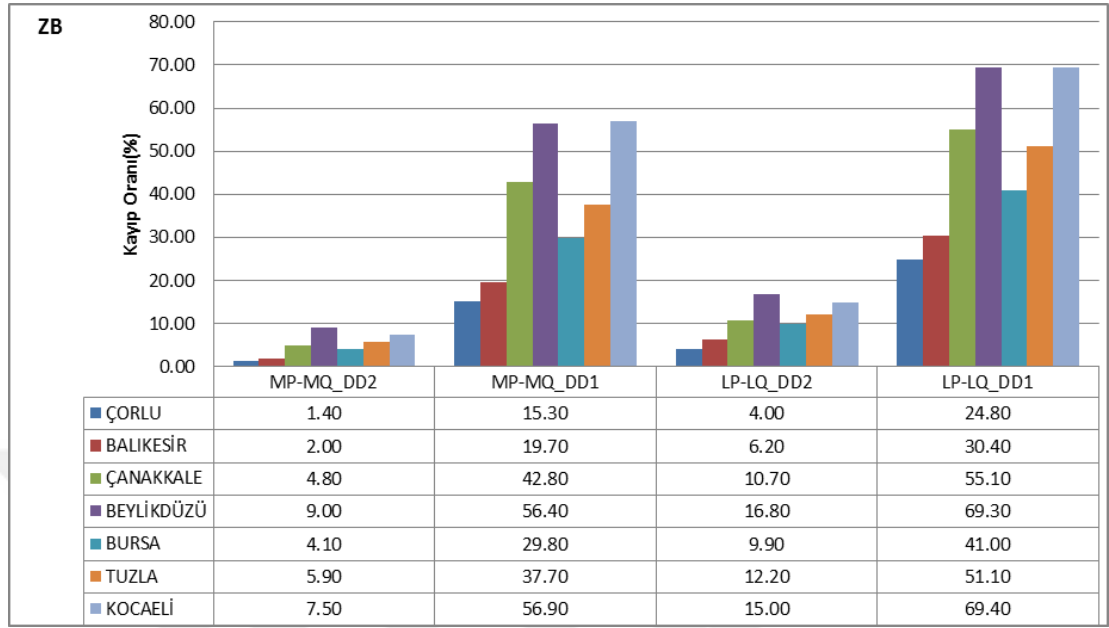
yüksek değerlere ulaşmaktadır. MP-MQ yapı sınıfına ait kayıp oranı değerleri, 475 yıllık tekrarlanma periyodu için Çorlu ve Beylikdüzü'nde sırasıyla %1.4, %9 iken 2475 yıllık tekrarlanma periyodu için ise bu değerler %15.3 ve %56.4 olarak elde edilmiştir. Benzer şekilde LQ-LP yapı sınıfı için 475 yıllık tekrarlanma periyodu dikkate alındığında, kayıp oranı değerleri, Çorlu'da %4.0 ve Beylikdüzü'nde %16.8 olarak elde edilirken, 2475 yıllık tekrarlanma periyodu dikkate alındığında bu değerler sırasıyla %24.8 ve %69.3 olarak elde edilmiştir. Dikkate alınan noktalardaki kayıp oranı değerlerindeki değişimlerin incelendiği bu bölümde, söz konusu iki alt yapı sınıfının deprem risk değerlendirmesi benzer şekilde yumuşak zemin, ZD ($V_{s,30}=240$ m/s) durumu için de değerlendirilmiş ve elde edilen kayıp eğrileri Şekil 6.42'de verilmiştir.



Şekil 6.42: İki alt yapı sınıfı için yumuşak zemin durumu dikkate alınarak elde edilen kayıp oranı değerlerinin farklı lokasyonlardaki değişimi.

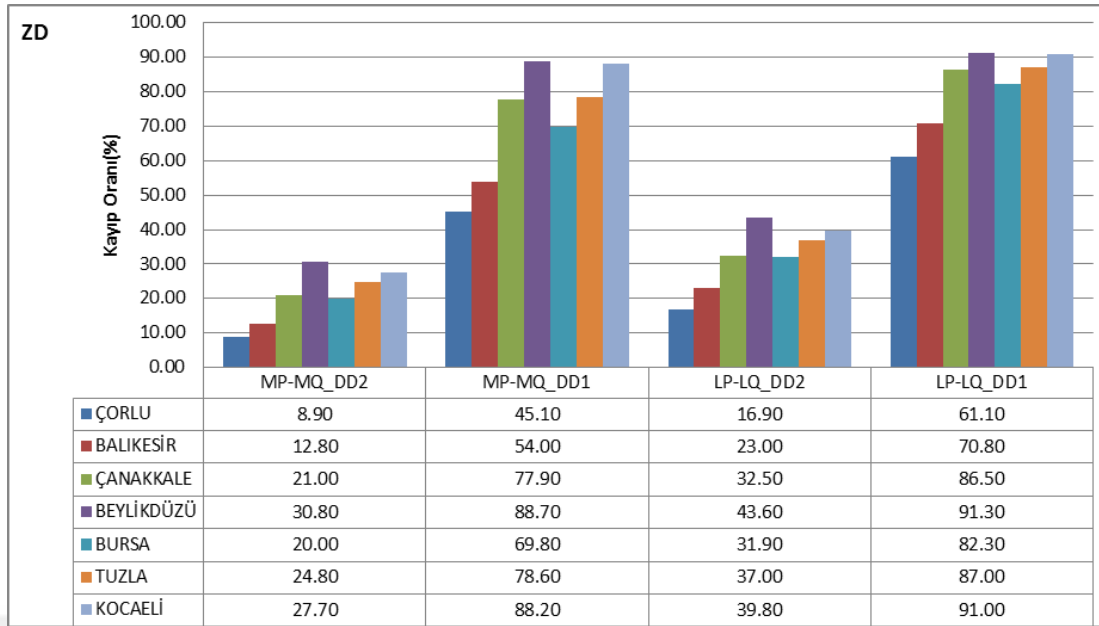
Şekil 6.42'den açıkça görüldüğü üzere, sert zemin durumu için elde edilen kayıp eğrilerine benzer şekilde, kayıp oranı değerleri Çorlu'da en düşük iken Beylikdüzü lokasyonunda ise en yüksek değerler elde edilmiştir. MP-MQ yapı sınıfı için elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde; depremin 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem tehlike düzeyi için kayıp oranı değerleri Çorlu'da %8.9 iken bu değer Beylikdüzü'nde %30.8 olarak elde edilmiştir. Aşılma olasılığı %2 olması

durumunda; Çorlu'da %45.1 olarak elde edilen kayıp oranı değeri, Beylikdüzü'nde %88.7 değerine kadar yükselmektedir.



Şekil 6.43: Sert zemin durumu için DD-1 ve DD-2 deprem tehlike düzeyi dikkate alınarak elde edilen kayıp oranı değerleri.

LP-LQ yapı sınıfı için depremin 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem tehlike düzeyi dikkate alınarak elde edilen kayıp değerleri, Çorlu ve Beylikdüzü'nde sırasıyla %16.90, %43.60 olarak elde edilmiştir. Aşılma olasılığı %2 olması durumunda ise Çorlu'da %61.10 olan kayıp oranı değeri, Beylikdüzü'nde %91.30 değerine kadar yükselmiştir. MP-MQ ve LP-LQ alt yapı sınıflarının deprem risk değerlendirilmesi için elde edilen kayıp eğrileri, belirli bir deprem tehlike düzeyine karşılık kayıp oranı değerini vermektedir. Bu bölümde; 50 yılda aşılma olasılığı %10 (DD-2) ve %2 (DD-1) olan deprem tehlike düzeyleri dikkate alınarak, yapıda oluşan hasar durumlarının farklı noktalardaki değişiminin daha açık bir şekilde değerlendirilmesi hedeflenmiştir. Elde edilen sonuçlar, sert zemin durumu için Şekil 6.43'de, yumuşak zemin durumu için ise Şekil 6.44'de grafikler halinde verilmiştir.

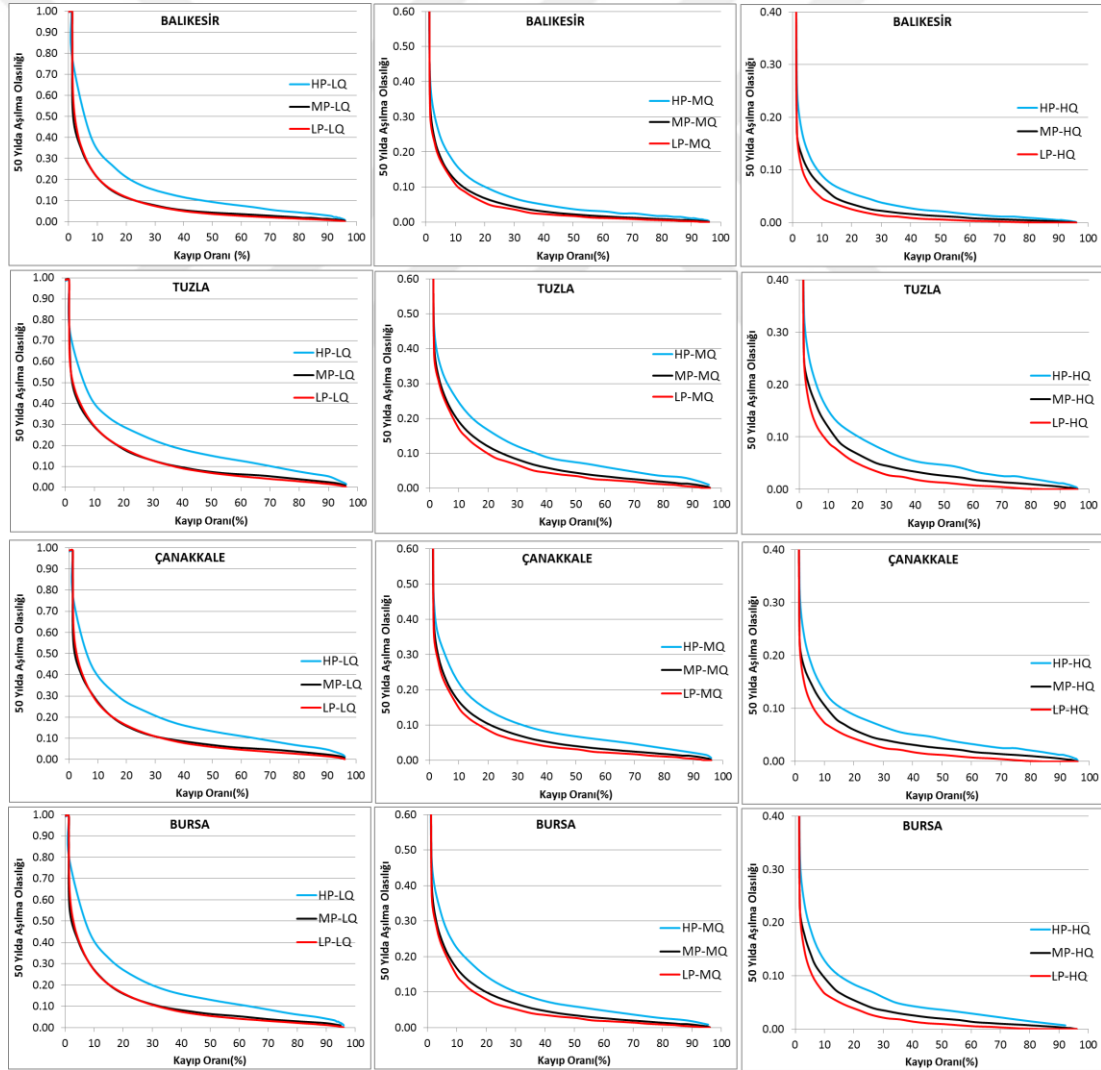


Şekil 6.44: Yumuşak zemin durumu için DD-1 ve DD-2 deprem tehlike düzeyi dikkate alınarak elde edilen kayıp oranı değerleri.

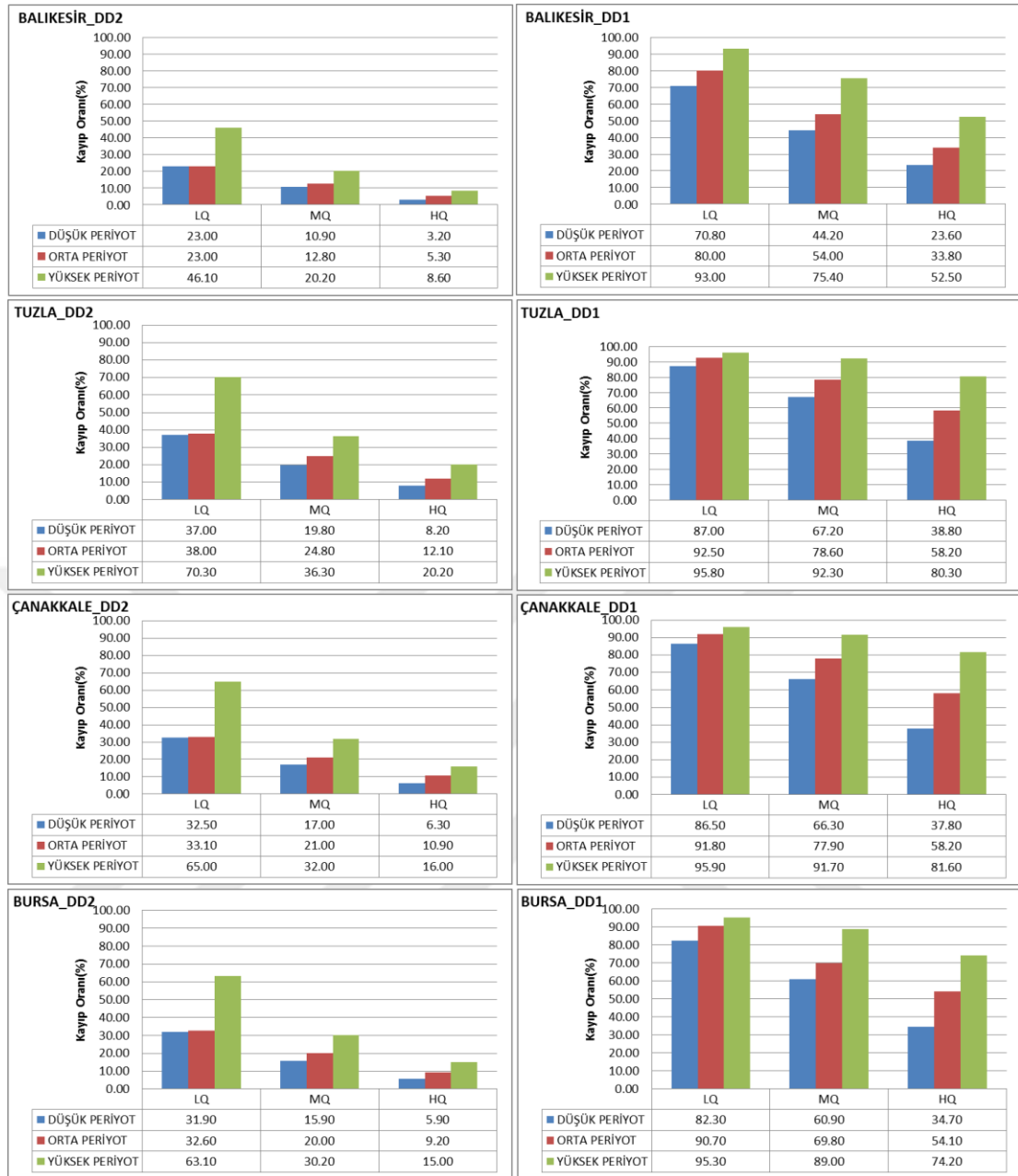
Yedi farklı lokasyon ve iki farklı zemin durumu için elde edilen sonuçlar bir bütün olarak değerlendirildiğinde, kayıp oranı değerlerindeki değişim belirli deprem tehlike düzeyleri için farklılık göstermektedir. Bununla beraber, her iki zemin durumu için de kayıp oranı değerlerinin bölge içinde son derece yüksek değişimler gösterdiği ve yapı hasar durumunun bir veya daha fazla ileri hasar durumlarına geçtiği görülmektedir. Örneğin, sert zemin durumunda DD-1 deprem tehlike düzeyi için Çorlu'da Hasarın Kontrolü hasar durumunda olan MP-MQ yapı sınıfı, Çanakkale ve Tuzla'da Can Güvenliği hasar durumunda iken Beylikdüzü ve Kocaeli'nde ise Göçmenin Önlenmesi hasar durumuna geçtiği görülmektedir. Benzer şekilde MP-MQ yapı sınıfı, yumuşak zemin ve DD-2 deprem tehlike düzeyi dikkate alındığında; Çorlu'da Hemen Kullanım hasar durumunda iken diğer lokasyonlarda Hasarın Kontrolü hasar durumunda olup, Beylikdüzü'nde ise Can Güvenliği hasar durumuna geçtiği gözlemlenmiştir. Son olarak, sert zemin sınıfında, DD-1 deprem tehlike düzeyi için Çorlu lokasyonunda bulunan LP-LQ yapısı, Hasarın Kontrolü hasar durumunda iken Balıkesir ve Bursa lokasyonlarında Can Güvenliği hasar durumu olup diğer lokasyonlarda ise Göçmenin Önlenmesi hasar durumundadır.

6.5.3. Farklı Periyot Gruplarının Deprem Riskine Olan Etkisinin Değerlendirilmesi

Önceki bölümlerde, tek katlı prefabrik betonarme alt yapı sınıfı için yapılacak deprem risk değerlendirmesinde üç farklı periyot aralığı dikkate alındığı ve sırasıyla LP, MP ve HP olarak isimlendirildiği ifade edilmiştir. Çalışma kapsamında farklı periyot gruplarının deprem risk değerlendirilmesine olan etkisi, iki farklı zemin durumu ve üç farklı yapı kalite durumu dikkate alınarak tüm noktalarda elde edilmiştir. Bu bölümde ise yumuşak zemin durumu için farklı yapı kalite durumları da dikkate alınarak, dört farklı nokta için elde edilen kayıp eğrileri, Şekil 6.45’de paylaşılmıştır.



Şekil 6.45: Yumuşak zemin durumu için farklı periyot gruplarında oluşan kayıp oranı değerlerindeki değişim.



Şekil 6.46: Farklı periyot grupları için DD-1 ve DD-2 deprem tehlike düzeylerine ait kayıp oranı değerleri.

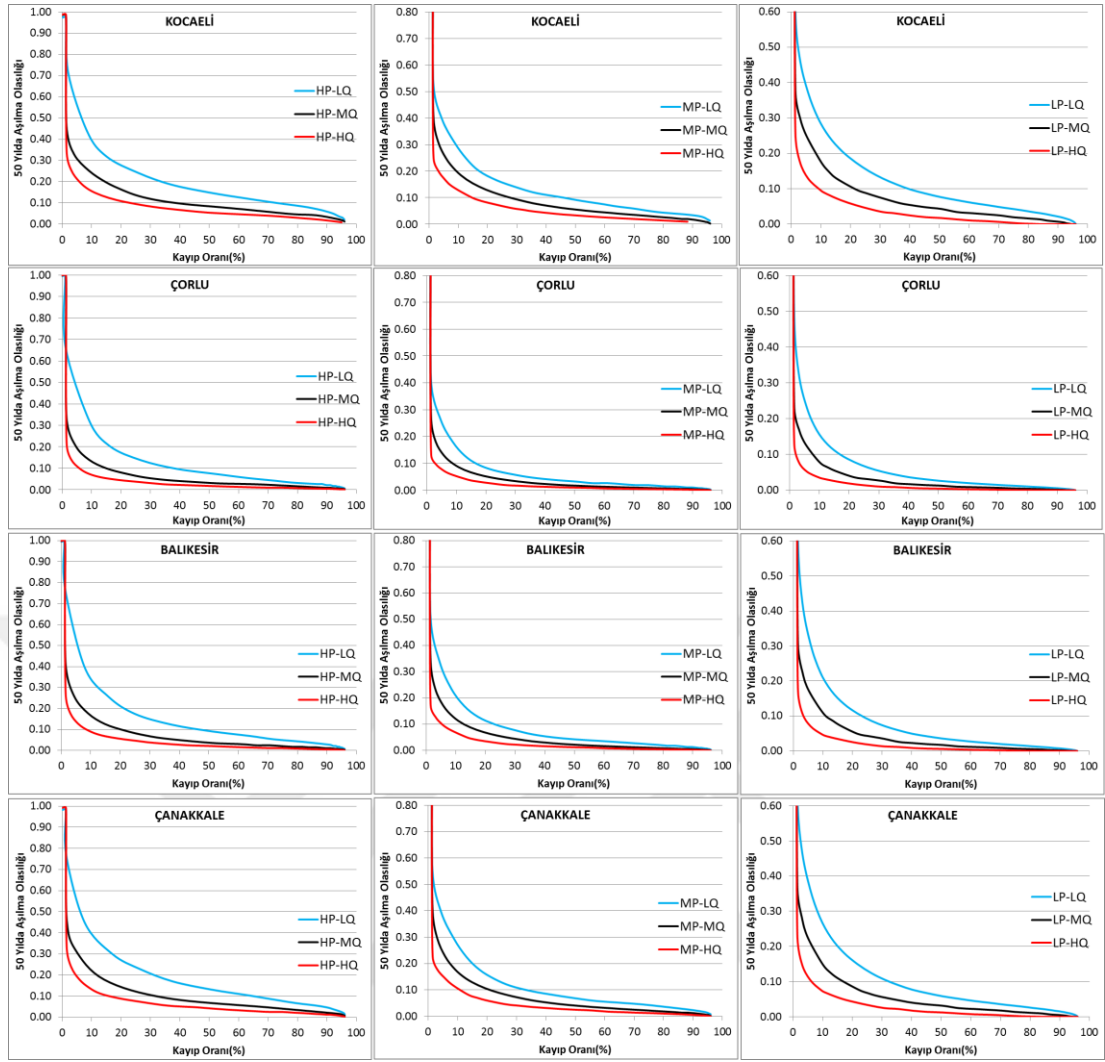
Şekil 6.45’de görüldüğü üzere, dikkate alınan herhangi bir lokasyon için farklı periyot durumlarının, kayıp eğrileri üzerindeki etkisi her yapı kalite durumu için ayrı ayrı incelenmiştir. Genel bir değerlendirme yapılacak olursa, LQ özelliğine sahip yapı grubunda, MP ile LP arasındaki fark ancak ileri hasar durumlarına geçişte belirginleşirken, HP durumunda oluşan kayıp oranı değerlerindeki artış açıkça görülmektedir. Bununla beraber Şekil 6.45 bir bütün olarak değerlendirildiğinde, dikkate alınan herhangi bir deprem tehlike düzeyinde, HP grubundaki yapılarda oluşan kayıp oranı değerleri daha yüksek olduğu ve artan deprem tehlike

seviyelerinde ise bu farkın arttığı açıkça görülmektedir. Dikkate alınan yapı sınıfları ve lokasyonlara ait kayıp oranı değerlerinin grafiksel gösterimi, iki farklı deprem tehlike düzeyi için Şekil 6.46’da verilmiştir.

Daha önceden de açıklandığı üzere, LQ özelliklerine sahip MP ve LP alt yapı sınıfı DD-2 deprem düzeyinde Tuzla, Çanakkale ve Bursa lokasyonunda Can Güvenliği hasar durumunda iken HP alt yapı sınıfı ise Göçmenin Önlenmesi hasar durumuna ulaşmaktadırlar. DD-1 deprem tehlike düzeyi için Balıkesir lokasyonunda bulunan HQ özelliğine sahip alt yapı sınıfı; LP için Hasarın Kontrolü, MP için Can Güvenliği ve son olarak HP için Göçmenin Önlenmesi hasar durumundadır. Şekil 6.46’da sunulan tablo detaylı incelendiğinde, yapının sahip olduğu periyot özelliğinin deprem sonrası maruz kalacağı hasar durumu ile son derece ilişkili olduğu görülmektedir.

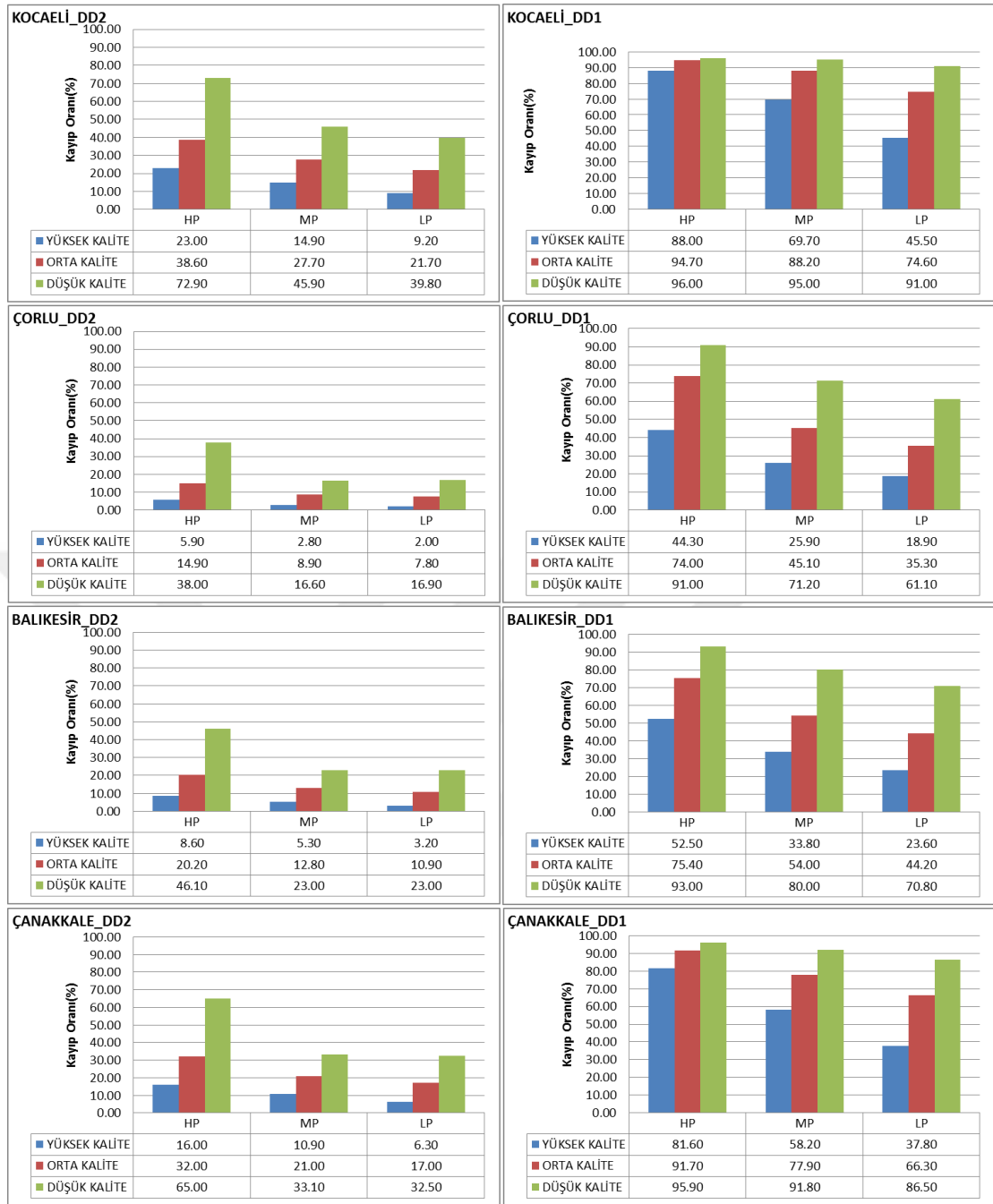
6.5.4. Farklı Yapı Kalite Durumunun Deprem Riskine Olan Etkisi

Önceki bölümlerde, ilişkili parametreler açıklanarak, üç farklı yapı kalite durumu (LQ, MQ ve HQ) tanımlaması yapılmıştır. Yapıda oluşacak hasarın düzeyi ile son derece ilişkili olan bu parametrenin değerlendirilmesinde, dört farklı lokasyon ve tüm periyot grupları için edilen sonuçlar, yumuşak zemin sınıfı dikkate alınarak Şekil 6.47’de verilmiştir.



Şekil 6.47: Dikkate alınan farklı yapı kalite durumları için kayıp oranı değerlerindeki değişim.

Söz konusu parametrenin yapıya ait deprem risk değerlendirmesindeki etkisi DD-2 deprem tehlike düzeyi, HP yapı sınıfı ve Kocaeli lokasyonu dikkate alınarak incelenecek olursa, HQ özelliğine sahip alt yapı sınıfında kayıp oranı değeri %23.00 olarak elde edilirken bu değer LQ özelliğine sahip alt yapı sınıfında %72.90 dolaylarındadır. Benzer şekilde DD-1 deprem tehlike düzeyi, LP alt yapı sınıfının Çorlu'daki kayıp oranı değeri, HQ durumu için %18.90 iken bu değer LQ durumunda %61.10 değerine kadar yükselmektedir. Benzer şekilde bu parametrenin yapı hasar durumu üzerindeki etkisi dört farklı lokasyonda, iki farklı deprem tehlike düzeyi için Şekil 6.48'de verilmiştir.



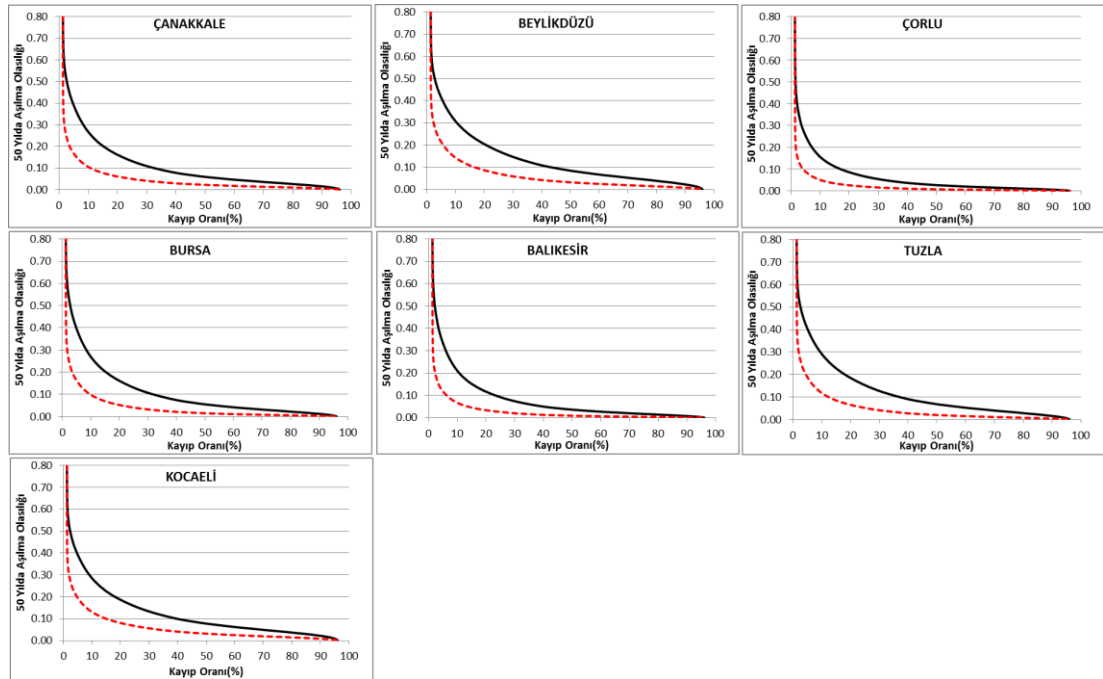
Şekil 6.48: Dikkate alınan yapı kalite durumu için iki farklı deprem tehlike düzeyinde elde edilen kayıp oranı değerleri.

Şekil 6.48’de dikkate alınan alt yapı sınıflarının farklı deprem tehlike düzeyleri için bulundukları hasar durumu bir kaç örnek üzerinde incelenecektir. DD-2 deprem tehlike düzeyi, HP yapı özelliğine sahip sınıfın Balıkesir lokasyonu dikkate alındığında, HQ özelliğine sahip sınıf Hemen Kullanım, MQ sınıfı Hasarın Kontrolü durumunda iken LQ özelliğine sahip sınıf ise Can Güvenliği hasar durumunda olup Göçmenin Önlenmesi hasar durumuna oldukça yaklaştığı görülmektedir. Aynı

tehlike düzeyi için Çanakkale lokasyonunda ise HQ, MQ ve LQ özelliklerine ait alt yapı sınıflarında meydana gelen hasar durumları sırasıyla Hasarın Kontrolü, Can Güvenliği ve Göçmenin Önlenmesi olduğu açıkça görülmektedir. DD-1 deprem tehlike düzeyi, MP yapı sınıfı için Çorlu lokasyonu incelendiğinde; HQ, MQ ve LQ özelliklerine sahip yapı sınıflarında sırasıyla Hasarın Kontrolü, Can Güvenliği ve Göçmenin Önlenmesi hasar durumlarının olduğu görülmektedir. Son olarak, DD-1 deprem tehlike düzeyi, HP yapı sınıfı için Kocaeli lokasyonu incelendiğinde ise üç farklı kaliteye sahip yapı sınıflarının tamamının Göçmenin Önlenmesi hasar durumunu aştığı anlaşılmaktadır. Dolayısıyla deprem sonrası başarılı bir sonucun elde edilebilmesi için tek bir parametrenin dikkate alınması yerine söz konusu parametrelerin bir bütün olarak değerlendirilmesi kaçınılmazdır.

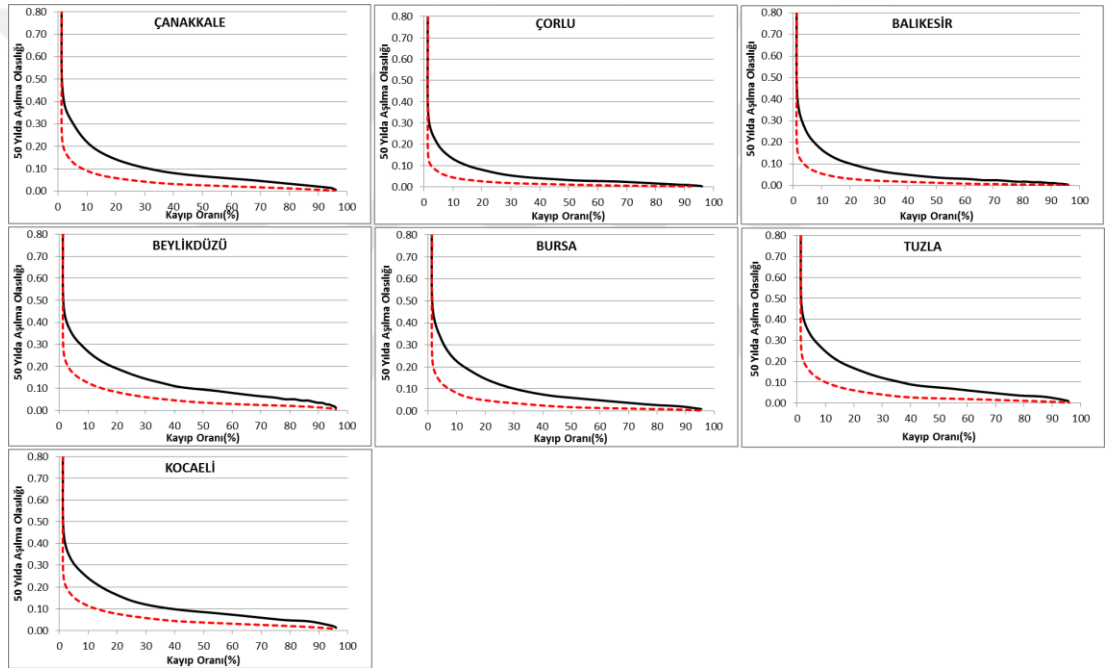
6.5.5. Zemin Durumunun Kayıp Eğrileri Üzerindeki Etkisinin Değerlendirilmesi

Deprem risk değerlendirmesinde dikkate alınan son parametre olarak zemin durumunun kayıp eğrileri üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Bu amaç doğrultusunda, yedi lokasyon dikkate alınarak, LP-LQ ve HP-MQ alt yapı sınıflarında oluşacak kayıp oranı değerlerinde, zemin durum etkisinin incelenmesi amacıyla Şekil 6.49 ve Şekil 6.50’de verilmiştir.



Şekil 6.49: LP-LQ alt yapı sınıfı için zemin etkisinin değerlendirilmesi, a) Yumuşak zemin durumu (sürekli, siyah), b) Sert zemin durumu (kesikli, kırmızı).

Öncelikle dikkate alınan alt yapı sınıflarında meydana gelen kayıp oranı değerleri incelenecektir. Şekil 6.49’da yedi lokasyon için verilen LP-LQ yapı sınıfının kayıp oranı değerleri, 475 yıllık tekrarlanma periyodu için dikkate alınan deprem tehlike düzeyinde; Kocaeli lokasyonunda, sert zemin için %15.00 iken bu değer yumuşak zeminde %39.80 değerine kadar yükselmektedir. Tuzla lokasyonunda kayıp oranı değeri, sert ve yumuşak zeminde sırasıyla %12.20, %37.00 olarak elde edilmiştir. Aynı yapı, DD-1 deprem tehlike düzeyinde; Bursa lokasyonunda %41.00’den %82.30 değerine, Çanakkale lokasyonunda %55.10’dan %86.50 değerine, Çorlu’da ise %24.80’den %61.10 değerine kadar yükseldiği görülmektedir.

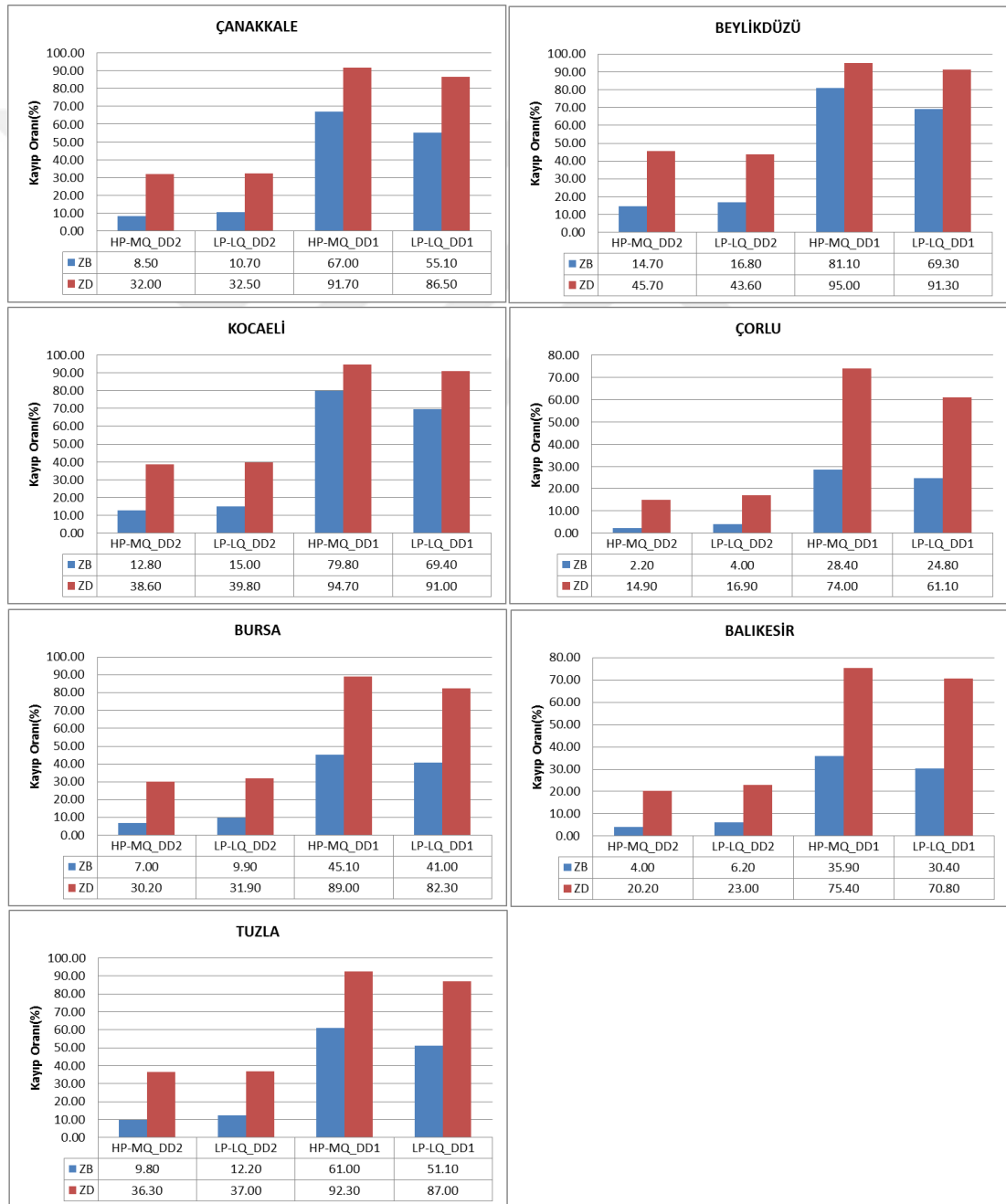


Şekil 6.50: HP-MQ alt yapı sınıfı için zemin etkisinin değerlendirilmesi, a) Yumuşak zemin durumu (sürekli, siyah), b) Sert zemin durumu (kesikli, kırmızı).

HP-MQ yapı sınıfı, herhangi bir deprem tehlike durumu için elde edilen kayıp oranı değerlerinde, zemin sınıfı etkisinden dolayı oluşan değişim öncelikle DD-2 deprem tehlike düzeyi için Şekil 6.50 dikkate alınarak incelenecektir. Sert zemin durumundan, yumuşak zemin durumuna geçişte kayıp oranı değerinde meydana gelen değişim; sırasıyla Çanakkale’de %8.50’den %32.00 değerine, Çorlu’da %2.20’den %14.90 değerine, Balıkesir’de %4.00’den %20.20 değerine, Beylikdüzü’nde %14.70’den %45.70 değerine, Bursa’da %7.00’den %30.20

değerine, Tuzla'da %9.80'den %36.30 değerine ve son olarak Kocaeli 'nde %12.80'den %38.60 değerine kadar yükselmektedir.

DD-1 deprem tehlike düzeyi için benzer şekilde zemin sınıfından dolayı HP-MQ yapısında meydana gelen kayıp oranı değerindeki değişimler sırasıyla incelenmiştir. Çanakkale'de %67.00'den %91.70 değerine, Çorlu'da %28.40'dan %74.00 değerine, Balıkesir'de %35.90'dan %75.40 değerine, Bursa'da %45.10'dan %89.00 değerine, Tuzla'da %61.00'dan %92.30 değerine ve son olarak Kocaeli'nde %79.80'den %94.70 değerine kadar yükselmektedir.



Şekil 6.51: DD-1 ve DD-2 deprem tehlike düzeyi için farklı lokasyonlarda, zemin sınıfının kayıp oranı değeri üzerindeki etkisinin değerlendirilmesi.

Son olarak zemin sınıfından dolayı yapılarda oluşacak hasar durumu, Şekil 6.51’de sunulan grafik dikkate alınarak incelenmiştir. DD-2 deprem tehlike düzeyi için HP-MQ yapı sınıfı sert zeminden yumuşak zemin durumuna geçmesi halinde; Çanakkale, Bursa, Tuzla lokasyonlarında Hemen Kullanım hasar durumundan, Can Güvenliği hasar durumuna geçtiği, Kocaeli lokasyonunda ise Hasarın Kontrolü hasar durumundan Can Güvenliği hasar durumuna geçtiği görülmektedir.

DD-2 deprem tehlike düzeyi için benzer değerlendirme LP-LQ yapı sınıfı için yapıldığında; Çanakkale, Kocaeli ve Tuzla lokasyonlarında Hasarın Kontrolü hasar durumundan Can Güvenliği hasar durumuna geçtiği, Bursa lokasyonunda ise Hemen Kullanım hasar durumundan Can Güvenliği hasar durumuna geçtiği tespit edilmiştir. Zemin durumunun, yapıya ait deprem riski üzerindeki önemli etkisi, Şekil 6.51 detaylı olarak incelendiğinde anlaşılmakta olup, söz konusu iki alt yapı sınıfı için DD-1 deprem tehlike düzeyi dikkate alındığında da benzer sonuçların elde edileceği görülmektedir.

Çalışma kapsamında deprem risk değerlendirmesi için elde edilen kayıp eğrileri incelendiğinde, tek katlı prefabrik betonarme yapı türüne ait alt sınıflandırmada dikkate alınan parametrelerin uygunluğu, sonuçlar bir bütün olarak değerlendirildiğinde görülmektedir. Deprem risk değerlendirmesi için elde edilen kayıp eğrilerinin bu hali ile dikkate alınan herhangi bir deprem tehlike düzeyinde uygulamada son derece kolaylık sağlayacağı görülmektedir. Söz konusu kayıp eğrileri, sahada faaliyet gösteren sigortacılık çalışmaları için önemlidir. Kayıp eğrileri bu hali ile kolaylıkla kullanılabileceği gibi çalışma kapsamında elde edilen tüm sonuçların dikkate alındığı bir ara yüzün (aplikasyon) oluşturulması halinde, elde edilen sonuçların dijital ortamda kullanılmasına imkân sağlanacaktır. Daha önceden de ifade edildiği üzere, her bir deprem tehlike düzeyine karşılık kayıp oranı değerleri hesaplanmış ve kayıp eğrileri ayrık noktalar halinde elde edilmiş devamında ise sürekli eğri olarak sunulmuştur. Sunulan kayıp eğrileri dikkate alınan parametrelerin bir fonksiyonu olarak henüz elde edilmemiştir. Dolayısıyla dikkate alınan parametreler için ağırlık faktör yöntemi kullanılarak, söz konusu eğrilerin fonksiyonlara dönüştürülmesi mümkündür. Bu işlemin gerçekleştirilmesi, akabinde uygulamada tanımlanması durumunda, programın girdileri; dikkate alınan hedef yapının geometrik ve yapısal özellikleri, bulunduğu lokasyon, zemin sınıfı özellikleri

olup çıktı ise yapıya ait kayıp oranı değeri olacaktır. Bu durumda, şu ana kadar yapılan tüm hesaplamalar arka planda dikkate alınıp, yapıya ait yıllık sigorta priminin hesaplanmasında dikkate alınacak olan katsayı elde edilmiş olacaktır.

Depremler sırasında meydana gelen titreşimlerin yerel zemin etkilerinden dolayı değişime uğradığı bilinmektedir. Yer hareketi kayıtları incelendiğinde, zeminin belli frekanslarda büyütme sebepleri olduğu, meydana gelen depremlerden sonra elde edilen kayıtlar incelendiğinde açıkça görülmüştür. Yerel zemin etkileri için yapılan çalışmalar incelendiğinde, maksimum spektral büyütme faktör (MSAF) eğrileri sıklıkla çalışılan konulardandır. İncelenen çalışmalarda MSAF eğrileri, yapıda meydana gelecek olan hasar ile ilişkilendirilmektedir. Burada kritik soru ise yerel zemin etkilerinden dolayı oluşan büyütme faktörünün hangi frekans değerinde olduğu ve dikkate alınan yapının periyodu ile olan ilişkisidir. Dolayısıyla, sonraki bölümde sunulacak çalışmanın temel amacı, yerel zemin etkileri dikkate alınarak, yapıda meydana gelen hasar değerlerinin değişiminin irdelenmesidir. Tez kapsamında dikkate alınacak olan bu son konuda, yerel zemin etkilerinin yapıda sebep olacağı yapısal hasarın değerlendirilmesi için örnek bir çalışma sunulacaktır. Bu çalışmanın genel çerçevesi dikkate alındığında, giriş mahiyetinde olup ilerleyen süreçlerde birçok vadi/ova modeli dikkate alınarak geliştirilmeye son derece müsait bir konudur.

7. TEK KATLI PREFABRİK BETONARME YAPI SINIFI İÇİN YEREL ZEMİN ETKİLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Depremlerden sonra yapılan saha araştırmalarında, sedimanter bölgelerde bulunan yapılarda meydana gelen yapısal hasarın, sert zeminlere göre daha yüksek olduğu kanıtlanmıştır. Çeşitli sebeplerden dolayı yapısal hasardaki bu artış zemin etkisi olarak bilinmektedir [Assimaki and Gazetas, 2004], [Abraham et al., 2015], [Gautam et al., 2016], [Zhu et al., 2018], [Costanzo et al., 2019], [Mayoral et al., 2019]. Bununla beraber, havza kenarlarında eğimli ana kayanın varlığı, havza kenarı etkisi (the basin edge effect) olarak bilinen diğer bir faktör ise yapısal hasarın bu bölgelerde yoğunlaşmasına neden olmaktadır. Genel anlamda zemin ve havza etkisinin varlığı, ana kaya hareketinin PGA, frekans içeriği ve süre özelliklerini etkilemektedir [Zhu and Thambiratnam, 2016], [Riga et al., 2016], [Falcone et al., 2018]. 2B analiz modellerinin dikkate alındığı çeşitli çalışmalarda, ana kayanın zemin büyütmesine olan etkisi ortaya konmuştur [Bakir et al., 2002], [Abraham et al., 2016], [Khanbabazadeh et al., 2018].

Aki ve Larner tarafından gerçekleştirilen zemin büyütmesinin fiziksel temelini dikkate alındığı öncü yarı-analitik/yarı-nümerik çalışmasından sonra, zemin etkisinin farklı yönlerinin araştırılmasında çeşitli analitik ve sayısal yöntemler uygulanmıştır [Aki and Larner, 1970], [Paolucci, 1999], [Faccioli et al., 2002], [Rodriguez-Castellanos et al., 2011]. Bazı durumlarda, basit 1B (Bir boyutlu) modeller kullanılarak yerel zemin etkisi makul bir şekilde çıkarılabilmektedir. Ancak, alüvyonel havzalardaki yanal heterojenlik, odaklanma ve yerel olarak üretilen yüzey dalgalarına neden olabilir [Makra and Chavez-Garci, 2016], [Madiati et al., 2016], [Yniesta et al., 2017], [Stanko et al., 2019]. Bazı saha ve sayısal araştırma çalışmaları, 1B zemin davranışına dayalı yaklaşımların yetersizliğini, yaptıkları çalışmalar ile göstermişlerdir [Beyen and Erdik, 2004], [Khanbabazadeh et al., 2019]. Son yıllarda, farklı geometrilere sahip havzaların depremler sırasındaki dinamik davranışlarının tahmin edilmesinde, 2B ve 3B analitik yöntemlerin dikkate alındığı çalışmalar artarak devam etmektedir [Semblat et al., 2005], [Makra et al., 2005], [Manakou et al., 2010], [Khanbabazadeh and Iyisan, 2014a] , [Khanbabazadeh and Iyisan, 2014b], [Saenz et al., 2019].

Günümüzde, sonlu elemanlar yöntemi, sonlu farklar yöntemi, sınır elemanlar yöntemi ve hibrit teknikler en çok kullanılan analitik yöntemler arasındadır [Heymsfield, 2000], [Alvarez et al., 2004], [Kamalian et al., 2006], [Tsai and Liu, 2017], [Riga et al., 2018]. Zeminin düzensiz geometrisi ve doğrusal olmayan davranışının modellenmesindeki esneklik nedeniyle, sonlu farklar yönteminin kullanılması, 2B ve 3B zemin etkisi analizleri için sayısal yöntemlerin uygulanmasında, başarılı örnekler arasındadır [Frankel, 1993]. Pratikte, havzaların dinamik davranışı genellikle MSAF eğrileri aracılığı ile değerlendirilmektedir. Bu eğriler, her yüzey noktasındaki tepki spektrumunun, referans kaya sahasına olan maksimum oranı dikkate alınarak elde edilir [Safak, 2001], [Gelagoti et al., 2010].

Bununla birlikte, MSAF eğrileri kullanılarak 2B dinamik davranışın değerlendirilmesinde, söz konusu maksimum büyütmelerin aynı frekans değerinde meydana gelmemesinden dolayı yanıltıcı olma potansiyeline sahiptir [Khanbabazadeh et al., 2018], [Iyisan and Khanbabazadeh, 2013]. Dolayısıyla havza yüzeyinin belirli bir bölgesinde daha yüksek MSAF olmasına rağmen, yapısal hasar analizlerinin sonuçları, MSAF'ın daha küçük olduğu bölgelerde meydana gelebilmektedir. Bu durum, yapısal hasar üzerinde etkin olan frekans değeri yani MSAF eğrilerinde büyütmelerin gerçekleştiği frekans değeri ile dikkate alınan yapının periyodu ile ilişkilidir.

Zemin etkisi çalışmalarının nihai amacı, binaların üzerinde bulunduğu zemin ve havza kenar etkisini değerlendirmektir. Dolayısıyla, bu çalışmada, havza kenarı etkisinin yapıda sebep olacağı hasarın değerlendirilmesinde, çeşitli yapısal hasar parametreleri dikkate alınarak irdelenmiştir. Bu amaçla, killi bir 2B havzanın dinamik davranışının, yapıda oluşan DR ile ilişkilendirilmesi hedeflenmiştir. Daha önceden de ifade edildiği üzere; DR, deprem sonrası yapıda meydana gelen hasarın onarılma maliyetinin, yapının yeniden inşa edilme maliyetine olan oranı şeklinde tanımlanmaktadır [Askan and Yucemen, 2010].

Yerel zemin etkisinin yapısal hasar ile olan ilişkisinin değerlendirileceği bu çalışmada, Hadi Khanbabazadeh tarafından gerçekleştirilmiş olan veri seti dikkate alınmıştır [Khanbabazadeh, 2014c]. Söz konusu çalışmada, kenarlarında ana kaya eğimi olan 2B killi bir havza, bir dizi kuvvetli yer hareketine maruz bırakılmış ve havza yüzeyinin farklı noktalarındaki ivme zaman kayıtları, her bir ana kaya hareketi için zaman alanında kaydedilmiştir [Khanbabazadeh, 2014c]. Havza için yapılan dinamik analizlerde, kesin sonlu farklar yöntemine dayanan, tamamen doğrusal

olmayan zaman alanı yöntemi dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir. Devamında, her bir yüzey noktasındaki iki tipik yapıya ait kırılgenlik eğrileri, kaydedilen ivme zaman geçmişleri kullanılarak elde edilmiştir. Daha önceden de ifade edildiği üzere, dikkate alınan yapılara ait doğrusal olmayan dinamik analizler, IDARC-2D programı aracılığı ile gerçekleştirilmiş ve doğrusal olmayan IDA yöntemi kullanılarak yapılmıştır [Reinhorn et al., 2009]. Devamında, havza kenarı etkisinin yapı üzerinde sebep olduğu yapısal hasar, dikkate alınan her nokta için ayrı ayrı hesaplanmıştır. Söz konusu değerlendirme, her nokta için elde edilen kırılgenlik eğrileri, DPM ve MDR (Ortalama hasar oranı) parametreleri dikkate alınarak yapılmıştır.

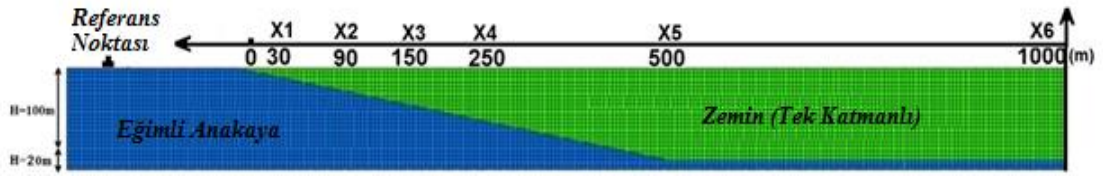
7.1. Vadi Modeli ve Dikkate Alınan Deprem Yer Hareketi Seti

Bu çalışmanın amacı, 2B killi bir havzanın dinamik davranışını, yapıda sebep olacağı DR değeri ile ilişkilendirmektir. Bu amaçla, Khanbabazadeh tarafından gerçekleştirilen, kilden oluşan örnek bir vadi modeli için zemin büyütmesinde ana kaya eğiminin etkisinin değerlendirildiği çalışma dikkate alınmıştır [Khanbabazadeh, 2014c]. Buradaki amacımız ise Khanbabazadeh tarafından havza kenar etkisi dikkate alınarak, havza yüzeyindeki altı nokta için elde edilen sonuçların yapısal hasar ile olan ilişkisidir. Söz konusu çalışma genel hatlarıyla açıklanacak ve devamında dikkate alınan modelin referans noktasından uzaklaştıkça, havza kenar etkisinin yapılarda sebep olacağı hasar dağılımı çeşitli parametreler aracılığı ile irdelenecektir.

Çalışmada dikkate alınan havza için kenarlarında ana kaya eğimi 10° olan ve 100 m derinliğe sahip bir model seçilmiştir. Yapılan jeolojik incelemeler, 5° ile 15° ana kaya eğimine sahip havzaların mevcudiyetinin daha fazla olması ve küçük açığa sahip bu ana kaya eğiminin, havza yüzeyindeki iz düşüm mesafesinin daha uzun olmasından dolayı söz konusu eğim aralığının etkisi, mühendislik çalışmalarında daha fazla dikkat çekmektedir. Çeşitli araştırmalarda, ovanın orta noktasındaki tek boyutlu davranışın doğrucu şekilde elde edilebilmesi için vadi genişlik değerinin vadi derinliğinin yaklaşık 10 ila 12 katı olması tavsiye edilmektedir. Dolayısıyla, çalışmada 10° ana kaya eğimi için havza genişliği 2000 m olarak dikkate alınmıştır. Eğimli ana kayanın etkisi, havza kenarının ötesinde görülmesi durumunda, genişlik arttırılabilmektedir. Çoğunlukla ana kayanın etkisi, vadinin orta bölgelerinde azaldığı

ifade edilebilir. Analiz sonuçları, bu analiz seti için seçilen genişlik/derinlik oranının yeterliliğini göstermiştir [Khanbabazadeh, 2014c].

Çalışma kapsamında dikkate alınan vadi modelinin simetrik olmasından dolayı değerlendirmeler sadece vadinin yarısı için yapılmıştır. Bu kapsamda dikkate alınan havzanın şematik geometrisi ile serbest alandaki referans noktası (ana kaya) dikkate alınarak, yapısal hasarın değerlendirileceği altı nokta (X1-X6) Şekil 7.1’de verilmiştir.



Şekil 7.1: Modellenen havzanın şematik geometrisi ve serbest alandaki referans noktası.

Elde edilecek sonuçları mühendislik çalışmalarında anlamlı kılmak için zemin sınıflandırma kodları dikkate alınarak orta plastisiteli kil zemin dikkate alınmıştır. Söz konusu kil zeminin normal konsolide olduğu varsayılmaktadır. 100 m havza derinliği üzerindeki özelliklerin lineer değişim değerleri Tablo 7.1’de verilmiştir.

Tablo 7.1: Çalışmada dikkate alınan zemin tabakasının geoteknik özellikleri.

Zemin tipi	C^* (kPa)	$\phi(^{\circ})$	V_s (m/s)	G (MPa)	K (MPa)	γ^* (kN/m ³)
Orta Plastisiteli Kil	75~90	10	200~400	7.6e4~33.6e4	2e5~8.8e5	19~21
Elastik Ana Kaya	-	-	1000	2500	4160	25

Burada, sırasıyla c^* kohezyonu, ϕ kayma direnci açısını, V_s kayma dalgası hızını, G kayma modülünü, K hacimsel modülünü ve son olarak γ^* ise birim hacim ağırlığını ifade etmektedir.

Killi havzanın idealize edilmiş 2B modeli için yapılacak analizler, çeşitli kriterler dikkate alınarak seçilen 16 adet deprem yer hareketi kaydı için gerçekleştirilmiştir. Söz konusu deprem seti, her PGA seviyesi için dört adet deprem yer hareketi kaydı olmak üzere, dört farklı PGA; sırasıyla 0.1 g, 0.2 g, 0.3 g ve 0.4 g değerleri dikkate alınarak oluşturulmuştur. Deprem setinde bulunan yer hareketi kayıtlarının frekans içerikleri ve sürelerinin farklı olmasına dikkat edilmiştir. Seçilen

ivme kayıtlarında, zemin katman etkisinden kaçınmak için sert tabakalar üzerinde kaydedilen hareketlerden seçilmiştir. Mendocino deprem kaydı ($dt=0.02$ s) ile Parkfield deprem kaydı ($dt=0.01$ s) dışındaki tüm deprem yer hareketlerinin zaman adımı 0,005 saniyedir. Analiz aşamasına geçilmeden önce tüm kayıtlar, baseline düzeltmesi ve filtreleme (25 Hz lowpass) işlemlerine tabi tutulmuştur. Kullanılan depremlere ait diğer özellikler Tablo 7.2’de sunulmuştur.

Tablo 7.2: Yerel zemin etkisinin değerlendirilmesinde dikkate alınan deprem yer hareketi seti.

	Depremler	İstasyon	PGA (g)	Büyükölük M_L	Etkin Süre (s)	Arias Şiddeti (m/s)
1	Palm springs (1986)	Silent Valley	0.1	$M_L = 5.9$	6.14	0.0658
2	Chalfant (1986)	LongValleyDam	0.1	$M_w = 6.2$	10.24	0.0638
3	Mammoth lakes (1980)	LongValleyDam	0.1	$M_w = 6.0$	7.46	0.0666
4	Anza (1980)	PinyonFlat	0.1	$M_w = 4.9$	1.945	0.0218
5	Sakarya (1999)	Development burea	0.2	$M_d = 5.7$	3.11	0.1397
6	Dinar (1995)	Dinar station	0.2	$M_L = 5.0$	14.95	0.8096
7	Duzce (1999)	Lamont	0.2	$M_w = 7.1$	10.57	0.5283
8	Livermore (1980)	Morgan Terr Park	0.2	$M_w = 5.4$	3.42	0.1877
9	Mendocino 1992	EEL River valley	0.3	$M_L = 6.5$	4.82	0.8079
10	Coyotelake (1979)	Coyote Lake Dam	0.3	$M_w = 5.7$	3.68	0.4003
11	Parkfield (1966)	Temblor pre	0.3	$M_w = 6.1$	4.29	0.3615
12	Firuzabad (1994)	Firuzabad-ZRT	0.3	$M_w = 5.9$	7.14	0.687
13	Kocaeli1(1999)	Development burea	0.4	$M_d = 7.4$	9.74	1.5843
14	Parkfield (1996)	Temblorpre	0.4	$M_w = 6.1$	3.19	0.5537
15	Umbria-Marche (1997)	Colfiorito-Casermette	0.4	$M_w = 4.3$	4.57	0.6902
16	South Iceland (2000)	Thjorsarbru	0.4	$M_w = 6.5$	4.29	1.6125

7.2. Havza Kenarı Etkisinin Sebep Olacağı Yapısal Hasarın Değerlendirilmesi

Gelinen noktada, yerel zemin etkisinin değerlendirilmesi için dikkate alınan vadi modeli genel hatlarıyla açıklanmıştır. Bu aşamada, söz konusu vadi üzerinde Şekil 7.1’de belirtilen altı nokta için Khanbabazadeh tarafından elde edilen veriler dikkate alınarak, yapısal hasarın değişimi incelenecektir. Referans noktasından vadi ortasına doğru ilerledikçe yapısal hasarın değişimi öncelikle kırılgenlik eğrileri aracılığı ile değerlendirilecektir. Devamında ise her iki yapıya ait deprem talep değerleri tüm noktalar için hesaplanarak DPM elde edilecektir. Son olarak tüm

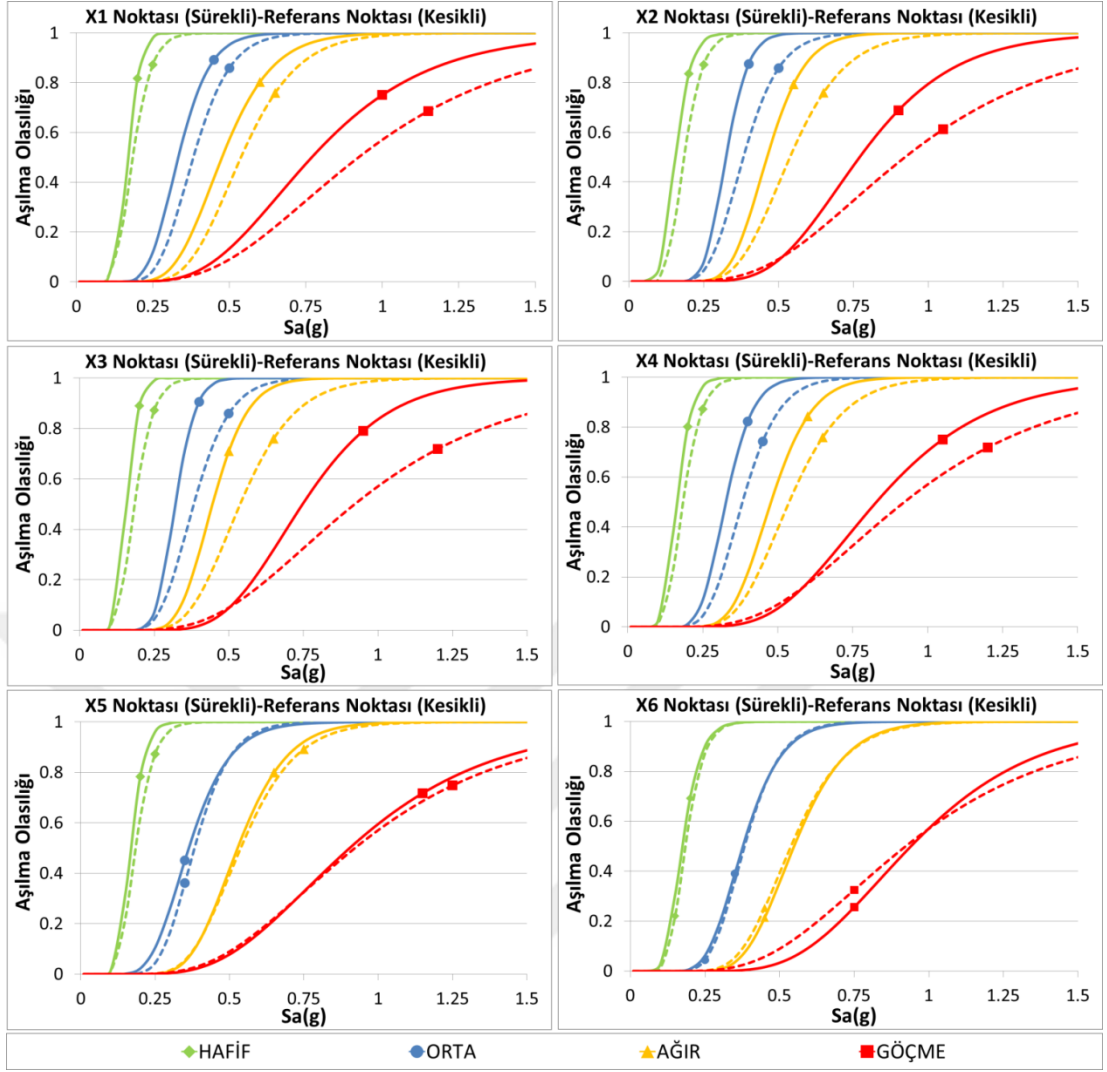
noktalara ait hasarın değişimi, her iki yapı için MDR parametresi dikkate alınarak incelenecektir.

7.2.1. Havza Kenarı Etkisinin Kırılgnlık Eğrileri Aracılığı ile Değerlendirilmesi

Ana kayadan vadiye doğru, belirlenen her noktada var olduğu kabul edilen referans iki yapıya ait kırılgnlık eğrileri, her nokta için elde edilen yer hareki kayıtları dikkate alınarak ayrı ayrı elde edilmiştir. Dikkate alınan iki yapı, S40-Conf3-1.5 ve S50-Conf2-1.5 yapısal özelliklerine sahiptirler. Burada amacımız söz konusu iki yapıda oluşacak hasarın düzeyinden ziyade, ana kaya referans alınarak yapılarda oluşacak hasarın noktalara göre değişiminin karşılaştırmalı olarak incelenmesidir. Dolayısıyla iki yapıya ait özellikler, tüm noktalarda sabit tutularak elde edilen kırılgnlık eğrileri ayrı ayrı değerlendirilecektir.

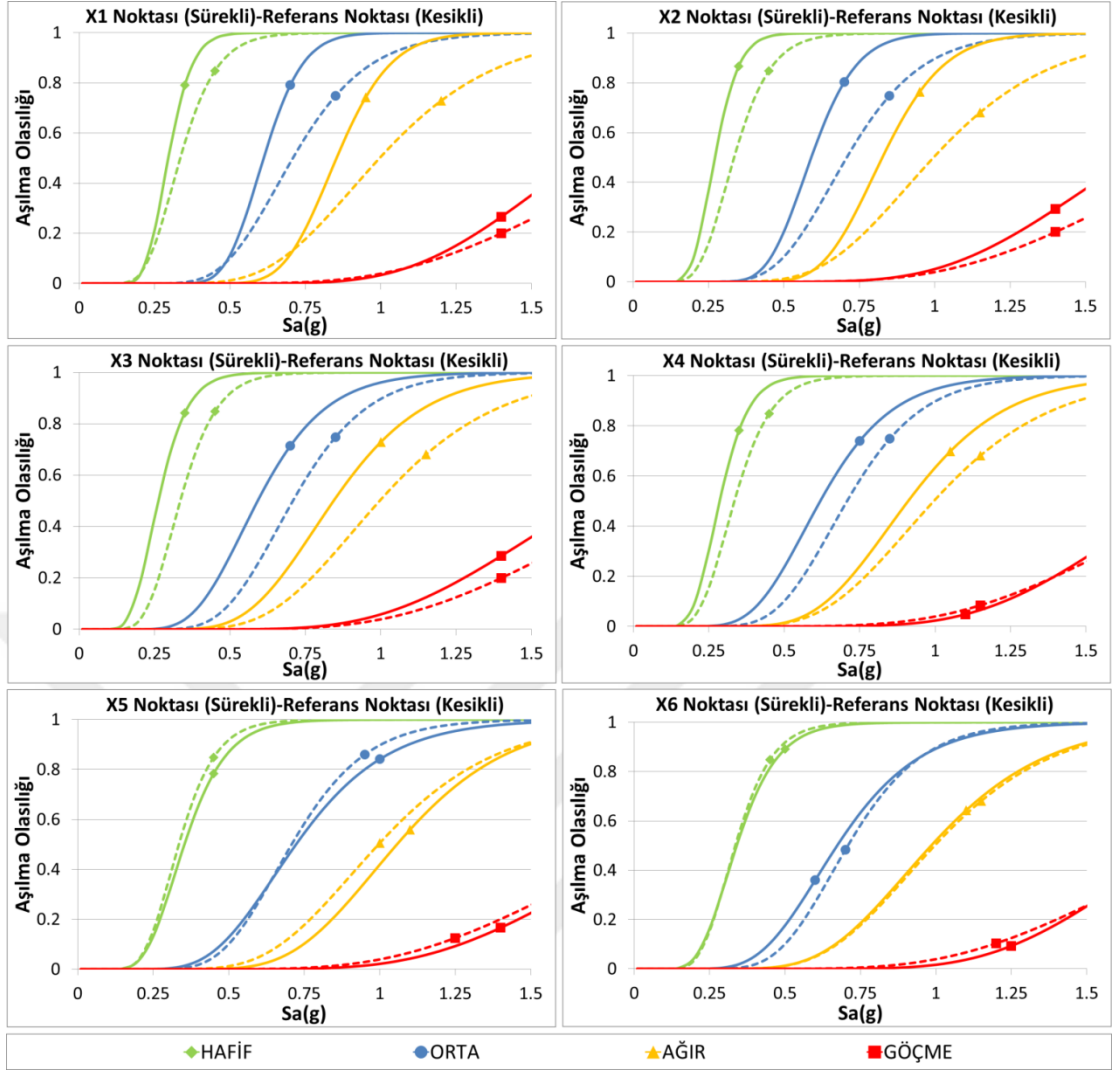
Kırılgnlık eğrilerinin elde edilme süreçleri daha önceki bölümlerde detaylı olarak açıklanmıştır. Yerel zemin etkilerinin değerlendirileceği bu bölümde ise dikkate alınan bazı farklılıklar ifade edilecektir. Öncelikle elde edilen kırılgnlık eğrileri için Hafif, Orta, Ağır ve Göçme hasar durumları tanımlanmıştır. Bu hasar durumları için DI değerleri sırasıyla Hafif hasar durumu için 0.10-0.25, Orta hasar durumu için 0.25-0.40, Ağır hasar durumu için 0.40-1.0 ve son olarak Göçme hasar durumu için $DI > 1.0$ limit değerleri dikkate alınmıştır. Önceki bölümlerde açıklandığı üzere IDA yöntemi dikkate alınarak, tüm noktalarda doğrusal olmayan dinamik analizler; her yapı ve her nokta için ayrı ayrı gerçekteştirilmiştir. Devamında tanımlanan limit değerleri dikkate alınarak kırılgnlık eğrileri elde edilmiştir.

şekil 7.1'de ifade edilen X1'den X6'ya kadar belirlenen vadideki yüzey noktaları için tek katlı prefabrik betonarme iki yapıya ait kırılgnlık eğrileri elde edilmiştir. Referans noktası dikkate alınarak yapılan incelemeler, öncelikle S40-Conf3-1.5 yapısı için şekil 7.2'de verilmiştir.



Şekil 7.2: S40-Conf3-1.5 yapısına ait farklı yüzey noktalarındaki kırılmalık eğrileri.

Şekil 7.2’de sunulan, dört farklı hasar durumu için referans noktası dikkate alınarak sırasıyla tüm yüzey noktalarında belli bir şiddet değeri için aşılma olasılıkları verilmiştir. Havza kenarı etkisinin yapıya ait kırılmalık eğrilerinde etkili olduğu görülmektedir. Şekil 7.2’den açıkça görüldüğü üzere, ana kayadan vadi ortası yönüne doğru, dikkate alınan tüm hasar durumları için yapılan incelemelerde, X3 noktasına kadar kırılmalık eğrilerindeki aşılma olasılığı referans noktasına göre artarak devam etmektedir. Bu noktadan sonra vadi ortasına doğru devam edildiğinde ise referans noktası için elde edilen kırılmalık eğrisi ile olan fark azalmaktadır. Göçme hasar durumu hariç, X5 ve X6 noktasında elde edilen kırılmalık eğrileri neredeyse referans noktası ile çakışık hale gelmektedir.



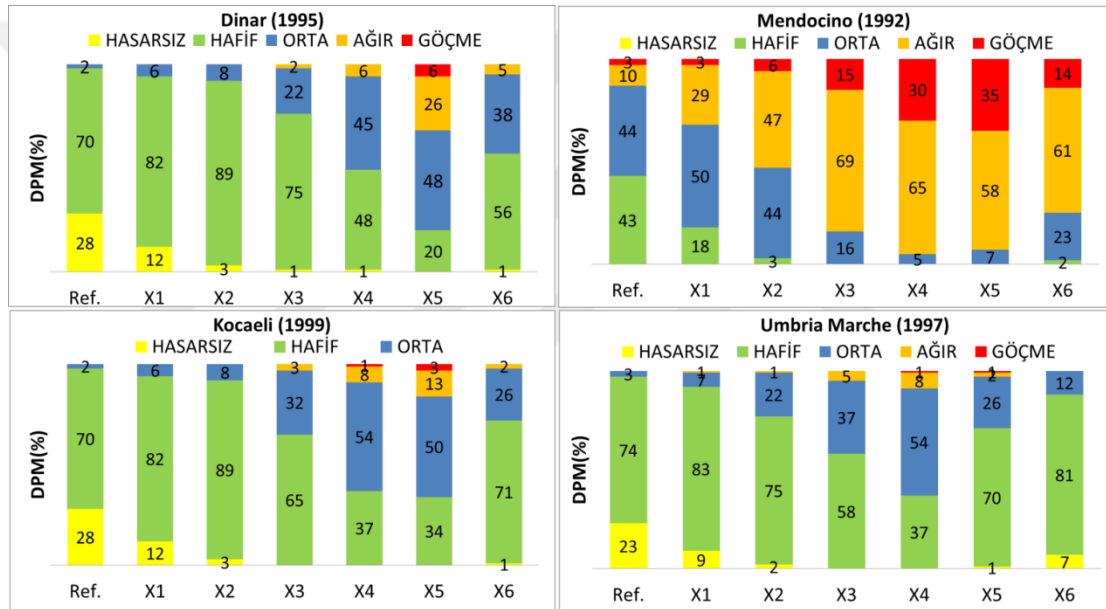
Şekil 7.3: S50-Conf2-1.5 yapısına ait farklı yüzey noktalarındaki kırılmalık eğrileri.

S50-Conf2-1.5 yapısı için kırılmalık eğrileri aracılığı ile benzer değerlendirme yapılmış ve elde edilen sonuçlar Şekil 7.3’de verilmiştir. Şekil 7.3 incelendiğinde, elde edilen sonuçların, birinci yapı için elde edilen sonuçlara paralel olduğu ve benzer eğilime sahip olduğu görülmektedir. Yapı özelliğinin değişmesinin havza kenar etkisinin şiddetinde etkin olduğu görülmektedir. Örneğin X5 noktasında elde edilen aşılma olasılıkları incelendiğinde, referans noktasına ait eğrilerin dört hasar durumu için de daha yüksek aşılma olasılıklarına sahip olduğu görülmektedir.

Burada dikkat edilmesi gereken temel husus, kırılmalık eğrileri belli bir deprem şiddet değeri için aşılma olasılıklarını vermektedir. Söz konusu yapıların dikkate alınan noktalardaki hasar dağılımının değerlendirilmesi için kırılmalık eğrileri ile beraber iki yapının her noktadaki deprem talep değerlerinin hesaplanması gerekmektedir.

7.2.2. Havza Kenarı Etkisinin DPM Aracılığı ile Değerlendirilmesi

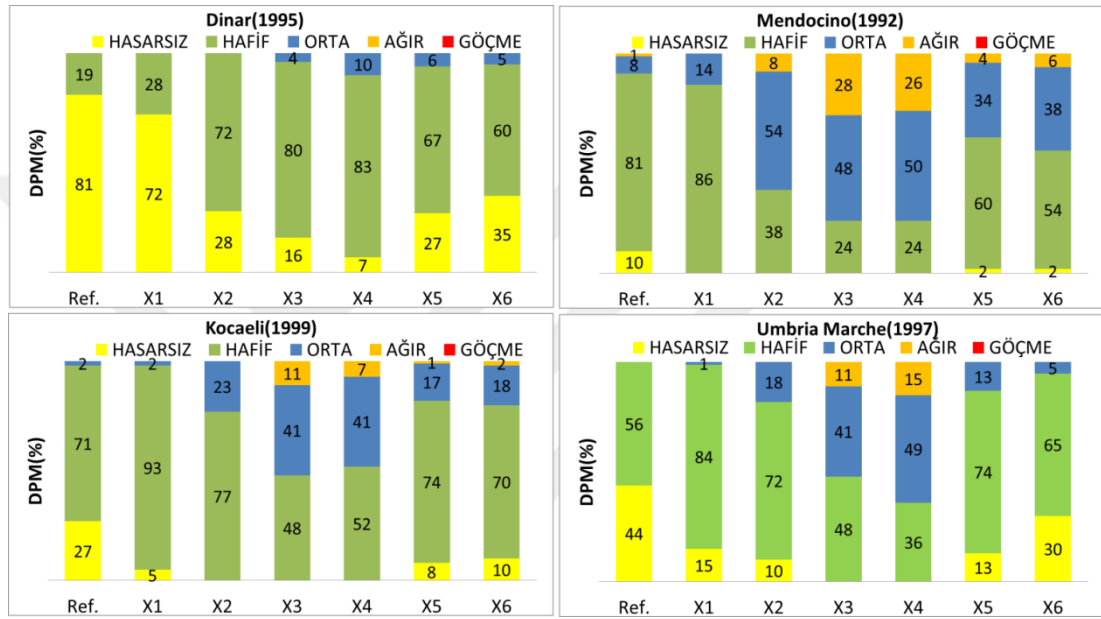
Öncelikle her noktada, belli deprem kayıtları için dört hasar durumuna ait dağılımlar, DPM parametresi dikkate alınarak incelenecektir. Bu amaçla sırasıyla iki yapı, Dinar (1995), Mendocino (1992), Kocaeli (1999) ve Umbria-Marche (1997) depremleri dikkate alınarak irdelenecektir. Söz konusu dört depremin referans noktası da dâhil olmak üzere örnek iki yapı için yedi noktadaki deprem talepleri hesaplanmıştır. Devamında her noktaya ait kırılmalık eğrileri dikkate alınarak elde edilen DPM dağılımları, S40-Conf3-1.5 yapısı için Şekil 7.4’de, S50-Conf2-1.5 yapısı için ise Şekil 7.5’de verilmiştir.



Şekil 7.4: Seçilen dört depremin etkisi altındaki S40-Conf3-1.5 yapısı için elde edilen DPM değerleri.

Havza kenar etkisinin, ana kayadan vadi ortasına doğru ilerledikçe yapı hasarında oluşan değişime etkisi, S40-Conf3-1.5 yapısı için incelenmiştir. Dikkate alınan dört deprem için de ana kayada oluşan hasarın diğer noktalarda arttığı açıkça görülmektedir. Örneğin Kocaeli depremi (1999) ($M_d=7.4$, $PGA=0.4$ g) dikkate alındığında, referans noktasında Orta hasarın değeri %2 iken bu değer X3 noktasında %32, X4 noktasında %54, X5 noktasında %50 olarak hesaplanmıştır. Bununla beraber, referans noktasındaki hasarın oluşma olasılığı Hafif ve Orta hasar durumlarından oluşurken; X3, X4, X5 ve X6 noktalarında Ağır hasarın oluşma olasılığı görülmüştür. Ayrıca, X4 ve X5 noktalarında ise Göçme hasar durumunun dahi oluşma olasılığı görülmektedir. Benzer inceleme Mendocino depremi (1992)

(ML=6.5, PGA=0.3 g) için yapılacak olursa, referans noktasında Ağır hasar durumunun oluşma olasılığı %10 iken bu değer X3 noktasında %69, X4 noktasında %65 olarak hesaplanmıştır. Dahası referans noktasındaki yapı hasarlarının oluşma olasılığında Hafif ve Orta hasar durumu baskın iken X3-X5 aralığında ise yapıda Ağır ve Göçme hasar durumlarının baskın olduğu görülmektedir. Diğer depremler ve yüzeyde belirlenen noktalar için yapılacak değerlendirmelerde de benzer sonuçlar elde edilebilir.

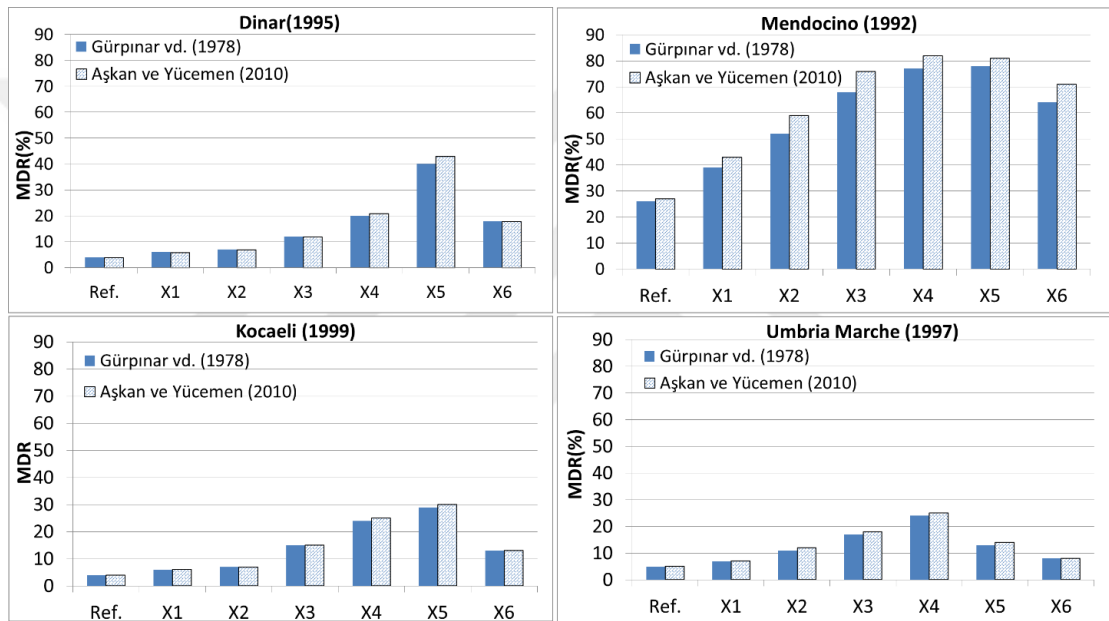


Şekil 7.5: Seçilen dört depremin etkisi altındaki S50-Conf2-1.5 yapısı için elde edilen DPM değerleri.

Şekil 7.5’de ise S50-Conf2-1.5 yapısı için farklı noktalarda elde edilen hasarların oluşma olasılığının dağılımı dört deprem için sunulmuştur. Yapı özelliğinin değişmesi, noktalardaki hasarın oluşma olasılığı üzerinde etkin olduğu görülmektedir. Bu durumda havza kenarı etkisinin şiddeti, dikkate alınan yapı özelliklerine göre değişmektedir. Fakat Şekil 7.5 bir bütün olarak değerlendirildiğinde, Şekil 7.4 ile paralel bir davranışın elde edildiği açıkça görülmektedir. Genel anlamda, S40-Conf3-1.5 yapısı için hasar X3-X5 noktaları aralığında yoğunlaşırken, S50-Conf2-1.5 yapısı için ise X4-X5 aralığında yoğunlaştığı görülmektedir.

7.2.3. Havza Kenarı Etkisinin MDR Aracılığı ile Değerlendirilmesi

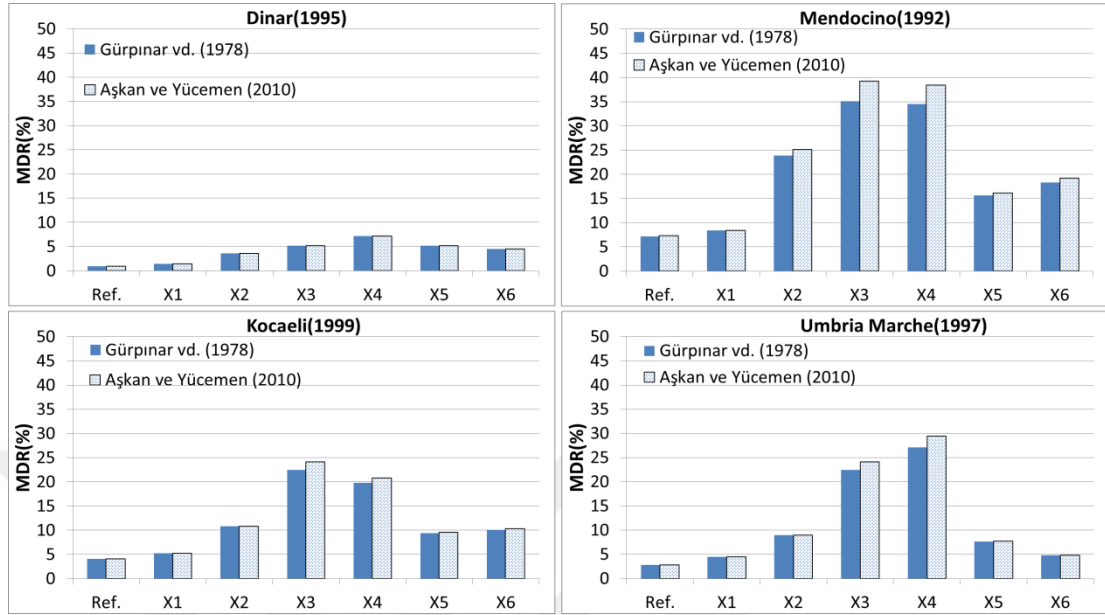
Yapıda oluşan hasarın noktalara göre değişiminin çok daha açık bir şekilde mütalaa edilebilmesi için yapı hasarının kesin bir değer ile ifade edilmesi gerekmektedir. Bu amaçla, önceki bölümlerde detaylı olarak açıklanmış olan MDR kavramı dikkate alınacaktır. Gürpınar vd. ile Aşkan ve Yüçemen tarafından sunulan CDR faktörleri dikkate alınarak, referans noktası da dâhil yedi nokta için elde edilen MDR değerleri S40-Conf3-1.5 yapısı için Şekil 7.6’da, S50-Conf2-1.5 yapısı için ise Şekil 7.7’de verilmiştir.



Şekil 7.6: Havza yüzeyinde seçilen dört hareketin etkisi altında S40-Conf3-1.5 yapısı için elde edilen MDR değerlerinin değişimi.

Şekil 7.6’da MDR değerlerinin değişimi, S40-Conf3-1.5 yapısının yedi noktada olması durumu için 2 farklı CDR dikkate alınarak elde edilmiştir. Dinar depremi (1995) dikkate alındığında, referans noktasında Hafif hasar durumunda olan yapının, X5 noktasında Ağır hasar durumunda olduğu görülmektedir. MDR değerleri, genellikle X4 ve X5 noktalarında en yüksek değerlere ulaştığı ve daha sonra X6 noktasında azaldığı görülmektedir. X6 noktasının konumu, ana kayadan yeterince uzakta olup eğimli ana kayadan etkilenmeyecek bir mesafede seçilmiştir. Dolayısıyla, X6 noktasındaki MDR değeri, havzanın orta kısımlardaki 1B davranışını temsil etmektedir. Ayrıca, PGA’sı 0,3 g olan Mendocino depreminin (1992), Kocaeli (1999) ve PGA’sı (0,4 g) daha yüksek olan Umbria-Marche (1997) depremlerine

kıyasla havza kenarında daha yüksek MDR değerine neden olduğu görülmektedir. Benzer çarpıcı sonuçlar diğer depremler dikkate alınarak da elde edilebilir.



Şekil 7.7: Havza yüzeyinde seçilen dört hareketin etkisi altında S50-Conf2-1.5 yapısı için elde edilen MDR değerlerinin değişimi.

Şekil 7.7’de, S50-Conf2-1.5 yapısı için havza yüzeyi üzerindeki 7 noktada, seçilen dört deprem hareketinin etkisi altında MDR değerlerinin değişimi gösterilmektedir. Dört deprem dikkate alınarak yapılan incelemede, yapısal hasarın X3 ve X4 noktalarında yoğunlaştığı görülmektedir.

S40-Conf3-1.5 ile karşılaştırıldığında, MDR değerlerinin havza kenarı etkisindeki değişiminin benzer bir eğilime sahip olmasına rağmen, yapı özelliklerinin değişmesiyle beraber tabi olarak hasar seviyesinin değiştiği görülmektedir.

Şekil 7.6 ve 7.7 birlikte değerlendirilecek olursa, incelenen killi havza üzerinde bulunan tipik tek katlı betonarme sanayi yapılarında meydana gelen MDR değerleri için havza kenarının etkisi açıkça görülmektedir. İncelenen 2B alüvyon havzası ve uygulanan tüm deprem hareketleri için, mostradan uzaklaştıkça MDR değerlerinin arttığı görülmektedir. Ayrıca yapısal hasarın bazı mesafe aralıklarında yoğunlaştığı da elde edilen diğer sonuçlardandır.

Bu aşamada, iki yapı için elde edilen sonuçların değişim gösterdiği görülmektedir. Bu noktada havza kenar etkisinin çok sayıda yapı ve farklı vadi/ova modelleri dikkate alınarak geliştirilmesi gerekmektedir. Yapılacak bu kapsamlı çalışma sonucunda, havza kenarı etkisinin tek katlı prefabrik betonarme sanayi türü

yapıda sebep olacağı hasarın değişimi geniş bir çerçevede değerlendirilebilir. Devamında sonuçlar bir bütön olarak dikkate alınarak istatistiksel veriler ile genellemelere gidilebilir. Bu şekilde elde edilecek sonuçların, MSFA ve yapı hasarı ile olan ilişkisi de çok daha kapsamlı olarak ele alınabilecektir.



8. SONUÇLAR

Bu çalışmada, Türkiye’de bulunan tek katlı prefabrik betonarme endüstri türü yapılar dikkate alınmıştır. Öncelikle, söz konusu yapı sınıfının hasar görebilirliği kapsamlı şekilde ele alınmıştır. Devamında Marmara bölgesi referans alınarak, gerçekleştirilen SHA sonuçlarına bağlı olarak deprem risk değerlendirmesi yapılmıştır. Son olarak bu yapı türünün, yerel zemin etkilerinden dolayı maruz kalacağı yapısal hasar incelenmiştir. Daha anlaşılır olması adına bu üç ana başlık altında ifade edilen çalışmalar için elde edilen sonuçlar, bu bölümde ayrı ayrı sunulacaktır.

Tez kapsamında, öncelikle tek katlı prefabrik betonarme endüstri türü yapıların hasar görebilirliğinin değerlendirilmesi, analitik yöntem dikkate alınarak elde edilen kırılma eğrileri aracılığı ile yapılmıştır. Dikkate alınan analitik yöntem için bu çalışmada, doğrusal olmayan IDA yöntemi tercih edilmiştir. Yapısal hasarın değerlendirilmesinde DI parametresi dikkate alınırken, deprem şiddet parametresi olarak $S_a(g)$ dikkate alınmıştır. Farklı zemin durumlarının, kırılma eğrilerinde dikkate alınan hasar düzeyinde, belli bir deprem şiddetindeki yapısal hasarın aşılma olasılığına etkisinin değerlendirilmesi için sert ve yumuşak zemin durumlarını temsil etmek üzere iki farklı deprem seti tanımlanmıştır.

Türkiye’nin farklı bölgelerinden elde edilen 273 adet mevcut yapı stoku, yapısal ve geometrik parametreler; kolon en kesit boyutu, boyuna donatı oranı, sargı konfigürasyonu, makas açıklığı ve çatı türü dikkate alınarak değerlendirilmiştir. Devamında kapsayıcı bir sınıflandırma yapılarak 100 adet yapı modeli tanımlanmıştır. Bu modellere ait yapı yükseklikleri, mevcut yapı envanteri dikkate alınarak, her kolon en kesit boyutu için yapı yükseklikleri kendi içinde ayrı ayrı değerlendirilerek belirlenmiştir.

Söz konusu yapı modelleri ve dikkate alınan deprem setleri için 200,000’nin üzerinde doğrusal olmayan dinamik analizler yapılmıştır. Öncelikle, her yapı modelinin iki farklı deprem seti için yapılan analizler sonucu elde edilen IDA eğrileri sunulmuştur. Devamında dikkate alınan dört farklı hasar durumu için tanımlanan DI değerleri referans alınarak, kırılma eğrileri ayrı ayrı elde edilmiştir. Elde edilen kırılma eğrilerine ait log-normal dağılım için medyan ve standart sapma istatistiksel parametre değerleri tablolar halinde verilmiştir. Hasar görebilirliğin

değerlendirildiği bu bölümde, sınıflandırmada dikkate alınan parametrelerin, kırılma eğrilerinde ifade edilen aşılma olasılıklarına etkisi bir bütün olarak değerlendirilmiştir. Elde edilen sonuçlar dikkate alındığında; kolon en kesit boyutu ve sargı konfigürasyonu parametrelerinin, kırılma eğrilerinde dikkate alınan herhangi bir hasar durumu için yapısal hasarın aşılma olasılığında etkili oldukları görülmüştür. Diğer bir ifadeyle, yapıların deprem performansında son derece etkin oldukları görülmüştür.

Bunun yanı sıra, yetersiz sargı etkisine sahip kolonun farklı boyuna donatı oranı için elde edilen kırılma eğrileri dikkate alınarak; söz konusu yapılarda bulunan kolonların boyuna donatı oranının yapının hasar durumundaki olumlu etkisinin, kolonun yeterli sargılanmış olmasına bağlı olduğu tespit edilmiştir. Ayrıca, sunulan analitik yöntem ve elde edilen kırılma eğrilerinin doğruluğu; 1999 Mw7.4 Kocaeli depremi sonucu ağır hasar alan iki yapı üzerinde test edilmiştir. Söz konusu iki yapı için sunulan kırılma eğrileri dikkate alınarak hesaplanan kayıp oranları ile yapıların deprem sonrası aldığı hasar arasındaki yüksek uyumluluk göz önünde tutulduğunda, çalışma kapsamında elde edilen kırılma eğrilerinin hasar tahmininde son derece makul sonuçlar verdiği teyit edilmiştir. Bu aşamada, söz konusu yapı türü için dikkate alınacak temel bir sınıflandırmaya ait elde edilecek ortalama kırılma eğrilerinin, literatürde yapılacak çalışmalar için son derece kullanışlı bir referans olacağı düşüncesiyle üç temel sınıf tanımlanmıştır. Bu amaçla sınıflandırmada yatay rijitlik ve süneklik dikkate alınarak; zayıf, tipik ve süper alt yapı sınıfı tanımlanmıştır. Bu sınıflara ait dört farklı hasar durumu için sunulan ortalama kırılma eğrileri, her iki zemin durumu da dikkate alınarak elde edilmiştir. Devamında Marmara bölgesi referans alınarak, söz konusu üç sınıfta bulunan her yapı için kayıp oranı değerleri ayrı ayrı hesaplanmıştır. Dört farklı hasar düzeyi için tanımlanan PML limit değerleri dikkate alınarak, üç sınıfın içinde bulunan yapıların hasar durumlarının dağılımları yüzde olarak sunulmuştur.

Zayıf alt yapı sınıfında bulunan yapıların %62'si Göçmenin Önlenmesi hasar durumunda iken %38'i ise Can Güvenliği hasar durumunda olduğu tespit edilmiştir. Elde edilen bu sonuç, yapıların sahip olduğu yeterli yatay rijitlik ve sünekliğin deprem performansında ne denli önemli olduğunu tekrar ifade etmektedir. Tipik alt yapı sınıfında bulunan yapıların %65'i Can Güvenliği hasar durumunda iken %35'i ise Hasarın Kontrolü hasar durumundadır. Son olarak ifade edilmelidir ki süreç içinde geliştirilen yönetmelikler, uygulamadaki denetimler ve yapı kalitesinin arttığı

gözlemlenmiştir. Bu noktada, Süper alt yapı sınıfında bulunan yapıların hasar durumu dağılımı incelendiğinde; söz konusu sınıfta bulunan yapıların %76'sı Hemen Kullanım hasar durumunda iken %24'dü ise Hasarın Kontrolü hasar durumundadır. Bu aşamada sağlanan diğer bir kazanım olarak, sunulan kırılmalık eğrilerinin $Sa(g)$ 'nin bir fonksiyonu olarak elde edilmesinden dolayı deprem risk değerlendirmesinin hızlı ve pratik yapılmasına imkân sağlayan son derece kullanışlı bir araç olduğu ifade edilmelidir.

Hasar görebilirlik çalışmalarının temel amacı deprem risk değerlendirmesinin yapılmasına imkân sağlayacak çıktıların elde edilmesidir. Bu amaçla elde edilen kırılmalık eğrileri dikkate alınarak son derece kapsamlı bir deprem risk değerlendirmesi yapılmıştır. Bu aşamada, gerçekleştirilen deprem risk değerlendirmesinin kapsamı kısaca açıklanıp elde edilen sonuçlar değerlendirilecektir.

Marmara bölgesi sanayileşme noktasında çok ileri bir seviyededir. Ayrıca dikkate alınan yapı türü, bu bölgede yoğun bir şekilde tercih edilmektedir. Bununla beraber söz konusu bölge son derece yüksek deprem tehlikesine sahiptir. Dolayısıyla çalışma kapsamında Türkiye'de bulunan mevcut tek katlı prefabrik betonarme yapıların risk değerlendirmesi için Marmara bölgesi referans alınmıştır.

Analizlerde iki farklı zemin durumu dikkate alınarak, yapısal ve geometrik parametrelere bağlı olarak elde edilen 200 adet kırılmalık eğrisinin tamamı dikkate alınmıştır. Söz konusu yapılara ait kırılmalık eğrileri, yapının etkin periyodu, kolon elemanlarına ait sargı durumu ve boyuna donatı oranı dikkate alınarak, yapı kalitesi ve yapı periyot durumu için dokuz alt yapı sınıfı oluşturularak gruplandırılmıştır.

Olasılıksal SHA, deprem yer hareketi şiddet parametresi olarak $Sa(g)$ dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir. Zemin bağımsız durum için $V_{s,30}$ değeri 760 m/s olarak tanımlanırken, zemin bağımlı durum için ise bu değer 240 m/s olarak dikkate alınmıştır. SHA sonucu elde edilen veriler dikkate alınarak, söz konusu bölgede yedi farklı nokta belirlenmiştir. Devamında dokuz alt yapı sınıfı için elde edilen ortalama kırılmalık eğrileri, dört farklı CDR faktörü kullanılarak, dokuz alt yapı sınıfı için hasar görebilirlik eğrileri elde edilmiştir. Ayrıca her sınıf için dört farklı hasar görebilirlik eğrisinin ortalamaları da dikkate alınarak beşinci bir eğri tanımlanmıştır. Devamında her sınıf için tanımlanan beş hasar görebilirlik eğrisi ve her deprem tehlike düzeyine karşılık gelen kayıp oranı değerleri OpenQuake programı aracılığı ile hesaplanmıştır. Analizler sonucunda elde edilen kayıp eğrileri

ayrık formda olup, değerlendirmelerde sürekli eğri haline getirilmiştir. Dikkate alınan yedi nokta, dokuz alt yapı sınıfı ve iki farklı zemin sınıfı için elde edilen kayıp eğrileri karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Ayrıca anlaşılır olması için değerlendirmelerde ortalama kayıp eğrileri dikkate alınmıştır. Belli bir deprem tehlike düzeyi için dikkate alınan yapı sınıflarına ait deprem riskinin, Marmara bölgesindeki yedi nokta için elde edilen kayıp oranları değerleri incelendiğinde oldukça değişim gösterdiği tespit edilmiştir. Bu değişim için elde edilen sonuçlar bazı örnekler özelinde irdelenecektir.

Sert zemin durumu için farklı lokasyonlardaki kayıp oranı değerleri incelendiğinde; MP-MQ alt yapı sınıfını için 475 yıllık tekrarlanma periyodu dikkate alındığında, orlu ve Beylikdüzü'nde sırasıyla %1.4 ve %9 olarak elde edilmiştir. 2475 yıllık tekrarlanma periyodu için ise kayıp oranı değerleri bu lokasyonlarda sırasıyla %15.3 ve %56.4 olarak elde edilmiştir. Benzer şekilde LP-LQ yapı sınıfı için 475 yıllık tekrarlanma periyodu dikkate alındığında, orlu'da %4.0 olan kayıp oranı değeri, Beylikdüzü'nde %16.8 değerine kadar yükselmektedir. 2475 yıllık tekrarlanma periyodu dikkate alındığında ise kayıp oranı değerleri bu iki lokasyon için sırasıyla %24.8, %69.3 olarak elde edilmiştir.

Yumuşak zemin durumu dikkate alınarak yapılan benzer incelemelerde, lokasyonlarda oluşan kayıp oranı değerleri; MP-MQ alt yapı sınıfı için DD-2 deprem tehlike düzeyinde, orlu'da %8.9, Beylikdüzü'nde ise %30.8 olarak elde edilmiştir. DD-1 deprem tehlike düzeyinde; söz konusu iki lokasyonda elde edilen kayıp oranı değerleri sırasıyla %45.1, %88.7 olarak hesaplanmıştır. LQ-LP alt yapı sınıfı için ise DD-2 deprem tehlike düzeyi dikkate alınarak elde edilen kayıp değerleri, orlu lokasyonunda %16.90 iken bu değer Beylikdüzü lokasyonunda %43.60 değerine kadar yükselmektedir.

Ayrıca yapıların bulunduğu hasar durumunun farklı lokasyonlardaki değişimi incelenmiştir. Sert zemin sınıfı için DD-1 deprem tehlike düzeyinde, orlu lokasyonunda Hasarın Kontrolü hasar durumunda olan MP-MQ yapı sınıfı, Çanakkale ve Tuzla'da Can Güvenliği hasar durumunda iken Beylikdüzü ve Kocaeli lokasyonlarında ise Göçmenin nlenmesi hasar durumundadır. Benzer şekilde, yumuşak zemin durumu ve DD-2 deprem tehlike düzeyi dikkate alınarak, MP-MQ yapı sınıfı için yapılan değerlendirmelerde; orlu lokasyonunda Hemen Kullanım hasar durumunda olan yapı diğer lokasyonlarda Hasarın Kontrolü hasar durumunda

olup, Beylikdüzü lokasyonunda ise Can Güvenliği hasar durumuna geçtiği gözlemlenmiştir.

Farklı periyot gruplarının deprem riskine etkisinin değerlendirilmesi için yumuşak zemin durumu ve üç farklı yapı kalite durumu dikkate alınarak, farklı lokasyonlardaki hasar durumuna ait sonuçlar incelenmiştir. LQ özelliklerine sahip MP ve LP alt yapı sınıfları, DD-2 deprem düzeyinde, Tuzla, Çanakkale ve Bursa lokasyonunda Can Güvenliği hasar durumunda iken HP alt yapı sınıfı ise Göçmenin Önlenmesi hasar durumundadır. DD-1 deprem düzeyi için Balıkesir lokasyonunda bulunan HQ alt yapı sınıfı; LP için Hasarın Kontrolü, MP için Can Güvenliği ve son olarak HP için Göçmenin Önlenmesi hasar durumundadır.

Yapı kalitesi parametresi, yapıda oluşacak hasarın düzeyi ile son derece ilişkilidir. Bazı lokasyonlarda, tüm periyot grupları dikkate alınarak, yumuşak zemin durumu için elde edilen sonuçlar irdelenmiştir.

Yapıya ait deprem risk değerlendirmesinde, yapı kalitesinin elde edilen kayıp oranı değerleri üzerindeki etkisi; DD-2 deprem tehlike düzeyi, HP yapı sınıfı ve Kocaeli lokasyonu dikkate alınarak incelenmiştir. HQ özelliğine sahip sınıfta kayıp oranı değeri %23.00 olarak elde edilirken, LQ özelliğine sahip sınıfta bu değer %72.90 dolaylarındadır. Benzer şekilde DD-1 deprem tehlike düzeyi için LP yapı sınıfının Çorlu lokasyonunda elde edilen kayıp oranı değeri, HQ sınıfı için %18.90 iken bu değer LQ sınıfında %61.10 değerine kadar yükselmektedir.

HP yapı özelliğine sahip sınıfın, DD-2 deprem düzeyinde, Balıkesir lokasyonu dikkate alındığında; HQ özelliğine sahip alt yapı sınıfı Hemen Kullanım, MQ sınıfı Hasarın Kontrolü hasar durumunda iken LQ özelliğine sahip sınıf ise Can Güvenliği hasar durumunda olup Göçmenin Önlenmesi hasar durumuna oldukça yaklaştığı tespit edilmiştir. Aynı tehlike düzeyi için Çanakkale lokasyonunda ise HQ, MQ ve LQ özelliklerine sahip alt yapı sınıflarının hasar durumları sırasıyla Hasarın Kontrolü, Can Güvenliği ve Göçmenin Önlenmesi olarak elde edilmiştir.

DD-1 deprem tehlike düzeyi, MP yapı sınıfı için Çorlu lokasyonu incelendiğinde; HQ, MQ ve LQ özelliklerine sahip alt yapı sınıflarının sırasıyla Hasarın Kontrolü, Can Güvenliği ve Göçmenin Önlenmesi hasar durumlarında oldukları elde edilen diğer sonuçlardandır. Elde edilen sonuçlar bir bütün olarak değerlendirildiğinde, yapının sahip olduğu kaliteye bağlı olarak, dikkate alınan herhangi bir lokasyonda bir veya iki hasar düzeyinin yükseklediği görülmektedir.

Deprem risk değerlendirmesinde dikkate alınan son parametre olarak zemin durumunun kayıp eğrileri üzerine olan etkisi için elde edilen sonuçlar paylaşılacaktır. Bu amaçla dikkate alınan LP-LQ ve HP-MQ alt yapı sınıfları için elde edilen sonuçlar aşağıda sırasıyla verilmiştir.

LP-LQ alt yapı sınıfının kayıp oranı değeri, 475 yıllık tekrarlanma periyodu için; Kocaeli lokasyonunda, sert zemin için %15.00 iken bu değer yumuşak zeminde %39.80 değerine kadar yükselmektedir. Tuzla lokasyonunda kayıp oranı değeri, sert ve yumuşak zemin durumlarında sırasıyla %12.20, %37.00 olarak elde edilmiştir. Aynı yapı 2475 yıllık tekrarlanma periyodu için; Bursa lokasyonunda %41.00'den %82.30 değerine, Çanakkale lokasyonunda %55.10'dan %86.50 değerine, Çorlu'da ise %24.80'den %61.10 değerine kadar yükseldiği görölmektedir.

HP-MQ alt yapı sınıfı, DD-2 deprem tehlike düzeyi için sert zeminden, yumuşak zemin durumuna geçişteki kayıp oranı değerleri sırasıyla incelenmiştir. Söz konusu kayıp oranı değerleri; Çanakkale'de %8.50'den %32.00 değerine, Çorlu'da %2.20'den %14.90 değerine, Balıkesir'de %4.00'dan %20.20 değerine, Beylikdüzü'nde %14.70'den %45.70 değerine, Bursa'da %7.00'dan %30.20 değerine, Tuzla'da %9.80'den %36.30 değerine ve son olarak Kocaeli'nde %12.80'den %38.60 değerine kadar yükselmektedir.

DD-1 deprem tehlike düzeyi için benzer şekilde zemin durumundan dolayı HP-MQ alt yapı sınıfında meydana gelen kayıp oranı değerlerindeki değişimler sırasıyla incelenmiştir. Çanakkale'de %67.00'dan %91.70 değerine, Çorlu'da %28.40'dan %74.00 değerine, Balıkesir'de %35.90'dan %75.40 değerine, Bursa'da %45.10'dan %89.00 değerine, Tuzla'da %61.00'dan %92.30 değerine ve son olarak Kocaeli'nde %79.80'den %94.70 değerine kadar yükselmektedir.

Son olarak zemin sınıfından dolayı yapılarda oluşacak hasar durumlarındaki değişimler için elde edilen sonuçlar verilecektir. DD-2 deprem tehlike düzeyi için HP-MQ yapı sınıfı, sert zeminden yumuşak zemin durumuna geçilmesi halinde; Çanakkale, Bursa, Tuzla lokasyonlarında Hemen Kullanım hasar durumundan, Can Güvenliği hasar durumuna ilerlediği, Kocaeli lokasyonunda ise Hasarın Kontrolü hasar durumundan Can Güvenliği hasar durumuna ilerlediği tespit edilmiştir. DD-2 deprem tehlike düzeyi için benzer değerlendirme LP-LQ yapı sınıfı için yapıldığında; Çanakkale, Kocaeli ve Tuzla lokasyonlarında Hasarın Kontrolü hasar durumundan Can Güvenliği hasar durumuna geçtiği, Bursa lokasyonunda ise Hemen Kullanım hasar durumundan Can Güvenliği hasar durumuna geçtiği tespit edilmiştir.

Deprem risk değerlendirmesi için elde edilen sonuçlar yukarıda verilmiştir. Dikkate alınan parametrelerin kayıp oranı değeri ve hasar durumu üzerinde etkin oldukları tespit edilmiştir. Dolayısıyla deprem sonrası başarılı bir sınav vermek için tek bir parametrenin dikkate alınması yerine, söz konusu parametrelerin bir bütün olarak değerlendirilmesi kaçınılmazdır.

Belli bir deprem tehlike düzeyi için dikkate alınan herhangi bir alt yapı sınıfına ait kayıp oranı değerleri kayıp eğrileri aracılığı ile hızlı ve pratik şekilde hesaplanabilmektedir. Dolayısıyla, alışma kapsamında sunulan kayıp eğrilerinin, deprem risk değerlendirmesi ve sigortacılık faaliyetleri başta olmak üzere uygulamada sağlayacağı kolaylıklar açıkça görülebilmektedir.

Çalışma kapsamında dikkate alınan son inceleme ise yerel zemin davranışı ve ana kayanın varlığında, havza kenar etkisinin yapısal hasar üzerindeki etkisinin değerlendirilmesidir. Havza kenar etkisinde, yer hareketinin frekans içeriğinin vadi yüzeyi boyunca değişime uğraması, yapıda oluşan maksimum hasar ile MSF eğrilerindeki büyütmelerin aynı periyotlarda oluşmamasından dolayı, 2B dinamik davranışın söz konusu eğriler ile değerlendirilmesinde bazı noksanlıkların oluşabileceği düşünülmektedir. Bu noktada, daha düşük MSF değerlerinde, çok daha yüksek yapısal hasarların oluşabilmesi söz konusudur.

Dolayısıyla bu çalışmada, havza kenar etkisinin değerlendirilmesi, doğrudan yapısal hasar ile ilişkilendirilmiştir. 2B killi vadi modeli sabit tutularak, iki örnek tek katlı prefabrik betonarme endüstri türü yapı, ana kaya referans nokta kabul edilerek, ana kayadan vadi ortasına doğru farklı mesafelerde konumlandırılmıştır. Tamamen doğrusal olmayan zaman alanında analiz yöntemi dikkate alınarak, ana kaya yer hareketi kayıtlarının vadi yüzeyinde belirlenen altı noktadaki ivme-zaman kayıtları elde edilmiştir. Devamında, elde edilen kayıtlar dikkate alınarak, her nokta için kırılganlık eğrileri ayrı ayrı elde edilmiştir. Çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar bir bütün olarak değerlendirilmiş ve sırasıyla aşağıda açıklanmıştır.

Öncelikle, yapı özelliklerinin değişmesine bağlı olarak elde edilen sonuçlarda birtakım değişimler olsa da genel davranışın benzer olduğu görülmüştür. Ana kaya için elde edilen kırılganlık eğrisi referans alınarak, X3 noktasına kadar ilerledikçe elde edilen kırılganlık eğrilerindeki dikkate alınan belli bir deprem şiddet değeri için hasarın aşılma olasılığının artarak devam ettiği görülmüştür. Söz konusu bu farkın azalarak vadi ortasında tek bir eğri eğilimine geçtiği, bununla beraber bu bölgede referans noktası için elde edilen kırılganlık eğrilerindeki aşılma olasılıklarının daha

yüksek çıkabileceği tespit edilmiştir. Kırılgnlık eğrilerinin, mevcut 10° eğimli ana kaya havza kenarı etkisinden dolayı değişime uğradığı görülmüştür. Fakat yapısal hasarın değişiminin değerlendirilebilmesi için her noktaya ait deprem talep değerlerinin, her iki bina için hesaplanması gerekmektedir. Çalışma kapsamında örnek iki yapı için elde edilen kırılgnlık eğrileri ve dikkate alınan her nokta için deprem talep değerleri hesaplanarak DPM elde edilmiştir. Devamında ise MDR değerleri, referans noktasına göre farklı mesafelerdeki değişimleri, iki farklı CDR faktörü dikkate alınarak hesaplanmıştır. Öncelikle çalışmada dikkate alınan her durum için ana kayada bulunan yapılar referans alındığında, diğer noktalarda elde edilen MDR değerlerinin daha yüksek çıktığı tespit edilmiştir. Kırılgnlık eğrilerinde 150 metreye kadar olan kritik mesafe, MDR değerinin noktalara göre dağılımında ise X3-X5 nokta aralığında (250m-500m) yoğunlaştığı görülmüştür. Çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar esas alındığında, hasar parametrelerinin değerlendirilmesinde vadi davranışı, zemin etkisinin yanında kayıtlara ait frekans içeriklerinin de dikkate alınması çok daha etkili bir değerlendirme sağlamaktadır. Dolayısıyla bu çalışma referans alınarak bu konunun daha kapsamlı çalışmalarla desteklenmesi gerekmektedir. Genel çıkarsamalarda bulunabilmek için farklı özelliklere sahip çok sayıda yapının, farklı vadi modelleri için analizlerinin gerçekleştirilmesi gerekmektedir. Bu durumda elde edilen sonuçların, zemin büyütme katsayısı eğrileri ile olan ilişkileri detaylı olarak incelenebilecektir. Devamında ise bir vadi boyunca dikkate alınan noktalardaki yapısal hasar değerlerindeki değişimler, MSF eğrilerinde olduğu gibi elde edilebilecektir.

KAYNAKLAR

- Abraham J. R., Smerzini C., Paolucci R., Lai C. G., (2016), “Numerical study on basin-edge effects in the seismic response of the Gubbio valley, Central Italy”, *Bull. Earthq. Eng.*, 14, 1437–1459.
- Abraham J. R., Lai C. G., Papageorgiou A., (2015), “Basin-effects observed during the 2012 Emilia earthquake sequence in Northern Italy”, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 78, 230–242.
- ABYYHY, (1998), *Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik*, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- Adalier K., Aydingun O., (2001), “Structural engineering aspects of the June 27, 1998 Adana-Ceyhan (Turkey) earthquake”, *Eng. Struct.*, 23(4), 343–55.
- Aguirre P., Vásquez J., de la Llera J. C., González G., González J., Shrivastava M., (2017), “Earthquake damage assessment for Iquique: case study for implementation of Hazus-MH in Chile”, In *16th World Conference on Earthquake Engineering*, (pp. 9-13).
- Aki K., Larner K. L., (1970), “Surface motion of a layered medium having an irregular interface due to incident plane SH waves”, *Journal of geophysical research*, 75(5), 933-954.
- Akkar S., Sucuoğlu H., Yakut A., (2005), “Displacement-based fragility functions for low-and mid-rise ordinary concrete buildings”, *Earthquake Spectra*, 21(4), 901-927.
- Akkar S., Bommer J. J., (2010), “Empirical equations for the prediction of PGA, PGV, and spectral accelerations in Europe, the Mediterranean region, and the Middle East.”, *Seismological Research Letters*, 81(2), 195-206.
- Alvarez S., Sanchez-Sesma F. J., Benito J., Alarcon E., (2004), “The direct boundary element method: 2D site effects assessment on laterally varying layered media (methodology) ”, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 24, 167–180.
- Arslan M. H., Korkmaz H. H., Gulay F. G., (2006), “Damage and failure pattern of prefabricated structures after major earthquakes in Turkey and shortfalls of the Turkish Earthquake code”, *Engineering Failure Analysis*, 13(4), 537-557.
- Askan A., Yucemen M. S., (2010), “Probabilistic methods for the estimation of potential seismic damage: application to reinforced concrete buildings in Turkey”, *Struct. Saf.*, 32(4), 262–271.
- Assimaki D., Gazetas G., (2004), “Soil and topographic amplification on canyon banks and the 1999 Athens earthquake”, *J. Earthq. Eng.*, 8(1), 1–43.

Atakoy H., (2000), "The August 17th Earthquake and the prefabricated structures built by the members of the Prefabric Union", *Concrete Prefabrication*, 52(53), 3.

ATC-13, (1985), *Earthquake Damage Evaluation Data for California*, Report ATC-13, Applied Technology Council, Redwood City, California, U.S.A.

Babič A., M. Dolšek (2016), "Seismic fragility functions of industrial precast building classes" *Engineering Structures*, 118, 357-370.

Baker J. W., (2008), "An introduction to probabilistic seismic hazard analysis (PSHA)", White paper, version, 1.3, 72.

Bakir B. S., Ozkan M. Y., Ciliz S., (2002), "Effects of basin edge on the distribution of damage in 1995 Dinar, Turkey earthquake", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 22, 335–345.

Bal İ. E., Crowley H., Pinho R., Gülay F. G., (2008), "Detailed assessment of structural characteristics of Turkish RC building stock for loss assessment models", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(10-11), 914-932.

Beilic D., Casotto C., Nascimbene R., Cicola D., Rodrigues D., (2017), "Seismic fragility curves of single storey RC precast structures by comparing different Italian codes", *Earthquakes and Structures*, 12(3), 359-374.

Belleri A., Brunesi E., Nascimbene R., Pagani M., Riva P., (2015), "Seismic performance of precast industrial facilities following major earthquakes in the Italian territory", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 29(5), 04014135.

Belleri A., (2017), "Displacement based design for precast concrete frames with not-emulative connections", *Engineering Structures*, 141, 228–40.

Beyen K., Erdik M., (2004), "Two-dimensional nonlinear site response analysis of Adapazarı plain and predictions inferred from aftershocks of the Kocaeli earthquake of 17 August 1999", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 24, 261-279.

Bilgin H., (2013), "Fragility-based assessment of public buildings in Turkey", *Engineering structures*, 56, 1283-1294.

Bommer J., Spence R., Erdik M., Tabuchi S., Aydinoglu N., Booth E., Del Re D., Peterken O., (2002), "Development of an earthquake loss model for Turkish catastrophe insurance", *J. Seismol.*, 6, 431–446.

Boni J. A., Islam R., Anni A. H., Shoma S. S., (2018), "Earthquake Risk Assessment in Hilly Region: A Case Study of Bandarban Municipality, Bangladesh", *AJIRSET*.

Bosio M., Belleri A., Riva P., Marini A., (2020), "Displacement-based simplified seismic loss assessment of Italian precast buildings" *Journal of Earthquake Engineering*, 24(sup1), 60-81.

Bramerini F., Di Pasquale G., Orsini A., Pugliese A., Romeo R., Sabetta F., (1995), “Rischio sismico del territorio italiano. Proposal of a methodology and preliminary results”, National Seismic Survey Report, SSN/RT/ 95/01, Roma.

Brunesi E., Nascimbene R., Bolognini D., Bellotti D., (2015), “Experimental investigation of the cyclic response of reinforced precast concrete framed structures”, PCI Journal, 60(2), 57-79.

Carofilis W., Perrone D., O'Reilly G. J., Monteiro R., Filiatrault A., (2020), “Seismic retrofit of existing school buildings in Italy: Performance evaluation and loss estimation”, Engineering structures, 225, 111243.

Carrillo J., (2015), “Damage index based on stiffness degradation of low-rise RC walls”, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 44(6), 831-848.

Casotto, C., V. Silva, H. Crowley, R. Nascimbene and R. Pinho (2015). "Seismic fragility of Italian RC precast industrial structures." Engineering Structures, 94, 122-136.

Cauzzi C., Faccioli E., (2008), “Broadband (0.05 to 20 s) prediction of displacement response spectra based on worldwide digital records”, Journal of Seismology, 12(4), 453.

Ceran H. B., Erberik M. A., (2013), “Effect of out-of-plane behavior on seismic fragility of masonry buildings in Turkey”, Bulletin of Earthquake Engineering, 11(5), 1775-1795.

Ceyhun E., (2014), “Tek Katlı Betonarme Sanayi Yapıları İçin Hızlı Hasar Hesaplama Yöntemi”, Teknik Dergi, 25(122).

Chiou B. J., Youngs R. R., (2008), “An NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra”, Earthquake spectra, 24(1), 173-215.

Chopra A. K., (2013), “Dynamics of Structures: Theory and applications to Earthquake Engineering”, 4th Edition, Prentice Hall, USA.

Cornell C. A., Krawinkler H., (2000), “Progress and challenges in seismic performance assessment, PEER Cent News, 3,1–2.

Costanzo A., d’Onofrio A., Silvestri F., (2019), “Seismic response of a geological, historical and architectural site: the Gerace cliff (southern Italy)”, Bull. Eng. Geology and the Environment, 78(8), 5617-5633.

Cremen G., J. W. Baker, (2019), “A methodology for evaluating component-level loss predictions of the FEMA P-58 seismic performance assessment procedure”, Earthquake Spectra, 35, (1), 193–210.

DBYBHY, (2007), Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Deprem Araştırma Dairesi, <http://www.deprem.gov.tr>.

De Bono A., Mora M. G., (2014), “A global exposure model for disaster risk assessment”, *International journal of disaster risk reduction*, 10, 442-451.

DEE-KOERI, (2003), “Earthquake risk assessment for the Istanbul metropolitan area”, Report prepared by Department of Earthquake Engineering, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Bogazici University Press, Istanbul, Turkey.

Del Vecchio C., M. Di Ludovico, S. Pampanin, and A. Prota, (2018), “Repair costs of existing RC buildings damaged by the L’Aquila earthquake and comparison with FEMA P-58 predictions”, *Earthquake Spectra*, 34 (1), 237–63.

Deniz A., (2006), “Estimation of Earthquake Insurance Premium Rates Based On Stochastic Methods”, MSc Thesis, Middle East Technical University, Ankara, Turkey.

Dhakal R. P., Mander J. B., (2005), “Probabilistic risk assessment methodology framework for natural hazards”, Report submitted to Institute of Geological and Nuclear Science (IGNS), Christchurch, New Zealand, Department of Civil Engineering, University of Canterbury.

Dumova-Jovanoska E., (2000), “Fragility curves for reinforced concrete structures in Skopje (Macedonia) region”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19(6), 455-466.

Eleftheriadou A. K., Karabinis A. I., (2011), “Development of damage probability matrices based on Greek earthquake damage data”, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 10(1), 129-141.

Erberik M. A., Elnashai A. S., (2004), “Fragility analysis of flat-slab structures”, *Engineering Structures*, 26(7), 937-948.

Erberik M. A., (2008), “Fragility-based assessment of typical mid-rise and low-rise RC buildings in Turkey”, *Engineering Structures*, 30(5), 1360-1374.

Erdik M., (2001), “Report on 1999 Kocaeli and Duzce (Turkey) Earthquakes”, *Structural control for civil and infrastructure engineering*, World Scientific, 149-186.

Eren C., H. Luş, (2015), “A risk based PML estimation method for single-storey reinforced concrete industrial buildings and its impact on earthquake insurance rates”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(7), 2169-2195.

Faccioli E., Vanini M., Frassinetti L., (2002), “Complex site effects in earthquake ground motion, including topography”, In: 12th European conference on earthquake engineering, Vol. 844, Barbican Centre London, UK.

Faccioli E., (2006), "Seismic hazard assessment for derivation of earthquake scenarios in Risk-UE", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), 341-364.

Falcone G., Boldin D., Amorosi A., (2018), "Site response analysis of an urban area: A multi-dimensional and non-linear Approach", *Soil. Dyn. Earthq. Eng.*, 109, 33–45.

Fallah-Aliabadi S., Ostadtaghizadeh A., Ardalan A., Eskandari M., Fatemi F., Mirjalili M. R., Khazai B., (2020), "Risk analysis of hospitals using GIS and HAZUS: A case study of Yazd County, Iran", *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 47, 101552.

FEMA, (2003), HAZUS-MH technical manual, Federal Emergency Management Agency, Washington.

FEMA H. M. M., (2010), Multi-hazard Loss Estimation Methodology/Earthquake Model/Technical Manual, Washington, D. C.

FEMA P-58-1, (2012), Seismic performance assessment of buildings, Volume 1 – methodology, applied technology council, Redwood City, CA: Applied Technology Council.

Fischinger M., Kramar M., Isaković T., (2008), "Cyclic response of slender RC columns typical of precast industrial buildings", *Bulletin of earthquake engineering*, 6(3), 519-534.

Frankel A., (1993), "Three dimensional simulation of ground motion in the Santa Bernardino Valley, California, for hypothetical earthquake on the San Andreas fault", *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 83(4), 1020–1041.

Gautam D., Forte G., Rodrigues H., (2016), "Site effects and associated structural damage analysis in Kathmandu Valley, Nepal", *Earthq. and Struct.*, 10(5), 1013-1032.

Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I., Tazoh T., Gazetas G., (2010), "Seismic wave propagation in a very soft alluvial valley: sensitivity to ground-motion details and soil nonlinearity, and generation of a parasitic vertical component", *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 100(6), 3035–3054.

Ghobarah A., N. M. Aly, M. El-Attar, (1997), "Performance Level Criteria and Evaluation", *Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the next Generation of Codes*, Balkema, Rotterdam, 207–215.

Giovinazzi S., S. Lagomarsino, (2004), "A macroseismic method for the vulnerability assessment of buildings", 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, BC, Canada.

G. M. Calvi, Pinho R., Magenes G., Bommer J. J., Restrepo-Velez L. F., H. Crowley, (2006), "Development Of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies Over The Past 30 Years", *ISSET Journal of Earthquake Technology*, Vol 43, pp 75-104.

Gurpinar A., Abalı M., Yucemen M. S., Yesilcay Y., (1978), “Feasibility of mandatory earthquake insurance in Turkey”, Report No. 78-05, Earthquake Engineering Research Center, Middle East Technical University.

Gutenberg B., Richter C. F., (1944), “Frequency of earthquakes in California”, Bulletin of the Seismological society of America, 34(4), 185-188.

Günay M., K. Mosalam, (2012), “PEER performance based earthquake engineering methodology”, Journal of Earthquake Engineering, 17(6), 829–58.

Hancilar U., Caktı E., (2015), “Fragility functions for code complying RC frames via best correlated IM–EDP pairs”, Bulletin of Earthquake Engineering, 13(11), 3381-3400.

Heymsfield E., (2000), “Two-dimensional scattering of SH waves in a soil layer underlain with bedrock”, Soil Dyn. Earthq. Eng., 19, 489–500.

Holzer T. L., (2000), “Implications for earthquake risk reduction in the United States from the Kocaeli, Turkey, earthquake of August 17, 1999”, US Government Printing Office.

Lagomarsino S., S. Giovinazzi, (2006), “Macro seismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings”, Bulletin of Earthquake Engineering, 4(4), 415-443.

Iyisan R., Khanbabazadeh H., (2013), “A numerical study on the basin edge effect on soil amplification”, Bull. Earthq. Eng., 11, 1305–1323.

Kalkan E., Gülkan P., Yilmaz N., Celebi M., (2008), “Probabilistic seismic hazard mapping of the Marmara region”, No. 08-01, Report.

Kamalian M., Jafari M. K., Sohrabi-Bidar A., Razmkhah A., Gatmiri B., (2006), “Time domain two-dimensional site response analysis of non-homogeneous topographic structures by a hybrid BE/FE method”, Soil Dyn. Earthq. Eng., 26, 753–765.

Kappos A. J., Pitilakis K., Stylianidis K. C., (1995), “Cost-Benefit Analysis for the Seismic Rehabilitation of Buildings in Thessaloniki, Based on a Hybrid Method of Vulnerability Assessment”, Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation, Nice, France, Vol. 1, pp. 406-413.

KAYHAN A. H., ŞENEL Ş. M., (2010), “Tek katlı prefabrik sanayi yapıları için hasar görülebilirlik eğrileri”, Teknik Dergi, 21(104), 5161-5184.

Kayhan, A. H., (2008), “Mafsallı Prefabrik Yapılar için Hasar ve Ekonomik Kayıp Tahmini”, Doktora Tezi, Pamukkale Üniversitesi.

Khaloo A., S. Nozhati, H. Masoomi, H. Faghihmaleki, (2016), “Influence of earthquake record truncation on fragility curves of RC frames with different damage indices”, *Journal of Building Engineering*, 7, 23-30.

Khanbabazadeh H., (2014c), “Anakaya Eğiminin Zemin Büyütmesine Etkisi”, *Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü*.

Khanbabazadeh H., Hasal M. E., Iyisan R., (2019), “2D seismic response of the Duzce Basin, Turkey”, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 125, 105754.

Khanbabazadeh H., Iyisan R., Ansal A., Zulfikar C., (2018), “Nonlinear dynamic behavior of the basins with 2D bedrock”, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 107, 108-115.

Khanbabazadeh H., Iyisan R., (2014a), “A numerical study on the 2D behavior of clayey basins”, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 66, 31–41.

Khanbabazadeh H., Iyisan R., (2014b), “A numerical study on the 2D behavior of the single and layered clayey basins”, *Bull. Earthq. Eng.*, 12, 1515–1536.

Khanbabazadeh H., Zulfikar A. C., Yesilyurt A., (2020), “Basin edge effect on industrial structures damage pattern at clayey basins”, *Geomechanics and Engineering*, 23(6), 575.

Kırçıl M. S., Z. Polat, (2006), “Fragility analysis of mid-rise R/C frame buildings”, *Engineering Structures*, 28(9), 1335-1345.

Korkmaz K. A., (2009), “Earthquake disaster risk assessment and evaluation for Turkey”, *Environmental Geology*, 57(2), 307-320.

Korkmaz K. A., A. E. Karahan, (2010), “Investigation of Seismic Behavior and Infill Wall Effects for Prefabricated Industrial Buildings in Turkey”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 25(3), 158-171.

Kramer S. L., (1996), “Geotechnical earthquake engineering”, *Pearson Education India*.

Kunnath S. K., Reinhorn A. M., Lobo R. F., (1992), “IDARC version 3.0: A program for the inelastic damage analysis of Reinforced Concrete structures”, *Report No. NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, The State University of New York*.

Lang D., Molina-Palacios S., Lindholm C., Balan S., (2012), “Deterministic earthquake damage and loss assessment for the city of Bucharest, Romania”, *Journal of Seismology*, 16(1), 67-88.

Liberatore L., Sorrentino L., Liberatore D., Decanini L. D., (2013), “Failure of industrial structures induced by the Emilia (Italy) 2012 earthquakes”, *Engineering Failure Analysis*, 34, 629-647.

Madiati C., Facciorusso J., Gargini E., Baglione M., (2016), "1D versus 2D site effects from numerical analyses on a cross section at Barberino di Mugello (Tuscany, Italy) ", *Procedia Eng.*, 158, 499-504.

Magliulo G., Fabbrocino G., Manfredi G., (2008), "Seismic assessment of existing precast industrial buildings using static and dynamic nonlinear analyses", *Engineering Structures*, 30(9), 2580-2588.

Makra K., Chavez-Garcia F. J., Raptakis D., Pitilakis K., (2005), "Parametric analysis of the seismic response of a 2D sedimentary valley: implications for code implementations of complex site effects", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 25, 303–315.

Makra K., Chavez-Garci F. J., (2016), "Site effects in 3D basins using 1D and 2D models: an evaluation of the differences based on simulations of the seismic response of Euroseistest", *Bull. Earthq. Eng.*, 14, 1177–1194.

Manakou M. V., Raptakis D. G., Chavez-Garci F. J., Apostolidis P. I., Pitilakis K. D., (2010), "3D soil structure of the Mygdonian basin for site response analysis", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 30, 1198–1211.

Mangalathu S., Soleimani F., Jeon J. S., (2017), "Bridge classes for regional seismic risk assessment: Improving HAZUS models", *Engineering Structures*, 148, 755-766.

Masi A., (2003), "Seismic vulnerability assessment of gravity load designed R/C frames", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1(3), 371-395.

Mayoral J. M., Asimaki D., Tepalcapa S., Wood C., Sancha A. R., Hutchinson T., Franke K., Montalva G., (2019), "Site effects in Mexico City basin: Past and present", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 121, 369–382.

Melani A., Khare R. K., Dhakal R. P., Mander J. B., (2016), "Seismic risk assessment of low rise RC frame structure", *Structures*, 5, 13-22, Elsevier.

Nastev M., (2014), "Adapting Hazus for seismic risk assessment in Canada", *Canadian geotechnical journal*, 51(2), 217-222.

Newmark, N. M., (1959), "A method of computation for structural Dynamics", *Journal of the engineering mechanics division*, 85(3), 67-94.

Omidvar B., B. Gattmiri, S. Derakhshan, (2012), "Experimental vulnerability curves for the residential buildings of Iran", *Natural hazards*, 60(2), 345-365.

Ozden S., Akpınar E., Erdogan H., Atalay H. M., (2014), "Performance of precast concrete structures in October 2011 Van earthquake, Turkey", *Magazine of concrete research*, 66(11), 543-552.

Ozden S., Barka G., Ataköy H., Hancioğlu B., Ozkan U., (2013), "Earthquake Experience of Turkish Precast Industry", In *Proceedings of The 4th ECCOMAS Thematic Conference*, Kos Island, Greece.

Özmen B., (2000), “Ağustos 1999 İzmit Körfezi Depremi’nin Hasar Durumu (Rakamsal Verilerle)”, Ankara, Türkiye Deprem Vakfı.

Öztürk T., Öztürk Z., (2008), “Seismic damage observed on prefabricated industrial structures after 1999 earthquakes in Turkey and protecting measures”, In 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Pacific Earthquake Engineering Research Center—PEER retrieved from peer.berkeley.edu/

Palanci M., (2019), “Fuzzy rule based seismic risk assessment of one-story precast industrial buildings”, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 18(3), 631-648.

Palanci M., Senel S. M., (2013), “Rapid seismic performance assessment method for one story hinged precast buildings”, *Structural Engineering and Mechanics*, 48(2), 257-274.

Palanci M., Senel S. M., (2019), “Earthquake damage assessment of 1-story precast industrial buildings using damage probability matrices”, *Bulletin of earthquake engineering*, 17(9), 5241-5263.

Palanci M., S. M. Senel, A. Kalkan, (2017), “Assessment of one story existing precast industrial buildings in Turkey based on fragility curves”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(1), 271-289.

Paolucci R., (1999), “Shear resonance frequencies of alluvial valleys by Rayleigh’s method”, *Earthquake Spectra*, 15(3), 503–521.

Papadopoulos A. N., D. Vamvatsikos, A. K. Kazantzi, (2019), “Development and application of FEMA P-58 compatible story loss functions”, *Earthquake Spectra*, 35, (1), 95–112.

Park Y. J., Ang A. S., Wen Y. K., (1984), “Seismic damage analysis and damage-limiting design of RC buildings”, University of Illinois Engineering Experiment Station, College of Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.

Park Y. J., Ang A. H., Wen Y. K., (1987a), “Damage-limiting aseismic design of buildings”, *Earthquake spectra*, 3(1), 1-26.

Park Y. J., Reinhorn A. M., Kunnath S. K., (1987b), “IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame-shear-wall structures”, Technical report NCEER-87-0008, State University of New York, Buffalo.

Pinho R., (2012), “GEM: a participatory framework for open, state-of-the-art models and tools for earthquake risk assessment worldwide”, In: *Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering*, Lisbon, Portugal.

Priestley M. J. N., G. M. Calvi, M. J. Kowalsky, (2007), “Displacement-based seismic design of structures”, Pavia, Italy, IUSS Press.

Posada Mauricio, (2001), "Performance of precast industrial buildings during the 1999 Earthquakes in Turkey", Diss., University of Texas at Austin.

Posada M., Wood S., (2002), "Seismic performance of precast industrial buildings in Turkey", In 7th US national conference on earthquake engineering (7NCEE).

Reinhorn A. M., Roh H., Sivaselvan M., Kunnath S. K., Valles R. E., Madan A., Park Y. J., (2009), "IDARC2D Version 7.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Structures (MCEER-09-0006)".

Riga E., Makra K., Pitilakis K., (2016), "Aggravation factors for seismic response of sedimentary basins: A code oriented parametric study", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 91, 116–132.

Riga E., Makra K., Pitilakis K., (2018), "Investigation of the effects of sediments inhomogeneity and nonlinearity on aggravation factors for sedimentary basins", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 110, 284–299.

Rodriguez-Castellanos, A., Sanchez-Sesma, F. J., Ortiz-Aleman, C., Orozco-del-Castillo, M., (2011), "Least square approach to simulate wave propagation in irregular profiles using the indirect boundary element method", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, 385-390.

Rossetto T., A. Elnashai, (2003), "Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data", *Engineering structures*, 25(10), 1241-1263.

Rossetto T., A. Elnashai, (2005), "A New Analytical Procedure for the Derivation of Displacement-Based Vulnerability Curves for Populations of RC Structures", *Engineering Structures*, 7, No. 3, 397-409.

Saatcioglu M., Mitchell D., Tinawi R., Gardner N. J., Gillies A. G., Ghobarah, A., ... Lau D., (2001), "The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake damage to structures", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28(4), 715-737.

Sabetta F., Goretti A., Lucantoni A., (1998), "Empirical Fragility Curves from Damage Surveys and Estimated Strong Ground Motion", *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France, pp. 1-11.

Saenz M., Sierra C., Vergara J., Jaramillo J., Gomez J., (2019), "Site specific analysis using topography conditioned response spectra", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 123, 470–497.

Safak E., (2001), "Local site effects and dynamic soil behavior", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 21, 453–458.

Scawthorn C., Iemura H., Yamada Y., (1981), "Seismic Damage Estimation for Low- and Mid-Rise Buildings in Japan", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 9, 2, 93-115.

Semblat J. F., Kham M., Parara E., Bard P. Y., Pitilakis K., Makra K., Raptakis D., (2005), "Seismic wave amplification: basin geometry vs soil layering", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 25, 529–538.

Senel S. M., A. H. Kayhan, (2010), "Fragility based damage assesment in existing precast industrial buildings: A case study for Turkey", *Structural engineering & mechanics*, 11(1), 39.

Senel S. M., Palanci M., (2013), "Structural aspects and seismic performance of 1-story precast buildings in Turkey", *Journal of performance of constructed facilities*, 27(4), 437-449.

Sezen H., Whittaker A. S., (2006), "Seismic performance of industrial facilities affected by the 1999 Turkey earthquake", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 20(1), 28-36.

Shinozuka M., Chang S. E., Eguchi R.T., Abrams D. P., Hwang H. H. M., Rose, A., (1997), "Advances in Earthquake Loss Estimation and Application to Memphis, Tennessee", *Earthquake Spectra*, 13, 4, 739-758.

Silva V., Crowley H., Pagani M., Modelli D., Pinho R., (2013), "Development of the OpenQuake engine, the Global Earthquake Model's open-source software for seismic risk assessment", *Natural Hazards*.

Singhal A., A. Kiremidjian, (1996), "A Method for Probabilistic Evaluation of Seismic Structural Damage", *Journal of Structural Engineering*, 122, 12, 1459-1467.

Sivaselvan M. V., Reinhorn A. M., (2000), "Hysteretic models for deteriorating inelastic structures", *J. of Eng Mech.*, 126(6), 633-640.

Smyth A. W., Altay G., Deodatis G., Erdik M., Franco G., Gülkan, P., ... Yüzügülü Ö., (2004), "Probabilistic benefit-cost analysis for earthquake damage mitigation: Evaluating measures for apartment houses in Turkey", *Earthquake Spectra*, 20(1), 171-203.

Solberg K. M., Dhakal R. P., Mander J. B., Bradley B. A., (2008), "Computational and rapid expected annual loss estimation methodologies for structures", *Earthquake engineering & structural dynamics*, 37(1), 81-101.

Spence R., A. W. Coburn, A. Pomonis, (1992), "Correlation of Ground Motion with Building Damage: The Definition of a New Damage-Based Seismic Intensity Scale", *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, Vol. 1, pp. 551-556.

Stanko D., Gulerce Z., Markusic S., Salic R., (2019), "Evaluation of the site amplification factors estimated by equivalent linear site response analysis using time series and random vibration theory based approaches", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 117, 16–29.

Sucuoğlu H., Akkar S., (2014), “Analysis Procedures and Seismic Design Principles for Building Structures”, In: Basic Earthquake Engineering, Springer, Cham.

TBDY, (2018), Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara.

Torquati M., A. Belleri, P. Riva, (2018), “Displacement-based seismic assessment for precast concrete frames with non-emulative connections”, Journal of Earthquake Engineering, 1–28.

TS9967, (1992), Yapı Elemanları, Taşıyıcı Sistemler ve Binalar (Prefabrike Betonarme ve Öngerilmeli Betondan) Hesap Esasları ile İmalat ve Montaj Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 137s.

Tsai C. C., Liu H. W., (2017), “Site response analysis of vertical ground motion in consideration of soil nonlinearity”, Soil Dyn. Earthq. Eng., 102, 124–136.

Tugsal Mert Ü., (2016), “Türkiye’deki Mevcut Betonarme Binaların Depremlerde Hasargörebilirliğinin İstatistiksel Kestirimi”, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Tüzün C., (2008), “A Seismic Vulnerability Analysis Procedure For Urban Loss Assessment”, Boğaziçi University, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, İstanbul, Turkey.

Tyagunov S., Grünthal G., Wahlström R., Stempniewski L., Zschau J., (2006), “Seismic risk mapping for Germany”, Natural Hazards and Earth System Sciences, 6(4), 573-586.

UNISDR U., (2009), Terminology on disaster risk reduction, Geneva, Switzerland.

Vamvatsikos D., Cornell C. A., (2002), “Incremental dynamic analysis”, Earthquake engineering & structural dynamics, 31(3), 491-514.

Whitman R. V., Reed J. W., Hong S. T., (1973), “Earthquake Damage Probability Matrices”, Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, Vol. 2, pp. 2531-2540.

Woessner J., Laurentiu D., Giardini D., et al., (2015), “The 2013 European Seismic Hazard Model: key components and results”, Bulletin of Earthquake Engineering, 13, 3553-3596.

XTRACT v3.0.8, (2007), Cross-sectional structural analysis of components, Imbsen Software Systems, Sacramento.

Xu Z., H. Zhang, X. Lu, Y. Xu, Z. Zhang, Y. Li., (2019), “A prediction method of building seismic loss based on BIM and FEMA P-58”, Automation in Construction, 102, 245–57.

Yakut A., G. Ozcebe, M. S. Yucemen, (2006), “Seismic vulnerability assessment using regional empirical data”, *Earthquake engineering & structural Dynamics*, 35(10), 1187-1202.

Yesilyurt A., Akram M. R., Zulfikar A. C., Tuzun C., (2020), “Estimation of Drift Limits for Different Seismic Damage States Of Typical Single-story Precast Rc Buildings”, *Academic Perspective Procedia*, 3(2), 772-780.

Yesilyurt A., Zulfikar A. C., Tuzun C., (2021a), “Seismic vulnerability assessment of precast RC industrial buildings in Turkey”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 141, 106539.

Yesilyurt A., Zulfikar A. C., Tuzun C., (2021b), “Site classes effect on seismic vulnerability evaluation of RC precast industrial buildings”, *Earthquake and Structures*, (In press).

Yin Z. Q., (1995), “The Earthquake Disaster and the Estimate of Earthquake Losses”, *Seismological Press*, Beijing.

Yniesta S., Brandenberg S. J., Shafiee A., (2017), “ARCS: A one dimensional nonlinear soil model for ground response analysis”, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 102, 75–85.

Yüksel E., Sürmeli M., (2010), “Failure analysis of one-story precast structures for near-fault and far-fault strong ground motions”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(4), 937-953.

Zhao J. X., Zhang J., Asano A., Ohno Y., Oouchi T., Takahashi, T., ... Fukushima Y., (2006), “Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification based on predominant period”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(3), 898-913.

Zhu C., Thambiratnam D., (2016), “Interaction of geometry and mechanical property of trapezoidal sedimentary basins with incident SH waves”, *Bull. Earthq. Eng.*, 14, 2977–3002.

Zhu C., Chavez-Garcia F. J., Thambiratnam D., Gallage C., (2018), “Quantifying the edge-induced seismic aggravation in shallow basins relative to the 1D SH modelling”, *Soil Dyn. & Earthq. Eng.*, 115, 402-412.

ÖZGEÇMİŞ

Ali YEŞİLYURT lisans eğitimine 2008 yılında Akdeniz Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde başlamış olup, 2013 yılında başarıyla tamamlamıştır. 2014 yılında yüksek lisans eğitimine, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Yapı Anabilim Dalında başlamış ve 2016 yılında başarıyla tamamlamıştır. Aynı yıl Gebze Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Deprem ve Yapı Mühendisliği Doktora programına başlayarak eğitim hayatına devam etmektedir. Kentsel deprem risk değerlendirmesi, yapı sağlığı izleme sistemleri, betonarme yapıların hasar görebilirliği, deprem risk değerlendirmesi, yerel zemin etkileri vb. konularda uluslararası makale çalışmalarında bulunmuştur. Ayrıca ulusal ve uluslararası projelerde çeşitli görevler üstlenmiş olup, akademik hayatına deprem ve yapı mühendisliği alanında yaptığı çalışmalarla devam etmektedir.

EKLER

Ek A: Tez Çalışması Kapsamında Yapılan Yayınlar

Yesilyurt A., Zulfikar A. C., Tuzun C., (2021), “Site classes effect on seismic vulnerability evaluation of RC precast industrial buildings”, Earthquake and Structures, (In press).

Yesilyurt A., Zulfikar A. C., Tuzun C., (2021), “Seismic vulnerability assessment of precast RC industrial buildings in Turkey”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 141, 106539.

Khanbabazadeh H., Zulfikar A. C., Yesilyurt A., (2020), “Basin edge effect on industrial structures damage pattern at clayey basins”, Geomechanics and Engineering, 23(6), 575.

Yesilyurt A., Akram M. R., Zulfikar A. C., Tuzun C., (2020), “Estimation of Drift Limits for Different Seismic Damage States of Typical Single-story Precast RC Buildings”, Academic Perspective Procedia, 3(2), 772-780.